

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO
ARMADO DE SEIS PISOS CON SÓTANO Y SEMISÓTANO**

Tesis para obtener el título profesional de INGENIERO CIVIL

AUTOR

Renzo Fernando Vargas López

ASESOR:

Diego Villagómez Molero

Lima, Abril, 2022

RESUMEN

El presente trabajo plantea el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar ubicado en el distrito de Miraflores siguiendo las pautas y lineamientos presentados en el Reglamento Nacional de Edificaciones. El edificio, que se construirá sobre un área de terreno de 1033 m², está compuesto de 6 pisos, un semisótano y un sótano que conforman en total un área techada de 5847.02 m² y se encuentra cimentado sobre un suelo rígido cuya capacidad portante tiene un valor de 4.00 Kg/cm².

El sistema estructural planteado para ambas direcciones ortogonales de análisis del edificio consta predominantemente de muros de corte (Placas) de concreto armado además de vigas y columnas del mismo material. El sistema de techos considera losas aligeradas armadas en una dirección y de losas macizas armadas bidireccionalmente que en conjunto funcionan como un diafragma rígido para cada piso. Por su parte la cimentación se encuentra conformada por zapatas aisladas, combinadas, zapatas continuas y vigas de cimentación.

El análisis sísmico se realizó partiendo de un modelo computacional mediante el programa ETABS, teniendo en cuenta que la asignación de cargas de cada elemento estuviera supeditada al marco normativo de la Norma E.020 y cuyos resultados de desplazamientos y derivas se verificaron encontrarse dentro de los límites planteados por la Norma E.030

El diseño estructural de cada elemento se realizó cumpliendo lo estipulado en el método de resistencia y aplicando los lineamientos indicados en la Norma E.060. De esta manera, y en conjunto al criterio de predimensionamiento planteado en este trabajo, se dota al edificio de una buena rigidez lateral, que tenga un comportamiento dúctil bajo cargas sísmicas y que el edificio no colapse bajo los efectos de un sismo severo.

Contenido

1. CAPÍTULO I: GENERALIDADES.....	1
1.1. OBJETIVOS DEL PROYECTO.....	1
1.2. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LA EDIFICACIÓN.....	1
1.2. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES A USAR.....	4
1.3. DISEÑO DEL PROYECTO.....	4
1.4. METODOLOGÍA DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO.....	5
2. CAPÍTULO II: ESTRUCTURACIÓN.....	7
2.1. OBJETIVOS.....	7
2.2. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN.....	7
2.3. ESTRUCTURACIÓN.....	9
3. CAPÍTULO III: PREDIMENSIONAMIENTO.....	10
3.1. LOSAS ALIGERADAS.....	10
3.2. LOSAS MACIZAS.....	10
3.3. VIGAS PERALTADAS.....	11
3.4. COLUMNAS.....	11
3.5. MUROS DE CORTE (PLACAS).....	13
4. CAPÍTULO IV: METRADO DE CARGAS.....	14
4.1. DISPOSICIONES GENERALES.....	14
4.2. METRADO DE LOSA ALIGERADA.....	14
4.3. METRADO DE LOSA MACIZA.....	16
4.4. METRADO DE CARGAS EN VIGAS.....	18
4.5. METRADO DE CARGAS EN COLUMNAS.....	19
4.6. METRADO DE CARGAS EN MUROS DE CORTE.....	21
5. CAPÍTULO V: ANÁLISIS SÍSMICO.....	23
5.1. GENERALIDADES.....	23
5.2. MASA SÍSMICA.....	25
5.3. ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES.....	27
5.4. MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	29
5.5. FUERZA CORTANTE ESTÁTICA EN LA BASE.....	31
5.6. ANÁLISIS DINÁMICO.....	32

6.	CAPÍTULO VI: DISEÑO DE LOSAS Y ALIGERADOS	38
6.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN SIMPLE	38
6.2.	ACERO MÁXIMO	40
6.3.	ACERO MÍNIMO.....	41
6.4.	Diseño Por Cortante	41
6.5.	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	42
6.6.	DISEÑO DE LOSA MACIZA.....	46
7.	CAPÍTULO VII: DISEÑO DE VIGAS.....	52
7.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN	52
7.2.	DISEÑO POR CORTANTE	53
7.3.	CONTROL DE DEFLEXIONES.....	55
7.4.	CONTROL DE FISURACIÓN.....	55
7.5.	DISEÑO DE VIGA	56
8.	CAPÍTULO VIII: DISEÑO DE COLUMNAS	64
8.1.	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....	64
8.2.	EFFECTOS DE LA ESBELTEZ	65
8.3.	DISEÑO POR CORTANTE	69
8.4.	DISEÑO DE COLUMNA.....	71
9.	CAPÍTULO IX: DISEÑO DE MUROS DE CORTE	78
9.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN	78
9.2.	DISEÑO POR FUERZA CORTANTE.....	78
9.3.	ELEMENTOS DE BORDE	80
9.4.	DISEÑO DE MURO DE CORTE.....	81
10.	CAPÍTULO X: DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	88
10.1.	ZAPATAS AISLADAS	89
10.2.	ZAPATAS COMBINADAS	94
10.3.	DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS	95
10.4.	DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA.....	99
11.	CAPÍTULO XI: DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES.....	106
11.1.	DISEÑO DE ESCALERAS	106
11.2.	DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO	110

12.	CAPITULO XII: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	114
12.1.	ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....	114
12.2.	ANÁLISIS SÍSMICO.....	114
12.3.	DISEÑO ESTRUCTURAL.....	115
13.	REFERENCIAS.....	117



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.3.1. Propiedades mecánicas de los materiales a usar	4
Tabla 1.4.1. Normas a usar para el análisis y diseño estructural	5
Tabla 1.5.1. Factores de reducción de resistencia (ϕ).....	6
Tabla 1.5.2. Factores de Amplificación.....	6
Tabla 3.1.1. Espesores típicos, pesos propios y luces máximas recomendadas para losas aligeradas (Blanco, 1994).....	10
Tabla 3.2.1. Espesores de Losa maciza armadas en una dirección (Blanco, 1994)	11
Tabla 3.4.1. Áreas tributarias y carga axial de columna C5 a predimensionar.....	12
Tabla 4.1.1. Cargas actuantes sobre los elementos estructurales	14
Tabla 4.5.1. reducción de carga viva en columna	20
Tabla 4.5.2. Cargas de servicio	20
Tabla 4.6.1. reducción de carga viva en muro de corte	22
Tabla 4.6.2. Cargas de servicio	22
Tabla 5.1.2.1. Factor de suelo S-Norma E.030	24
Tabla 5.2.1. Masa y peso Sísmico.....	26
Tabla 5.2.2. Masa y peso sísmico calculado manualmente	27
Tabla 5.4.1. Periodos y masas participativas	30
Tabla 5.5.1. Fuerza cortante basal estática	32
Tabla 5.6.2.1. Fuerzas de entrepiso producidas por el sismo en dirección X.....	34
Tabla 5.6.2.2. Fuerzas de entrepiso producidas por el sismo en dirección Y.....	34
Tabla 5.6.2.3. Comparación de fuerzas cortantes basales	34
Tabla 5.6.2.4. Fuerzas cortantes resistidas por las placas en la dirección X	35
Tabla 5.6.2.5. Comparación del valor de cortantes en la dirección X.....	35
Tabla 5.6.2.6. Fuerzas cortantes resistidas por muros en la dirección Y.....	35
Tabla 5.6.2.7. Comparación de cortantes en la dirección Y	35
Tabla 5.3.3.1. Desplazamientos máximos y promedios por piso producidos por el sismo en la dirección X.....	36
Tabla 5.3.3.2. Desplazamientos máximos y promedios por piso producidos por el sismo en la dirección Y	36
Tabla 5.6.4.1. Derivas en dirección X.....	37
Tabla 5.6.4.2. Derivas en Dirección Y	37
Tabla 6.5.2.1. Momentos máximos por tramo	44
Tabla 6.5.2.2. Diseño por flexión.....	44
Tabla 6.5.3.1. Tabla de diseño por cortante.....	45
Tabla 6.5.4.1. control de deflexiones	45
Tabla 6.6.2.1. Diseño por flexión en X	49
Tabla 6.6.2.2. Diseño por flexión de Losa Maciza en Y	49
Tabla 6.6.3.1. Diseño por cortante en X.....	50

Tabla 6.6.3.2. Diseño por cortante en Y	50
Tabla 6.6.4.1. Deflexiones de Losa	51
Tabla 7.3.1. Peraltes mínimos de vigas o losas en una dirección	55
Tabla 7.5.1.1. Valores de momentos flectores mayorados de la viga	56
Tabla 7.5.1.2. Valores de fuerza cortante máxima mayoradas de la viga a “d” de la cara.....	57
Tabla 7.5.1.3. Valores de momentos flectores bajo cargas de servicio.....	57
Tabla 7.5.2.1. Diseño por flexión del tramo 1	58
Tabla 7.5.2.2. Diseño por flexión del tramo 2	58
Tabla 7.5.3.1. Cortantes por capacidad	59
Tabla 7.5.3.2. Cortantes de Diseño	60
Tabla 7.5.3.3. Cálculo del espaciamiento del refuerzo por cortante	61
Tabla 7.5.4.1. Peraltes mínimos para cada tramo.....	62
Tabla 7.5.5.1. Parámetro Z del tramo 1	62
Tabla 7.5.5.2. Parámetro Z del tramo 2.....	63
Tabla 8.4.1.1. Índice de estabilidad en el eje X	71
Tabla 8.4.1.2. Índice de estabilidad en el eje Y	72
Tabla 8.4.2.1. Combinaciones de cargas	72
Tabla 8.4.2.2. valores de M1 y M2 para cada eje	72
Tabla 8.4.2.3. límites superiores de verificación de esbeltez para cada eje	73
Tabla 8.4.2.4. Valores de esbeltez para cada dirección.....	73
Tabla 8.4.4.1. Momentos Nominales en ambas direcciones.....	75
Tabla 8.4.4.2. Cortantes para sismo amplificado 2.5 veces y sin amplificar.....	75
Tabla 9.4.1.1. Combinaciones de cargas	81
Tabla 10.3.1. Cargas de servicio aplicadas sobre zapata.....	95
Tabla 10.3.1.1. Parámetros de zapata	96
Tabla 10.3.1.2. presiones del suelo debido a las cargas aplicadas sobre la zapata	96
Tabla 10.3.2.1. verificación por punzonamiento.....	97
Tabla 10.3.3.1. Cortantes de diseño y resistencias de la zapata aislada.....	97
Tabla 10.3.4.1. Diseño por flexión de zapata aislada.....	98
Tabla 10.4.1. Cargas en condición de servicio de columna C13	99
Tabla 10.4.2. cargas de condición de servicio de columna C15	99
Tabla 10.4.1.1. Cargas trasladadas al centro de la zapata.....	100
Tabla 10.4.2.1. Verificación por punzonamiento.....	101
Tabla 10.4.3.1. Valores máximos de Fuerza cortante amplificada para cada combinación de carga	103
Tabla 10.4.3.2. Cortantes de diseño y resistencia del concreto	103
Tabla 10.4.4.1. Momentos flectores máximos amplificados para ambas direcciones de análisis	104
Tabla 10.4.4.2. Diseño por flexión de zapata combinada.....	105

Tabla 11.1.1. Diseño por flexión.....	109
Tabla 11.2.1. Diseño por flexión de muro	113



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.2.1. Planta de sótano	2
Figura 1.2.2. Planta de semisótano.....	3
Figura 1.2.3. Planta primer piso	3
Figura 1.2.4. Planta de piso típico.....	4
Figura 2.3.1. Sistema estructural-piso típico	9
Figura 3.4.1. Área de techo de columna a analizar.	12
Figura 4.2.1. Aligerado elegido para metrado de cargas	15
Figura 4.2.2. Modelo de aligerado seleccionado para el metrado.....	16
Figura 4.3.1. Losa maciza seleccionada para metrado de cargas.....	17
Figura 4.4.1. Viga seleccionada para metrado de cargas.....	18
Figura 4.6.1. Muro de corte elegido para el metrado de cargas	21
Figura 5.1.1. Zonas Sísmicas-Norma E.030	23
Figura 5.2.1. Modelo del edificio para análisis computacional.	26
Figura 5.6.1.1. Gráfico de Espectro de pseudoaceleraciones.	33
Figura 6.1.1. Bloque de compresiones norma E.060.....	39
Figura 6.5.1.1. Sección de aligerado típico h=20cm	43
Figura 6.5.1.2. modelo de aligerado escogido	43
Figura 6.5.1.3. Digrama de momentos flectores	43
Figura 6.5.1.4. Diagrama de fuerzas cortantes.....	43
Figura 6.5.5.1. Acero de refuerzo de vigueta.....	46
Figura 6.6.1.1. Modelo 3D de losa maciza	47
Figura 6.6.1.2. Momentos flectores en la dirección X	47
Figura 6.6.1.3. Momentos flectores en la dirección Y	47
Figura 6.6.1.4. Fuerza cortante en la dirección X	48
Figura 6.6.1.5. Fuerza cortante en la dirección Y	48
Figura 6.6.4.1. Diagrama de deformaciones.....	51
Figura 6.6.5.1. Losa maciza diseñada.....	52
Figura 7.2.1. Fuerza cortante planteada para el diseño por capacidad- Fuente: Norma E.060 ..54	
Figura 7.5.1.1. Diagrama de envolvente de momentos flectores de viga.....	56
Figura 7.5.1.2. Diagrama de envolvente de Fuerzas cortantes de viga	57
Figura 7.5.1.3. Diagrama de momentos flectores bajo cargas de servicio de la viga	57
Figura 7.5.3.1. Envolvente de cortantes del tramo 1	59
Figura 7.5.3.2 Envolvente de cortantes del tramo 2.....	60
Figura 7.5.6.1. Diseño del Tramo 1 de la viga seleccionada	63
Figura 7.5.6.2. Diseño del tramo 2 de la viga seleccionada	64

Figura 8.1.1. Forma típica de un diagrama de interacción-Fuente: “Apuntes del curso de Concreto armado 1”, Ottazzi (Lima), 2016.....	65
Figura 8.3.1. Fuerza cortante por capacidad-Fuente: Norma E.060	69
Figura 8.3. Distribución de estribos-Fuente Norma E.060	71
Figura 8.4.3.1. Distribución de acero longitudinal.....	73
Figura 8.4.3.2. Diagrama de interacción para momentos aplicados en el eje X.....	74
Figura 8.4.3.3. Diagrama de interacción para momentos aplicados en el eje Y	74
Figura 8.4.4.1. Diseño final de columna.....	77
Figura 9.4.3.1. Distribución de acero vertical.....	84
Figura 9.4.2.2. Diagrama de interacción aplicados en el eje X.....	84
Figura 9.4.2.3. Diagrama de interacción aplicados en el eje Y.....	84
Figura 9.4.3.1. Muro de corte diseñado	88
Figura 10.1. Planta de cimentaciones	89
Figura 10.1.1.1. Parámetros de zapata a diseñar	90
Figura 10.1.1.2. Presión del suelo distribuida sobre zapata- Fuente: Diseño de Estructuras de concreto armado (Harmsen, 2002)	90
Figura 10.1.1.3. Redistribución de esfuerzos mediante el método de distribución de presión triangular	91
Figura 10.1.2.1. Zona de influencia crítica debido a punzonamiento (Harmsen, 2002)	92
Figura 10.1.3.1. Zona crítica para fuerza cortante por flexión (Harmsen, 2002)	93
Figura 10.1.4.1. Sección crítica para el diseño por flexión (Harmsen, 2002)	94
Figura 10.3.5.1. Zapata diseñada.....	98
Figura 10.4.1.1. Dimensiones propuestas para zapata combinada.....	99
Tabla 10.4.1.2. Presiones del suelo debido a las cargas aplicadas sobre la zapata combinada	100
Figura 10.4.3.1. Coeficiente de Winkler según capacidad portante – extraído de la Tesis de Maestría “Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler”	102
Figura 10.4.3.2. Fuerzas cortantes en la Dirección X	102
Figura 10.4.3.3. Fuerzas cortantes en la dirección Y	103
Figura 10.4.4.1. Diagrama de momentos flectores en la dirección X	104
Figura 10.4.4.2. Diagrama de momentos flectores en la dirección Y	104
Figura 10.4.5.1. Zapata diseñada.....	105
Figura 11.1.1. Modelo de escalera	107
Figura 11.1.2. Diagrama de fuerzas cortantes de escalera.....	108
Figura 11.1.3. Diagrama de momentos flectores de Escalera.....	108
Figura 11.1.4. Diseño del Tramo de escalera.....	109
Figura 11.2.1. Modelo de muro de sótano	112
Figura 11.2.2. Diagrama de fuerzas cortantes amplificadas de muro de sótano	112
Figura 11.2.3. Diagrama de momentos flectores amplificadas de muro de sótano	112
Figura 11.2.4. Diseño de muro de sótano	113

1.CAPÍTULO I: GENERALIDADES

El presente capítulo presenta las generalidades del proyecto a desarrollar y los criterios de Diseño correspondientes, lo que permitirá entender el marco normativo general para la concepción y diseño de estructuras de concreto armado.

1.1. OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.1.1. Objetivo General

Predimensionar y desarrollar los cálculos estructurales para los diversos elementos que componen la edificación en estudio, de acuerdo a la normativa peruana vigente, a fin de asegurar su comportamiento dúctil.

1.1.2. Objetivos específicos

Se plantea los siguientes objetivos específicos como parte del desarrollo del presente trabajo de tesis:

1. Predimensionamiento de elementos estructurales componentes de la edificación en estudio, tales como losas, vigas, columnas, etc.
2. Configuración estructural en planta y elevación del edificio, con la finalidad de asegurar su correcto desempeño bajo cargas de gravedad, indicadas en la Norma E.020 del reglamento Nacional de Edificaciones, y sismo cuyos parámetros son proporcionados por la Norma E.030 del reglamento mencionado anteriormente.
3. Diseño de elementos estructurales (techos, vigas, columnas, etc.) según los lineamientos y recomendaciones de la Norma Peruana E.060- Concreto Armado.

1.2. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LA EDIFICACIÓN.

La edificación a analizar en este proyecto será usada como vivienda multifamiliar. Además, consta de un sótano de 1018.64 m², un semisótano de 969.28 m², primer piso de 929.68m² y 5 pisos típicos de 658.01 m² totalizando un área techada de 5847.02 m².

El proyecto se ubica dentro del área de Lima Metropolitana, precisamente en la intersección de la calle 2 de mayo con la calle General Iglesias dentro del distrito de Miraflores. En las siguientes

figuras se muestran las platas de arquitectura de los diferentes niveles que componen la edificación.

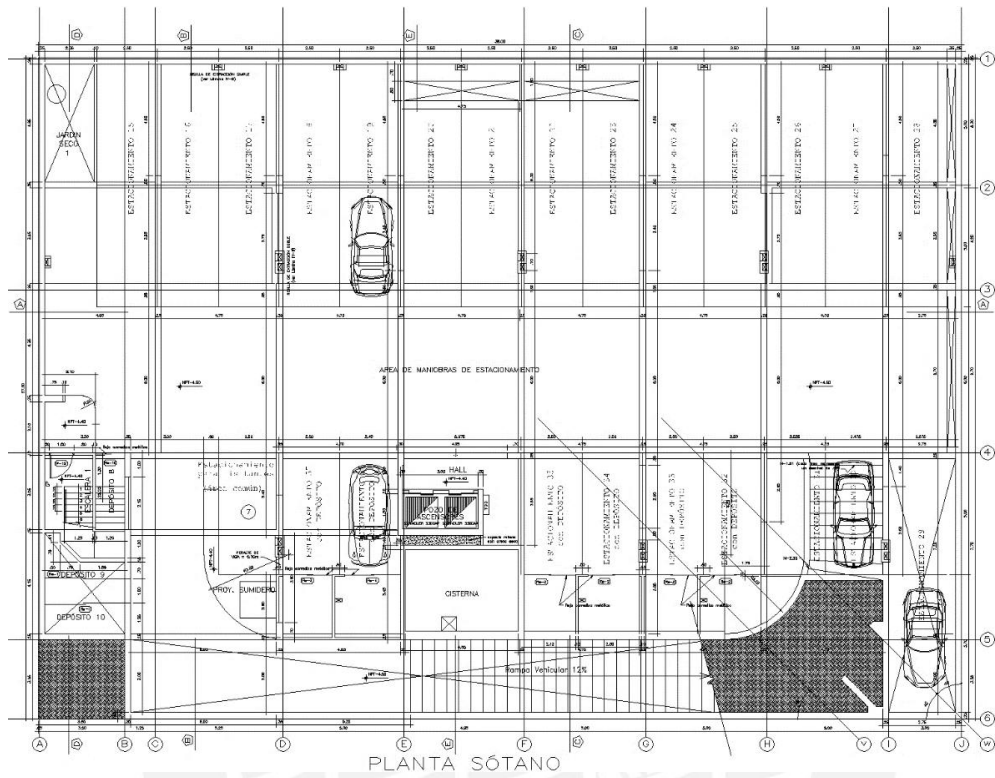


Figura 1.2.1. Planta de sótano

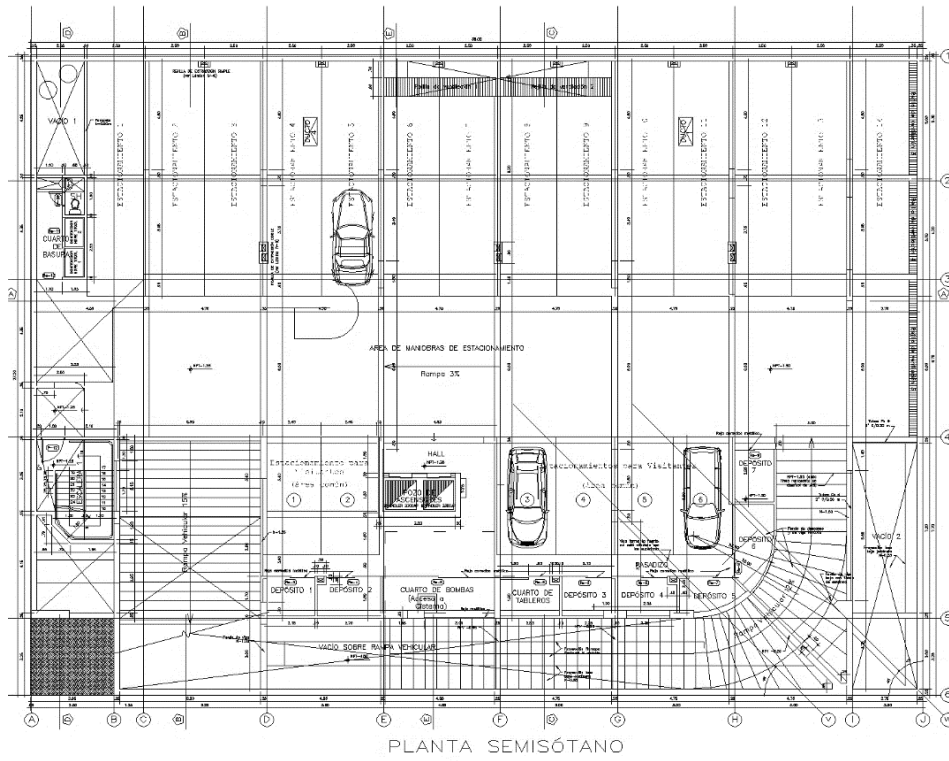


Figura 1.2.2. Planta de semisótano

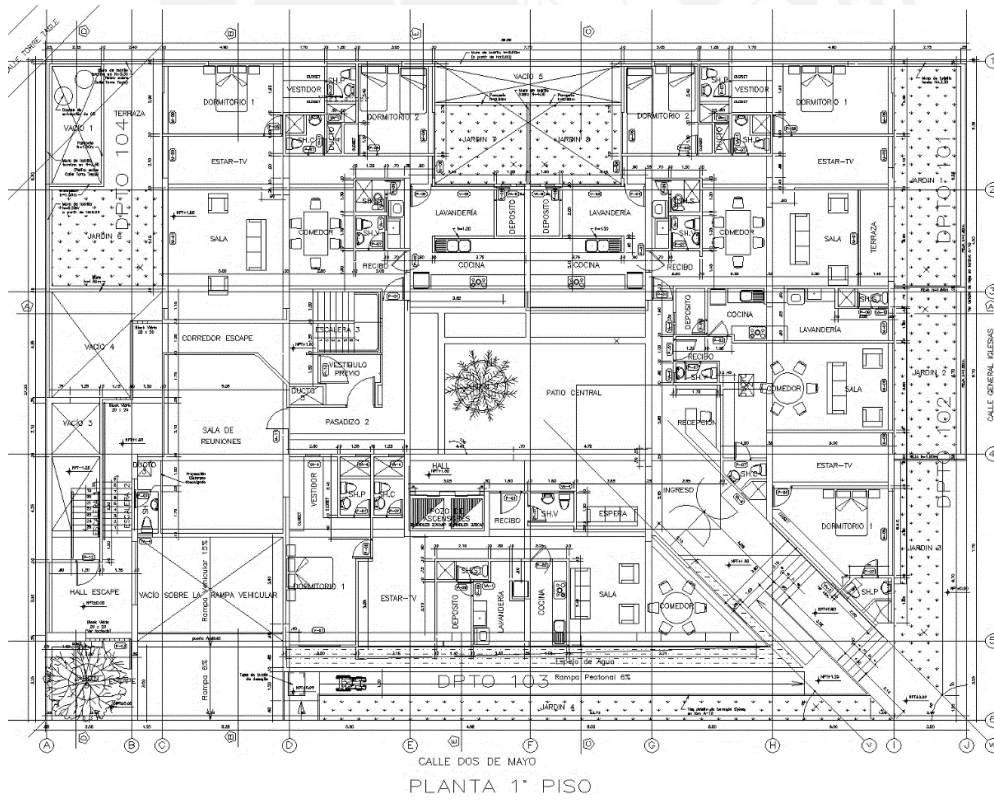


Figura 1.2.3. Planta primer piso

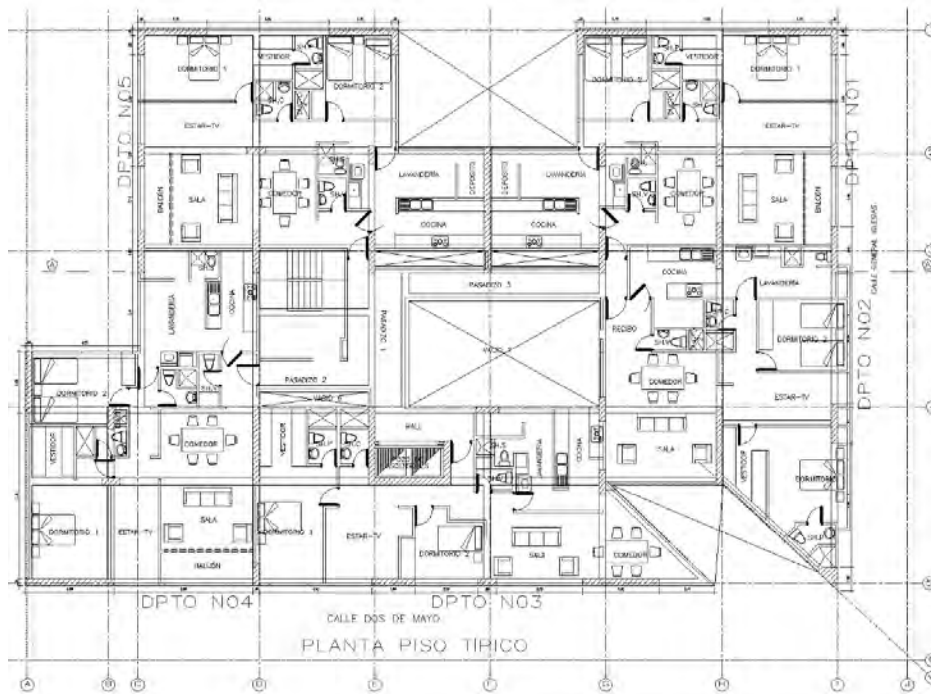


Figura 1.2.4. Planta de piso típico

1.3. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES A USAR

Para este proyecto se decidió utilizar el concreto armado debido al gran uso comercial que tiene este material en Perú. Las propiedades mecánicas de los materiales que lo conforman se muestran en la tabla 1.3.1

Tabla 1.3.1. Propiedades mecánicas de los materiales a usar

Resistencia a la compresión del concreto ($f'c$)	210 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto (E_c)	$15000\sqrt{f'c}$ kg/cm ²
Módulo de Poisson (μ)	0.20
Resistencia del acero en fluencia (f_y)	4200 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero (E_s)	2×10^6 kg/cm ²
Peso unitario de Tabiquería (Placa P-10) (γ_a)	1800 kg/m ³

1.4. DISEÑO DEL PROYECTO

Las Normas a usar serán las mostradas en la tabla 1.4.1., La cuales forman parte del Reglamento Nacional de Edificaciones Peruano.

Tabla 1.4.1. Normas a usar para el análisis y diseño estructural

Norma E.020 Cargas	Proporciona los valores de cargas muertas y sobrecargas que actúan sobre las edificaciones.
Norma E.030 Diseño Sismorresistente	Proporciona los lineamientos para el análisis sísmico.
Norma E.060 Concreto Armado	Proporciona el marco general para el diseño de estructuras de concreto armado

1.5. METODOLOGÍA DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

La estructura a diseñar debe ser capaz de resistir las diversas cargas a las cuales se encuentra sometida tales como, peso propio, mobiliario utilizado, los usuarios del edificio, etc. Es por esto que la resistencia suministrada a cada uno de los elementos que la componen, debe ser mayor o por lo menos igual a los esfuerzos producidos por las cargas externas que actúan sobre la estructura. La idea anterior es la base del diseño por resistencia y se encuentra incorporada en la Norma E.060 y en muchos códigos de diseño a nivel mundial para concreto armado. Lo mencionado anteriormente se resume mediante la siguiente ecuación:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde:

- ϕ : Factor de reducción de resistencia.
- R_n : Resistencia nominal o suministrada a la edificación.
- R_u : Resistencia amplificada producida por las cargas externas que actúan sobre la estructura.

Este método plantea el uso de factores de reducción de resistencia y amplificación de cargas que permiten tener una probabilidad muy baja de falla o colapso parcial o total de la estructura diseñada, además de asegurar su comportamiento dúctil.

Los factores de reducción de resistencia dependen del tipo de sollicitación y cuyos valores, extraídos de la norma E.060, se muestran en la tabla 1.4.1.

Tabla 1.5.1. Factores de reducción de resistencia (ϕ)

Solicitación	Factor de Reducción(ϕ)
Flexión	0.9
Tracción y Flexo tracción	0.9
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Compresión y Flexo compresión	
Con uso de Estribos	0.70
Con uso de Espirales	0.75

Con respecto a los factores de amplificación, estos dependen del tipo de carga que interactúa con la estructura y se definen de la siguiente manera:

- Carga Muerta (CM): Representa el peso propio de la estructura y los diversos elementos que se encuentran inamovibles sobre esta.
- Carga Viva (CV): Es el valor de la sobrecarga o carga móvil aplicada a la estructura y cuyo valor depende del tipo de uso de esta.
- Carga Sísmica (S): Es la carga producida por el efecto del sismo y su valor dependerá de cada dirección de análisis.

En la tabla a continuación se muestran las combinaciones de carga frecuentes para el diseño de edificaciones de concreto armado en el Perú, según la Norma E.060.

Tabla 1.5.2. Factores de Amplificación

Factores de Amplificación
1.4CM+1.7CV
1.25(CM+CV) +S
1.25(CM+CV) - S
0.9CM + S
0.9CM - S

1. CAPÍTULO II: ESTRUCTURACIÓN

2.1. OBJETIVOS

El diseño de una edificación parte de modelos simplificados que reflejan una aproximación aceptable al comportamiento esperado de esta ya que se requieren que las diferencias entre el modelo y la estructura real sean lo menor posible para reducir la incertidumbre en los resultados que presentará el modelo luego de realizar el análisis.

2.2. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

El diseño de cualquier estructura parte de la elección del sistema estructural a usar y que este provea buenos resultados en cuanto a nivel de resistencia (cargas) y deformaciones. Es por eso que, para obtener una estructura funcional y segura, es necesario cumplir con los principios indicados a continuación.

2.2.1. Simplicidad y simetría

Es recomendable tener un sistema estructural que sea lo más simple posible para evitar efectos torsionales significativos en la planta de la edificación que puedan generar daño sustancial en la edificación en estudio, es necesario también contar con cierto grado de simetría en ambas direcciones principales de análisis de la edificación para mantener el centro de rigidez y el centro de gravedad de la estructura lo más cercano posible.

2.2.2. Resistencia y ductilidad

Dado que diseñar una edificación que no sufra ningún daño y se mantenga en su rango elástico durante y después de la ocurrencia de un evento sísmico resultaría en costos muy elevados de proyecto, se acepta que esta pueda incursionar en el rango inelástico, experimentando deformaciones permanentes. Para ello, es esencial que la estructura sea dúctil. Es decir, posea capacidad de deformación cuando ingresa en el rango de comportamiento inelástico y que no presente daños significativos en sismos leves o moderados o evitar el colapso en sismos severos. Estas características son de vital importancia para asegurar que la estructura no falle de manera frágil y permita poner a un buen resguardo la vida de sus ocupantes en la eventualidad de un fenómeno sísmico de importancia.

2.2.3. Hiperestaticidad y monolitismo

El monolitismo en las estructuras permite incrementar sus grados de hiperestaticidad. Por su parte, la hiperestaticidad provee a las estructuras tener caminos alternativos para la transmisión de

cargas desde la superestructura hacia el terreno, ante la eventualidad de falla de algún o algunos de sus elementos componentes. Es relevante ya que con ella se reduce la probabilidad de falla del conjunto.

2.2.4. Uniformidad y continuidad de la estructura

Es necesario que los elementos estructurales sean uniformes y continuos en toda su elevación para poder evitar problemas de piso blando. Este problema se origina debido a una menor rigidez en un piso inferior con respecto a los superiores.

2.2.5. Rigidez Lateral

El sistema estructural planteado debe ser suficientemente rígido para que las deformaciones laterales producidas por sismo, sean controladas; reduciéndose también el daño estructural. Es pertinente el uso de muros de corte, los cuales tienen gran rigidez comparado al de las columnas ya que tomarán un mayor porcentaje de las cargas laterales producidas por sismo.

2.2.6. Diafragma Rígido

Se considerará a las Losas de cada piso como elementos infinitamente rígidos en su plano. De esta manera, es posible considerar tres grados de libertad por piso en el diafragma de cada nivel y permitirán que los desplazamientos generados por acciones sísmicas sean tomadas por los elementos verticales sismorresistentes en proporción a su rigidez lateral.

2.2.7. Elementos no estructurales

Es pertinente considerar el efecto que podrían provocar los elementos no estructurales dentro del edificio ya que podrían terminar recibiendo cargas no consideradas en su diseño (gravedad o sísmicas) o, si no se tiene un buen control como sucedería al no aislar elementos de tabiquería, generar efectos de piso blando.

2.2.8 Cimentación

La cimentación del edificio deberá dimensionarse de tal forma que las presiones transmitidas al terreno sean menores que la admisible proporcionada por el estudio de mecánica de suelos desarrollado para el terreno del proyecto. Asimismo, es importante verificar la interacción suelo – estructura a fin de descartar la ocurrencia de efectos negativos para la estructura, tales como asentamientos diferenciales, pérdida de soporte por licuefacción del terreno, etc.

2.3. ESTRUCTURACIÓN

La estructura estará conformada por un sistema estructural de muros y pórticos de concreto armado en las dos direcciones principales de análisis que posee para dotar a la estructura de una buena rigidez lateral. Además, es necesario verificar la continuidad de los muros y columnas en todas las plantas para garantizar que exista un correcto transporte de cargas hasta las cimentaciones. Con respecto a los elementos no estructurales, estos serán aislados para que no aporten ninguna resistencia lateral y solo sirvan como divisiones de espacios.

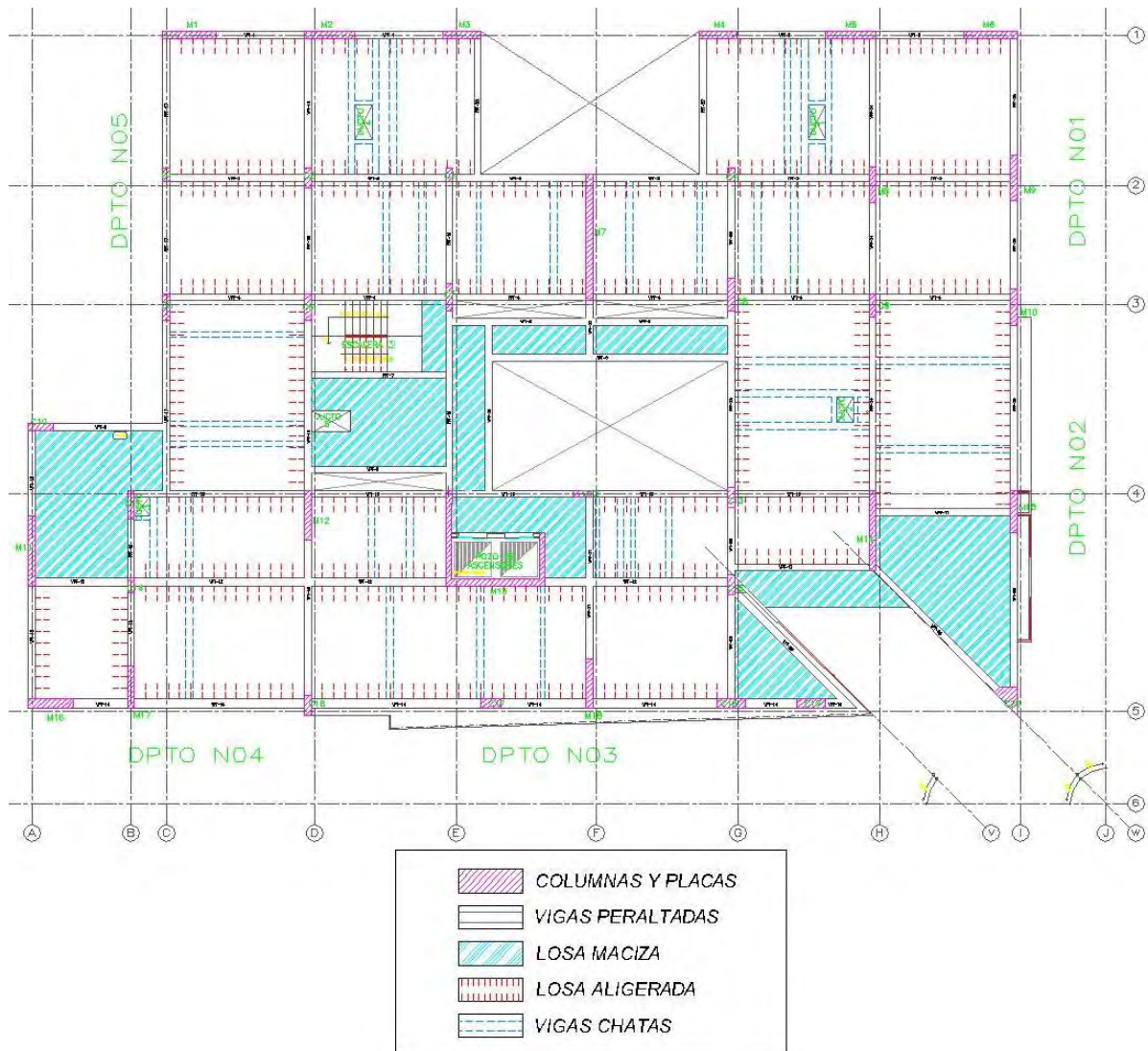


Figura 2.3.1. Sistema estructural-piso típico

2. CAPÍTULO III: PREDIMENSIONAMIENTO

Como punto de partida para el diseño estructural, es necesario estimar las dimensiones de los diferentes elementos estructurales. El Predimensionamiento de los elementos obedece a los lineamientos de la norma E.030, E.060 y en gran medida, a las buenas prácticas del diseño estructural, obtenidas de la observación y estudio del comportamiento y desempeño de estructuras reales.

3.1. LOSAS ALIGERADAS

Para el proyecto, se ha optado por una predominancia de losas aligeradas con un espaciamiento típico de viguetas de 40 cm entre ejes, un espesor de losa de 5 cm, ancho del alma de vigueta de 10 cm y peralte estimado en función a la luz libre entre soportes. Además, el espacio entre caras de viguetas se rellenará con ladrillos de arcilla cuya finalidad es disminuir el peso de las losas y contribuir con el aislamiento térmico y sonoro entre pisos adyacentes. En la tabla 3.1.1. se muestran los peraltes de losa aligerada sugeridos en función a la luz libre entre soportes (Blanco, 1994).

Tabla 3.1.1. Espesores típicos, pesos propios y luces máximas recomendadas para losas aligeradas (Blanco, 1994)

Altura (cm)	Luz Libre máxima Recomendada(m)	Carga (ton/m ²)
17	$Ln \leq 4$	0.280
20	$4 \leq Ln \leq 5.5$	0.300
25	$5 \leq Ln \leq 6.5$	0.350
30	$6 \leq Ln \leq 7.5$	0.420

La luz libre más crítica de las viguetas en el plano es de 4.80 m es por eso que se elegirá una altura de 20 cm para todas las zonas de encofrado en las cuales se decida utilizar losas aligeradas.

3.2. LOSAS MACIZAS

Se usarán losas macizas en los pasadizos que están en el centro de la estructura, en el paño donde se encuentran los ascensores y en los paños trapezoidales y triangulares situados en la parte inferior derecha ya que se requiere en esas zonas una mayor rigidez debido a la presencia de aberturas adyacentes y en los paños de forma no rectangular debido a su simplicidad en el proceso constructivo.

Es recomendable, de la misma manera que para losas aligeradas, ciertos espesores dependiendo de la luz libre entre apoyos para losas macizas armadas en una dirección las cuales será presentadas en la siguiente tabla:

Tabla 3.2.1. Espesores de Losa maciza armadas en una dirección (Blanco, 1994)

H(cm)	Luz Libre (Ln) (m)
12 o 13	$L_n \leq 4$
15	$L_n \leq 5.5$
20	$L_n \leq 6.5$
25	$L_n \leq 7.5$

La luz libre de losa maciza más desfavorable mide 5.82 m, por lo tanto, se puede considerar espesores de 20 cm en todos los paños considerados.

3.3. VIGAS PERALTADAS

Para predimensionar el peralte de las vigas, se considerará un criterio de luz libre a peralte (L/h) de 10 a 12 para elementos de responsabilidad sísmica (Blanco, 1994). Para el caso en estudio se presenta una luz libre máxima de 6.8 m entre apoyos. Entonces, se puede considerar que la dimensión del peralte varía de 57 cm a 68 cm, es así que se escogerán como los valores de peralte 70 cm para las vigas de piso típico situadas a lo largo del eje 1 y aquellas ubicadas a lo largo del eje H y 60 cm de peralte para el resto de vigas de responsabilidad sísmica. Para el ancho de la viga se toma en consideración que puede variar entre el 30% y 50% de su peralte, además, se debe tener en cuenta que el ancho mínimo de acuerdo a la norma E.030 es de 25 cm ya que se debe asegurar la correcta colocación del concreto en los encofrados y tener una adecuada distribución de las armaduras en la zona de intersección columna-viga, evitando congestionar los nudos. De esta manera, se eligen anchos de viga de 25 cm, 30 cm y 35 cm según arquitectura.

3.4. COLUMNAS

Las columnas deben ser diseñadas tomando en cuenta el efecto de los momentos flectores y la carga axial. Para edificios que usen sistema muros se puede considerar que los efectos de la carga axial son predominantes en las columnas y se puede usar la siguiente expresión (Blanco, 1994).

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45f'_c}$$

Siendo “Pservicio” la carga axial actuante sobre la columna. Por otro lado, para columnas esquineras o exteriores que están sometidas a menor carga axial, se considera la siguiente expresión:

$$\text{Área de columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.35f'_c}$$

Siguiendo las pautas anteriormente mencionadas se procederá a dimensionar a manera de ejemplo la columna C5 ubicada entre los ejes C y 3. Además, se considerará una carga unitaria de 1.00 ton/m² para efectos del predimensionamiento.

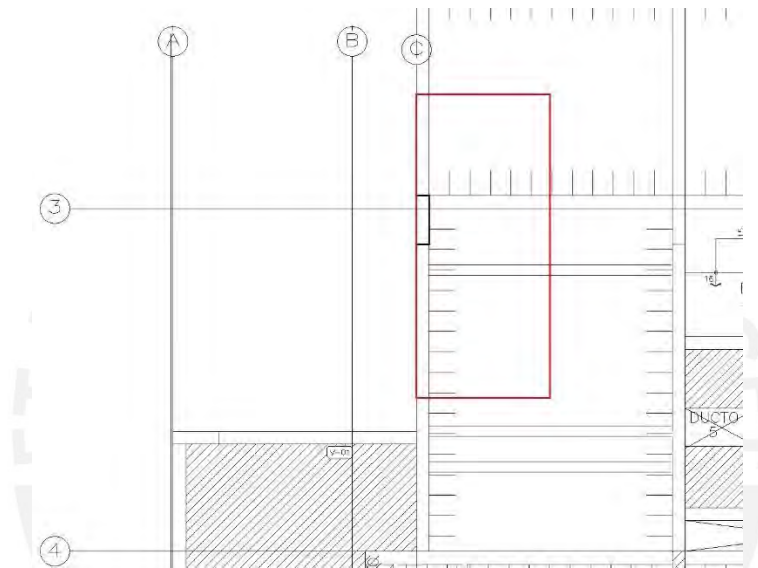


Figura 3.4.1. Área de techo de columna a analizar.

En la siguiente tabla se muestran las cargas axiales que soportará cada piso la columna en función a su área tributaria.

Tabla 3.4.1. Áreas tributarias y carga axial de columna C5 a predimensionar

Nivel	Área tributaria por piso (m ²)	Área tributaria acumulada (m ²)	Carga axial por piso (ton)	Pservicio Acumulado (ton)
6	15.47	15.47	15.47	15.47
5	15.47	30.94	15.47	30.94
4	15.47	46.41	15.47	46.41
3	15.47	61.88	15.47	61.88
2	15.47	77.35	15.47	77.35
1	15.47	92.82	15.47	92.82
Semisótano	21.56	114.38	21.56	114.38
Sótano	24.47	138.85	24.47	138.85

$$\text{Área de columna} = \frac{138.850 \text{ ton}}{0.35 \times 210 \times 10 \text{ ton/m}^2}$$

$$\text{Área de columna} = 0.1889 \text{ m}^2$$

Debido a que los efectos de la esbeltez son más críticos en los lados de menor dimensión en columnas, se debe considerar una dimensión mínima de 25 cm. De tal forma que el valor del peralte tendrá un valor de 76 cm como mínimo. Considerando que la arquitectura del edificio permite utilizar una dimensión de 95 cm, se elige esta como dimensión final de la columna en la dimensión larga. Siendo que la sección de la columna será de 25cm x 95 cm y usando las cargas axiales propuestas en la tabla 3.4.1., esta se encontraría sujeta a un esfuerzo axial de 58.46 Kg/cm².

3.5. MUROS DE CORTE (PLACAS)

Por lo general el proceso de estimación de dimensiones se convierte en un proceso iterativo que debe ser comprobado mediante análisis. Sin embargo, el artículo 14.5.3.1. de la norma E.060 proporciona algunas consideraciones para predimensionar el espesor del muro siendo que este no debe ser menor a 1/25 veces la altura de los elementos que proporcionan apoyo lateral ni menor a 100 mm.

Para este caso, se considera que la altura de los elementos que proporcionan apoyo lateral es de 2.85 m. por lo tanto, el espesor mínimo a considerar será el siguiente.

$$e_{min} = \frac{285 \text{ cm}}{25} = 11.4 \text{ cm}$$

Según lo indicado por la norma, el espesor mínimo se considerará 15 cm.

Por lo tanto, se elegirán espesores de 25 cm para resguardar la correlación de estos con los espesores de las vigas que conectan con los muros de corte.

4. CAPÍTULO IV: METRADO DE CARGAS

4.1. DISPOSICIONES GENERALES

Para poder diseñar un elemento estructural es necesario obtener las cargas que deberá resistir. Para esto, la norma E.020 indica los casos a tomar en cuenta y los valores a considerar para las diferentes cargas actuantes en un edificio.

El artículo 2 de la norma indicada en el párrafo anterior define dos tipos de cargas por gravedad: Carga muerta (CM) y Carga Viva (CV) también definidas anteriormente en el numeral 1.4. de este documento.

Mencionado lo anterior, se presenta una lista de cargas, tanto vivas como muertas, que afectarán directamente a cada uno de los elementos estructurales a diseñar.

Tabla 4.1.1. Cargas actuantes sobre los elementos estructurales

CARGA MUERTA (CM)	Valor	Unidad
Peso propio de losa aligerada	0.3	ton/m ²
Losa maciza	2.4	ton/m ³
Vigas, columnas y muros de concreto armado	2.4	ton/m ³
Piso terminado(5cm)	0.1	ton/m ²
Tabiquería	1.8	ton/m ³
CARGA VIVA (CV)	Valor	Unidad
Sobrecarga (viva) piso típico	0.2	ton/m ²
Sobrecarga (viva) azotea	0.1	Ton/m ²

4.2. METRADO DE LOSA ALIGERADA

Las losas aligeradas propuestas para la estructura en estudio son convencionales y están armadas en una sola dirección, por ende, el modelo será representado como una viga simplemente apoyada cuyo ancho efectivo es equivalente a 40 cm correspondiente al espaciamiento entre viguetas. Como ejemplo se usará el siguiente aligerado que se encuentra entre los ejes H e I de la planta de piso típico.

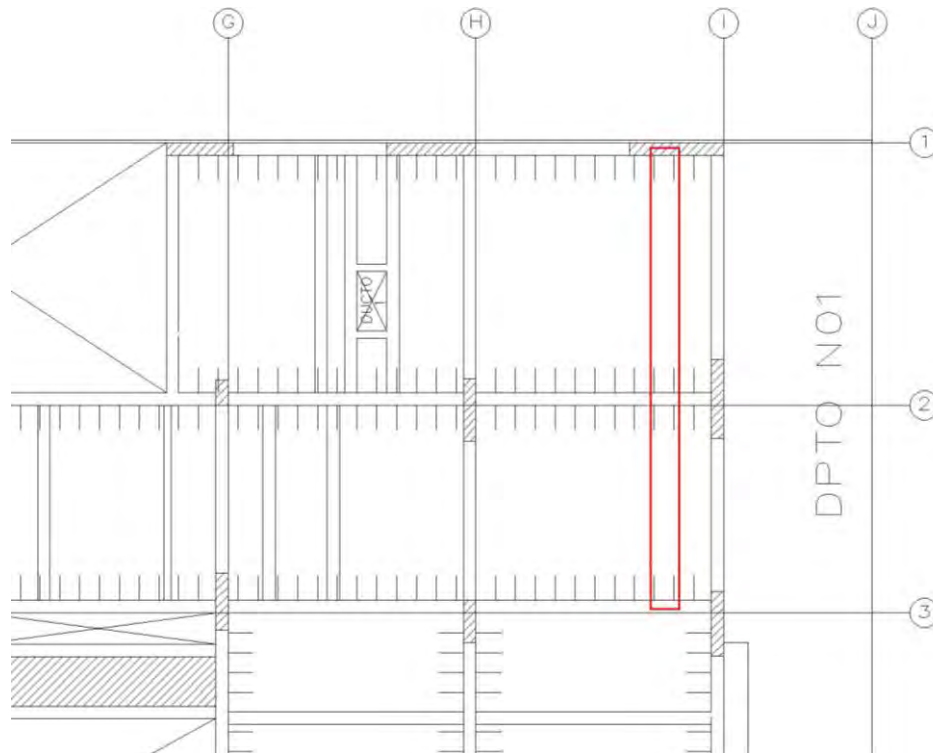


Figura 4.2.1. Aligerado elegido para metrado de cargas

Las cargas actuantes sobre una vigueta típica del aligerado seleccionado son:

CARGA MUERTA (CM)

Peso propio: $0.3 \text{ ton/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 0.12 \text{ ton/m.}$

Piso Terminado: $0.1 \text{ ton/ton}^2 \times 0.4 \text{ m} = 0.04 \text{ ton/m.}$

Tabiquería: $1.8 \text{ ton/m}^3 \times 0.1 \times 2.65 \text{ m} \times 0.4 \text{ m} = 0.191 \text{ ton.}$

CARGA VIVA (CV)

Sobrecarga: $0.2 \text{ ton/m}^2 \times 0.4 \text{ m} = 0.08 \text{ ton/m.}$

Por lo general, para el diseño de losas de techo se desprecian los efectos de las cargas sísmicas y solo se consideran cargas de gravedad (muertas y vivas). En relación a lo expuesto, se utilizará la combinación $1.4CM + 1.7CV$.

$$CM = 0.12 \text{ ton/m} + 0.04 \text{ ton/m} = 0.16 \text{ ton/m}$$

$$CV = 0.08 \text{ ton/m}$$

$$Wud = 1.4 \times 0.16 + 1.7 \times 0.08 = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$Wup = 1.4 \times 0.191 + 1.7 \times 0 = 0.27 \text{ ton}$$

$$Cu = Wud + Wup$$

La carga de la tabiquería (Wup) se colocará como carga última concentrada a 2.13 m del eje 2 en el tramo ubicado entre los ejes 2 y 3 y su valor es de 0.27 ton. El modelo idealizado de vigueta se mostrará en la siguiente figura.

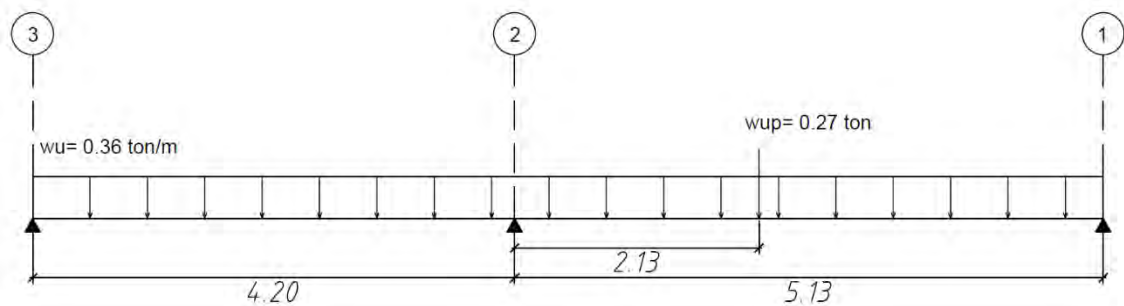


Figura 4.2.2. Modelo de aligerado seleccionado para el metrado

4.3. METRADO DE LOSA MACIZA

Las cargas de losas macizas de concreto armado se estiman por lo general en unidades de peso por unidad de área. En la siguiente figura se muestra la losa maciza escogida para el metrado de cargas.

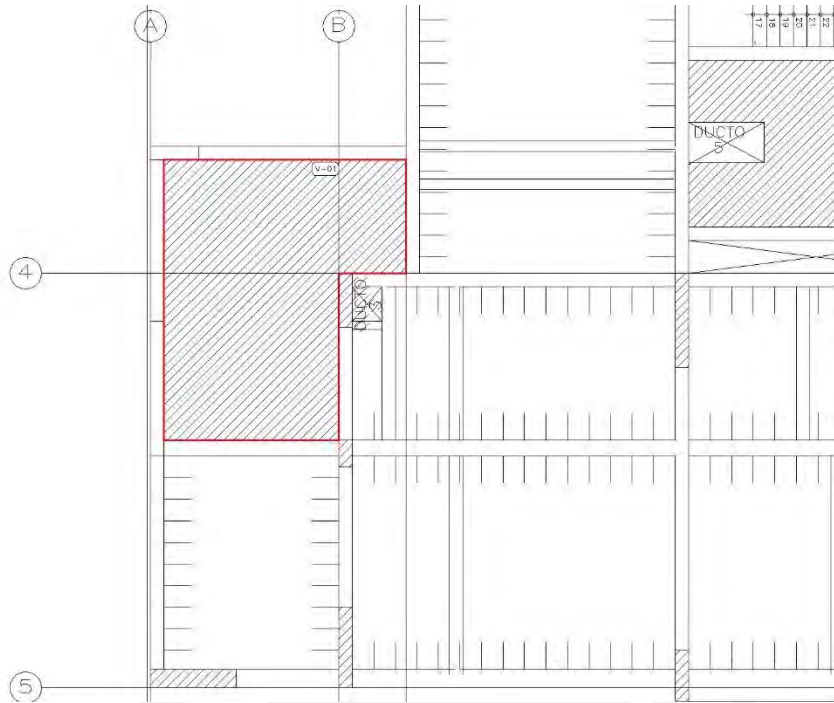


Figura 4.3.1. Losa maciza seleccionada para metrado de cargas

La losa maciza tiene un peralte de 20 cm y un área 19.52 m² y la tabiquería se considerará repartida a lo largo de toda el área de la losa. Mencionado lo anterior, las cargas a las que está sometida son las siguientes.

CARGA MUERTA (CM)

Peso propio: $2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.2 \text{ m} = 0.48 \text{ ton/m}^2$

Piso Terminado: 0.1 ton/m^2

Tabiquería: $1.8 \text{ ton/m}^3 \times 0.1 \text{ m} \times 2.65 \text{ m}^2 \times 6.38 \text{ m} / 19.52 \text{ m}^2 = 0.156 \text{ ton/m}^2$.

CARGA VIVA (CV)

Sobrecarga: 0.2 ton/m^2 .

Considerando los factores de amplificación de cargas por gravedad, la carga última C_u a la que estará sometida la losa es de 1.37 ton/m².

4.4. METRADO DE CARGAS EN VIGAS

El valor de las cargas resistidas se estima teniendo en cuenta un área tributaria que dependerá del armado del techo. Es decir, se debe considerar las direcciones de armado de las losas que la viga a analizar se encuentra soportando. Como ejemplo se utilizará la viga ubicada en el eje 1 entre los ejes C y E.

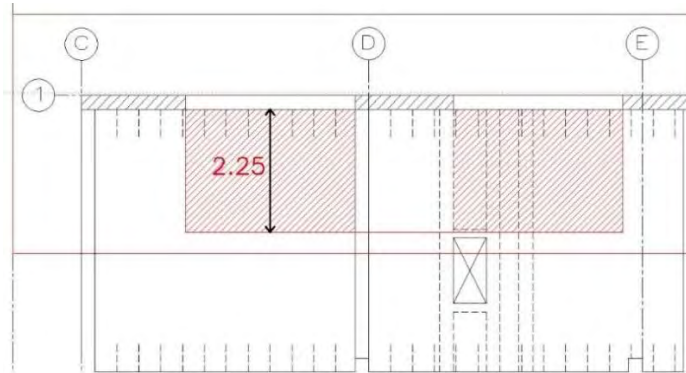


Figura 4.4.1. Viga seleccionada para metrado de cargas

CARGA MUERTA (CM)

Peso propio:	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 0.7 \text{ m} = 0.420 \text{ ton/m.}$
Aligerado:	$0.3 \text{ ton/m}^2 \times 2.25 \text{ m} \times 0.675 \text{ ton/m.}$
Piso terminado:	$0.1 \text{ ton/m}^2 \times (2.25 \text{ m} + 0.15 \text{ m}) = 0.240 \text{ ton/m.}$
Tabiquería sobre viga:	$1.8 \text{ ton/m}^3 \times 0.1 \text{ m} \times 2.15 \text{ m} = 0.387 \text{ ton/m.}$
Tabiquería repartida CD:	$0.103 \text{ ton/m}^2 \times 2.25 \text{ m} = 0.232 \text{ ton/m.}$
Tabiquería repartida DE:	$0.286 \text{ ton/m}^2 \times 2.25 \text{ m} = 0.644 \text{ ton/m.}$
Viga chata:	$2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 2.25 \text{ m} = 0.27 \text{ ton}$

CARGA VIVA (CV)

Sobrecarga:	$0.2 \text{ ton/m}^2 \times (2.25 \text{ m} + 0.15 \text{ m}) = 0.480 \text{ ton/m.}$
-------------	---

Las cargas que actuarán a lo largo de la viga serán amplificadas por los factores presentados en la tabla 1.4.2. según el método de resistencia.

4.5. METRADO DE CARGAS EN COLUMNAS

Partiendo de la columna seleccionada para el predimensionamiento mostrada en la figura 3.4.1. se plantea su metrado de cargas.

CARGA MUERTA (CM)

Peso Propio: $2.4 \text{ ton/m}^3 \times 2.85 \text{ m} \times 0.238 \text{ m}^2 = 1.63 \text{ ton.}$

Peso de viga: $2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 0.6 \text{ m} \times 7.34 \text{ m}^2 = 2.64 \text{ ton.}$

Peso de aligerado: $0.3 \text{ ton/m}^2 \times 13.27 \text{ m}^2 = 3.98 \text{ ton.}$

Piso terminado: $0.1 \text{ ton/m}^2 \times 15.47 \text{ m}^2 = 1.55 \text{ ton.}$

Peso de tabiquería repartida: $0.184 \text{ ton/m}^2 \times 8.74 \text{ m}^2 = 1.61 \text{ ton.}$

Peso de tabiquería sobre viga $1.8 \text{ ton/m}^3 \times 2.15 \text{ m} \times 0.1 \text{ m} \times 5.36 \text{ m} = 2.07 \text{ ton.}$

CARGA VIVA (CV)

Sobrecarga $0.2 \text{ ton/m}^2 \times 15.47 \text{ m}^2 = 3.09 \text{ ton.}$

Sobrecarga en estacionamiento: $0.25 \text{ ton/m}^2 \times 15.47 \text{ m}^2 = 3.87 \text{ ton.}$

Estos datos servirán para calcular las cargas en la base de la columna considerando los metrados de entrepiso. Además, Para la carga viva la norma E.020 en su artículo 10 menciona la posibilidad su reducción para el diseño con la siguiente expresión

$$L_r = L_o \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right)$$

Donde:

L_r = Intensidad de la carga viva reducida.

L_o = Intensidad de la carga viva sin reducir.

A_i = Área de influencia del elemento estructural en m², que se calcula mediante:

$$A_i = kA_t.$$

k = factor de carga viva sobre elemento ($k=2$ para columnas y muros).

A_t = área tributaria de elemento.

En la siguiente tabla se muestra los resultados de la reducción de carga viva para cada nivel

Tabla 4.5.1. reducción de carga viva en columna

Nivel	$A_t(m^2)$	k	$A_i(m^2)$	C. viva(ton)	F. red.	C. viva red. (ton)
6	15.47	2	30.94	1.55	1.000	1.550
5	30.94	2	61.88	3.09	0.835	2.579
4	46.41	2	92.82	3.09	0.727	2.248
3	61.88	2	123.76	3.09	0.663	2.050
2	77.35	2	154.70	3.09	0.620	1.915
1	92.82	2	185.64	3.09	0.588	1.816
Semisótano	114.38	2	228.76	4.62	0.554	2.560
Sótano	129.85	2	259.70	3.09	0.535	1.655
Carga viva total						16.373

Teniendo en cuenta los valores en la tabla anterior, en la tabla a continuación se presenta las cargas de servicio que la base de la columna va a resistir.

Tabla 4.5.2. Cargas de servicio

Nivel	C. muerta por piso(ton)	C. muerta ac (ton)	C. viva ac (ton)
6	11.89	11.89	1.550
5	13.48	25.37	4.129
4	13.48	38.85	6.377
3	13.48	52.33	8.427
2	13.48	65.73	10.342
1	13.48	79.21	12.158
Semisótano	17.71	96.92	14.718
Sótano	13.48	110.4	16.373

Para el diseño se tendrá en cuenta la carga última dado por el método de resistencia. Como ejemplo para este ítem, se mostrará la carga última por gravedad usando sus respectivos coeficientes de amplificación, por lo tanto, la carga muerta última será de 154.56 ton y la carga viva última será de 30.45 ton, generando que la carga última total sea de 206.33 ton.

4.6. METRADO DE CARGAS EN MUROS DE CORTE

Para este caso, el metrado de cargas se realizará de manera similar que en el inciso 4.5. El muro de corte que servirá de ejemplo para el metrado será el que se muestra en la figura a continuación.

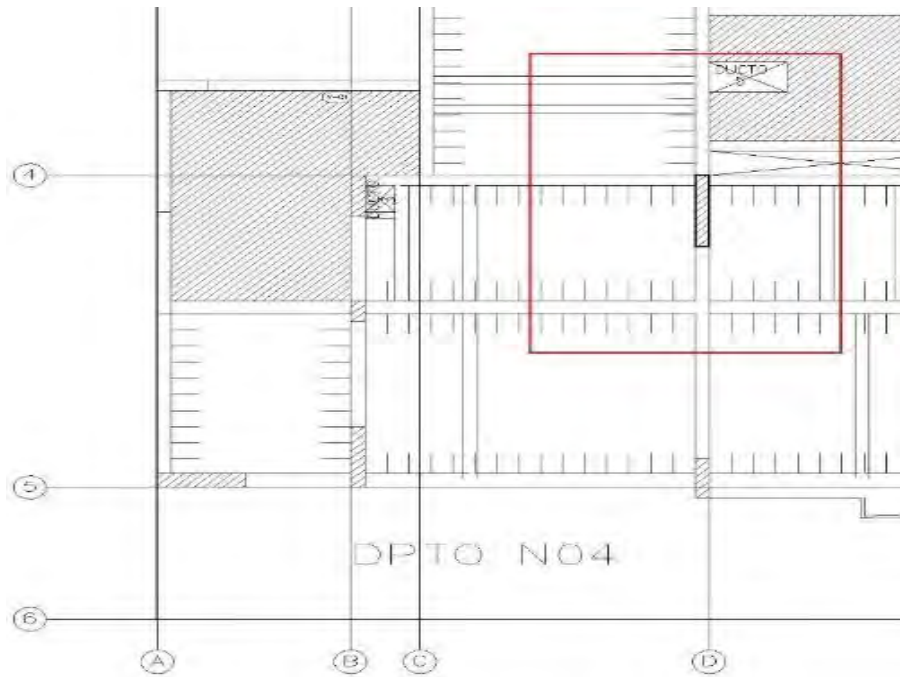


Figura 4.6.1. Muro de corte elegido para el metrado de cargas

CARGA MUERTA (CM)

- Peso propio: $2.4 \text{ ton/m}^3 \times 2.85 \text{ m} \times 0.4625 \text{ m}^2 = 3.16 \text{ ton.}$
- Peso de viga: $2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.6 \text{ m} \times (0.25 \text{ m} \times 13.41 \text{ m} + 0.3 \text{ m} \times 5.38 \text{ m}) = 7.15 \text{ ton.}$
- Peso de aligerado: $0.3 \text{ ton/m}^2 \times 29.56 \text{ m}^2 = 8.87 \text{ ton.}$
- Peso de losa maciza: $2.4 \text{ ton/m}^3 \times 4.06 \text{ m}^2 \times 0.2 \text{ m} = 1.95 \text{ ton.}$
- Peso de piso terminado: $0.1 \text{ ton/m}^2 \times 39.80 \text{ m}^2 = 3.98 \text{ ton.}$
- Peso de tabiquería repartida: $0.184 \text{ ton/m}^2 \times 9 \text{ m}^2 + 8.55 \text{ ton/m}^2 \times 0.158 \text{ m}^2 + 0.164 \text{ ton/m}^2 \times 2.925 \text{ m} + 0.281 \text{ ton/m}^2 \times 6.769 = 5.39 \text{ ton.}$
- Peso de tabiquería sobre viga: $1.8 \text{ ton/m}^3 \times 2.25 \text{ m} \times 0.1 \text{ m} \times 9.38 \text{ m} = 3.80 \text{ ton.}$

CARGA VIVA (CV)

- Sobrecarga: $0.2 \text{ ton/m}^2 \times 39.80 \text{ m}^2 = 7.96 \text{ ton.}$

Sobrecarga en estacionamiento: $0.25 \text{ ton/m}^2 \times 39.80 \text{ m}^2 = 9.95 \text{ ton.}$

De manera similar que en el inciso anterior se presentará la reducción de carga viva del muro de corte.

Tabla 4.6.1. reducción de carga viva en muro de corte

Nivel	At(m ²)	k	Ai(m ²)	Carga viva (ton)	Factor de reducción.	C. viva red. (ton)
6	39.08	2	78.16	3.98	0.770	3.064
5	78.16	2	156.32	7.96	0.618	4.919
4	117.24	2	234.48	7.96	0.550	4.381
3	156.32	2	312.64	7.96	0.510	4.061
2	195.4	2	390.80	7.96	0.500	3.980
1	234.48	2	468.96	7.96	0.500	3.980
Semisótano	271.35	2	542.70	7.37	0.500	3.685
sótano	310.43	2	620.86	9.95	0.500	4.975
Carga viva total reducida						33.05

En la tabla a continuación se presentará las cargas de servicio aplicadas a los muros de corte.

Tabla 4.6.2. Cargas de servicio

Nivel	C. muerta por piso(ton)	C. muerta ac (ton)	C. viva acumulada(ton)
6	21.13	21.13	3.06
5	34.3	55.43	7.98
4	34.3	89.73	12.36
3	34.3	124.03	16.43
2	34.3	158.33	20.41
1	34.3	192.63	24.39
Semisótano	27.62	220.25	28.07
sótano	34.43	254.68	33.05

Considerando los factores de amplificación para cargas por gravedad del diseño por resistencia, los valores de las cargas últimas a utilizar serán de 354.14 ton para la carga muerta y 61.39 para la carga viva, generando una carga ultima total de 415.53 ton.

5. CAPÍTULO V: ANÁLISIS SÍSMICO

El Perú se encuentra ubicado en una zona altamente sísmica, por eso es indispensable tener en cuenta los efectos que los movimientos telúricos generarán en el edificio del proyecto, tales como desplazamientos laterales o rotaciones que generan torsión sobre este, que pueden provocar grandes daños estructurales. Debido a esto, la Norma E.030 plantea una serie de lineamientos a seguir con la finalidad de controlar dichos efectos.

5.1. GENERALIDADES

La norma E.030 define los valores que deben utilizarse para el análisis sísmico del edificio, los cuales dependen de la configuración estructural del mismo.

5.1.1. Zonificación

La norma vigente considera una división del país en cuatro zonas tomando en consideración las características del sismo. A cada una de estas se le asigna un valor “Z” el cual está definido como la aceleración máxima horizontal del suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años y este factor se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.



Figura 5.1.1. Zonas Sísmicas-Norma E.030

Ya que el proyecto se ubica en la ciudad de Lima, le corresponde a la estructura un factor Z igual a 0.45.

5.1.2. Condiciones geotécnicas

Los efectos sísmicos se ven afectados por las condiciones geotécnicas del lugar en donde se va a realizar el proyecto, la amplificación de estos efectos depende en gran medida del perfil de suelo sobre el cual se construye. Mientras más flexible sea el suelo, mayor serán los daños que el sismo genere en la estructura. Es por eso que la Norma E.030 clasifica los suelos según su rigidez y a la vez, asigna valores de amplificación (S) respectivos teniendo en cuenta la zona en donde se encuentra el proyecto.

Tabla 5.1.2.1. Factor de suelo S-Norma E.030

Factor de suelo S				
Zona	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Donde:

- S0 : Roca dura.
- S1 : Suelo muy rígido.
- S2 : Suelos intermedios.
- S3 : Suelos blandos.

Dado que la ubicación del proyecto indica que está en la zona 4 y considerando que se construirá sobre suelo muy rígido, el valor de S asignado es de 1.00. Además, según la Norma E030, los valores del periodo que define la plataforma del factor C (T_p) y el periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante (T_L) son 0.4 y 2.5 respectivamente.

5.1.3. Factor de amplificación Sísmica (C)

Este factor, definido como el cociente entre el máximo valor de la aceleración en la estructura y el valor pico de la aceleración en su base, dependerá del periodo fundamental de la edificación y se encuentra descrito por las siguientes expresiones.

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

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

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

5.1.4. Categoría de la edificación y factor de uso (U)

Este factor define la importancia de la estructura según clasificación de la norma E.030. El proyecto corresponde a un edificio de viviendas y se le puede categorizar como edificación común; con lo cual le corresponde un factor U igual a 1.00.

5.1.5. Sistema estructural.

Se considerará, para ambas direcciones, el uso de muros estructurales de concreto armado. Así, el factor de Reducción básico R_o toma el valor de 6. Además, se deberá verificar el factor de irregularidad en planta (I_p) y de irregularidad en altura (I_a) para el cálculo del factor de reducción R que es el resultado del producto de I_p , I_a y R_o .

5.2. MASA SÍSMICA

Para poder calcular la masa sísmica del modelo estructural, se considerará la totalidad de la carga muerta y debido a que la clasificación de la estructura es de uso común (categoría C) la incidencia de la carga viva se será del 25% del total considerado

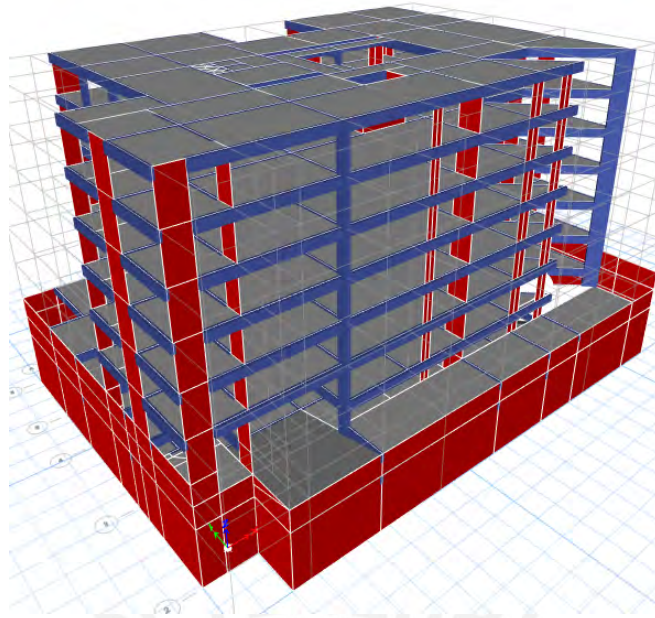


Figura 5.2.1. Modelo del edificio para análisis computacional.

En el modelo presentado se restringirá los desplazamientos laterales en ambas direcciones principales de diseño para el diafragma asignado al nivel del techo del sótano debido que este se encuentra rodeado por el suelo. Esta restricción será aplicada también al diafragma del techo del semisótano a pesar de que el nivel del suelo esté definido en la mitad de su altura de entrepiso. Esta decisión se basa en que los desplazamientos laterales producidos al aplicar las cargas sísmicas en ambas direcciones de análisis son muy pequeños debido a la corta distancia entre el diafragma y el nivel del suelo y que, comparados con los desplazamientos en los entrepisos superiores que poseen mayores alturas de entrepiso, resultan en valores que se pueden considerar despreciables.

Tabla 5.2.1. Masa y peso Sísmico

Peso sísmico edificio				
Nivel	Masa X	Masa Y	Peso	Peso/Área (ton/m²)
	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	tonf	tonf/m ²
1	66.89	66.89	656.14	1.06
2	66.89	66.89	656.14	1.06
3	66.89	66.89	656.14	1.06
4	66.89	66.89	656.14	1.06
5	66.89	66.89	656.14	1.06
6	37.92	37.92	371.95	0.60
Total	372.34	372.34	3652.67	

Se aprecia que el valor de la razón entre el peso y el área para cada pisos típico, sin considerar el último nivel debido a que las cargas son mucho menores que el resto, es 1.06 ton/m² siendo muy cercano a lo asumido en el metrado de cargas para la columna seleccionada en el numeral 3.4. del presente documento y está dentro del intervalo usual de valores del ratio de carga y área que es de 1.00 a 1.20 tonf/m². Además, Calculando manualmente la masa y el peso sísmico del edificio se tiene:

Tabla 5.2.2. Masa y peso sísmico calculado manualmente

	Peso(ton)	Masa (tonf-s ² /m)
Elementos horizontales	1822.19	185.75
Elementos verticales	641.00	65.34
Piso terminado	274.48	27.98
tabiquería	857.66	84.85
sobrecarga	150.97	15.39
total	3746.31	379.31

El resultado del peso sísmico para ambas direcciones de análisis es 3746.31 toneladas que, en comparación con lo calculado por el programa computacional, cuyo valor es de 3652.67, resulta en una diferencia de 2.50 % por ende, se puede considerar que las diferencias entre ambos valores de masa son despreciables y que los resultados obtenidos del análisis del modelo se ajustan a los valores reales con buena precisión.

5.3. ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES.

Como se mencionó en 5.1.5. es necesario verificar los tipos de irregularidades existentes tanto en planta (Ip) como en altura (Ia) para poder calcular el factor de reducción sísmica. En la norma E.030 se muestran los valores para Ip e Ia definidos para cada tipo de irregularidad y se presentan en los siguientes numerales.

5.3.1. Irregularidad en altura.

5.3.1.1. Irregularidad de rigidez (piso blando). Existe cuando en cualquiera de las direcciones de análisis la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior o que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Dado los niveles considerados para el análisis son típicos y los elementos estructurales son continuos, se puede verificar que no existe este tipo de irregularidad (Ia=1).

- 5.3.1.2. Irregularidad de extrema rigidez. Existe cuando en cualquiera de las direcciones de análisis la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior o que el 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Por la misma razón que en el numeral anterior, se puede verificar que no existe este tipo de irregularidad ($I_a=1$).
- 5.3.1.3. Irregularidad de masa o peso. En la tabla 5.2.1. se muestran los pesos por piso, se percibe que los valores de masa y peso, de uno de los pisos, sin considerar azotea, no es mayor a 1.5 veces a uno de sus adyacentes ($I_a=1$).
- 5.3.1.4. Irregularidad de geometría vertical. Debido a que todos los pisos sujetos al análisis sísmico son típicos, no existe una variación en las dimensiones resistentes a las cargas laterales entre dos adyacentes ($I_a=1$).
- 5.3.1.5. Discontinuidad de los sistemas resistentes. se aprecia que todos los elementos estructurales son continuos en elevación ($I_a=1$).

5.3.2. Irregularidad en planta.

- 5.3.2.1. Irregularidad Torsional. Existe este tipo de irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis el desplazamiento relativo máximo de entrepiso es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso. De existir irregularidad torsional significaría que los ejes sismorresistentes con mayores desplazamientos tengan incursiones en el rango inelástico muy severas provocando una mayor degradación de su rigidez lateral comparado con los ejes con menores desplazamientos. Esto genera que la deformación torsional se vaya incrementando ocasionando que existan daños irreparables o que el edificio colapse (Muñoz, 2020).

Debido a que la verificación de este tipo de irregularidad depende de los resultados del análisis sísmico, se asumirá que no existe irregularidad torsional en ambas direcciones ortogonales de análisis ($I_p=1$). Además, se deberá verificar la veracidad de esta afirmación con los resultados posteriores.

- 5.3.2.2. Irregularidad torsional extrema. Debido a que no existe irregularidad torsional, tampoco podrá existir irregularidad torsional extrema ($I_p=1$).

5.3.2.3. Irregularidad de esquinas entrantes. Se tiene que los valores en el eje X e Y son de 58% y 36% respectivamente siendo mayores al 20% para ambas direcciones propuesto por la Norma, concluyendo que sí existe irregularidad de esquinas entrantes ($I_p=0.9$).

5.3.2.4. Irregularidad de discontinuidad de diafragma. No se aprecian aberturas mayores al 50% del área bruta del diafragma. Por lo tanto, no existe este tipo de irregularidad ($I_p=1$).

5.3.2.5. Irregularidad de sistemas no paralelos. No existen sistemas no paralelos en la estructura, por ende, tampoco este tipo de irregularidad ($I_p=1$).

De todo lo mencionado acerca de las irregularidades se puede apreciar que los valores de I_a y I_p son 1 y 0.9 respectivamente. Es por eso que el factor de reducción a usar para el análisis sísmico será el siguiente.

$$R = R_0 \times I_a \times I_p = 6 \times 1 \times 0.9$$

$$R = 5.4$$

5.4. MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Debido a la consideración de diafragma Rígido para cada entrepiso, este mostrará tres grados de Libertad para cada uno (dos de traslación y uno de rotación). Siendo así, la superestructura poseerá 18 grados de libertad. Además, cada grado de libertad representa un modo de vibración haciendo un total de 18 modos. En la siguiente tabla se presentan los periodos para cada modo obtenidos del cálculo computacional.

Tabla 5.4.1. Periodos y masas participativas

Modo	Periodo	Masa Participativa	Masa participativa
	sec	X-X (%)	Y-Y (%)
1	0.6020	54.1500	14.8100
2	0.5730	12.7000	53.3300
3	0.4950	4.2800	1.4300
4	0.1570	12.0600	1.3800
5	0.1440	1.4500	11.5400
6	0.1360	0.0000	1.5400
7	0.0770	4.1800	0.0900
8	0.0680	0.0500	2.0000
9	0.0640	0.0100	2.6900
10	0.0490	1.8500	0.0006
11	0.0420	0.0200	0.9000
12	0.0390	0.0100	1.0700
13	0.0370	0.7700	0.0031
14	0.0310	0.1900	0.0100
15	0.0310	0.0400	0.4500
16	0.0280	0.0200	0.3200
17	0.0250	0.0100	0.1400
18	0.0250	0.3000	0.0000

Cabe mencionar que la Norma E.030 plantea una expresión para el cálculo aproximado del periodo fundamental de vibración descrita por:

$$T_{aprox.} = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

h_n : Altura de la estructura medida desde el nivel del suelo.

$C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores.

b) Pórticos arriostrados.

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

De esta manera, el valor del periodo fundamental aproximado para cada dirección es:

$$T_{aprox.} = \frac{h_n}{C_T} = \frac{18.55}{60} = 0.309 \text{ s}$$

Cuando el valor de $T_{aprox.}$ Resulta menor al valor calculado mediante un análisis dinámico ($T_{din.}$) se obtiene un sistema de fuerzas mayor al que le debería corresponder según la rigidez propia de la edificación, resultando en desplazamientos elevados. Por ende, resulta aconsejable usar como valor del Periodo fundamental el valor de $T_{din.}$ calculado debido a un análisis modal traslacional (Muñoz, 2020).

Con lo anteriormente mencionado, se tiene que los periodos fundamentales para X e Y estarían descritos por los mostrados para el modo 1 de 0.602 segundos con una masa participativa de 54.15% y el modo 2 de 0.573 segundos con una masa participativa de 53.33% respectivamente en la tabla 5.4.1.

5.5. FUERZA CORTANTE ESTÁTICA EN LA BASE

Según la Norma E.030, El cortante basal estático se calcula mediante la siguiente expresión.

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

En donde los valores de Z, U, C, S y R son los parámetros hallados en los acápites 5.1. y 5.3. y P representa al peso sísmico de la estructura encontrado en 5.2.

Tabla 5.5.1. Fuerza cortante basal estática

	X-X	Y-Y
T(s)	0.602	0.573
Z	0.45	0.45
U	1.00	1.00
S	1.00	1.00
Tp(s)	0.40	0.40
Tl(s)	2.50	2.50
C	1.66	1.75
Ro	6.00	6.00
la	1.00	1.00
lp	0.90	0.90
R	5.40	5.40
C/R	0.31	0.32
P(ton)	3652.67	3652.67
ZUCS/R	0.1384	0.1454
Vbasal(ton)	505.63	531.22

Con los valores de la tabla 5.5.1. y el peso sísmico calculado en 5.2.2. se obtienen valores de cortante basal **505.63** ton para la dirección X y **531.22** para la dirección Y.

Por otro lado, según el capítulo 25.2.2. de la norma E.030 el valor de C/R no debe ser menor a 0.11. Esto se confirma en los resultados mostrados en la tabla 5.4.1.1. con los valores de C/R para ambas direcciones.

5.6. ANÁLISIS DINÁMICO

5.6.1. Espectro de pseudoaceleraciones

Este análisis se realizará planteando un espectro de pseudo aceleraciones definido por la siguiente expresión.

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

Por lo tanto, los valores de pseudoaceleraciones versus periodo se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 5.6.1.1. espectro de pseudoaceleraciones

T (s)	Sa
0	2.044
0.1	2.044
0.2	2.044
0.3	2.044
0.4	2.044
0.5	1.635
0.6	1.363
0.7	1.168
0.8	1.022
0.9	0.908
1	0.818
1.1	0.743
1.2	0.681
1.3	0.629
1.4	0.584
1.5	0.545
1.6	0.511
1.7	0.481
1.8	0.454
1.9	0.430
2	0.409

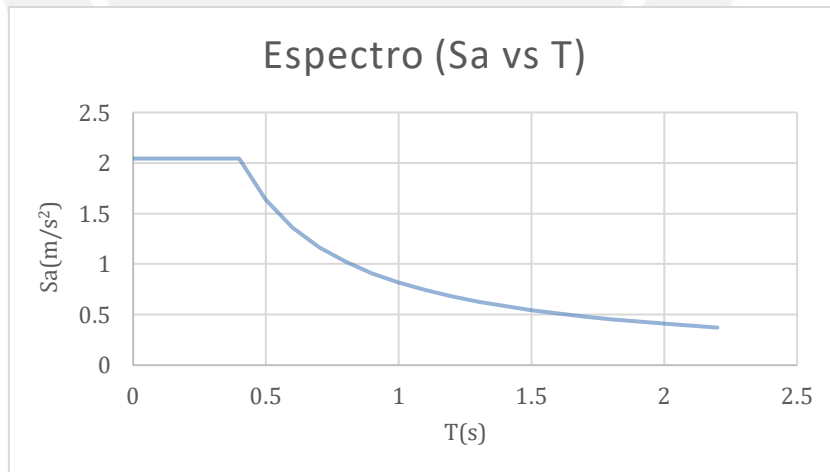


Figura 5.6.1.1. Gráfico de Espectro de pseudoaceleraciones.

5.6.2. Fuerzas cortantes en la base

Con el espectro de pseudoaceleraciones y usando un software de análisis estructural (ETABS) se calcula la fuerza cortante en la base del edificio para cada dirección.

Tabla 5.6.2.1. Fuerzas de entrepiso producidas por el sismo en dirección X

Nivel	VX (ton)	VY (ton)
6	98.99	27.32
5	210.04	58.78
4	290.09	80.26
3	351.71	96.96
2	398.21	109.86
1	423.90	116.17

Tabla 5.6.2.2. Fuerzas de entrepiso producidas por el sismo en dirección Y

Nivel	VX (ton)	VY (ton)
6	26.79	103.76
5	58.15	220.32
4	79.28	304.35
3	95.75	368.43
2	109.14	415.29
1	116.17	440.17

La Norma E.030 en su artículo 26.4. indica que para estructuras irregulares la cortante en la base no debe ser menor que el 90% de la cortante basal estática. Si esto no ocurre se deberá escalar únicamente las fuerzas, mas no desplazamientos, para cumplir con la condición anteriormente mencionada.

Tabla 5.6.2.3. Comparación de fuerzas cortantes basales

	X-X	Y-Y
Vdinámico(ton)	423.90	440.17
Vestático(ton)	505.63	531.22
90%Vestático(ton)	455.07	478.10
Factor de escalado	1.07	1.09

Como se observa, no se cumple la condición de fuerza cortante basal mínima por lo que es necesario considerar factores de escalado de fuerzas para ambas direcciones al momento del diseño. Los factores son de 1.07 y 1.09 para las direcciones X e Y respectivamente.

Por otro lado, se debe corroborar que el sistema estructural elegido sea el correcto comprobando que el porcentaje de fuerzas cortantes tomadas por las placas sea de más del 70% en relación a la cortante total en la base. Estos valores se ven reflejados en las siguientes tablas.

Tabla 5.6.2.4. Fuerzas cortantes resistidas por las placas en la dirección X

Nivel	Pier	VX (ton)
Nivel 1	P01	33.11
Nivel 1	P02	33.79
Nivel 1	P03	18.07
Nivel 1	P04	18.03
Nivel 1	P05	33.70
Nivel 1	P06	33.14
Nivel 1	P17	110.78
Nivel 1	P20	35.59
Total		316.21

Tabla 5.6.2.5. Comparación del valor de cortantes en la dirección X

Cortante de placas X(ton)	316.21
Cortante dinámica X(ton)	423.90
Ratio (%)	74.60

Tabla 5.6.2.6. Fuerzas cortantes resistidas por muros en la dirección Y

Nivel	Pier	VY (ton)
Nivel 1	P07	96.70
Nivel 1	P08	15.31
Nivel 1	P09	12.18
Nivel 1	P10	16.33
Nivel 1	P12	12.48
Nivel 1	P14	34.73
Nivel 1	P16	23.82
Nivel 1	P17	70.04
Nivel 1	P18	33.90
Nivel 1	P19	13.86
Nivel 1	P21	13.24
Nivel 1	P23	17.96
Total		360.56

Tabla 5.6.2.7. Comparación de cortantes en la dirección Y

Cortante de placas Y(ton)	360.56
Cortante dinámica Y(ton)	440.17
Ratio (%)	81.91

En las tablas 5.6.2.5. y 5.6.2.7. se muestran que las ratios de los valores de fuerza cortante resistidas por las placas versus cortante dinámica en X e Y son 74.60% y 81.91%. En contraste, el artículo 13.1.1. de la Norma E.030 indica que se considerará como un sistema de muros de corte siempre y cuando el valor de fuerza cortante en la base resistida por estos sea de al menos 70%. Por lo tanto, los valores obtenidos en las tablas ya mencionadas comprueban como correcto lo asumido en lo que respecta al sistema estructural escogido.

5.6.3. Verificación de irregularidad torsional

Como se mencionó en 5.3.2.1, en esta sección se verificará si la hipótesis planteada es verdadera o falsa según se los resultados que se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 5.3.3.1. Desplazamientos máximos y promedios por piso producidos por el sismo en la dirección X

Nivel	Máximo(m)	Promedio(m)	Ratio
6	0.01919	0.01647	1.165
5	0.01633	0.01413	1.155
4	0.01303	0.01137	1.146
3	0.00941	0.00826	1.140
2	0.00572	0.00501	1.141
1	0.00230	0.00199	1.156

Tabla 5.3.2.2. Desplazamientos máximos y promedios por piso producidos por el sismo en la dirección Y

Nivel	Máximo(m)	Promedio(m)	Ratio
6	0.019277	0.016924	1.139
5	0.016360	0.014299	1.144
4	0.012997	0.011308	1.149
3	0.009293	0.008042	1.156
2	0.005523	0.004747	1.164
1	0.002145	0.001831	1.172

De las tablas anteriores se puede observar que el ratio entre desplazamiento máximo y promedio de cada entrepiso es menor a 1.3, por ende, se puede afirmar que la planta no posee irregularidad torsional y que lo asumido en 5.3.2.1 es correcto.

5.6.4. Derivas máximas

El artículo 29 de la norma E.030 indica que las derivas de entrepiso no deben superar el valor de 7‰ para elementos de concreto armado. Las derivas a comparar con el valor dado por la norma son las inelásticas cuyo resultado es obtenido mediante el producto de las derivas elásticas con

0.85 veces el valor del factor de reducción (R) ya que se considera la incursión al rango inelástico del edificio debido a las cargas de sismo. En las siguientes tablas se muestran las derivas y desplazamientos de cada entrepiso para cada una de las direcciones de análisis.

Tabla 5.6.4.1. Derivas en dirección X

Nivel	Deriva(elástica)%o	Deriva (Inelástica) (x0.85R) %o
6	1.016	4.66
5	1.171	5.37
4	1.279	5.87
3	1.302	5.98
2	1.201	5.51
1	0.807	3.70

Tabla 5.6.4.2. Derivas en Dirección Y

Nivel	Deriva(elástica)%o	Deriva (Inelástica) (x0.85R) %o
6	1.036	4.76
5	1.194	5.48
4	1.31	6.01
3	1.328	6.10
2	1.187	5.45
1	0.752	3.45

Los valores más grandes de derivas para las direcciones X e Y son 5.98%o y 6.01%o respectivamente. Ambos valores son menores que el valor máximo admisible de distorsión de entrepiso cuyo valor es de 7%o.

5.6.5. Junta sísmica

La norma E.030 indica que la separación entre edificios (s) no debe ser menor que 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0.006h \geq 0.03 m$$

Debido a que no se tiene información de los desplazamientos de edificios adyacentes, se tomará a la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes como dos veces el desplazamiento máximo del edificio analizado en este proyecto. Por lo tanto, la junta sísmica como 0.006h que da como resultado 10.26 cm teniendo en cuenta que h equivale a 17.10 m y de

los $\frac{2}{3}$ de la suma de desplazamientos se calcula 10.13cm. Por lo tanto, la junta sísmica (s) será de 11 cm y el retiro del edificio se considerará $s/2$ y cuyo valor resulta en 5 cm.

6. CAPÍTULO VI: DISEÑO DE LOSAS Y ALIGERADOS

Bajo Requerimiento de la Norma E.060 se realizará el diseño de cada uno de los elementos estructurales siguiendo los lineamientos del Diseño por resistencia mencionado en 1.4.

6.1. DISEÑO POR FLEXIÓN SIMPLE

Se debe tomar en cuenta que cada elemento debe cumplir con las condiciones de equilibrio, con las leyes constitutivas del material y la compatibilidad de deformaciones. Además, es necesario considerar las siguientes hipótesis para facilitar el diseño.

- Hipótesis de Navier-Bernoulli: Las secciones prismáticas planas se mantienen planas luego de haberse deformado a excepción de vigas de gran Peralte.
- El acero y el Concreto tendrán muy buena adherencia lográndose comportar de manera isotrópica.
- Debido a que la resistencia a la tracción del concreto es muy baja, se considera despreciable.
- La deformación unitaria de rotura del acero (ϵ_u) se considerará 0.003.
- Se utilizará el modelo del bloque de compresiones de la norma E.060 para diseñar los elementos sometidos a flexión.
- Se tomará en consideración que el acero tendrá un comportamiento elastoplástico perfecto.

Siguiendo el modelo del bloque de compresiones, se tiene

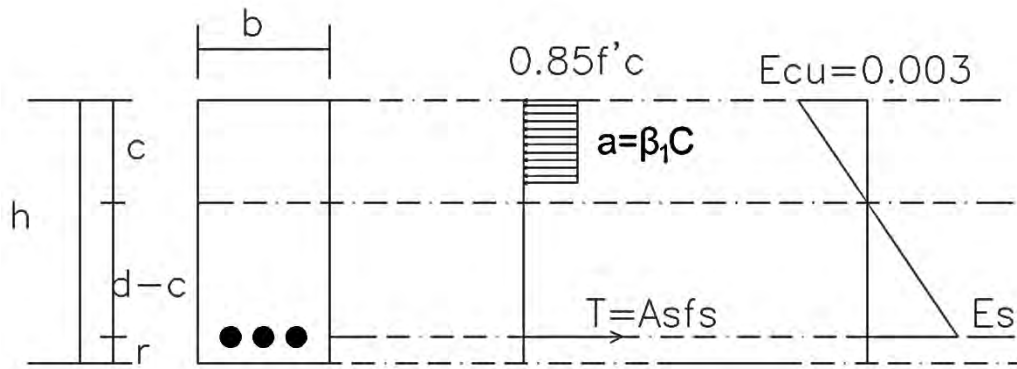


Figura 6.1.1. Bloque de compresiones norma E.060

Donde:

c : Distancia al eje neutro de la sección.

d : Peralte efectivo.

r : Recubrimiento.

h : Altura de la sección.

b : Ancho de la sección (b_w).

A_s : Área de acero colocado en la sección.

f_s : Resistencia a la tracción del acero

a : Profundidad del bloque de compresiones.

Verificando el Equilibrio en la figura 6.1.1

$$A_s f_s = 0.85 f' c b a \quad (\text{Exp 6.1.1.})$$

Suponiendo que el acero se encuentra en fluencia se cumple que $f_s = f_y$ y $\epsilon_s \geq \epsilon_y$

$$a = \frac{0.85 f' c b}{A_s f_y} \quad (\text{Exp 6.1.2.})$$

$$a = \beta_1 c \quad (\text{Exp 6.1.3.})$$

Donde

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{si} \quad f' c \leq 280 \quad (\text{Exp. 6.1.4.})$$

$$\beta_1 = \frac{1.05 - 0.714 f' c}{1000} \quad \text{si} \quad 280 < f' c < 560 \quad (\text{Exp. 6.1.5.})$$

$$\beta_1 = 0.65 \quad \text{si} \quad f'c \geq 560 \quad (\text{Exp. 6.1.6.})$$

para verificar si el acero se encuentra en fluencia se debe calcular la deformación unitaria del acero con (6.1.7.). Si $\epsilon_s > 0.0021$ entonces la expresión (6.1.2.) antes mencionada para calcular se puede utilizar, si no se debe reemplazar con la expresión (6.1.8.).

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \left(\frac{d-c}{c} \right) \quad (\text{Exp. 6.1.7.})$$

$$a = \frac{0.85 f'c b}{A_s f_s} \quad (\text{Exp. 6.1.8.})$$

$$f_s = E_s \epsilon_s \quad (\text{Exp. 6.1.9.})$$

Donde

E_s = Módulo de elasticidad del acero.

Para Calcular la resistencia suministrada se utiliza la siguiente expresión

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Exp. 6.1.10.})$$

De lo anteriormente mostrado se debe cumplir

$$\phi M_n \geq M_u \quad (\text{Exp. 6.1.11.})$$

6.2. ACERO MÁXIMO

Es necesario acotar la cantidad de acero que se le puede suministrar debido a que mientras mayor sea la cantidad de acero que posee una viga, mayor será la resistencia a la flexión, pero el elemento tendrá un comportamiento más frágil provocando que las fallas por flexión sean intempestivas.

La cuantía Balanceada de acero es la cantidad de este que provoca la rotura del concreto mientras que el refuerzo incursiona al estado de fluencia. Por ende, se utiliza este valor como referencia para poder calcular la cantidad máxima de acero que se puede colocar. La Norma E.060 Indica que el acero máximo representa el 75% de la cuantía balanceada para poder asegurar que la falla sea dúctil.

$$A_{smax} = 0.75 A_{sb} \quad (\text{Exp. 6.2.1.})$$

$$A_{sb} = \frac{0.85 f'c a b}{f_y} \quad (\text{Exp. 6.2.2.})$$

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_{cu}} = \frac{d-c}{c} = \frac{0.0021}{0.003} \quad (\text{Exp. 6.2.3.})$$

$$a = 0.85 \times 0.588 d \quad (\text{Exp. 6.2.4.})$$

La expresión mostrada en 6.2.3. se debe a la verificación de las deformaciones mediante la compatibilidad de estas y teniendo en cuenta las características que definen a una falla balanceada.

Además, a partir de la ecuación anteriormente mencionada, se puede calcular la profundidad del

bloque de compresiones mediante la expresión 6.2.4. que a su vez servirá para calcular la cuantía de acero balanceada y la cuantía máxima con las ecuaciones 6.2.1. y 6.2.2. respectivamente.

6.3. ACERO MÍNIMO

El acero mínimo permite que la transición entre los estados Agrietado y no agrietado ocurra de manera óptima y además ayuda parcialmente a controlar la retracción que puede ser producida bajo condiciones normales. La expresión que ayuda a calcular el acero mínimo es la siguiente

$$A_{smin} = 0.7 \frac{\sqrt{f_{ic}}}{f_y} b_w d \quad (\text{Exp. 6.3.1.})$$

La expresión (6.3.1.) cumple para secciones rectangulares o para secciones en la que la compresión se encuentra en el ala. Por otro lado, para secciones que no cumplan con lo anterior se debe asegurar que se cumpla la desigualdad en (6.3.2.) considerando la expresión (6.3.3.).

$$\phi Mn \geq 1.2 M_{cr} \quad (\text{Exp. 6.3.2.})$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_{cr}}{y} \quad (\text{Exp. 6.3.3.})$$

M_{cr} : Momento de rotura de la sección.

f_r : Resistencia a la tracción del concreto.

I_{cr} : Inercia de la sección bruta.

y : Distancia del eje neutro a la fibra más traccionada del concreto.

Para considerar un buen diseño por flexión, es necesario que el acero colocado esté entre los valores de acero mínimo y máximo.

6.4. Diseño Por Cortante

Debido a que la falla por cortante resulta ser de tipo intempestiva, es necesario proporcionar al elemento estructural la suficiente resistencia para que este tipo de falla no ocurra. Para este fin se debe cumplir la desigualdad dada por (Ex. 6.4.1).

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Exp. 6.4.1.})$$

En el Cual “ V_n ” es la Suma de las resistencias por cortante suministradas del concreto y de los estribos colocados y “ V_u ” es el valor de la fuerza cortante reducida a una distancia igual al peralte efectivo desde la cara de la sección.

La expresión que sirve para calcular la resistencia a la cortante del concreto (V_c) es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b w d \quad (\text{Exp. 6.4.2.})$$

Donde:

f'_c : Resistencia característica a la compresión del concreto.

Para calcular el valor de la resistencia que el acero debe tomar, La norma E.060 permite utilizar la ecuación siguiente.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (\text{Exp. 6.4.3.})$$

Donde:

A_v : el área transversal del acero que funcionará como estribos

S : espaciamiento de los estribos

El valor de la resistencia por cortante debe ser verificada para que no exceda un valor límite dado por el artículo 11.5.7.9 de la norma E.060 e indicado en (6.4.4). Si la expresión anterior no se cumple, es necesario aumentar las dimensiones de la sección.

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} b w d \quad (\text{Exp. 6.4.4.})$$

Teniendo en cuenta que en las losas aligeradas no se puede colocar estribos debido a sus dimensiones, se debe asegurar que todo el valor de resistencia a la cortante sea cubierto por el concreto. Si esto no cumple, es necesario ensanchar la sección hasta que la resistencia por cortante requerida sea menor a la suministrada. Para el caso de viguetas, el valor de V_c es calculado con la ecuación (6.4.5.) Y la dimensión de los ensanches pueden ser alternados de 25cm o corridos de 40 cm.

$$V_c = 1.1 \times 0.53 \sqrt{f'_c} b w d \quad (\text{Exp. 6.4.5.})$$

6.5. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

6.5.1. Modelo de vigueta y diagramas de fuerzas internas.

La losa aligerada utilizada como ejemplo de diseño tiene las características de una vigueta típica y las cargas a las que se encuentra sometida se recopila de la sección 4.2. de este mismo documento. La sección de un aligerado y el modelo de la vigueta a diseñar se muestran en las siguientes figuras.

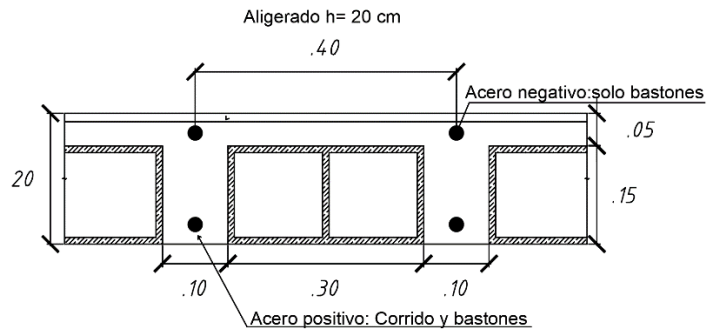


Figura 6.5.1.1. Sección de aligerado típico h=20cm

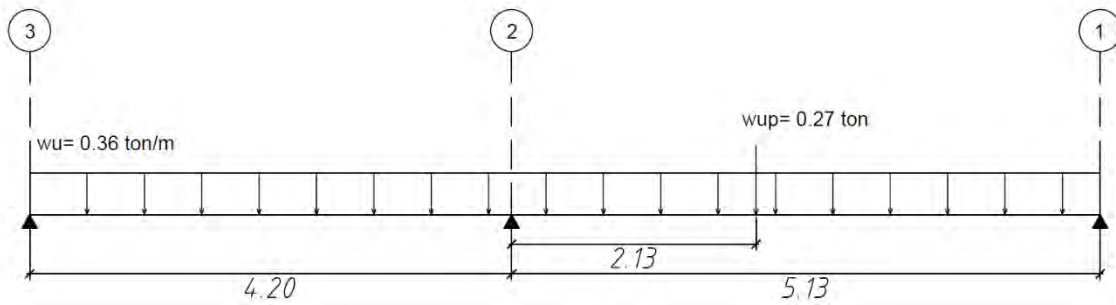


Figura 6.5.1.2. modelo de aligerado escogido

Con la idealización de la vigueta mostrada, se presentan los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes obtenidos mediante ETABS.

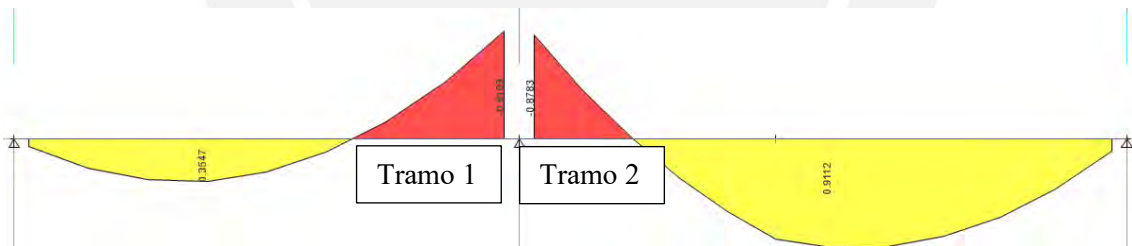


Figura 6.5.1.3. Diagrama de momentos flectores

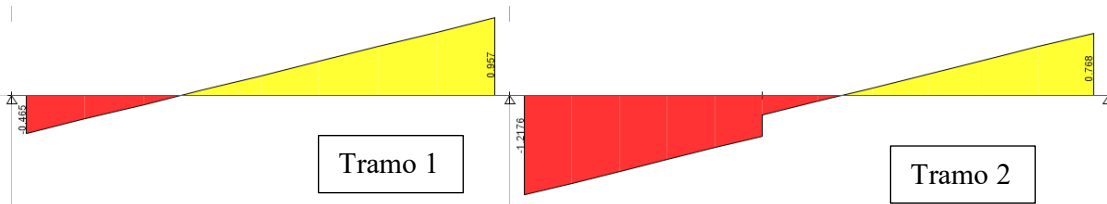


Figura 6.5.1.4. Diagrama de fuerzas cortantes

6.5.2. Diseño de vigueta por flexión

En la siguiente tabla se muestran los valores a considerar para el diseño del acero por flexión para ambos tramos.

Tabla 6.5.2.1. Momentos máximos por tramo

Mu máx.	Tramo 1	Tramo 2
M+(ton.m)	0.35	0.91
M-(ton.m)	0.91	0.88

Con los valores mostrados en la tabla 6.5.2.1. se proceden a realizar el diseño por flexión el cual se presentó el cuadro 6.5.2.2.

Tabla 6.5.2.2. Diseño por flexión

Diseño por flexión	Tramo 1		Tramo 2	
Mu(ton.m)	0.35	-0.91	-0.88	0.91
bw(cm)	10	40	40	10
d(cm)	17	17	17	15
Asmin(cm ²)	0.41	1.01	1.01	0.36
Asmax(cm ²)	7.17	2.71	2.71	7.17
a(cm)	0.13	3.74	3.6	0.98
As requerido(cm ²)	0.22	1.59	1.53	1.66
Barras utilizadas	1 ϕ 3/8"	1 ϕ 1/2"+1 ϕ 3/8"	1 ϕ 1/2"+1 ϕ 3/8"	1 ϕ 1/2" + 1 ϕ 3/8"
As colocado(cm ²)	0.71	2.00	2.00	2.00

Para el acero Positivo, se decide colocar una barra corrida de 3/8" de diámetro en toda la longitud de la vigueta y reforzar el tramo 2 con un bastón de 1/2" de diámetro. Por otro lado, para el acero negativo se colocarán 2 bastones de 3/8" y 1 de 1/2" de diámetro.

6.5.3. Diseño de vigueta por fuerza cortante.

La resistencia a la cortante del concreto se calcula teniendo en cuenta los valores del diagrama de momentos flectores propuesto en la figura 6.5.1.4. y usando la expresión mostrada en el ítem 6.4.5. Para este caso el peralte escogido será de 17 cm.

Tabla 6.5.3.1. Tabla de diseño por cortante

Diseño por Cortante	Tramo 1		Tramo2	
bw(cm)	10	10	10	10
d(cm)	17	17	17	17
Vc(ton)	1.436	1.436	1.436	1.436
ϕ	0.85	0.85	0.85	0.85
ϕVc (ton)	1.221	1.221	1.221	1.221
Vu(ton)	0.465	0.957	1218	0.768
ϕVc (ton)>Vu(ton)	Sí	Sí	Sí	Sí

Los valores de cortante último (Vu) son los calculados a una distancia igual al peralte efectivo medida desde la cara del elemento en el cual se apoya la viga. Dicho lo anterior, se puede apreciar que la viga no necesita ensanches debido a que el concreto resiste toda la carga de fuerza cortante.

6.5.4. Control de deflexiones.

Es necesario realizar una verificación de deflexiones por cargas de servicio para asegurar que estas no excedan los valores máximos estipulados en la tabla 9.2. “DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES” por la norma E.060. Para esto, se compararán estos valores con las deflexiones encontradas con el modelo presentado en ETABS.

Tabla 6.5.4.1. control de deflexiones

Carga	δ elemento	
	Tramo 1(cm)	Tramo 2(cm)
CM	0.0349	0.3862
CV	0.0349	0.1301
Cservicio	0.0698	0.5163
$\delta_{max}(ln/360)$	1.0972	1.3333

Se aprecia que la deformación por carga muerta, carga viva y carga de servicio total son menores a los valores máximos propuestos para cada tramo. Por lo tanto se puede concluir que el diseño de esta viga satisface los requerimientos estipulados por la norma.

6.5.5. Vigueta diseñada.

En la imagen siguiente se presentará la vigueta diseñada usando todos los datos calculados en los ítems anteriores. Además, El corte de fierro se realizó teniendo en cuenta lo estipulado por los artículos 12.10, 12.11 y 12.12 de la norma E.060.

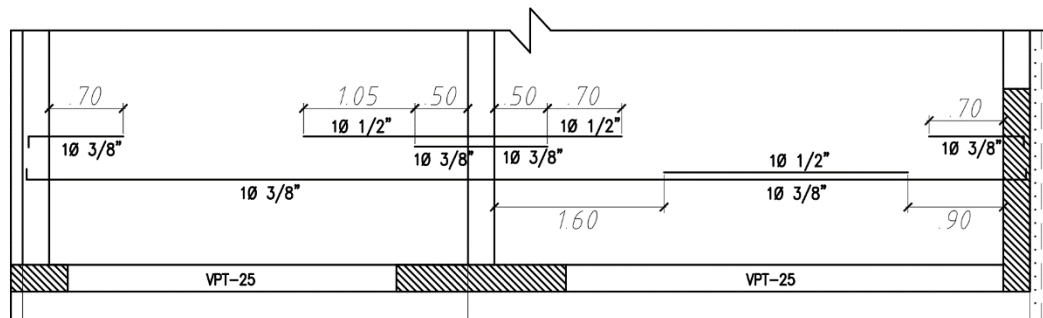


Figura 6.5.5.1. Acero de refuerzo de vigueta

6.6. DISEÑO DE LOSA MACIZA.

6.6.1. Consideraciones para el diseño.

Para realizar el diseño de las losas macizas en el edificio se optará por usar el método de elementos finitos asistido por computador mediante el programa SAP2000 y considerando un ancho efectivo de 1 metro. Como ejemplo se tomará la losa presentada en el capítulo de metrado de cargas en el ítem 4.3 sometidas a las cargas mencionadas en su respectiva sección. Además, es preciso mencionar que se consideró este método de diseño debido a que en la estructura existen losas macizas de forma irregular.

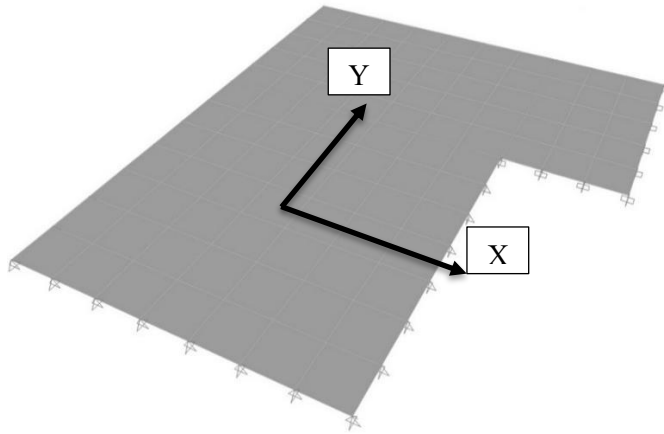


Figura 6.6.1.1. Modelo 3D de losa maciza

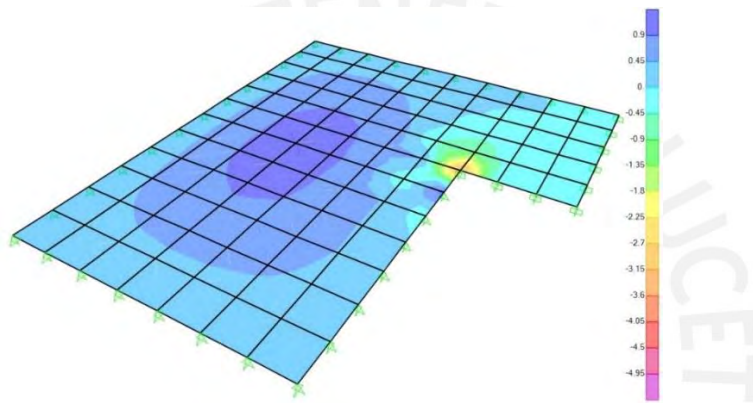


Figura 6.6.1.2. Momentos flectores en la dirección X

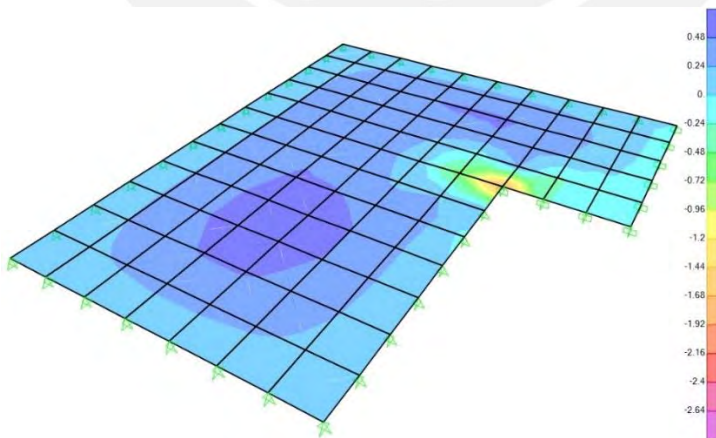


Figura 6.6.1.3. Momentos flectores en la dirección Y

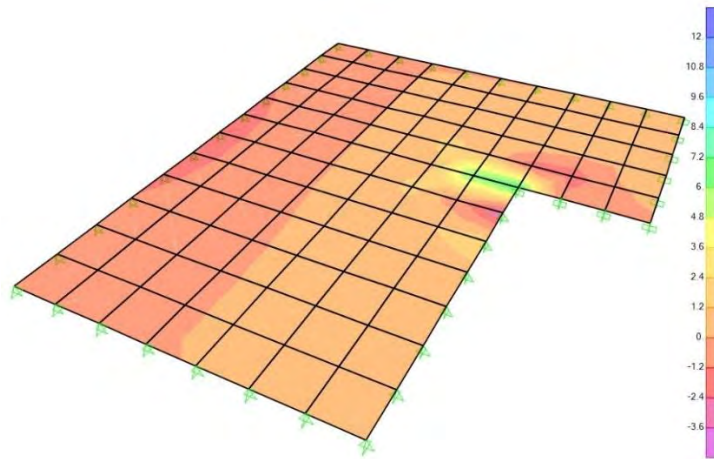


Figura 6.6.1.4. Fuerza cortante en la dirección X

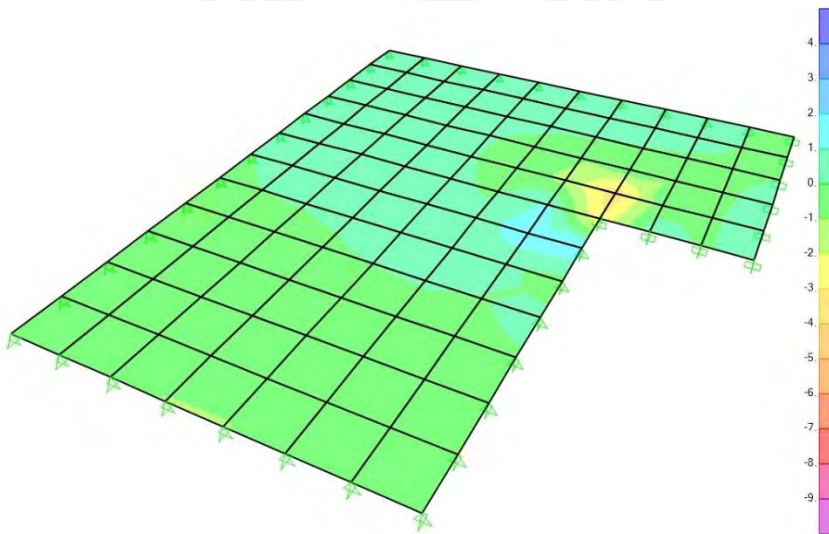


Figura 6.6.1.5. Fuerza cortante en la dirección Y

6.6.2. Diseño de losa maciza por flexión

Para realizar el diseño por flexión se usarán los momentos flectores dados en los gráficos de momento flector presentados en las figuras 6.6.1.2. y 6.6.1.3. Además, con los valores planteados se procederá con los cálculos considerando una sección transversal de 1 m de base por 0.20 m de peralte.

Tabla 6.6.2.1. Diseño por flexión en X

Diseño por flexión	Mmax+	Mmax-
Mu (ton)	1.08	3.41
bw(cm)	100	100
d(cm)	17	17
Asmin(cm ²)	3.6	3.6
Asmax(cm ²)	27.1	27.1
a(cm)	0.4	1.3
As requerido(cm ²)	1.7	5.52
Barras utilizadas	3/8"@25cm	3/8"@25cm+3/8"@25cm
As colocado(cm ²)	4.26	5.68

Tabla 6.6.2.2. Diseño por flexión de Losa Maciza en Y

Diseño por flexión	M+	M-
Mu (ton)	0.56	1.88
bw(cm)	100	100
d(cm)	17	17
Asmin(cm ²)	3.6	3.6
Asmax(cm ²)	27.1	27.1
a(cm)	0.21	0.7
As requerido(cm ²)	0.88	2.99
Barillas utilizadas	3/8"@25cm	3/8"@25cm
As colocado(cm ²)	4.26	4.26

Se puede apreciar que para los momentos positivos en ambas direcciones y para el momento negativo en la dirección Y basta con suministrar la cantidad mínima de acero para suplir la demanda generada por las cargas.

6.6.3. Diseño de losa maciza por fuerza cortante

De manera similar con el diseño por flexión, las fuerzas cortantes de diseño han sido obtenidas de los diagramas de fuerza cortante presentados en las figuras 6.6.1.4. y 6.6.1.5.

Tabla 6.6.3.1. Diseño por cortante en X

Diseño por Cortante	Vmax+	Vmax-
bw(cm)	100	100
d(cm)	17	17
Vc(ton)	14.36	14.36
ϕ	0.85	0.85
ϕVc (ton)	12.21	12.21
Vu (ton)	7.64	3.48
ϕVc (ton)>Vu (ton)	Sí	Sí

Tabla 6.6.3.2. Diseño por cortante en Y

Diseño por Cortante	Vmax+	Vmax-
bw(cm)	100	100
d(cm)	17	17
Vc(ton)	14.36	14.36
ϕ	0.85	0.85
ϕVc (ton)	12.21	12.21
Vu (ton)	1.88	3.66
ϕVc (ton)>Vu (ton)	Sí	Sí

De los resultados que muestran las tablas anteriores, Se aprecia que el valor resistente a la cortante es mayor a las fuerzas originadas por las cargas aplicadas. Por lo tanto, se afirma que la sección resistirá a los esfuerzos de corte.

6.6.4. Control de Deflexiones.

De la misma manera que el ítem 6.5.4. se debe comparar las deflexiones generados por cargas de servicio con las máximas permitidas por la norma E.060. Para realizar esta comparación se presenta el diagrama de deformaciones de la losa obtenido mediante ETABS.

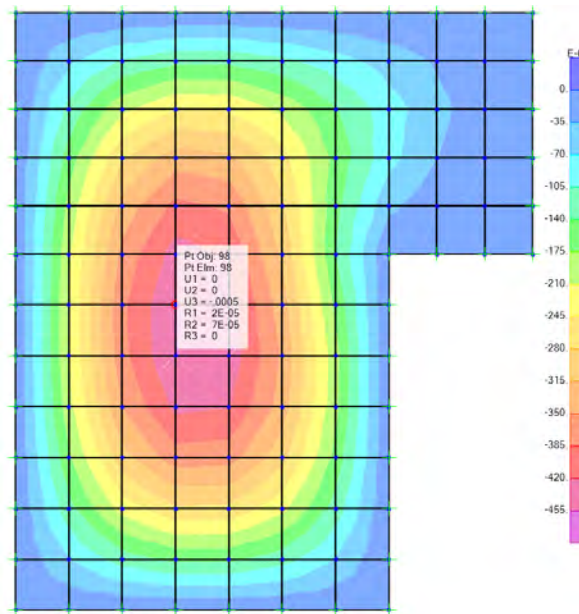


Figura 6.6.4.1. Diagrama de deformaciones

Los valores para las deflexiones tanto máxima como a generada por cargas de servicio se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 6.6.4.1. Deflexiones de Losa

Carga	δ (cm)
Cservicio	0.05
$\delta_{\max}(l_n/360)$	1.44

De la tabla anterior se percibe que la deflexión producida por las cargas de servicio cumple con lo establecido por la norma E.060 siendo menor al valor máximo presentado por esta.

6.6.5. Losa Diseñada.

En la siguiente imagen se presenta el diseño de la losa maciza tomando en consideración todos los datos obtenidos a lo largo de la sección 6.6.

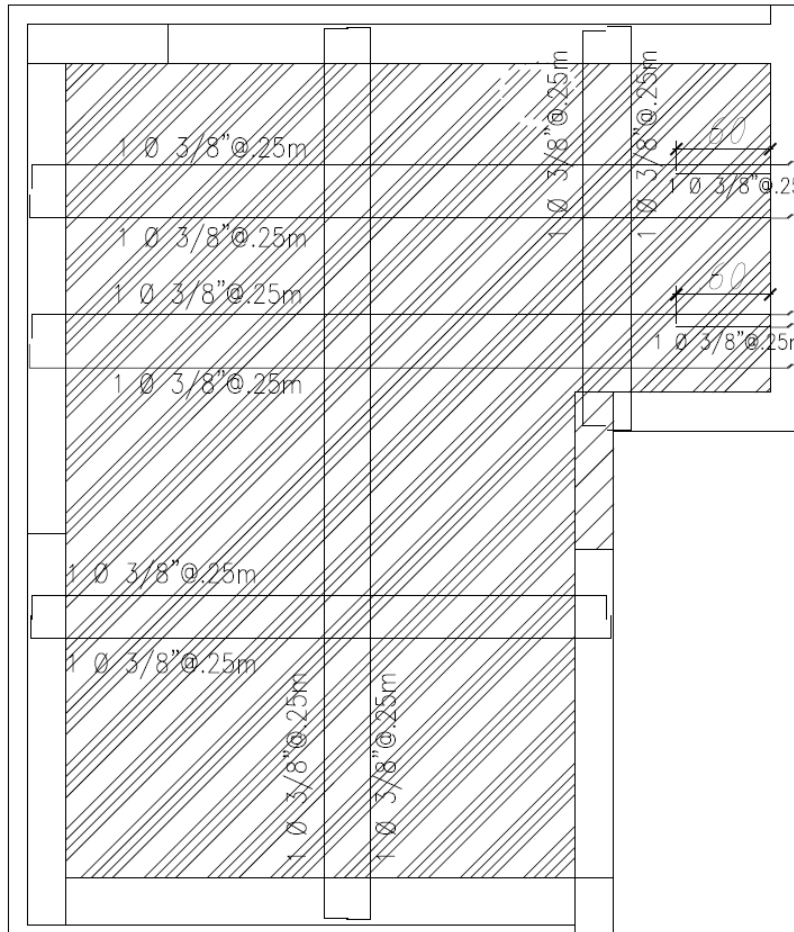


Figura 6.6.5.1. Losa maciza diseñada

7. CAPÍTULO VII: DISEÑO DE VIGAS

7.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para satisfacer las solicitaciones de acero de las vigas por momentos flectores se utilizará las consideraciones planteadas en los incisos 6.1., 6.2. y 6.3. del capítulo anterior. Además, debido a la existencia de vigas resistentes a carga sísmica, se deberá añadir las siguientes consideraciones indicadas en el artículo 21 de la norma E.060.

- Por lo menos deberá existir dos barras de refuerzo continuo a lo largo de la viga tanto en la parte superior como inferior de la sección transversal y teniendo en cuenta que el acero instalado sea por lo menos el valor mínimo indicado por norma. (artículo 21.4.4.1).

- Los empalmes traslapados no deben colocarse en la zona localiza a una distancia igual a dos veces el peralte de la viga medida desde la cara del nudo. (artículo 21.4.4.2).
- La resistencia suministrada a momento positivo en la cara del nudo no deberá ser menor a un tercio del valor de la resistencia suministrada para momento negativo en dicha cara. Además, la resistencia proporcionada en cualquier parte de la viga no deberá ser menor a la mayor resistencia a momento flector suministrada en cualquiera de los nudos. (artículo 21.4.4.3).

7.2. DISEÑO POR CORTANTE

De la misma manera que el inciso anterior, para satisfacer la demanda de refuerzo por cortante se deberá seguir los lineamientos planteados en el inciso 6.4. del presente documento. Por otra parte, también es necesario añadir las siguientes consideraciones acerca del refuerzo mínimo indicadas en los artículos 11.5.5. y 11.5.6. de la norma E.060.

- El refuerzo mínimo deberá ser colocado en todo elemento de concreto armado sometido a flexión donde el valor del cortante último aplicado sea mayor a la mitad del valor de la resistencia por cortante del concreto. Teniendo como excepción los siguientes casos
 - a) Losas y zapatas.
 - b) Losas nervadas y aligerados de concreto con viguetas.
 - c) Vigas con un peralte menor o igual que el mayor de los siguientes valores: 250mm, 2.5 veces el espesor del ala y 0.5 veces el ancho del alma.
- El valor del refuerzo mínimo está delimitado por la siguiente expresión

$$A_v \min = 0.2 \sqrt{f'c} \frac{b_w s}{f_y} \quad (\text{Exp. 7.2.1.})$$

Pero no debe ser menor que $3.5 \frac{b_w s}{f_y}$.

- El espaciamiento del refuerzo por cortante no debe exceder de $d/2$ en elementos no preesforzados, de $0.75h$ en elementos preesforzados ni de 600 mm en ambos casos.
- Donde V_s sobrepase $1.1 \sqrt{f'c} b_w d$, las separaciones en el ítem anterior se deben reducir a la mitad.

De forma similar que, para la sección de diseño por flexión de este capítulo, la norma E.060 presenta en el artículo 21 algunas consideraciones para el diseño del refuerzo teniendo en cuenta las solicitaciones sísmicas.

- El valor de la fuerza cortante “Vu” de diseño de los elementos que resista efectos sísmicos no deberá ser menor al menor valor entre la fuerza cortante planteada para el diseño por capacidad y la fuerza cortante obtenida al amplificar el valor del sismo en 2.5 veces. (artículo 21.4.3).

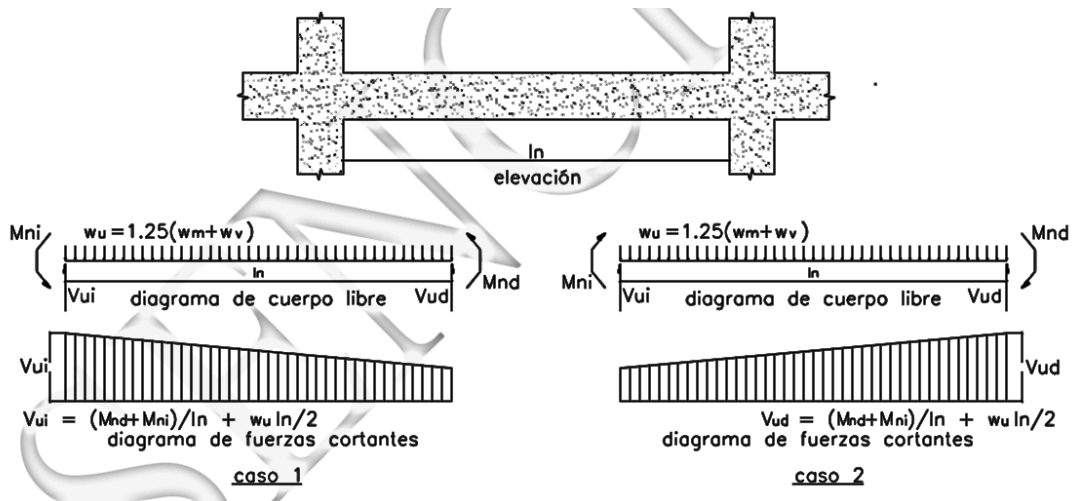


Figura 7.2.1. Fuerza cortante planteada para el diseño por capacidad- Fuente: Norma E.060

- En ambos extremos del elemento se presentará una zona de confinamiento cuya dimensión será igual a dos veces el valor de su peralte. Además, el primer estribo colocado en esta zona no deberá estar a más de 100 mm de distancia de la cara del apoyo. (artículo 21.4.4.4).
- Complementado el punto anterior, los estribos serán como mínimo de 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8”, de 3/8” para barras hasta 1” de diámetro y de 1/2” para barras longitudinales de mayor diámetro.
- Siguiendo con el mismo artículo, los espaciamientos en la zona de confinamiento no deben exceder al menor valor de las siguientes expresiones.
 - a) $d/4$, sin ser necesario que el resultado sea menor a 150mm.
 - b) diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

c) 24 veces el diámetro de la barra usada como estribo de confinamiento.

d) 300 mm.

- Para la zona no confinada, el espaciamiento no deberá exceder de 0.5 veces el valor del peralte efectivo y tampoco deberá ser mayor al espaciamiento calculado debido a la sollicitación de fuerza cortante.

7.3. CONTROL DE DEFLEXIONES

El artículo 9.6.2. de la norma E.060 propone una tabla con peraltes mínimos para los cuales no es necesario el cálculo de las deflexiones. Estos valores dependen las condiciones de apoyo de los elementos.

Tabla 7.3.1. Peraltes mínimos de vigas o losas en una dirección

	Peralte mínimo			
	Simplemente apoyados	con un extremo continuo	ambos extremos continuos	En voladizo
Vigas o losas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Estos valores se pueden usar directamente en elementos de concreto de peso normal (alrededor de 2300 Kg/m³) y refuerzo f_y igual a 4200 Kg/cm²

7.4. CONTROL DE FISURACIÓN

Con el fin de limitar las fisuraciones en la viga, la norma E.060 presenta algunos requisitos a que se deben cumplir de acuerdo al artículo 9.9.3. Este ítem presenta un parámetro Z que depende de la distribución de acero en tracción y cuyo valor deberá ser menor a 26000 Kg/cm y se calculará mediante las siguientes expresiones.

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A_{ct}} \quad (\text{Exp. 7.4.1.})$$

$$f_s = \frac{M_s}{0.9 d A_s} \quad (\text{Exp. 7.4.2.})$$

Donde:

f_s : Esfuerzo del acero que se puede estimar con Ex. 7.4.2.

d_c : Espesor de recubrimiento de concreto medido desde la fibra externa en tracción.

A_{ct} : área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo de tracción dividido entre el número de barras.

7.5. DISEÑO DE VIGA

7.5.1. Diagrama de fuerzas Internas

Los valores de fuerzas internas de diseño han sido calculados mediante el Programa ETABS usando de base el Modelo presentado en el quinto capítulo del presente documento. Además, los valores a utilizar han sido seleccionados teniendo en cuenta una envolvente de los diagramas de fuerzas internas que considera a todas las combinaciones de cargas mayoradas mostradas en la tabla 1.4.2. presentada en el capítulo 1. Por otro lado, para realizar el control de fisuración se considerarán los momentos flectores bajo cargas de servicio.

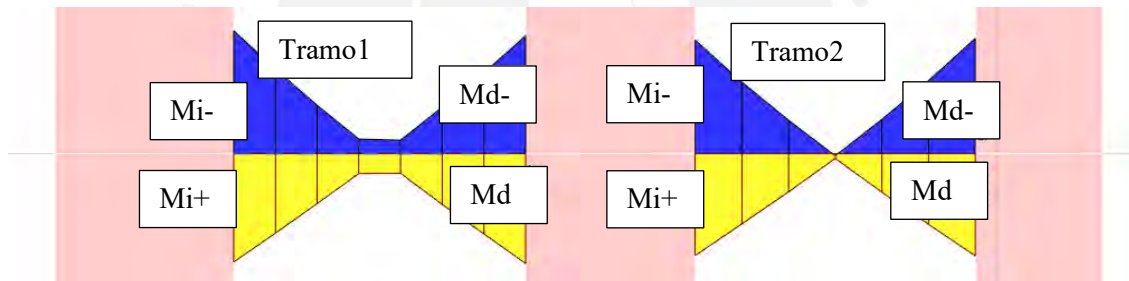


Figura 7.5.1.1. Diagrama de envolvente de momentos flectores de viga

Tabla 7.5.1.1. Valores de momentos flectores mayorados de la viga

	Tramo 1	Tramo 2
Mi-(ton.m)	24.74	22.11
Mi+(ton.m)	21.37	20.66
Md-(ton.m)	24.60	23.35
Md+(ton.m)	21.70	18.26

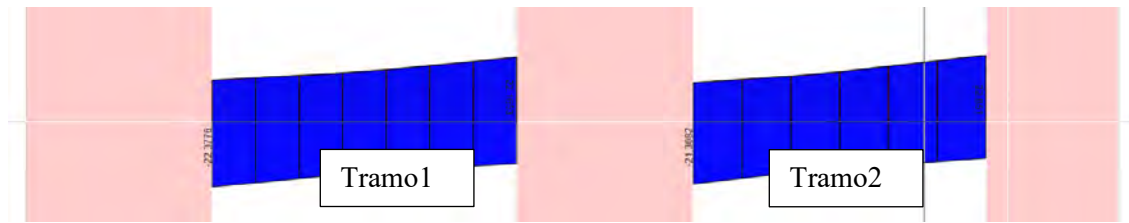


Figura 7.5.1.2. Diagrama de envolvente de Fuerzas cortantes de viga

Tabla 7.5.1.2. Valores de fuerza cortante máxima mayoradas de la viga a “d” de la cara

	Tramo1	Tramo2
Vmax+(ton)	19.57	20.38
Vmax-(ton)	19.78	18.84

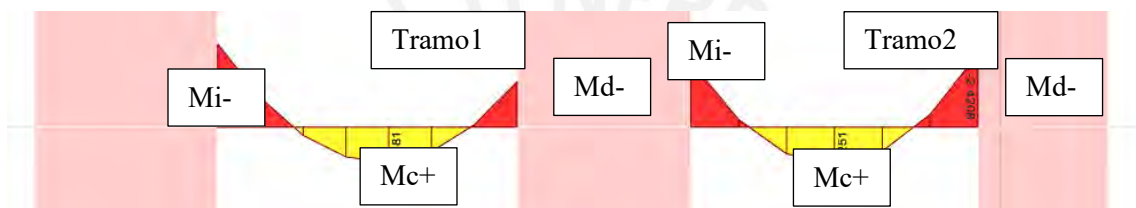


Figura 7.5.1.3. Diagrama de momentos flectores bajo cargas de servicio de la viga

Tabla 7.5.1.3. Valores de momentos flectores bajo cargas de servicio

	Tramo1	Tramo2
Mi-(ton.m)	1.72	0.72
Mc+(ton.m)	1.49	1.76
Md-(ton.m)	1.45	2.55

7.5.2. Diseño de viga por flexión

Siguiendo las consideraciones mencionadas en 7.1, se muestran las siguientes tablas en la cuales se presentan los parámetros de diseño por flexión en conjunto con la cantidad de acero a instalar.

Tabla 7.5.2.1. Diseño por flexión del tramo 1

Diseño por flexión	Tramo1			
Mu(ton.m)	24.74	21.37	24.60	21.70
bw(cm)	25	25	25	25
d(cm)	64	64	64	64
Asmin(cm ²)	3.84	3.84	3.84	3.84
Asmax(cm ²)	25.5	25.5	25.5	25.5
a(cm)	10.48	8.94	10.42	9.09
As requerido(cm ²)	11.14	9.5	11.07	9.66
Barras utilizadas	4Ø3/4	4Ø3/4	4Ø3/4	4Ø3/4
As colocado(cm ²)	11.36	11.36	11.36	11.36

Tabla 7.5.2.2. Diseño por flexión del tramo 2

Diseño por flexión	Tramo2			
Mu(ton.m)	22.11	20.66	23.35	18.26
bw(cm)	25	25	25	25
d(cm)	64	64	64	64
Asmin(cm ²)	3.84	3.84	3.84	3.84
Asmax(cm ²)	25.5	25.5	25.5	25.5
a(cm)	9.27	8.62	9.84	7.55
As requerido(cm ²)	9.85	9.16	10.46	8.02
Barras utilizadas	4Ø3/4	4Ø3/4	4Ø3/4	4Ø3/4
As colocado(cm ²)	11.36	11.36	11.36	11.36

Se aprecia que la cantidad de acero positivo instalado en ambos tramos tienen valores mayores a la tercera parte del valor de acero negativo colocado. Por lo tanto, el diseño planteado satisface el artículo 21.4.4.3.

7.5.3. Diseño de viga por fuerza cortante

Siguiendo las pautas indicadas en 7.2, se debe comparar los valores de cortante obtenidos a partir del modelo usando ETABS y que se muestran en la tabla 7.5.1.2. con los valores de cortante por capacidad y la cortante obtenida debido a 2.5 veces la carga sísmica. En la siguiente tabla se muestran los valores de las cortantes por capacidad.

Tabla 7.5.3.1. Cortantes por capacidad

	Tramo 1	Tramo 2	
Wm(ton/m)	1.95	2.37	
Wv(ton/m)	0.49	0.49	
Vi(ton)	-4.73	-5.22	
Vd(ton)	4.73	4.91	
Mni(ton.m)	44.9	44.9	
Mnd(ton.m)	44.9	44.9	
Vu1i(ton)	11.52	11.03	
Vu1d(ton)	20.98	21.16	Caso 1
Vu2i(ton)	-20.98	-21.47	
Vu2d (ton)	-11.52	-11.34	Caso 2

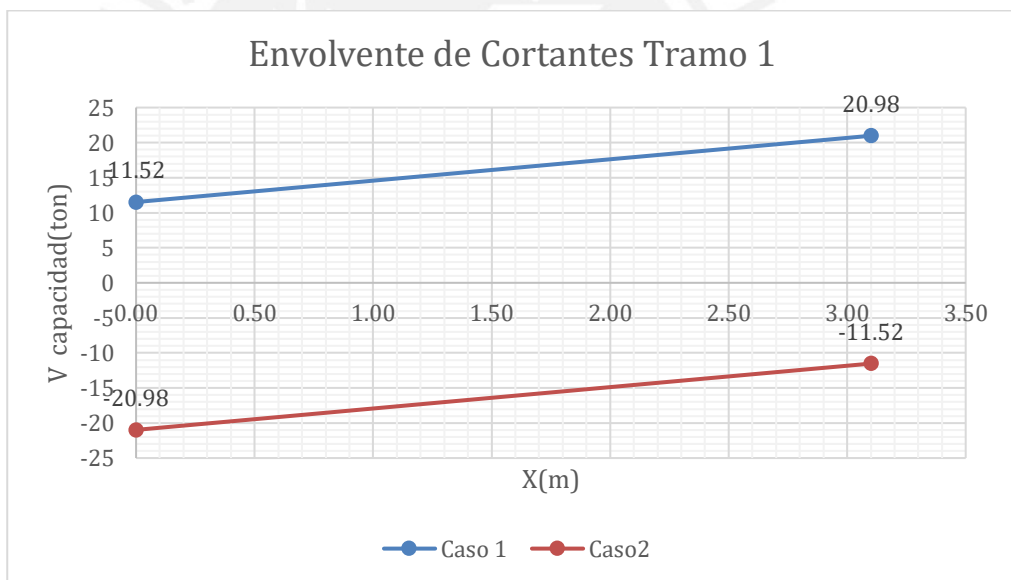


Figura 7.5.3.1. Envolverte de cortantes del tramo 1

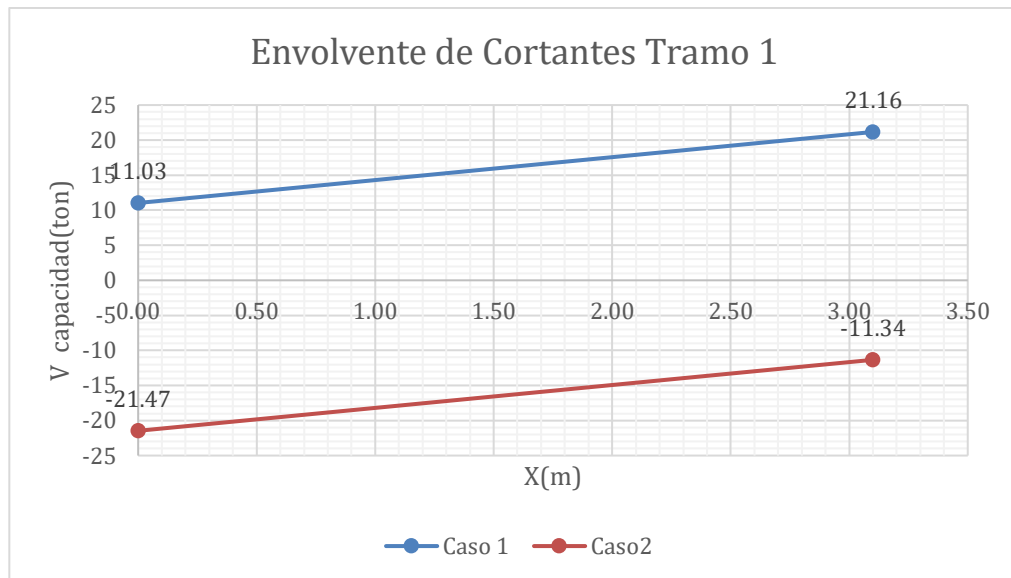


Figura 7.5.3.2 Envolverte de cortantes del tramo 2

Para la cortante correspondiente a 2.5 veces el sismo se encontró que los valores máximos para el tramo 1 y 2 fueron de 41.73 ton y 41.24 ton respectivamente. Al agrupar los valores numéricos máximos de todas las cortantes se presenta la siguiente tabla.

Tabla 7.5.3.2. Cortantes de Diseño

	Tramo1	Tramo2
V análisis (ton)	19.78	20.38
V capacidad (ton)	20.98	21.47
V 2.5sismo (ton)	41.73	41.24
Vu (ton)	20.98	21.47

Se aprecia que el valor de la fuerza cortante del análisis del modelo es menor a los valores del cortante por capacidad y al resultante del análisis usando 2.5 veces la carga sísmica planteada, Por consiguiente, la cortante de diseño será el mínimo valor de los dos últimos casos antes mencionados. De esta manera, en el siguiente cuadro se muestran el espaciamiento calculado y los parámetros usados para llegar a esta.

Tabla 7.5.3.3. Cálculo del espaciamiento del refuerzo por cortante

	Tramo1	Tramo2
Vu diseño(ton)	20.98	21.47
ϕV_c (ton)	10.45	10.45
Av (cm)	0.71	0.71
esp.max1(cm)	82.31	82.31
esp.max2(cm)	68.16	68.16
esp. Max elegido (cm)	68.16	68.16
d/2(cm)	32	32
espaciamiento(cm) <	32.00	32.00
Vs(ton)	12.39	12.97
s (cm) (Exp. 6.4.3)	30.80	29.43
Vs lim(ton)	48.69	48.69
¿Vs>Vs lim?	NO	NO

Se aprecia que los valores para cada tramo son de 30.80 cm y 29.43 cm. Para la zona de confinamiento, estos resultados se los debe comparar con aquellos indicados en el artículo 21.4.4.4 de la norma E. 060 y mencionados en el inciso 7.2. del presente documento.

- a) $\frac{d}{4} = \frac{64 \text{ cm}}{4} = 16 \text{ cm}.$
- b) $10d_b = 10 \times 1.905 \text{ cm} = 19.05 \text{ cm}.$
- c) $24 \times \phi_{estribo} = 24 \times 0.9525 \text{ cm} = 22.8 \text{ cm}.$
- d) $300 \text{ mm} = 30 \text{ cm}.$

El espaciamiento máximo permitido está descrito por lo calculado en el ítem “a” y cuyo valor es de 16 cm. De esta manera, se colocará un estribo inicial a 5 cm de la cara del nudo y 10 estribos espaciados a 15 cm dentro de la zona de confinamiento en ambos extremos. Debido a que la zona no confinada es de 30 cm, los estribos que se encontrarán dentro de esta también se colocarán a 15 cm de espaciamiento.

7.5.4. Control de deflexiones

Al usar la tabla 7.3.1. con las dimensiones de la viga se presentan los siguientes resultados.

Tabla 7.5.4.1. Peraltes mínimos para cada tramo

	Tramo1	Tramo2
Condición de tramo	Ambos extremos continuos	Ambos extremos continuos
h mínimo(cm)	14.76	14.76

Dado que el peralte de la viga, Cuyo valor es de 70 cm, excede de gran manera el peralte mínimo necesario para no verificar las deflexiones según norma, se puede concluir que las deflexiones no supondrán ningún problema para este elemento diseñado.

7.5.5. Control de Fisuración

En los siguientes cuadros se muestran los valores del parámetro Z calculados para las secciones de mayor momento en cada tramo junto al resto de parámetros utilizados para calcular su valor.

Tabla 7.5.5.1. Parámetro Z del tramo 1

	Tramo1		
	Mi-	Mc+	Md
b(cm)	25.00	25.00	25.00
d(cm)	64.00	64.00	64.00
As(cm ²)	11.36	11.36	11.36
Ms (ton.m)	1.72	1.49	1.45
N° de barras	4.00	4.00	4.00
fs.(kg/cm ²)	262.86	227.71	223.13
dc(cm)	6.00	6.00	6.00
Act(cm ²)	75.00	75.00	75.00
Z(ton/m)	201.43	174.45	170.98
Zmax (ton/m)	2600	2600	2600
Z/Zmax (%)	7.75	6.71	6.58

Tabla 7.5.5.2. Parámetro Z del tramo 2

	Tramo1		
	Mi-	Mc+	Md
b(cm)	25.00	25.00	25.00
d(cm)	62.00	62.00	62.00
As(cm ²)	11.36	11.36	11.36
Ms (ton.m)	0.72	1.76	2.55
N° de barras	4.00	4.00	4.00
fs.(kg/cm ²)	113.58	277.65	402.28
dc(cm)	6.00	6.00	6.00
Act(cm ²)	75.00	75.00	75.00
Z(ton/m)	87.04	212.77	308.27
Zmax (ton/m)	2600	2600	2600
Z/Zmax (%)	3.35	8.18	11.86

En las dos tablas anteriores se evidencia que los valores del parámetro Z en cada caso es mucho menor al valor máximo permitido por la norma. Además, se puede ver que el ratio entre estos es menor del quince por ciento en cada caso indicando que las cargas de servicio aplicadas a lo largo de la viga no generarán complicaciones debido a la cantidad de acero colocado producto de las cargas sísmicas.

7.5.6. Viga diseñada

En las siguientes figuras se presentan los tramos de vigas diseñadas de acuerdo a lo mencionado en el presente capítulo de este documento.

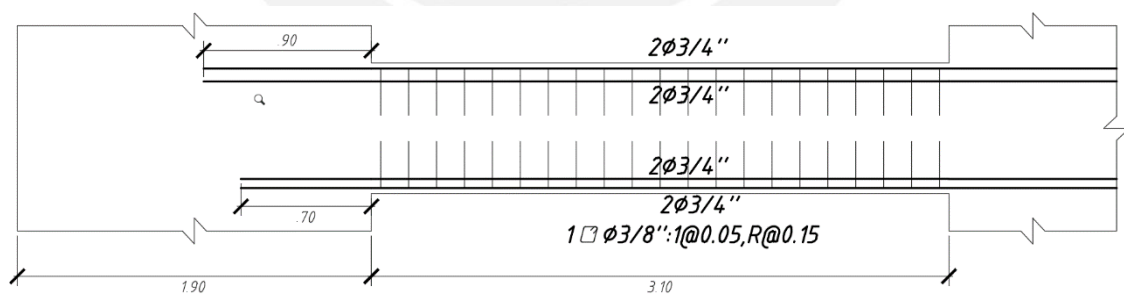


Figura 7.5.6.1. Diseño del Tramo 1 de la viga seleccionada

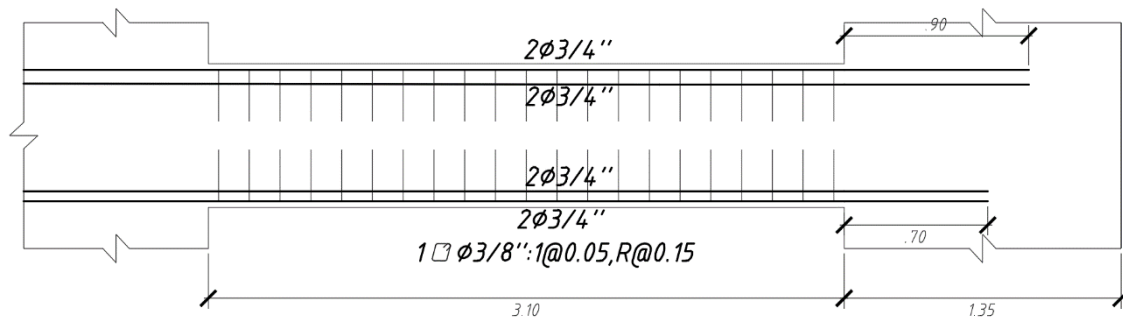


Figura 7.5.6.2. Diseño del tramo 2 de la viga seleccionada

8. CAPÍTULO VIII: DISEÑO DE COLUMNAS

Las cargas que se considerarán para el diseño se calculan a partir de las siguientes combinaciones según el método de resistencia. Cabe destacar que, a diferencia de las consideraciones en el diseño de vigas, las fuerzas internas de diseño no se calcularán a partir de una envolvente de cargas, si no se analizará cada combinación de manera independiente.

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

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

$$CU = 0.9CM \pm S$$

8.1. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

8.1.1. Flexocompresión uniaxial

Debido a que en las columnas actúan simultáneamente combinaciones de fuerzas de compresión y flexión, las ecuaciones planteadas para el cálculo del refuerzo a instalar tienden a ser complejas para su uso en el diseño. Para esta problemática se plantea el uso del diagrama de interacción que está definido como el lugar geométrico de las combinaciones de Fuerza axial y momento flector que agotan la capacidad de la sección (Ottazzi, 2016). En la siguiente imagen se puede apreciar la forma típica de un diagrama de interacción para una columna con estribos.

Donde:

ΣPu : Suma de cargas amplificadas acumuladas desde el piso superior hasta el entrepiso considerado.

Δo : Deformación relativa entre el nivel superior e inferior del entrepiso considerado de acuerdo al análisis sísmico de primer orden.

El valor de Δo deberá multiplicarse por el factor de reducción considerado en la sección de análisis sísmico.

Vus : Fuerza cortante amplificada de entrepiso.

he : Altura del entrepiso medida de piso a piso.

8.2.1. Estructuras sin desplazamiento lateral

El artículo 10.12.2. de la Norma E.060 indica que se puede ignorar los efectos de la esbeltez en elementos que satisfacen la siguiente expresión.

$$\frac{k lu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \leq 40 \quad (Exp. 8.2.1.1.)$$

Donde:

k : Factor de longitud efectiva, según el artículo 10.12.1. su valor debe tomarse como 1.

lu : Longitud no arriostrada del elemento, debe tomarse como la distancia libre entre losas de piso, vigas u otros elementos capaces de proporcionar apoyo lateral en la dirección que se está considerando.

r : Radio de giro del elemento igual a 0.3 veces la dimensión de la sección en la dirección de análisis.

$M1$: Menor momento amplificado en uno de los extremos de los elementos sometidos a compresión Positivo si el elemento está sometido a curvatura simple y negativo si está sometido a curvatura doble.

$M2$: Mayor momento amplificado en uno de los extremos del elemento n compresión. Este valor es siempre positivo.

Si el valor de la expresión 8.2.1.1. No llega a cumplirse, la norma E.060 plantea en el artículo 10.12.3 la magnificación del momento flector amplificado por las combinaciones de cargas (M_c) descrito por las siguientes expresiones.

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (\text{Exp. 8.2.1.2.})$$

Donde:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad (\text{Exp. 8.2.1.3.})$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k l_u)^2} \quad (\text{Exp. 8.2.1.4.})$$

Además, el valor de “EI” debe tomarse como

$$EI = \frac{(0.2E_c + E_s I_{se})}{1 + \beta d} \quad (\text{Exp. 8.2.1.5.})$$

Teniendo en cuenta que:

C_m : Factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momento uniforme y se calcula con:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4 \quad (\text{Exp. 8.2.1.6.})$$

P_c : Carga crítica de pandeo.

EI : Producto del módulo de elasticidad y la inercia considerando fisuramiento.

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

I_g : Inercia de la sección bruta de concreto.

I_{se} : Inercia el acero de refuerzo.

βd : Relación entre el momento último a la carga muerta y el momento último de diseño. Este valor es siempre positivo.

8.2.2. Estructuras con desplazamiento lateral

Para este tipo de estructuras los efectos de esbeltez se pueden despreciar si se cumple con lo siguiente:

$$\frac{k lu}{r} \leq 22 \quad (\text{Exp. 8.2.2.1.})$$

Si las características de la sección no satisfacen lo propuesto por la expresión anterior, los momentos M1 y M2 en los extremos se deben tomar como:

$$M1 = M1ns + \delta s M1s \quad (\text{Exp. 8.2.2.2.})$$

$$M2 = M2ns + \delta s M2s \quad (\text{Exp. 8.2.2.3.})$$

Donde:

M1ns: Momento amplificado en el extremo del elemento en compresión en la cual actúa M1 y que se debe a cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable.

M2ns: Momento amplificado en el extremo del elemento en compresión en la cual actúa M2 y que se debe a cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable.

M1s: Momento amplificado en el extremo en el cual actúa M1 y que se debe a cargas que causan desplazamiento lateral apreciable.

M2s: Momento amplificado en el extremo en el cual actúa M2 y que se debe a cargas que causan desplazamiento lateral apreciable.

δs : Factor de amplificación del momento en pórticos no arriostrados o con desplazamiento lateral.

Además, se tiene que:

$$\delta s = \frac{1}{1 - Q} \geq 1.0 \quad (\text{Exp. 8.2.2.4.})$$

O también:

$$\delta s = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{0.75 \sum Pc}} \geq 1.0$$

Para el valor de P_c se debe considerar que el valor de k debe ser calculado usando los valores de E_c e I según artículo 10.11.1. de la norma E.060.

8.3. DISEÑO POR CORTANTE

De manera similar que las vigas, las columnas también deben llevar estribos que aporten apoyo a la resistencia a la cortante suministrada por el concreto, es por eso que el artículo 11.3.1.2. propone una expresión de resistencia a la fuerza cortante para elementos sometidos a compresión axial.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) b_w d \quad (\text{Exp. 8.3.1.})$$

En donde Nu se define como la Carga axial positiva por estar en compresión y cuyo valor es medido en kilogramos. Por otro lado, la resistencia requerida por el acero y el espaciamiento del refuerzo por cortante se calcula con las mismas expresiones indicadas en el ítem 7.2. del presente documento.

Es necesario acotar que, al igual que en la sección de vigas, la norma E.060 destina en su artículo 21 ciertas disposiciones a cumplir para el diseño de columnas con responsabilidad sísmica que delimitan la fuerza cortante de diseño y los espaciamientos máximos de los estribos a lo largo de su altura.

Con respecto a la fuerza cortante de diseño, esta no debe ser menor que el menor valor entre la fuerza cortante por capacidad y la envolvente de las fuerzas cortantes considerando una carga sísmica amplificada 2.5 veces.

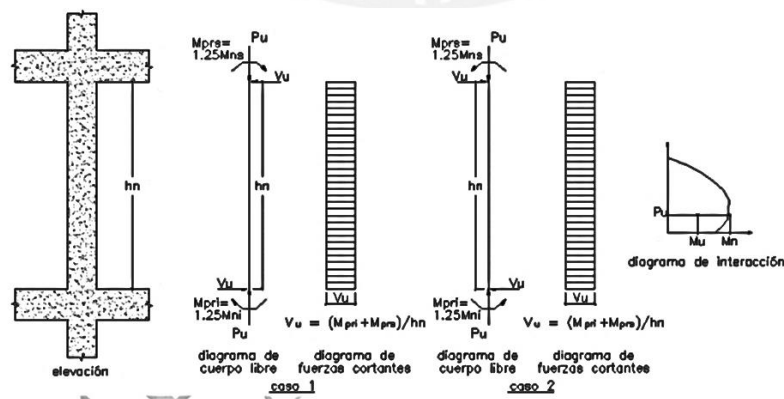


Figura 8.3.1. Fuerza cortante por capacidad-Fuente: Norma E.060

Para los espaciamientos máximos el artículo 21 presenta dos zonas de interés con diferentes consideraciones: La zona de confinamiento y la zona central. Para la primera se indica que su longitud (L_o) no debe ser menor que el mayor valor entre:

- Una sexta parte de la longitud libre del elemento.
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 50 cm.

Y dentro de esta el espaciamiento máximo (S_o) se defina por las siguientes restricciones.

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La mita de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 10 cm.

Por otro lado, en la zona central se plantea que la separación no será mayor que el menor valor de las consideraciones planteadas por los artículos 7.10. y 11.5.5.1.

- el espaciamiento calculado debido a la fuerza cortante.
- La mitad del peralte efectivo.
- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal.
- 48 veces el diámetro del estribo.
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 30cm.

Cabe añadir que también se colocará refuerzo en el nudo y cuyo valor máximo de espaciamiento no será mayor que el menor valor entre:

- $S_{max} = \frac{A_v F_y}{0.2\sqrt{f'c}bw}$.
- $S_{max} = \frac{A_v F_y}{3.5bw}$.
- 15cm.

En el siguiente esquema se muestra la distribución del refuerzo por cortante.

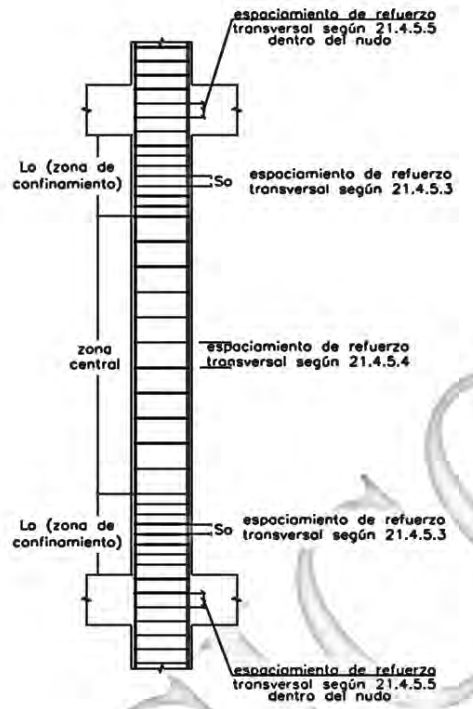


Figura 8.3. Distribución de estribos-Fuente Norma E.060

8.4. DISEÑO DE COLUMNA

La columna a diseñar será la mostrada en el ítem 3.4. del presente documento y las cargas utilizadas son las correspondientes al piso 1.

8.4.1. Verificación de desplazamiento lateral

Con los datos proporcionados por el análisis sísmico y las cargas amplificadas, se presentan las siguientes tablas indicando los índices de estabilidad en cada eje de análisis.

Tabla 8.4.1.1. Índice de estabilidad en el eje X

Sismo X					
Nivel	$\Sigma Pu(\text{ton})$	$\Delta o(\text{m})$	$Vus(\text{ton})$	$h_e(\text{m})$	Q
6	624.39	0.0111	133.46	2.85	0.018
5	1641.45	0.0126	283.18	2.85	0.026
4	2658.51	0.0142	391.10	2.85	0.034
3	3675.56	0.0147	474.17	2.85	0.040
2	4692.62	0.0137	536.87	2.85	0.042
1	5709.68	0.0090	571.50	2.85	0.032

Tabla 8.4.1.2. Índice de estabilidad en el eje Y

Sismo Y					
Nivel	$\Sigma Pu(\text{ton})$	$\Delta o(\text{m})$	Vus(ton)	he(m)	Q
6	624.39	0.0119	113.10	2.85	0.023
5	1641.45	0.0135	240.15	2.85	0.032
4	2658.51	0.0146	331.74	2.85	0.041
3	3675.56	0.0148	401.59	2.85	0.048
2	4692.62	0.0130	452.67	2.85	0.047
1	5709.68	0.0082	479.79	2.85	0.034

Se puede verificar que en ambas direcciones y para cada entrepiso el valor de Q es menor a 0.06, en consecuencia, se considera a la estructura como arriostrada o sin desplazamiento lateral.

8.4.2. Combinaciones de cargas y efectos de esbeltez

En el siguiente cuadro se presentan las cargas amplificadas según criterio del diseño de resistencia.

Tabla 8.4.2.1. Combinaciones de cargas

Combinación		P(ton)	Mnx-x(ton.m)	Muy-y(ton.m)	VX (ton)	VY (ton)
1.4CM+1.7CV		142.24	9.8328	1.0241	0.69	6.9526
1.25(CM+CV) ±SX	Max	118.48	14.4407	2.7634	1.3116	8.3456
	Min	126.86	2.3447	-1.0112	-0.1303	3.5545
1.25(CM+CV) ±SY	Max	109.47	28.8361	1.3949	0.7883	13.9413
	Min	135.87	-12.0508	0.3574	0.393	-2.0412
0.9CM±SX	Max	69.59	10.7917	2.3896	1.0609	5.814
	Min	77.96	-1.3043	-1.385	-0.3811	1.0229
0.9CM±SY	Max	60.58	25.1872	1.0211	0.5376	11.4098
	Min	86.98	-15.6997	-0.0165	0.1422	-4.5728

Con los datos de tabla 8.4.2.1. se verificará si los efectos de esbeltez afectarán a los momentos o si podrán ser obviados. De esta manera los valores de M1 y M2 se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 8.4.2.2. valores de M1 y M2 para cada eje

	Mxx	Myy
M1(ton.m)	1.30	0.02
M2(ton.m)	28.84	2.76

Con ayuda de la tabla anterior se puede calcular el límite superior para la verificación de la esbeltez.

Tabla 8.4.2.3. límites superiores de verificación de esbeltez para cada eje

	X	Y
M1/M2	-0.0060	-0.0452
34-12(M1/M2)	34.07	34.54

Se aprecia que el cociente de M1/M2 es negativo debido a que la columna presenta curvatura doble. De esta manera, los valores de esbeltez se muestran en el siguiente cuadro.

Tabla 8.4.2.4. Valores de esbeltez para cada dirección

	X	Y
h(m)	0.25	0.95
lu(m)	2.25	2.25
k	1.00	1.00
r(m)	0.08	0.29
k.lu/r	30.00	7.89

Los valores resaltados en la tabla 8.4.2.4. son menores que los presentados en la tabla 8.4.2.3. Por ende, se puede afirmar que los efectos de esbeltez no supondrán ningún inconveniente ya que se encuentran en el rango en el cual es posible ignorarlos.

8.4.3. Diseño por flexocompresión uniaxial

Para el armado de acero longitudinal se considera inicialmente una cuantía del 1%. Debido a que sección de la columna es de 25x95 cm, el valor de acero inicial da un valor de 23.75 cm². Por ende, se colocarán 12 barras de 5/8" de diámetro (24cm²) en la siguiente disposición.

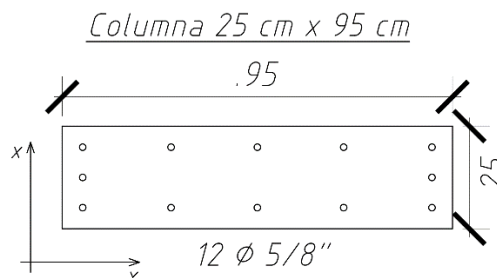


Figura 8.4.3.1. Distribución de acero longitudinal

Con la distribución anterior y las combinaciones de carga se presentan los siguientes diagramas de interacción.

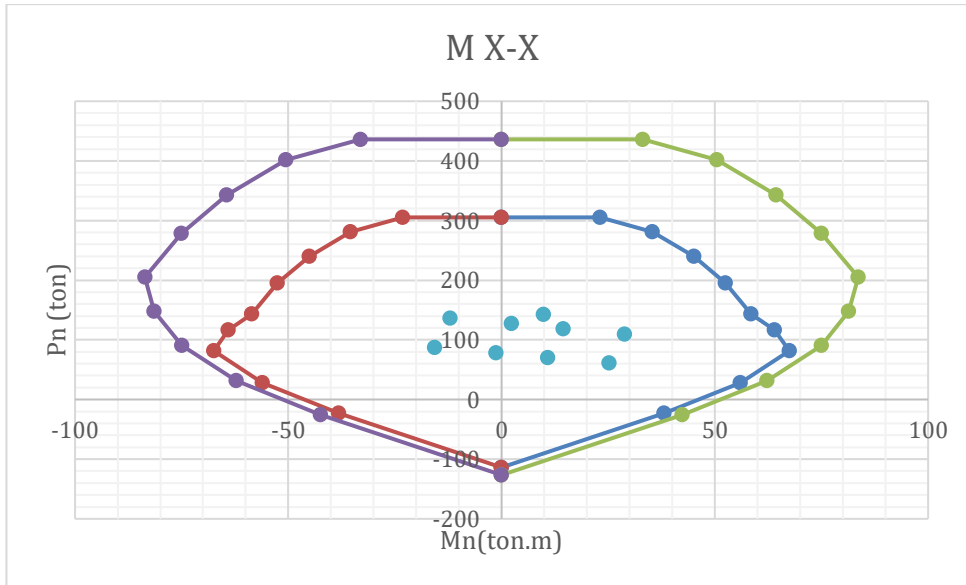


Figura 8.4.3.2. Diagrama de interacción para momentos aplicados en el eje X

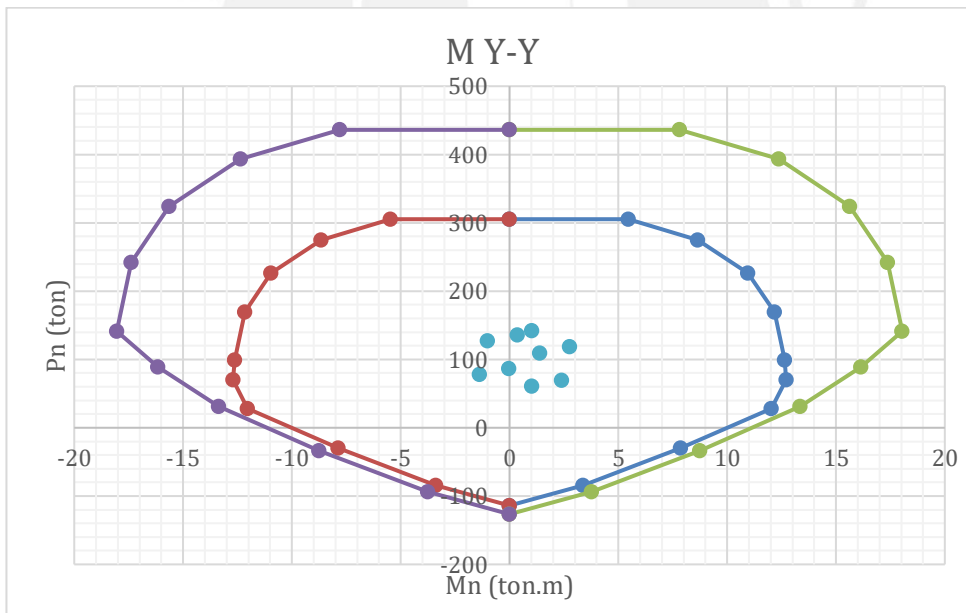


Figura 8.4.3.3. Diagrama de interacción para momentos aplicados en el eje Y

Las combinaciones de cargas se encuentran dentro de la zona delimitada por el diagrama de diseño, por lo tanto, se afirma que el acero colocado cumple con las solicitaciones de flexocompresión uniaxial.

8.4.4. Diseño por cortante

Acorde con lo indicado en 8.3. se debe delimitar la fuerza cortante de diseño. Es por eso que en el siguiente cuadro se muestran los valores de momentos nominales para cada combinación y dirección.

Tabla 8.4.4.1. Momentos Nominales en ambas direcciones

Combinación	P(ton)	Mnx-x(ton.m)	Mny-y(ton.m)
1.4CM+1.7CV	142.24	73.06	17.00
1.25(CM+CV) ±SX	118.48	68.03	16.14
	126.86	69.29	16.43
1.25(CM+CV) ±SY	109.47	66.78	16.13
	135.87	71.81	16.72
0.9CM±SX	69.59	60.50	14.13
	77.96	63.01	14.41
0.9CM±SY	60.58	59.24	13.56
	86.98	63.01	14.70

De la tabla se tiene que la cortante por capacidad se calculará con el momento de 73.06 ton.m.

Usando la expresión mostrada en la figura 8.3.1. se tiene que $V_u = \left(\frac{73.06+73.06}{2.25} \right) = 64.94 \text{ ton.}$

Por otro lado, en la siguiente tabla se muestran los valores de cortante debido a una carga sísmica amplificada 2.5 veces.

Tabla 8.4.4.2. Cortantes para sismo amplificado 2.5 veces y sin amplificar

Combinación	VX (ton)	VY (ton)	VX	VY
			2.5xsismo(ton)	2.5xsismo(ton)
1.4CM+1.7CV	0.69	6.95	0.69	6.95
1.25(CM+CV) ±SX	1.31	8.35	2.3931	11.939
	-0.13	3.55	-1.2118	-0.0388
1.25(CM+CV) ±SY	0.79	13.94	1.0848	25.9283
	0.39	-2.04	0.0965	-14.0281
0.9CM±SX	1.06	5.81	2.1423	23.3967
	-0.38	1.02	-1.4625	-16.5597
0.9CM±SY	0.54	11.41	0.92	26.88
	0.14	-4.57	-0.24	-20.04

De las tablas 8.4.4.1. y 8.4.4.2. se aprecia que el valor de fuerza cortante estimado en el análisis sísmico sin amplificar es menor a los valores indicados por el artículo 21 y de estos, el menor valor es la cortante calculada debido al sismo amplificado 2.5 veces. En resumen, el valor de la

cortante de diseño será de 26.88 ton. Por otro lado, el valor del aporte del concreto se calcula de la siguiente manera.

$$\phi V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) bw d = 0.85 \times 0.53\sqrt{210} \left(1 + \frac{142.240}{140 \times 25 \times 95}\right) \times 25 \times 89$$

$$\phi V_c = 20.74 \text{ ton}$$

Se observa que el valor de la resistencia suministrada por el concreto es menor al valor del cortante de diseño. Por ende, se procederá a calcular el espaciamiento del refuerzo transversal teniendo en cuenta que se colocará dos estribos de 3/8" de diámetro en la sección para suplir la diferencia en resistencia que existe entre lo suministrado por el concreto con la cortante de diseño.

$$V_s = \frac{Vu - \phi V_c}{\phi} = \frac{26.88 - 20.74}{0.85} = 7.22 \text{ ton}$$

$$S = \frac{Av fy d}{Vs} = \frac{4 \times 0.71 \times 4200 \times 92}{7.22 \times 1000} = 189.99 \text{ cm}$$

$$S_{max1} = \frac{Av fy}{0.2\sqrt{f'_c} bw} = \frac{4 \times 0.71 \times 4200}{0.2\sqrt{210} \times 25} = 164.62 \text{ cm}$$

$$S_{max2} = \frac{Av fy}{3.5 bw} = \frac{4 \times 0.71 \times 4200}{3.5 \times 25} = 136.32 \text{ cm}$$

Para calcular el espaciamiento de los estribos en la zona de confinamiento, primero se debe delimitar la longitud de esta, la cual está definido como el mayor valor entre los siguientes.

- $\frac{ln}{6} = \frac{225}{6} = 37.5 \text{ cm.}$
- La mayor dimensión de la sección transversal: 95 cm.
- 150cm.

Seguido a lo anterior se plantea el espaciamiento máximo de los estribos, el cual deberá ser el menor valor de entre los siguientes.

- $8db = 12.7 \text{ cm.}$
- $d/2 = 25/2 = 12.5 \text{ cm.}$

- 10 cm.

Para la zona central, el valor del espaciamiento de los estribos también se encuentra dado por el menor valor entre los siguientes propuestos.

- El requerido por diseño: 136.32 cm.
- $d/2 = 89/2 = 44.5 \text{ cm.}$
- $16db = 25.4 \text{ cm.}$
- $db_{estribos} = 45.72 \text{ cm.}$
- La menor dimensión de la sección transversal: 25 cm.
- 30cm.

Por último, el espaciamiento máximo en el nudo no deberá ser mayor que el menor valor entre los siguientes.

- 164.62 cm.
- 136.32 cm.
- 15 cm.

Por lo tanto, el diseño final de la columna se muestra en la siguiente imagen.

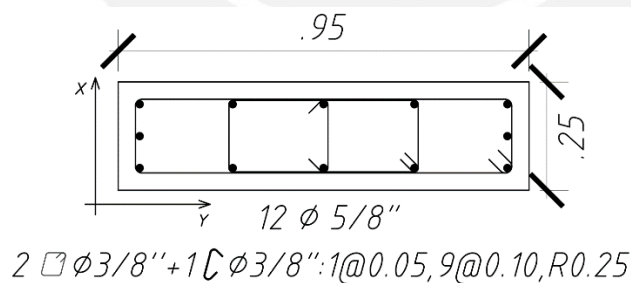


Figura 8.4.4.1. Diseño final de columna

9. CAPÍTULO IX: DISEÑO DE MUROS DE CORTE

Los muros de corte tienen mayor rigidez que las columnas y, por ende, absorben una mayor cantidad de fuerza sísmica generando algunas consideraciones especiales para otorgarle a cada elemento un comportamiento dúctil. Además, cabe destacar el uso de las combinaciones de cargas aplicadas considerando el diseño por resistencia serán descritas de la misma manera que en capítulo anterior.

9.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

Las consideraciones para el diseño de muros dependen de la relación entre su altura y su longitud (H/L) separándolos en dos tipos con diferentes aproximaciones: Muros esbeltos y poco esbeltos (Blanco, 1994).

9.1.1. Muros Esbeltos ($H/L \geq 1$)

Para este tipo de muros se aplicarán los lineamientos planteados en el capítulo de columnas para flexocompresión. Además, se considerará que el refuerzo se distribuirá a lo largo del muro, pero teniendo en cuenta una concentración mayor en núcleos confinados ubicados en los extremos.

9.1.2. Muros poco esbeltos ($H/L \leq 1$)

Para el caso de muros poco esbeltos, el diseño se realizará de manera similar como una viga de pared de gran peralte. El refuerzo para este tipo de placas se puede calcular usando las siguientes expresiones.

$$M_u = \phi A_s F_y z \quad (\text{Exp. 9.1.2.1})$$

$$\text{Donde: } z = 0.4L \left(1 + \frac{H}{L}\right) \quad \text{Si } 0.5 < \frac{H}{L} < 1$$

$$z = 1.2 H \quad \text{Si } H/L \leq 0.5$$

9.2. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

Las consideraciones para el diseño por fuerza cortante están dadas por el artículo 11.10. de la norma E.060. y propone los siguientes lineamientos.

Con respecto al aporte del concreto a la resistencia a la fuerza cortante se plantea la siguiente expresión.

$$V_c = A_c w (\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad (\text{Exp. 9.2.1})$$

Donde:

$$\alpha_c = 0.80 \quad \text{Si } H/L \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53 \quad \text{Si } H/L \geq 2.0$$

$$0.53 \leq \alpha_c \leq 0.8 \quad \text{Si } 1.5 < H/L < 2.0$$

Además, se define $A_c w$ como el área de corte de la sección transversal del muro ($0.8Lxb$) o segmento del muro considerado.

En donde La fuerza cortante de diseño (V_u) exceda a la resistencia al corte ϕV_c , se deberá colocar refuerzo horizontal que otorgue una resistencia del acero calculada con la siguiente expresión.

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_c w f_y} \quad (\text{Exp. 9.2.2})$$

Donde ρ_h es la cuantía del refuerzo horizontal para cortante con espaciamiento s .

Por otro lado, la cuantía de refuerzo vertical ρ_v se rige por lo siguiente:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (\text{Exp. 9.2.3})$$

También es necesario delimitar que el valor de la resistencia V_n no deberá ser mayor que:

$$V_n = 2.6 \sqrt{f'_c} A_c w \quad (\text{Exp. 9.2.4})$$

Con respecto a la distribución del refuerzo por cortante, es necesario mencionar que los valores mínimos de estos corresponden a cuantías de 0.0025 y si el espesor del muro es mayor a 20 cm se distribuirán a ambas caras. Además, los espaciamientos para ambos casos no deberán ser mayores a 3 veces el espesor del muro o 40 cm.

Dado que los muros de corte tienen gran responsabilidad sísmica, es necesario aplicar también las consideraciones planteadas en el artículo 21.9.5. de la norma E.060 que indica que se debe reajustar la fuerza cortante de diseño a la capacidad en flexión instalada mediante la siguiente expresión.

$$Vu \geq Vua \left(\frac{Mn}{Mua} \right)$$

En donde Vua y Mua son los valores de cortante y momento de diseño respectivamente provenientes del análisis y Mn es el momento nominal asociado a la carga Pu . Además, se tiene la restricción de que el cociente Mn/Mua no debe ser mayor al factor de reducción usado y que esta disposición se puede limitar a una altura equivalente al mayor valor entre a la longitud del muro, al valor resultante de $Mu/4Vu$ o la altura de los dos primeros pisos.

9.3. ELEMENTOS DE BORDE

Los muros de corte deberán ser confinados cuando la profundidad del su eje neutro cumpla con las siguientes condiciones.

$$c \geq \frac{lm}{600(\delta u/hm)} \quad (Exp. 9.3.1.)$$

$$\sigma_c \geq 0.2f'c \quad (Exp. 9.3.2.)$$

Donde lm y hm son la longitud del muro en el plano horizontal y la altura del mismo respectivamente. Además δu es el desplazamiento horizontal inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro. Cabe recalcar que el valor de $\delta u/hm$ no debe tomarse menor que 0.005.

Si la profundidad del eje neutro cumple con las expresiones 9.3.1. y 9.3.2., entonces el elemento de borde se debe extender una distancia no menor que el mayor valor entre $(c - 0.1lm)$ y $c/2$. También se debe mencionar que los refuerzos de los elementos de borde deben extenderse verticalmente una distancia no menor que el mayor valor entre lm , $\frac{Mu}{4Vu}$ y los dos primeros pisos.

En consideración con el refuerzo transversal dentro de los núcleos confinados, este no debe ser menor que los valores resultantes de las siguientes ecuaciones.

$$Ash = 0.3 \frac{s bc f'c}{fyh} \left[\frac{Ag}{Ach} - 1 \right] \quad (Exp. 9.3.3.)$$

$$Ash = 0.09 \frac{s bc f'c}{fyh} \quad (Exp. 9.3.4.)$$

Donde s es espaciamiento del refuerzo, bc el ancho del núcleo confinado, A_{sh} es el área del refuerzo transversal, A_g el área bruta del elemento de borde y A_{ch} es el área confinada dentro del núcleo.

Además, el espaciamiento del refuerzo transversal no deberá ser mayor que el menor entre los siguientes valores.

- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.
- 250 mm.

9.4. DISEÑO DE MURO DE CORTE

9.4.1. Combinaciones de cargas

El muro a diseñar será la placa de 4.45m x 0.25 m situada en el eje F entre los ejes 2 y 3 y las combinaciones de cargas aplicadas a este y que corresponden al primer nivel se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 9.4.1.1. Combinaciones de cargas

Combinación		P(ton)	Mnx-x(ton.m)	Muy-y(ton.m)	VX (ton)	VY (ton)
1.4CM+1.7CV		430.13	80.70	-0.49	-0.37	25.92
1.25(CM+CV) +SX	Min	368.62	277.91	8.44	4.12	50.37
	Max	378.20	-139.66	-9.29	-4.77	-5.66
1.25(CM+CV) +SY	Min	354.73	820.71	2.07	0.92	127.76
	Max	392.09	-682.46	-2.92	-1.57	-83.05
0.9CM+SX	Min	228.34	248.71	8.61	4.25	41.47
	Max	237.93	-168.86	-9.13	-4.64	-14.57
0.9CM+SY	Min	214.45	791.51	2.23	1.05	118.86
	Max	251.82	-711.66	-2.75	-1.44	-91.96

Para plantear el armado de acero vertical y horizontal de la placa se procederá a calcular la cuantía mínima vertical y horizontal de acero usando el diseño por cortante.

9.4.2. Cálculo del acero en el alma

De la tabla 9.4.1.1. se extrae la mayor fuerza cortante que corresponde a la combinación de carga de $1.25(\text{CM}+\text{CV}) + \text{SY}$ y cuyo valor es de 127.76 ton.

Con el valor de fuerza cortante de diseño ya planteado, se procede a calcular el aporte a la resistencia que otorga el concreto usando la expresión 9.2.1.

$$\frac{H}{L} = \frac{17.1}{4.45} = 3.84$$

Por lo tanto $\alpha c = 0.53$, entonces

$$V_c = A_c w (\alpha c \sqrt{f'c})$$

$$V_c = (0.8 \times 445 \times 25)(0.53 \sqrt{210})$$

$$V_c = 68.36 \text{ ton.}$$

Con el valor de V_c y V_u se calcula el aporte del acero a la resistencia

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{127.76}{0.85} - 68.36$$

$$V_s = 81.95 \text{ ton.}$$

Con los valores de V_c y V_s se calcula el valor de V_n y se debe asegurar que el valor del último sea menor a lo propuesto por la expresión 9.2.4.

$$V_c + V_s \leq 2.6 \sqrt{f'c} A_c w$$

$$68.36 + 81.95 \leq 2.6 \sqrt{210} (0.8 \times 445 \times 25) / 1000$$

$$150.31 \text{ ton} \leq 335.33 \text{ ton}$$

Se verifica que el valor de V_n es menor al máximo permitido debido a la sección del muro. Con los valores contrastados, se procede a calcular la cuantía de acero horizontal a instalar usando la expresión 9.2.2. y verificar la cuantía de acero vertical usando 9.2.3.

$$\rho h = \frac{V_s}{A_c w f_y}$$

$$\rho h = \frac{81.95 \times 1000}{0.8 \times 25 \times 445 \times 4200}$$

$$\rho h = 0.0022 \rightarrow \rho h = 0.0025$$

Con el valor de la cuantía horizontal mínima calculada se procede a definir el valor de la cuantía vertical a colocar con la expresión 9.2.3.

$$\rho v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho h - 0.0025)$$

$$\rho v = 0.0025 + 0.5(2.5 - 3.84)(0.0025 - 0.0025)$$

$$\rho v = 0.0025$$

Considerando 1 m de largo se calcula la distribución de acero en el alma.

$$\rho v \times b \times l = 0.0025 \times 25 \times 100 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Ya que se colocarán dos mallas de acero de 3/8" de diámetro se tiene:

$$s = \frac{2 \times 0.71 \text{ cm}^2}{6.25 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}} 0.227 \text{ m}$$

Por lo tanto, la distribución de acero en el alma de la placa será de dos fierros de 3/8" de diámetro colocados a cada 20 cm.

9.4.3. Diseño por Flexocompresión

En conjunto con el espaciamiento de acero calculado para el alma, se considerará elementos de borde de 70 cm de profundidad y dentro de estos se colocarán 10 varillas de fierro de 3/4" de diámetro. En la siguiente imagen se muestra la distribución total del acero en la placa.

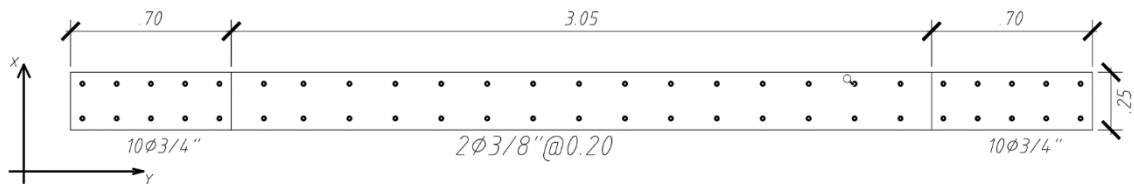


Figura 9.4.3.1. Distribución de acero vertical

De la figura anterior, se presentan los diagramas de interacción.

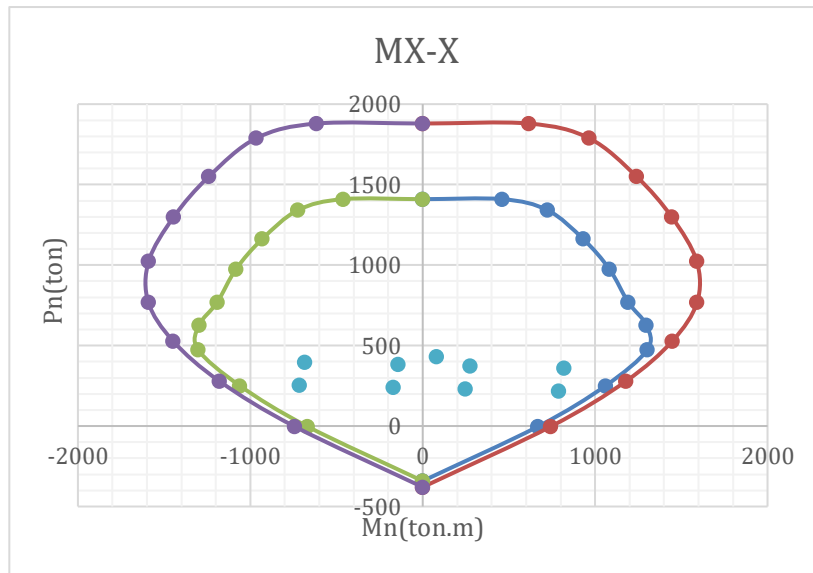


Figura 9.4.2.2. Diagrama de interacción aplicados en el eje X

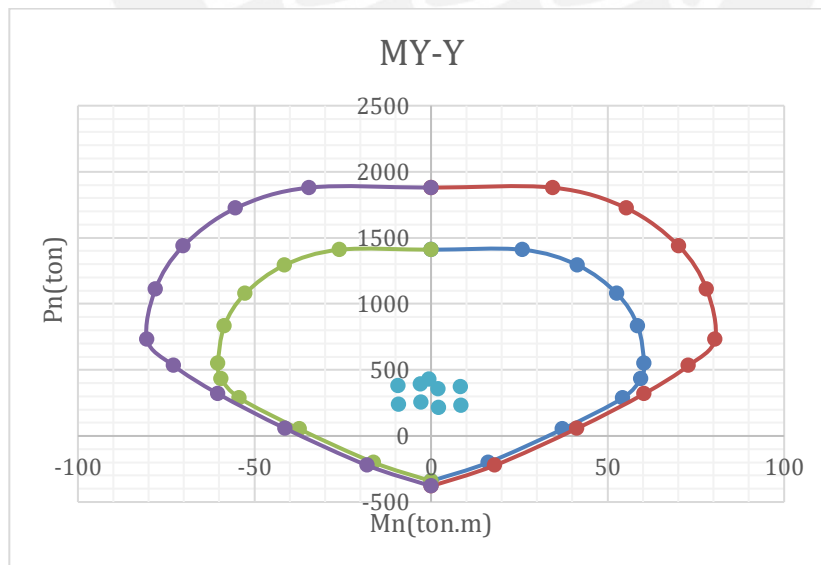


Figura 9.4.2.3. Diagrama de interacción aplicados en el eje Y

Con lo mostrado en las figuras 9.3.2.2. y 9.3.2.3. se puede verificar que la distribución de acero planteada satisface las solicitaciones por flexocompresión de la placa en ambas direcciones.

9.4.4. Diseño por Fuerza cortante

Usando el artículo 21.9.5. de la norma mencionada en 9.2. se procede a calcular la fuerza cortante de diseño reajustada. De la tabla 9.4.1.1. se tiene que la cortante y el momento de diseño son 146.14 ton y 951.72 ton.m respectivamente. Además, usando el diagrama de interacción de la figura 9.4.2.2. se obtiene el valor de 1291.19 ton.m correspondiente a la capacidad por flexión o momento nominal.

$$Vu \geq Vua \left(\frac{Mn}{Mua} \right)$$

$$Vu \geq 127.76 \text{ ton} \left(\frac{1347.50 \text{ ton.m}}{820.71 \text{ ton.m}} \right)$$

$$Vu \geq 209.77 \text{ ton.}$$

Con el valor de fuerza cortante de diseño, se procede a calcular el aporte a la resistencia que otorga el concreto usando la expresión 9.2.1.

De 9.4.2. se tiene que la resistencia del concreto es $Vc = 68.36 \text{ ton}$ y Con el valor de Vu se calcula el aporte del acero a la resistencia

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$$

$$Vs = \frac{209.77}{0.85} - 68.36$$

$$Vs = 178.43 \text{ ton.}$$

De la misma manera que en 9.4.2. se debe asegurar que el valor de Vn sea menor a lo propuesto por la expresión 9.2.4.

$$Vc + Vs \leq 2.6 \sqrt{f'c} Acw$$

$$68.36 + 178.43 \leq 2.6 \sqrt{210} (0.8 \times 445 \times 25) / 1000$$

$$243.78 \text{ ton} \leq 335.33 \text{ ton}$$

Se verifica que el valor de V_n es menor al máximo permitido debido a la sección del muro. Con los valores contrastados, se procede a calcular la cuantía de acero horizontal a instalar usando la expresión 9.2.2. y verificar la cuantía de acero vertical usando 9.2.3.

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

$$\rho_h = \frac{178.43 \times 1000}{0.8 \times 25 \times 445 \times 4200}$$

$$\rho_h = 0.0048$$

Considerando una sección de 25 cm x 100 cm se tiene:

$$A_{sreq} = 11.93 \text{ cm}^2$$

Con el valor de acero horizontal encontrado se propone colocar dos capas de acero de 3/8" de diámetro distribuyendo cada barra a 12.50 cm una de la otra generando un área de refuerzo instalada de 12.78 cm² y una cuantía horizontal $\rho_h = 0.0051$.

9.4.4. Elementos de borde

Se verificará la necesidad de los elementos de borde y si los planteados cumplen con lo requerido con la norma. Para esto, se presentan los siguientes datos del muro

- $hm = 17.1 \text{ m.}$
- $lm = 4.45 \text{ m.}$
- $\delta_{u \text{ inelástico}} = 0.075 \text{ m.}$

De la expresión 9.3.1. se tiene:

$$Clim = \frac{17.1}{600(0.075/4.45)} = 1.69 \text{ m}$$

El valor de eje neutro para esta sección del muro es de 97 cm, que comparándolo con el resultado de $Climite$ se verifica como menor. Por otro lado, siguiendo la expresión 9.3.2. se tiene:

$$\sigma_c = 1490.03 \text{ ton/m}^2 \geq 0.2 \times 210 \times 10 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_c = 1490.03 \text{ ton/m}^2 \geq 420 \text{ ton/m}^2$$

Se aprecia que el valor del esfuerzo del concreto $\sigma_c = 1490.03 \text{ ton/m}^2$ es mayor al 20% de la resistencia característica del concreto. Por ende, el muro de corte sí necesita elementos de borde y su profundidad será el mayor valor de entre los siguientes.

$$l_{nucleo} = c - 0.1lm = 97 \text{ cm} - 0.1 \times 4.45 \times 100 \text{ cm} = 52.5 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{2} = \frac{98 \text{ cm}}{2} = 49 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el valor de la profundidad del núcleo asumido satisface lo planteado en el numeral 9.3. del presente trabajo. pero si este no fuera el caso y los elementos de borde abarcarían gran parte de la placa, otra opción válida es estribar el refuerzo vertical hasta la profundidad necesaria (Blanco et al., 2015).

Con respecto al refuerzo transversal dentro de los núcleos confinados se planteará colocar dos estribos de 3/8" en adición con una grapa del mismo diámetro. Por ende, el espaciamiento necesario se calculará a continuación.

Usando la expresión 9.3.3.

$$Ash = 0.3 \frac{s bc f'c}{fyh} \left[\frac{Ag}{Ach} - 1 \right]$$

$$3.55 = 0.3 \frac{s \times 20 \times 210}{4200} \left[\frac{70 \times 25}{67.5 \times 20} - 1 \right]$$

$$s = 39.93 \text{ cm}$$

Teniendo en cuenta la expresión 9.3.4. se tiene.

$$Ash = 0.09 \frac{s bc f'c}{fyh}$$

$$3.55 = 0.09 \frac{s \times 20 \times 210}{4200}$$

$$s = 39.44 \text{ cm}$$

Además, se debe verificar que el valor del espaciamiento no sea mayor que

- 19.05 cm (10 veces el diámetro de la barra confinada de menor sección transversal).
- 25 cm (menor dimensión del elemento de borde).
- 250 mm.

De esta manera, el espaciamiento elegido para el refuerzo en los núcleos confinados será de 15 cm.

9.3.5. Muro de corte diseñado

Con todos los datos calculados en los ítems anteriores, se presenta en la siguiente figura, la distribución de acero colocada.

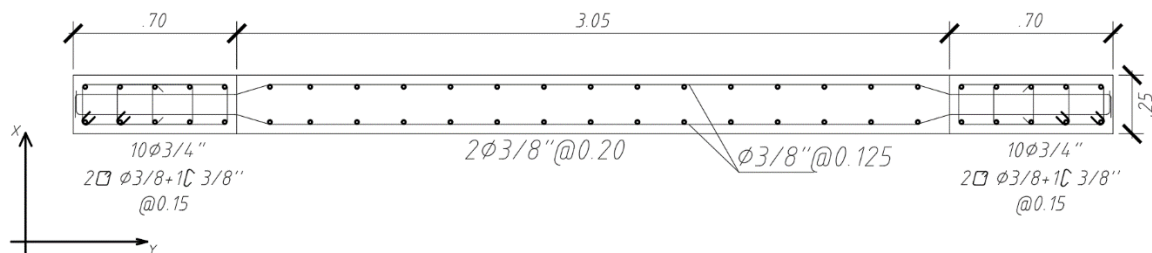


Figura 9.4.3.1. Muro de corte diseñado

10. CAPÍTULO X: DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones son elementos estructurales que se encargan de transmitir las fuerzas internas transportadas por columnas y muros hacia el terreno en forma de presiones distribuidas en toda su superficie. Dado que la resistencia del suelo es menor que la resistencia del concreto, él área debe tener las dimensiones necesarias para generar que los esfuerzos producidos por las cimentaciones sean menores que el esfuerzo máximo que admite el suelo (Harmsen, 2002).

Los esfuerzos admisibles del suelo y el peso del mismo son resultado de un estudio de mecánica de suelos (EMS). Para este caso se considerará una capacidad portante admisible de 4.00 kg/cm^2 y el peso promedio del suelo de $2,000 \text{ Kg/m}^3$. Además, se consideró el uso de zapatas aisladas y combinadas para columnas y placas, zapatas conectadas para las placas exteriores y zapatas continuas para los muros de sótano. De esta manera, en la siguiente imagen se muestra la planta de cimentaciones considerada para la estructura.

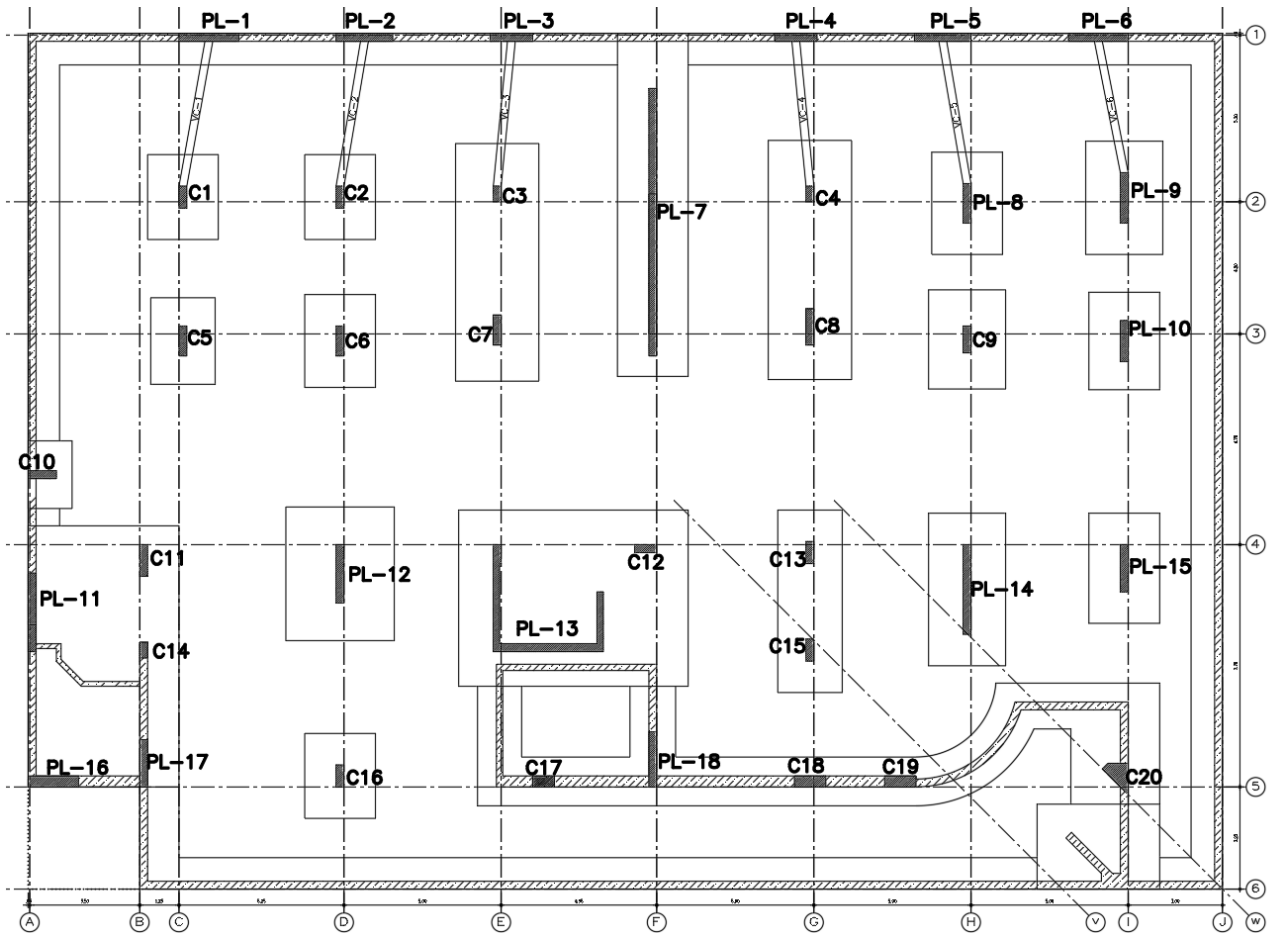


Figura 10.1. Planta de cimentaciones

10.1. ZAPATAS AISLADAS

Este tipo de zapatas son las más comunes y es usada cuando el elemento vertical se encuentra al centro de la misma.

10.1.1. Dimensionamiento de la zapata

Se planteará un área tentativa de la zapata para luego verificar si los esfuerzos generados por las cargas de servicio de la misma hacia el suelo no sobrepasen a los esfuerzos admisibles. Las siguientes expresiones ayudarán a encontrar esta área.

$$Area\ tentantiva = \frac{(1 + \%PP)(P_{cm} + P_{cv})}{\sigma_{adm}} \quad (Exp. 10.1.1.1)$$

EL valor del porcentaje del peso propio(%PP) dependerá de la capacidad portante del terreno. Se considera de 15% a 8% si el valor de la presión admisible se encuentra acotado entre 5 ton/m² y 20 ton/m² y 8% a 4% si este se encuentra entre 20 ton/m² y 40 ton/m² (Tafur, 2012).

Con el valor del área tentativa calculada con la expresión 10.1.1, se plantea la distribución de las dimensiones de la zapata en forma de parámetros.

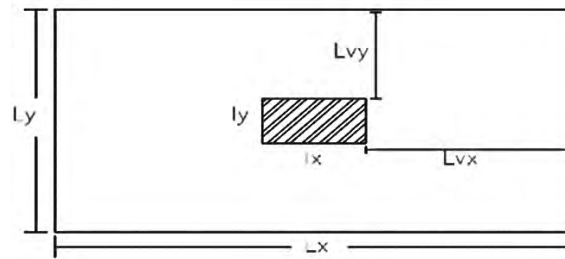


Figura 10.1.1.1. Parámetros de zapata a diseñar

Los valores de L_{vx} y L_{vy} por lo general se consideran iguales en ambos sentidos de sus respectivas direcciones generando una zapata simétrica con respecto de los ejes de la columna. Además, los valores de l_x y l_y son las dimensiones en cada dirección del elemento vertical que soporta la zapata.

Una vez calculada el área tentativa se debe verificar que las presiones que el suelo ejerce sobre la superficie de la zapata no excedan los límites de esfuerzos admisibles del terreno para cargas de gravedad y sísmicas. Además, Los esfuerzos máximos y mínimos aplicados se calculan en las esquinas de las zapatas mediante la siguiente expresión.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{Ly^2 Lx} \pm \frac{M6y}{Lx^2 Ly} \quad (\text{Exp. 10.1.1.2.})$$

La expresión 10.1.1.2. puede generar diferentes distribuciones de la reacción suelo-zapata y cuyos ejemplos se muestran en la siguiente imagen.

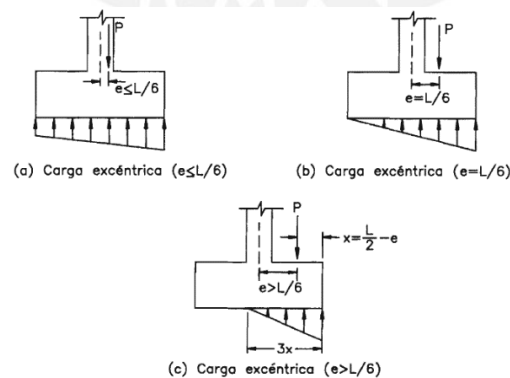


Figura 10.1.1.2. Presión del suelo distribuida sobre zapata- Fuente: Diseño de Estructuras de concreto armado (Harmsen, 2002)

El caso (c) es un caso particular y se produce cuando en el análisis se perciben tracciones. Ya que el suelo no puede traccionar a la zapata es necesario redistribuir los esfuerzos del suelo mediante el método de distribución de presión triangular para que en esta solo actúen esfuerzos en compresión.

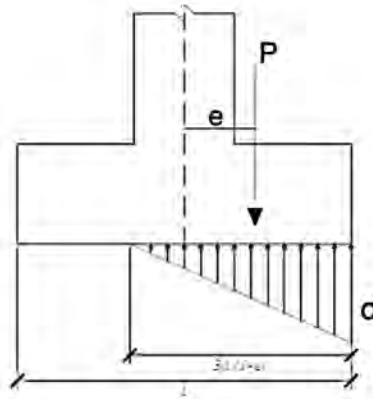


Figura 10.1.1.3. Redistribución de esfuerzos mediante el método de distribución de presión triangular

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2P}{3Ly\left(\frac{Lx}{2} - \frac{My}{P}\right)} \quad (\text{Exp. 10.1.3.})$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2P}{3Lx\left(\frac{Ly}{2} - \frac{Mx}{P}\right)} \quad (\text{Exp. 10.1.4.})$$

10.1.2. Diseño por punzonamiento

Considerando que las zapatas no llevan refuerzo de acero que contrarreste a la fuerza de punzonamiento, es necesario que estas tengan un peralte lo suficientemente grande para que las resistan. Los efectos críticos del punzonamiento se generan en una superficie alrededor de la columna a una distancia igual a la mitad del peralte efectivo de la zapata, indicada en la figura 10.1.2.1. y su valor esta descrito por la expresión 10.1.2.1.

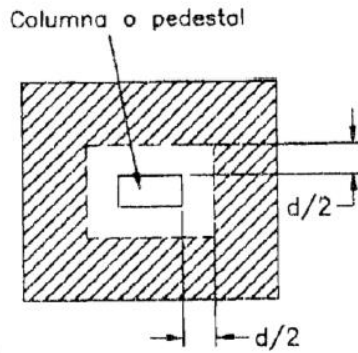


Figura 10.1.2.1. Zona de influencia crítica debido a punzonamiento (Harmsen, 2002)

$$Vu = \sigma u(A_{total} - A_0) \quad (Exp. 10.1.2.1.)$$

Siendo A_0 el área crítica en donde actúan los efectos de punzonamiento y σu la respuesta amplificada del suelo.

Teniendo en cuenta el valor de la carga de punzonamiento, el artículo 11.12.2.1. de la Norma E.060 plantea que la resistencia del concreto a este efecto está dada por el menor valor calculado por las siguientes fórmulas.

$$\phi Vc = \phi \times 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'c} b_0 d \quad (Exp. 10.1.2.2.)$$

$$\phi Vc = \phi \times 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right) \sqrt{f'c} b_0 d \quad (Exp. 10.1.2.3.)$$

$$\phi Vc = \phi \times 1.06 \sqrt{f'c} b_0 d \quad (Exp. 10.1.2.4.)$$

Donde:

b_0 : Perímetro de la sección crítica.

α_s : Parámetro cuyo valor es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para esquinas.

β : Cociente entre la dimensión mayor y menor de la columna.

Los valores de ϕVc deben ser mayores a Vu en cualquier dirección. Si sucede lo contrario es necesario aumentar el peralte de la zapata. Además, la expresión 10.1.3.2. es considerada en el

cálculo de la resistencia del concreto siempre que se cumpla que $\beta \leq 2$, si esto no ocurre solamente se consideraran las expresiones 10.1.2.3. y 10.1.2.4.

10.1.3. Diseño por cortante debido a Flexión

Para este caso se consideran tramos en voladizo empotrados en la zapata y la sección crítica en la cual se verifica el valor de la fuerza cortante se encuentra a una distancia igual al peralte efectivo medido desde la cara de la columna.

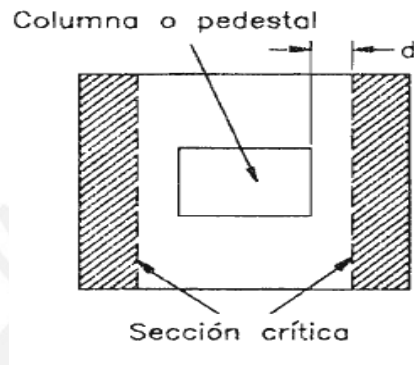


Figura 10.1.3.1. Zona crítica para fuerza cortante por flexión (Harmsen, 2002)

Con lo indicado, se presentan las expresiones con las cuales se calcularán los valores de fuerza cortante última.

$$\text{Dirección X: } Vu = \sigma u Ly(Lvx - d) \quad (\text{Exp. 10.1.3.1.})$$

$$\text{Dirección Y: } Vu = \sigma u Lx(Lvy - d) \quad (\text{Exp. 10.1.3.2.})$$

De manera similar a la resistencia al punzonamiento, las fuerzas cortantes deben ser resistidas por el concreto y su resistencia en cada dirección está descrita por las siguientes expresiones.

$$\text{Dirección X: } \phi Vc = \phi x 0.53 \sqrt{f'c} Ly d \quad (\text{Exp. 10.1.3.3.})$$

$$\text{Dirección Y: } \phi Vc = \phi x 0.53 \sqrt{f'c} Lx d \quad (\text{Exp. 10.1.3.4.})$$

De manera similar que en 10.1.2. se debe aumentar el peralte de la zapata si se concluye que la cortante de diseño es mayor a la resistencia suministrada por el concreto.

10.1.4. Diseño por flexión

Se debe tomar como voladizos las secciones alrededor de la columna, por lo tanto, los esfuerzos de tracción debido a la flexión se presentarán en la parte inferior de la zapata y cuyo valor máximo se presenta en la proyección de la cara de la columna.

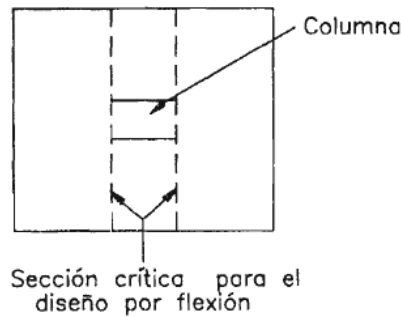


Figura 10.1.4.1. Sección crítica para el diseño por flexión (Harmsen, 2002)

Por ende, el momento flexionante de diseño en cada dirección se calculan con las siguientes expresiones.

$$\text{Dirección X: } Mu = \frac{\sigma_u L v x^2 L y}{2} \quad (\text{Exp. 10.1.4.1.})$$

$$\text{Dirección Y: } Mu = \frac{\sigma_u L v y^2 L x}{2} \quad (\text{Exp. 10.1.4.2.})$$

Para el cálculo del acero de refuerzo se considerará lo expuesto en el capítulo 6.1. del presente documento teniendo en cuenta que según la Norma E.060 la cuantía mínima de acero es de 0.0018 y que el espaciamiento entre las barras de acero no debe ser mayor que el menor valor entre 3 veces el peralte de la zapata y 40 cm.

10.2. ZAPATAS COMBINADAS

Este tipo de zapatas son aquellas que soportan más de un elemento vertical y su uso está dado a partir del traslape del área de cimentación de cada elemento. Para el diseño de este tipo de cimentaciones se cumplen las mismas condiciones propuestas en 10.1. agregando algunas condiciones extras.

- Las cargas transportadas a cada columna se deben transportar al centroide de la zapata teniendo en cuenta los momentos flectores producidos por estos desplazamientos de cargas.

- Dependiendo de la forma se podrá modelar la zapata como un elemento sometido a flexión restringido con apoyos simples en las zonas donde se encuentran los elementos verticales.
- Si existen demasiados elementos verticales o estos se distribuyen en la zapata de forma irregular, se analizará la zapata usando un modelo de elementos finitos similar a una losa en dos direcciones.
- Según el artículo 10.5.4. de la Norma E.060 la cuantía mínima de acero en la zona superior deberá ser de 0.0012 y que el espaciamiento máximo será el mismo que para zapatas aisladas.

10.3. DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

La zapata considerada como ejemplo para el diseño será la correspondiente a la columna C5 ubicada entre los ejes C y 3. Las cargas de servicio se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 10.3.1. Cargas de servicio aplicadas sobre zapata

	P(ton)	VX (ton)	VY (ton)	Mx-x (ton.m)	My-y (ton.m)
CM	116.785	1.162	0.075	0.104	1.507
CV	28.625	0.609	0.024	0.033	0.790
SX	-3.882	0.038	0.003	0.004	0.049
SY	-12.759	0.100	0.002	0.003	0.130

10.3.1. Dimensionamiento de zapata.

Se estimará las dimensiones de la zapata considerando un peso propio de la misma como un 5% de las cargas de servicio.

$$\text{Área tentativa} = \frac{1.05(P_{cm} + P_{cv})}{\sigma_{adm}} = \frac{1.05(199.74 \text{ ton})}{40 \text{ ton}/m^2} = 5.24 \text{ m}^2$$

Considerando que las longitudes de los voladizos serán similares y que el valor escogido para estas es de 1m, en la siguiente tabla se muestran los datos de la zapata según los parámetros indicados en la figura 10.1.1.1.

Tabla 10.3.1.1. Parámetros de zapata

lx(m)	0.25
ly(m)	0.95
Lvx(m)	0.90
Lvy(m)	0.90
Lx(m)	2.05
Ly (m)	2.75

El área escogida para la zapata corresponde a 6.64 m^2 . Con el área planteada se procede a verificar que los esfuerzos que recibe la zapata debido a la presión del suelo sean menores que los esfuerzos admisibles teniendo en cuenta que los valores de estos serán de 40 ton/m^2 para el caso sin considerar las cargas sísmicas y 52 ton/m^2 considerando los efectos del sismo. Además, se debe considerar en el cálculo el peso propio de la zapata teniendo en cuenta un peralte asumido de 60 cm y el peso del terreno que la cubre.

- Peso propio de zapata: $5.64 \text{ m}^2 \times 0.6 \text{ m} \times 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 8.12 \text{ ton}$.
- Peso del terreno: $(5.64 \text{ m}^2 - 0.25\text{m} \times 0.95\text{m}) \times 0.6 \text{ m} \times 2.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 6.16 \text{ ton}$.

Tabla 10.3.1.2. presiones del suelo debido a las cargas aplicadas sobre la zapata

Caso	Gravedad	Sismo X+	Sismo X-	Sismo Y+	Sismo Y-
P(ton)	159.68	155.80	163.57	132.65	158.17
Mx-x(ton.m)	2.30	2.35	2.25	2.43	2.17
My-y(ton.m)	0.14	0.14	0.13	0.14	0.13
P/A(ton/m)	28.33	27.64	29.01	23.53	28.06
$6Mx-x/ly^2lx$	1.73	1.77	1.70	1.83	1.63
$6My-y/lx^2ly$	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
$\sigma_1(\text{ton/m}^2)$	30.13	29.48	30.78	25.43	29.76
$\sigma_2(\text{ton/m}^2)$	26.66	25.94	27.39	21.77	26.49
$\sigma_3(\text{ton/m}^2)$	29.99	29.33	30.64	25.29	29.62
$\sigma_4(\text{ton/m}^2)$	26.52	25.79	27.25	21.63	26.35

Se percibe que para cada caso los valores de presiones son menores a los esfuerzos admisibles del suelo haciendo que el valor del área planteada cumpla con las exigencias de la norma. Por otro lado, ya que el máximo esfuerzo generado ocurre debido a la combinación con sismo en X siendo esta de 30.78 ton/m^2 , la presión última del suelo se amplificará considerando el factor 1.25. De esta manera, el esfuerzo último aplicado a la zapata es de 38.47 ton/m^2 .

10.3.2. Diseño por punzonamiento.

Como se menciona en 10.3.1., el peralte de la zapata es de 60 cm generando que el peralte efectivo para el diseño se considere 50 cm. Por otro lado, la relación entre la mayor y menor dimensión de la columna es 3.8 siendo mayor que el máximo valor que admite el parámetro β provocando que la resistencia se calcule considerando solamente las expresiones 10.1.3.3. y 10.1.3.4. Con estos datos y las expresiones dadas en 10.1.3. se presenta la siguiente tabla.

Tabla 10.3.2.1. verificación por punzonamiento

Ao(m ²)	1.09
Vu(ton)	175.05
bo(m)	4.40
α_s	40.00
$\phi V_c(\text{ton})$ Exp. 10.1.3.3	478.91
$\phi V_c(\text{ton})$ Exp. 10.1.3.4	287.25

El valor de la resistencia del concreto es de 287.25 ton ya que es el menor valor de todos los propuestos. Además, el valor del punzonamiento es menor a la resistencia ofrecida por la zapata cumpliendo lo solicitado por la norma.

10.3.3. Diseño por cortante debido a flexión.

Con lo mencionado en 10.1.4. se muestra la siguiente tabla con los valores de cortante de diseño y la resistencia proporcionada por el concreto para cada dirección teniendo en cuenta el valor del peralte efectivo ya planteado.

Tabla 10.3.3.1. Cortantes de diseño y resistencias de la zapata aislada

Vux(ton)	42.32
Vuy(ton)	31.55
$\phi V_{cx}(\text{ton})$	89.77
$\phi V_{cy}(\text{ton})$	66.92

La resistencia a la cortante que otorga el concreto en cada una de las direcciones analizadas es mayor que sus respectivas cortantes de diseño. De esta manera, el peralte escogido cumple para todas las solicitudes de fuerza cortante.

10.3.4. Diseño por flexión

Usando lo descrito en 10.1.5. se presenta la siguiente tabla con el diseño por flexión de la zapata.

Tabla 10.3.4.1. Diseño por flexión de zapata aislada

Diseño por flexión	Volado en X	Volado en Y
Mu(ton.m)	31.94	42.85
bw(cm)	205	275
d(cm)	50	50
Asmin(cm ²)	27	35.4
Asmax(cm ²)	179.3	235.08
a(cm)	1.8	1.84
As requerido(cm ²)	17.21	35.4

Para satisfacer la cantidad de acero requerido para la sección del volado en X se puede colocar 10 varillas de acero de 3/4" de diámetro y para el volado en Y 12 varillas de acero de la misma característica. Si se coloca cada varilla de manera equidistante resultan en espaciamientos de 20.5 cm y 22.9 cm para los volados en X e Y respectivamente, por otro lado, ya que lo ideal es tener los mismos espaciamientos en cada dirección debido a que otorgan mayor facilidad constructiva se decide instalar de barras de 3/4" de diámetro espaciadas a 20 cm en ambos casos.

10.3.5. Esquema de zapata diseñada

Con los datos planteados en los ítems anteriores se presenta el diseño final de la zapata.

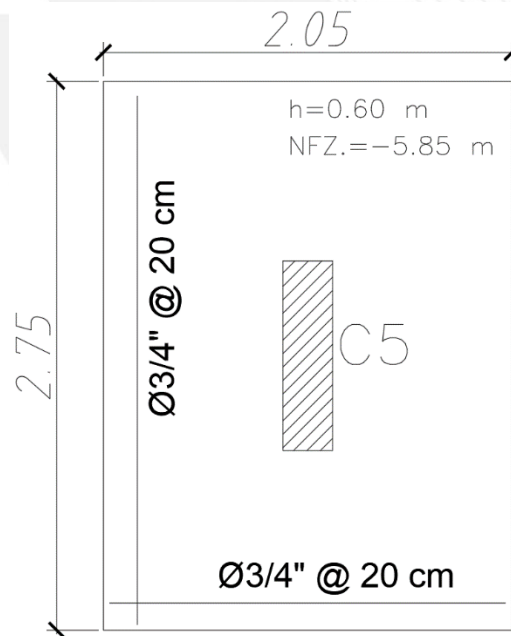


Figura 10.3.5.1. Zapata diseñada

10.4. DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA

La zapata elegida para realizar el diseño es la que soporte las cargas de las columnas C13 y C15 ubicadas en el eje G y sus cargas de servicio se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 10.4.1. Cargas en condición de servicio de columna C13

C13	P(ton)	VX (ton)	VY (ton)	Mx-x (ton.m)	My-y (ton.m)
CM	115.9822	-0.0226	-0.6070	-0.8158	-0.0315
CV	25.8804	-0.0055	-0.3257	-0.4378	-0.0077
Sismo X	-12.7719	0.0235	0.0491	0.0660	0.0327
Sismo Y	-11.6536	0.0194	0.0879	0.1180	0.0270

Tabla 10.4.2. cargas de condición de servicio de columna C15

C15	P(ton)	VX (ton)	VY (ton)	Mx-x (ton.m)	My-y (ton.m)
CM	103.18	-0.0038	0.0223	0.0299	-0.0052
CV	21.77	-0.0024	0.0536	0.072	-0.0033
Sismo X	-2.7301	0.0075	0.0792	0.1064	0.0104
Sismo Y	-8.5052	0.0029	0.0985	0.1324	0.0041

10.4.1. Dimensionamiento de zapata

El área tentativa se calcula de manera similar a lo mostrado en el ítem 10.3.1. considerando las cargas totales de servicio debido a ambas columnas.

$$\text{Área tentativa} = \frac{1.05(P_{cm} + P_{cv})}{\sigma_{adm}} = \frac{1.05(275.01\text{ton})}{40 \text{ ton}/\text{m}^2} = 7.22 \text{ m}^2$$

Con el valor anterior, se proponen longitudes iguales a $L_x = 2.05 \text{ m}$ y $L_y = 5.80\text{m}$ resultando en un área de 11.89 m^2 . El esquema de la zapata se muestra en la siguiente imagen.

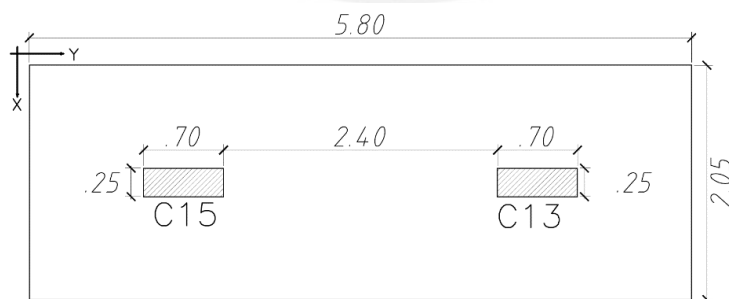


Figura 10.4.1.1. Dimensiones propuestas para zapata combinada

Para las dimensiones planteadas se procede a trasladar las fuerzas de cada columna al centro de la zapata. Las distancias de la aplicación de las cargas son de 1.55m medidas desde el centroide hasta cada uno de los puntos de aplicación.

Tabla 10.4.1.1. Cargas trasladadas al centro de la zapata.

Columna	P(ton)			Momento por traslado(ton.m)		
	Gravedad	Sismo X	Sismo Y	Gravedad	Sismo X	Sismo Y
C13	141.86	-12.77	-2.73	219.89	19.80	4.23
C15	124.94	-11.65	-8.51	193.66	-18.06	-13.18

Para considerar el peso propio de la zapata y el peso del terreno sobre esta se asume que el peralte será de 70 cm.

- Peso propio de zapata: $11.89 \text{ m}^2 \times 0.6 \text{ m} \times 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 17.12 \text{ ton}.$
- Peso del terreno: $(11.89 \text{ m}^2 - 2 \times 0.25\text{m} \times 0.95\text{m}) \times 0.6 \text{ m} \times 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 13.85 \text{ ton}.$

usando los datos anteriores calculados se verifica que las presiones producidas por la zapata sean menores que los esfuerzos máximos del terreno. En adición, se considera 40 ton/m² de presión admisible para el caso de cargas solamente por gravedad y 52 ton/m² para las combinaciones con sismo.

Tabla 10.4.1.2. Presiones del suelo debido a las cargas aplicadas sobre la zapata combinada

Caso	Gravedad	Sismo X+	Sismo X-	Sismo Y+	Sismo Y-
P(ton)	297.77	304.32	353.17	286.54	309.01
Mx-x(ton.m)	27.38	25.47	29.29	36.08	18.68
My-y(ton.m)	0.05	0.00	0.09	0.02	0.08
P/A(ton/m)	25.04	25.59	29.70	24.10	25.99
6Mx-x/ly ² lx	4.47	4.16	4.78	5.89	3.05
6My-y/lx ² ly	0.01	0.00	0.02	0.00	0.02
σ1(ton/m ²)	29.53	29.76	34.51	30.00	29.06
σ2(ton/m ²)	20.58	21.43	24.94	18.21	22.96
σ3(ton/m ²)	29.50	29.75	34.46	29.99	29.02
σ4(ton/m ²)	20.56	21.43	24.90	18.20	22.92

Los valores de presiones en todos los casos son menores que sus admisibles correspondientes y el valor máximo de estos ocurre para el caso de sismo en Y dando como resultado 34.51 ton/m². El esfuerzo último de diseño se amplificará usando el factor de 1.25 siendo este de 43.14 ton/m².

10.4.2. Diseño por punzonamiento

El peralte efectivo para el diseño es de 50 cm y como los valores de β en zapatas combinadas suelen ser mayores a 2, el diseño por punzonamiento se verifica utilizando solamente las expresiones 10.1.3.3 y 10.1.3.4. la comparación se presenta en el siguiente cuadro.

Tabla 10.4.2.1. Verificación por punzonamiento

	C13	C15
Ao(m ²)	0.90	0.90
Vu(ton)	235.33	197.22
Bo(m)	3.90	3.90
α_s	40.00	40.00
$\phi V_c(\text{ton}) \text{ Exp. 10.1.3.3}$	462.28	462.28
$\phi V_c(\text{ton}) \text{ Exp. 10.1.3.4}$	254.61	254.61

Del cuadro anterior se aprecia que la resistencia del concreto que controla el diseño es el calculado por la expresión 10.1.3.4. cuyos valores para cada caso son mayores a sus respectivos punzonamientos.

10.4.3. Diseño por cortante debido a flexión.

Para la verificación de fuerza cortante debido a la flexión se considerará un análisis bidimensional realizado en SAFE utilizando el módulo de reacción del suelo o coeficiente de Winkler respectivo a la capacidad portante del suelo, el cual es extraído de la siguiente tabla.

Modulo de Reaccion del Suelo Datos para SAFE					
Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Figura 10.4.3.1. Coeficiente de Winkler según capacidad portante – extraído de la Tesis de Maestría “Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler”

Ya que el valor de la capacidad portante del suelo es de 4 Kg/cm², el coeficiente de Winkler a utilizar será de 8 (Kg/Cm³). De esta manera, y usando las cargas de servicio de la tabla 10.4.1. y 10.4.2., en las siguientes figuras se muestran los diagramas de fuerza cortante obtenidos del análisis bidimensional.

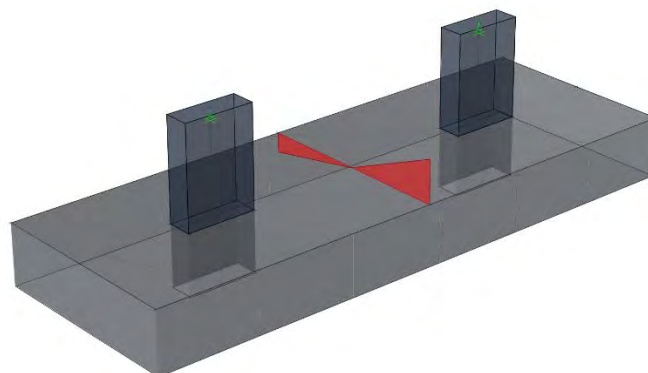


Figura 10.4.3.2. Fuerzas cortantes en la Dirección X

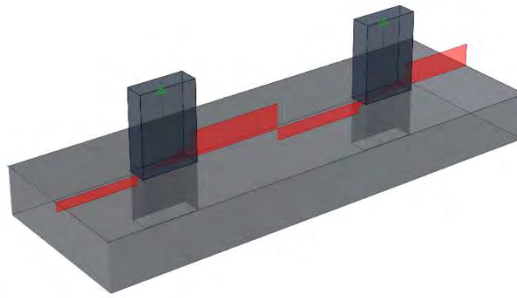


Figura 10.4.3.3. Fuerzas cortantes en la dirección Y

Las Fuerzas cortantes Máximas se calcularán para cada combinación de carga amplificada descrita en la Norma E.060 y mencionadas en la tabla 1.4.2. del presente trabajo. Estos valores se muestran en el siguiente cuadro.

Tabla 10.4.3.1. Valores máximos de Fuerza cortante amplificada para cada combinación de carga

Combinación		VX máx. (ton)	VY máx. (Ton)
1.4CM+1.7CV		72.81	35.05
1.25(CM+CV) ±SX	Max	65.51	32.23
	Min	59.75	28.04
0.9CM±SX	Max	39.96	19.91
	Min	34.20	15.72
1.25(CM+CV) ±SY	Max	66.38	32.08
	Min	58.87	28.20
0.9CM±SY	Max	40.83	19.76
	Min	33.32	15.88

Se puede apreciar que la combinación de cargas que gobierna el diseño por fuerza cortante es la de 1.4CM + 1.7CV.

Tabla 10.4.3.2. Cortantes de diseño y resistencia del concreto

V X (ton)	72.81
V Y (ton)	35.05
ϕV_c X (ton)	189.92
ϕV_c Y(ton)	66.92

Comparando los valores de resistencia del concreto y cortante última se concluye que el peralte asignado a la zapata otorga la suficiente resistencia a esta para soportar las cargas aplicadas.

10.4.4. Diseño por flexión

De la misma manera que en 10.4.3. y usando el análisis bidimensional de la zapata combinada, se presentan los diagramas de momentos flectores para ambas direcciones ortogonales de análisis.

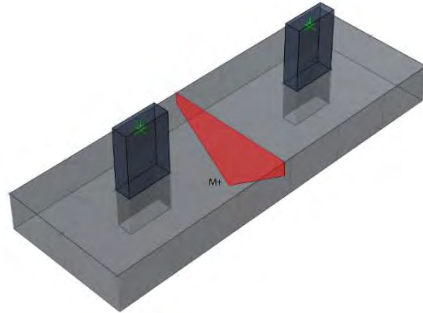


Figura 10.4.4.1. Diagrama de momentos flectores en la dirección X

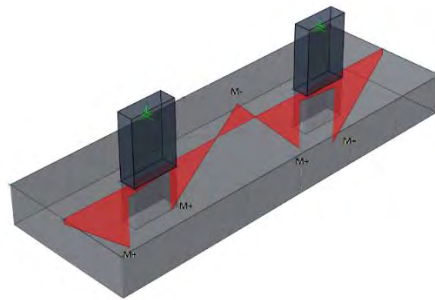


Figura 10.4.4.2. Diagrama de momentos flectores en la dirección Y

En adición a las imágenes anteriores, en la siguiente tabla se muestran los valores de momentos flectores máximos amplificados para cada dirección de análisis

Tabla 10.4.4.1. Momentos flectores máximos amplificados para ambas direcciones de análisis

Combinación	Dirección X		Dirección Y	
	M+ (ton.m)	M+ (Ton.m)	M+ (Ton.m)	M- (Ton.m)
1.4CM+1.7CV	26.41	28.62	28.62	-19.17
1.25(CM+CV) ±SX	Max	23.77	26.47	-17.24
	Min	21.66	22.68	-15.73
0.9CM±SX	Max	14.51	16.31	-10.50
	Min	12.40	12.52	-8.99
1.25(CM+CV) ±SY	Max	24.09	26.22	-17.47
	Min	21.34	22.94	-15.50
0.9CM±SY	Max	14.82	16.06	-10.73
	Min	12.09	12.78	-8.76

Del cuadro anterior se percibe que los momentos de mayor valor numérico se encuentran para la combinación de carga de 1.4 CM +1.7 CV, por lo tanto, estos valores serán los considerados como momentos de diseño.

En la siguiente tabla se presentan los momentos de diseño y el acero requerido por las secciones de la zapata.

Tabla 10.4.4.2. Diseño por flexión de zapata combinada

Diseño por flexión	Dirección X		Dirección Y	
	Mu+	Mu-	Mu+	Mu-
Mu(ton.m)	26.41	-	28.62	-19.17
bw(cm)	580	580	205	205
d(cm)	50	50	50	50
Asmin(cm ²)	62.64	62.64	22.14	22.14
Asmax(cm ²)	462.19	462.19	163.36	163.36
a(cm)	0.57	-	1.77	1.18
As requerido(cm ²)	14.05	-	15.42	10.26
Barras utilizadas	23 Ø3/4" @ 25 cm	23 Ø3/4" @ 25 cm	8 Ø3/4" @ 25 cm	8 Ø3/4" @ 25 cm
As Instalado(cm ²)	65.32	65.32	28.40	28.40

Se puede apreciar que para cada caso los valores de acero requerido resultaron menores que los del acero mínimo, por lo tanto, se colocó la cantidad de acero necesaria para que satisfaga la cuantía mínima.

10.4.5. Esquema de zapata Diseñada.

En la siguiente figura se muestra el diseño final de la zapata usando los datos de los anteriores ítems.

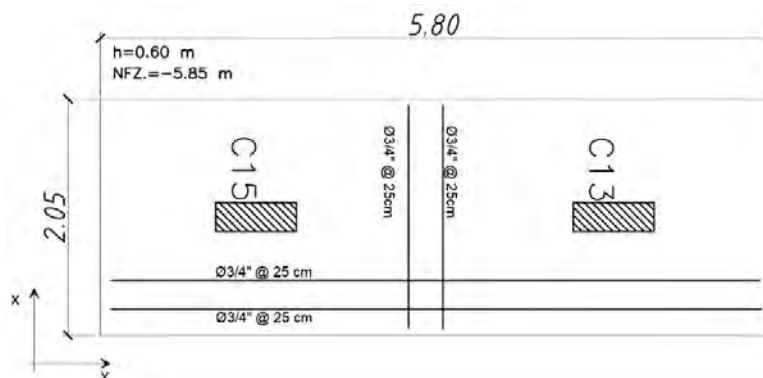


Figura 10.4.5.1. Zapata diseñada

11. CAPÍTULO XI: DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES.

Este capítulo comprende el diseño de elementos estructurales que no fueron mencionados en los anteriores y que a su vez poseen una relevancia similar. Los mencionados a diseñar son las escaleras y los muros de sótano.

11.1. DISEÑO DE ESCALERAS

El tipo de escaleras utilizadas para esta edificación son las convencionales de varios tramos. Este tipo de elementos se modelan como losas macizas armadas en una dirección y por ende las expresiones que rigen su diseño, tanto por flexión como por cortante, están descritas en el capítulo 6 del presente documento. En adición a lo anterior, es necesario presentar un método que permita calcular el peso distribuido del tramo inclinado de la escalera para lo cual, la expresión 11.1.1. es una buena alternativa.

$$\omega_p = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right] \quad (\text{Exp. 11.1.1.})$$

Donde:

- cp = Contra paso.
- p = Paso.
- t = espesor de garganta.
- γ = Peso específico del concreto.

Con lo presentado anteriormente se procede a diseñar el segundo tramo de la escalera que une los pisos típicos.

Metrado de cargas y modelo de elemento.

Las características de la esclera son las siguientes.

- $cp = 18cm.$
- $p = 25cm.$
- $t = 15 cm.$

- $\gamma = 2.40 \text{ ton/m}^3$.

Usando los datos anteriores se calcula el peso propio del tramo inclinado.

$$\omega_p = 2.4 \left[\frac{0.18}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.18}{0.25} \right)^2} \right] = 0.66 \text{ ton/m}^2$$

Para el modelo de la escalera se considerará un ancho de 1 m de longitud además de 0.100 ton/m^2 como carga de piso terminado y 0.200 ton/m^2 para la sobrecarga.

Descanso:

- $CM = 0.2m \times 1.0m \times 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} + 1.0m \times 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.58 \text{ ton/m}$.
- $CV = 1.0m \times 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.20 \text{ ton/m}$.
- $\omega_u = 1.4CM + 1.7CV = 1.4 \times 0.58 + 1.7 \times 0.20 = \mathbf{1.15 \text{ ton/m}}$.

Tramo inclinado:

- $CM = 1.0m \times 0.66 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} + 1.0m \times 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.76 \text{ ton/m}$.
- $CV = 1.0m \times 0.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 0.20 \text{ ton/m}$.
- $\omega_u = 1.4CM + 1.7CV = 1.4 \times 0.76 + 1.7 \times 0.20 = \mathbf{1.40 \text{ ton/m}}$.

Los valores de cargas distribuidas se aplicarán en modelo planteado para la escalera mostrado en la siguiente imagen.

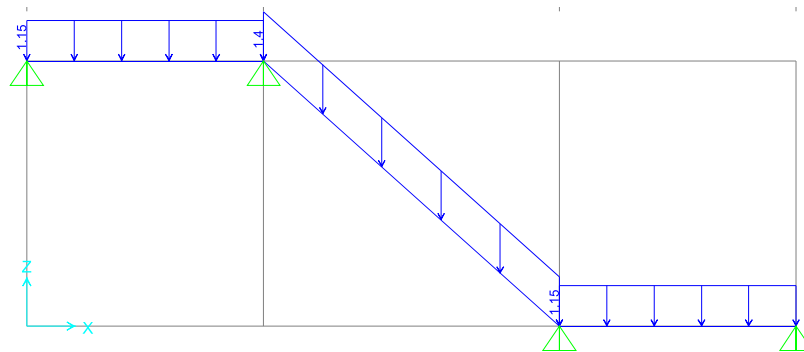


Figura 11.1.1. Modelo de escalera

De la figura 11.1.1. se obtendrán los diagramas de fuerza cortante y momento flector con los que se calcularán los valores críticos para el diseño por cortante y flexión respectivamente.

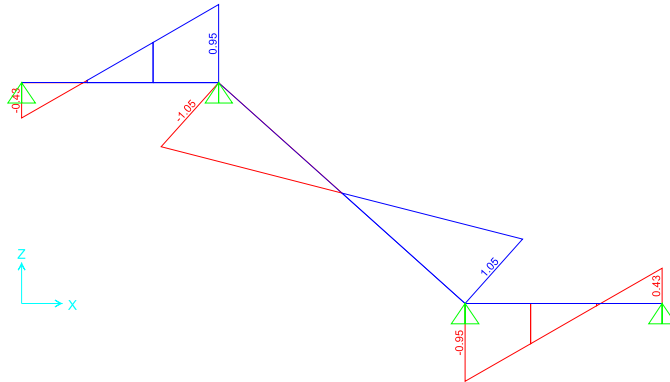


Figura 11.1.2. Diagrama de fuerzas cortantes de escalera

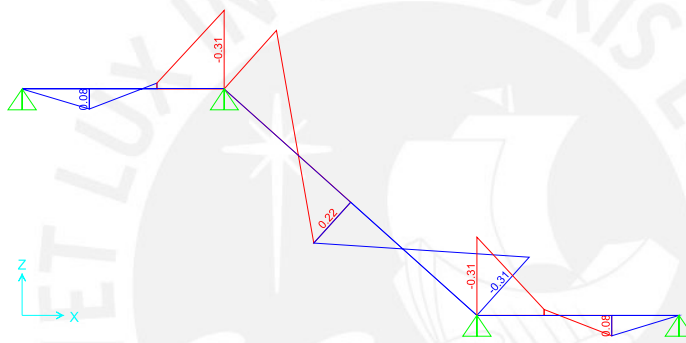


Figura 11.1.3. Diagrama de momentos flectores de Escalera

Diseño por cortante

Considerado que la sección de la escalera será de 100cm x 15cm para el tramo inclinado y 100cm x 20cm para el descanso, las resistencias por corte del concreto serán las siguientes respectivamente.

$$\phi V_c = \phi \times 0.53\sqrt{f'_c} b_w d = 0.85 \times 0.53\sqrt{210} \times 100 \times \frac{12}{1000} = 7.83 \text{ ton (T. inclinado)}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53\sqrt{210} \times 100 \times \frac{17}{1000} = 11.1 \text{ ton (Descanso)}$$

De la figura 11.1.2. se obtiene que $V_u = 1.05$ ton para el tramo inclinado y $V_u = 0.95$ ton para el descanso, por ende, la resistencia del que proporciona el concreto satisface las solicitaciones de cortante.

Diseño por flexión

Con los valores de momento flector mostrados en la figura 11.1.3. se presenta la siguiente tabla indicando el diseño por flexión.

Tabla 11.1.1. Diseño por flexión

Diseño por flexión	T. inclinado		Descanso	
$M_u(\text{ton.m})$	0.22	-0.31	0.08	-0.31
$b_w(\text{cm})$	100	100	100	100
$d(\text{cm})$	12	12	17	17
$A_{smin}(\text{cm}^2)$	2.7	2.7	3.6	3.6
$A_{smax}(\text{cm}^2)$	19.13	19.13	27.1	27.1
$a(\text{cm})$	0.11	0.16	0.03	0.11
$A_s \text{ requerido}(\text{cm}^2)$	0.49	0.69	0.12	0.48

Se observa que para todas las secciones el acero requerido es menor al mínimo, por lo tanto, se colocará la cuantía mínima que equivale a varillas de acero de 3/8" de diámetro espaciadas a 25 cm. Además, el acero transversal a colocar también corresponde a la cuantía mínima, por ende, se colocará la misma distribución de refuerzo que para el acero longitudinal. Por último, en la siguiente imagen se muestra el diseño del tramo de escalera.

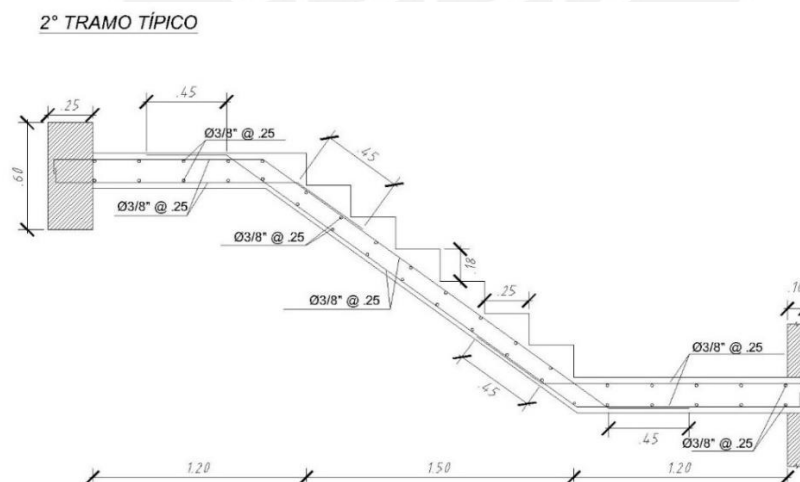


Figura 11.1.4. Diseño del Tramo de escalera

11.2. DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO

Los muros de sótano son elementos que están sometidos al efecto de cargas perpendiculares a su plano generados por el empuje del suelo. Debido a que los techos de los sótanos generan restricciones en los muros, estos se diseñan considerándolos como vigas simplemente apoyadas.

El valor de las cargas perpendiculares aplicadas a los muros depende completamente de las características del suelo que soporta y por eso que las siguientes expresiones proporcionan un método para el cálculo de estas.

$$K_A = \frac{1 - \text{sen}(\varphi)}{1 + \text{sen}(\varphi)} \quad (\text{Exp. 11.2.1.})$$

$$E_s = K_A \gamma H \quad (\text{Exp. 11.2.2.})$$

$$E_{s/c} = K_A \omega_{s/c} \quad (\text{Exp. 11.2.3.})$$

Donde:

- K_A = Coeficiente de empuje activo del suelo.
- φ = Ángulo de fricción del suelo.
- γ = Peso específico del suelo.
- H = Altura del suelo.
- E_s = Empuje activo del suelo.
- $\omega_{s/c}$ = Sobrecarga sobre el terreno.
- $E_{s/c}$ = Empuje ocasionado por la sobrecarga.

Los valores de empuje propuestos en las expresiones 11.2.2. y 11.2.3. corresponden a cargas de servicio y cuyos valores deberán ser amplificadas. La norma E.060 indica que el factor de amplificación para elementos sometidos a empuje lateral de suelos corresponde a 1.7.

Metrado de cargas y modelo de elemento.

Para calcular el empuje aplicado se tienen los siguientes datos.

- $\varphi = 30^\circ$.
- $\gamma = 2.00 \text{ ton/m}^3$.
- $H_{\text{suelo}} = 5.25\text{m}$.
- $H_{\text{muro}} = 6.70\text{m}$.
- $t_{\text{muro}} = 0.25\text{m}$.
- $\omega_{s/c} = 0.25 \text{ ton/m}^2$.

Con lo presentado se procede a calcular los empujes últimos aplicados sobre el muro.

$$K_A = \frac{1 - \text{sen}(30^\circ)}{1 + \text{sen}(30^\circ)} = 0.33$$

$$E_s = 0.33 \times \frac{2.0\text{ton}}{\text{m}^3} \times 5.25\text{m} = 3.500 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{s/c} = 0.33 \times 0.25 \text{ ton/m}^2 = 0.083 \text{ ton/m}^2$$

$$E_s u = 1.7E_s = 1.7 \times (3.50) = 5.950 \text{ ton/m}^2$$

$$E_{s/c} u = 1.7E_{s/c} = 1.7 \times (0.083) = 0.142 \text{ ton/m}^2$$

Los valores de empuje se aplicarán en el modelo presentado en la siguiente figura.

Diagrama de cargas de sobrecarga amplificada sobre el suelo en contacto con el muro $E_{s/c} u$

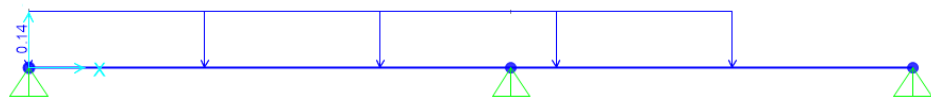


Diagrama de cargas de empuje amplificado del suelo sobre el muro $E_s u$

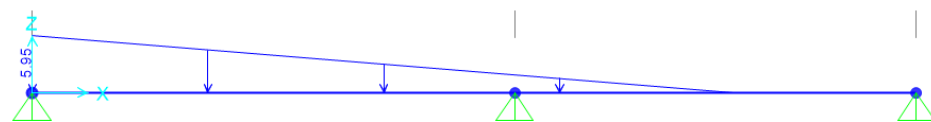


Diagrama de cargas amplificadas totales sobre el muro $E_{s/c} u + E_s u$

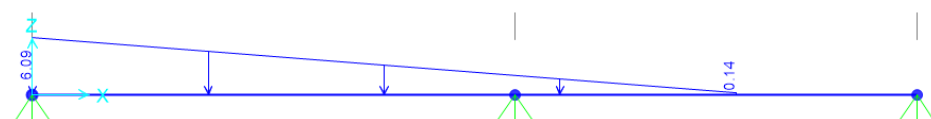


Figura 11.2.1. Modelo de muro de sótano

De la imagen anterior se obtienen los siguientes diagramas de fuerzas internas en donde se recopilarán las cargas para el diseño por cortante y flexión.

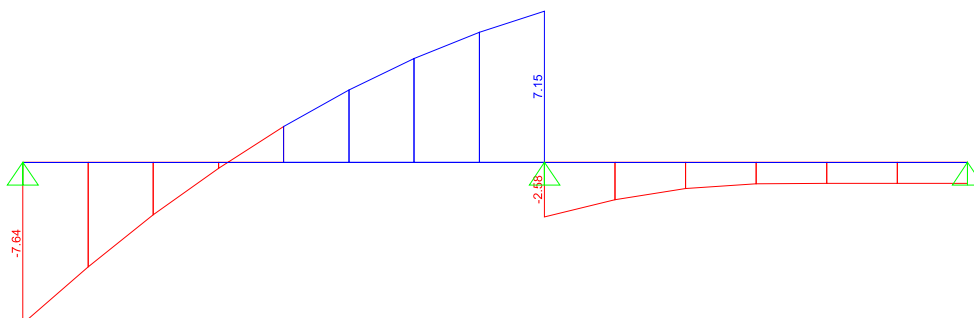


Figura 11.2.2. Diagrama de fuerzas cortantes amplificadas de muro de sótano

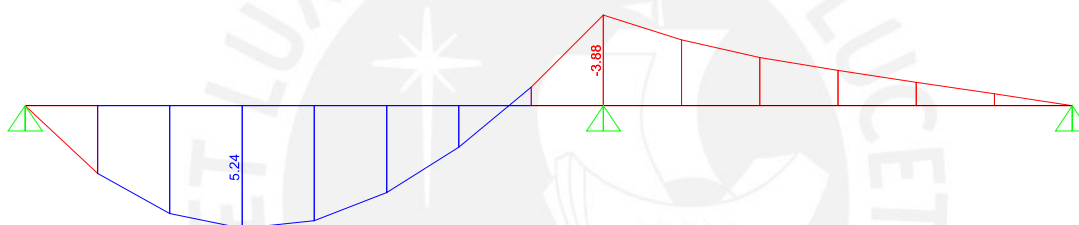


Figura 11.2.3. Diagrama de momentos flectores amplificadas de muro de sótano

Diseño por corte

Para el modelo se utilizó una sección transversal de 100cm x 25cm, por lo tanto, la resistencia proporcionada por el concreto tendrá el siguiente valor.

$$\phi V_c = \phi \times 0.53\sqrt{f'_c} b_w d = 0.85 \times 0.53\sqrt{210} \times 100 \times \frac{21}{1000} = 13.71 \text{ ton}$$

De la figura 11.2.2. se percibe que el valor máximo de cortante $V_u = 7.64 \text{ ton}$ es menor que $\phi V_c = 13.71 \text{ ton}$ cumpliendo con lo solicitado por norma.

Diseño por flexión

Usando los valores presentados en la figura 11.2.3. se muestra la siguiente tabla con el requerimiento de acero para el muro.

Tabla 11.2.1. Diseño por flexión de muro

Diseño por flexión	M+	M-
Mu(ton.m)	5.24	3.88
bw(cm)	100	100
d(cm)	21	21
Asmin(cm ²)	3.78	3.78
Asmax(cm ²)	33.47	33.47
a(cm)	1.62	1.18
As requerido(cm ²)	6.87	5.04

Para la sección de acero positivo se colocará varillas de 3/8" de diámetro espaciadas a cada 25 cm. además de bastones de 1/2" de diámetro espaciadas a 25cm. Por otro lado, para el acero negativo también se colocarán varillas de acero de 3/8" espaciadas cada 25 cm además de bastones de 3/8". Por último, para el acero transversal se colocará la cuantía mínima de acero que en este caso corresponde a varillas de 3/8" espaciadas cada 25 cm. Con todo lo propuesto, en la siguiente figura se muestra el diseño del muro.

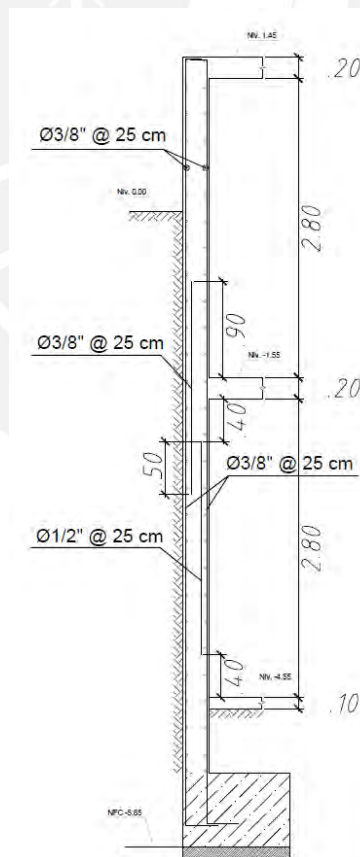


Figura 11.2.4. Diseño de muro de sótano

12. CAPITULO XII: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.

12.1. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

- Las dimensiones propuestas para el peralte de las vigas se obtuvieron usando el criterio de luz libre a peralte (L/h) de 10 a 12 y adaptándolo también a la propuesta arquitectónica. Debido a que se debe mantener una altura libre mínima de 2.10m, se escogieron valores de peralte de 60cm y 70 cm. Esto produjo que la cantidad de refuerzo suministrado no congestionara a las secciones transversales de las vigas y también permite una mayor resistencia a las deflexiones y fisuramiento.
- Para el Predimensionamiento de las columnas se planteó que el peso unitario sobre el área tributaria de cada una sea 1.00 ton/m² ya que, para edificaciones no muy sobrecargadas, el valor presentado anteriormente es una aproximación bastante precisa. Por otro lado, del metrado de carga se puede obtener un valor de carga distribuida de 1.00 ton/m² y del modelo para el análisis sísmico se puede obtener un valor de 1.06 ton/m² probando que lo asumido anteriormente es un valor bastante cercano a la realidad.

12.2. ANÁLISIS SÍSMICO

- El análisis Sísmico se desarrolló usando el programa ETABS mediante un modelo computacional representativo de la edificación. Los modelos propuestos para el diseño no deben ser muy complejos con el fin de evitar una mayor incertidumbre en los resultados. Además, Los valores del peso calculados por el software fueron comparados con valores calculados manualmente tal como se indica en el numeral 5.2. y se aprecia una diferencia entre estos de 2.50%. Este resultado indica que la diferencia entre los pesos es mínima y que los resultados del modelo computacional sirven como un buen acercamiento al comportamiento real de la estructura.
- El sistema estructural planteado genera que el ratio de los desplazamientos máximos relativos con el desplazamiento promedio de cada entrepiso genere valores holgados con respecto al límite impuesto por la Norma E.030 para considerar que existe irregularidad torsional. Así mismo, debido a la densidad de placas colocadas los desplazamientos relativos de entrepiso, siendo los valores máximos de estos 5.98‰ y 6.01‰ para las direcciones X-X e Y-Y respectivamente, también resultan menores comparados al valor límite permitido por la norma para estructuras de concreto armado.
- El modelo mostrado en el presente trabajo fue el resultado de múltiples iteraciones del mismo. Estas variaciones ocurrieron en su mayoría debido a que los resultados de las

derivadas inelásticas no satisfacían las demandas de la Norma E.030 de ser menores que 0.007 para elementos de concreto armado. Por ende, se debía modificar las dimensiones de algunas columnas, placas o vigas para generar que las derivadas inelásticas cumplan lo indicado en dicha norma. Cabe agregar que otro motivo para la iteración del modelo se debió a la decisión de evitar la irregularidad torsional y que el ratio del desplazamiento máximo con el desplazamiento promedio de cada entrepiso se mantengan menores a 1.3, valor indicado por la norma E.030 como límite para verificar si existe dicha irregularidad.

12.3. DISEÑO ESTRUCTURAL

- Se verificó que las dimensiones escogidas para las columnas cumplen con tener una cuantía de acero colocado para resistir los efectos de flexocompresión menor al 3% de su área bruta. Esta decisión provoca que, además de que el proceso constructivo sea más manejable sin necesidad de presentar un detallado riguroso del armado del acero, se optimice mejor la cuantía del refuerzo y que el tiempo de armado sea menor en comparación con cuantías que sobrepasen el límite planteado anteriormente.
- Se comprueba que Las fuerzas cortantes que afectan a las columnas tienen valores muy bajos comparadas con las consideradas para el diseño. Como se mencionó anteriormente, la alta densidad de muros reduce en gran medida los esfuerzos de corte provocando que los efectos que más impacto generen en estos elementos sean las cargas por gravedad. Además, el refuerzo longitudinal colocado genera curvas de capacidad que encierran con holgura a las cargas de diseño reduciendo la probabilidad de falla intempestiva que a su vez asegura que, en caso de formación de rotulas plásticas en las conexiones viga-columna, estas se generan en la sección de las vigas.
- La norma E. 060 indica que la fuerza cortante de diseño de las placas debe amplificarse a su valor por capacidad para los primeros dos niveles. Debido a que el modelo usado considera que los diafragmas del sótano y el semisótano se encuentran restringidos en desplazamiento horizontal, los niveles considerados para el diseño por capacidad son el primero y el segundo.
- La carga distribuida lineal constante del suelo asumida para el caso de cimentaciones generó que el proceso de diseño sea menos complicado que en el caso de una distribución lineal variable de esfuerzos. Por otro lado, se asumen que actuarán valores de momentos flectores y cortantes más grandes a comparación a los que está sometido realmente. Estas cargas generan esfuerzos mayores y por ende se proponen valores de cuantías de refuerzo más conservadoras. Esto provoca que las barras de acero no se encuentren muy esforzadas

y que estas posean una mayor capacidad de deformación restante en caso hubiera un aumento de cargas en la estructura.

- Las propiedades del suelo permitieron generar zapatas aisladas con dimensiones razonables para los elementos verticales anclados a esta. Por otro lado, las excentricidades de los muros de sótano y las columnas excéntricas no provocaron momentos lo suficientemente grandes como para generar giros que lleven a incluir demasiado refuerzo longitudinal en las vigas de cimentación.
- De manera general, Todos los elementos diseñados cumplen con los lineamientos planteados por la Norma E.060. Es por esto que, bajo el efecto de sismos severos, se espera que la estructura mantenga un comportamiento dúctil y que las deformaciones generadas por estas cargas no provoquen fallas graves ni el colapso de la estructura con el fin de salvaguardar la seguridad y la vida de sus ocupantes.



13.REFERENCIAS

Blanco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado* (2.^a ed.). Colegio de Ingenieros del Perú.

Harmsen, T. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado* (3.^a ed.). Fondo editorial PUCP.

Ottazzi, G. (2016). *Apuntes del curso Concreto Armado I* (15.^a ed.). Fondo Editorial PUCP.

Muñoz, A. (2020). *Comentarios a la Norma Peruana E.030 diseño sismorresistente*. SENCICO.

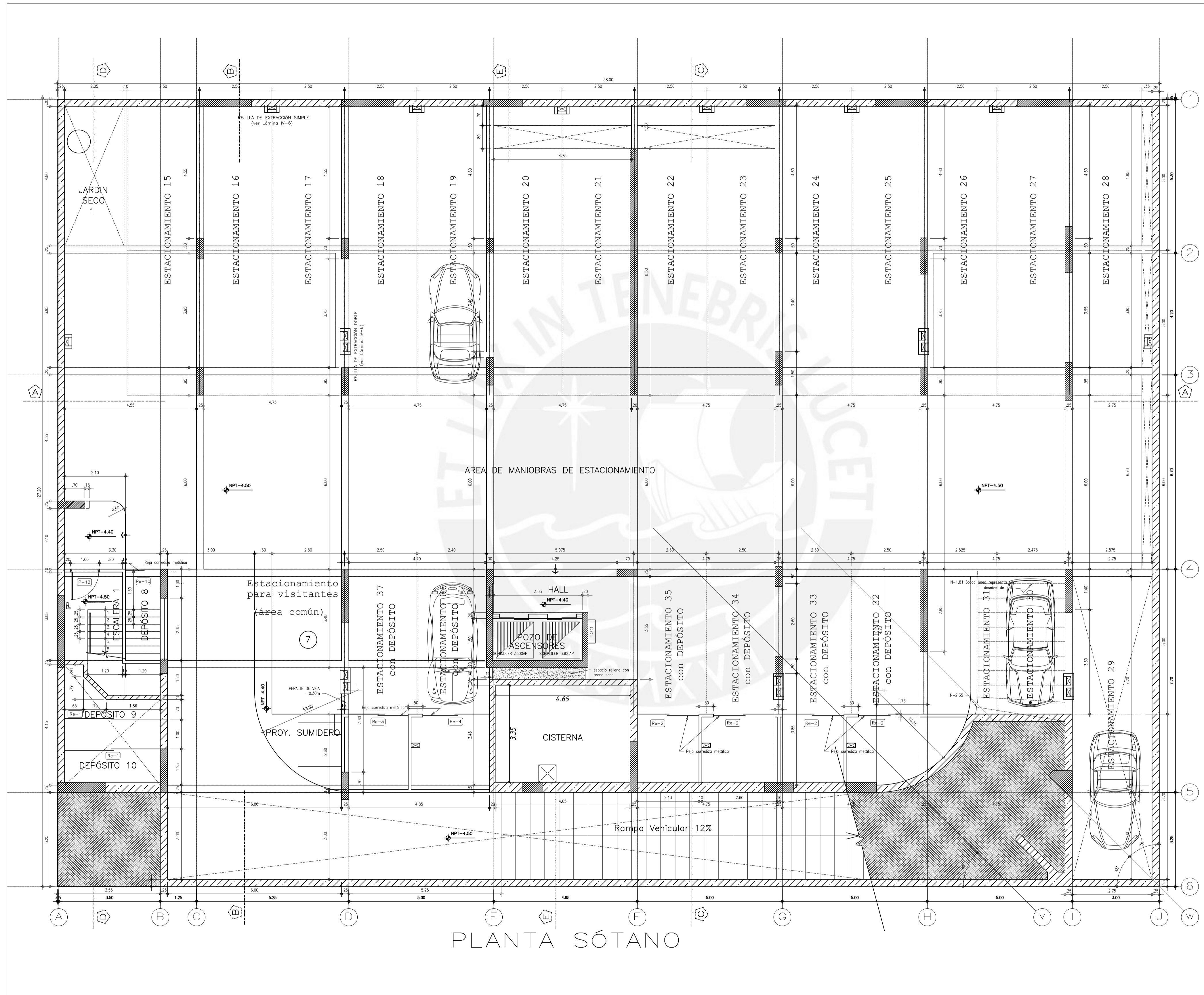
Blanco, A., Chang, D., & Flores, H. (2015). *Conferencia conceptos de diseño estructural de muros de concreto armado en el Perú* [Diapositivas]. abbings.com.

https://www.abbings.com/descargas/muros_de_concreto_agosto_2015.pdf

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Reglamento Nacional de Edificaciones.

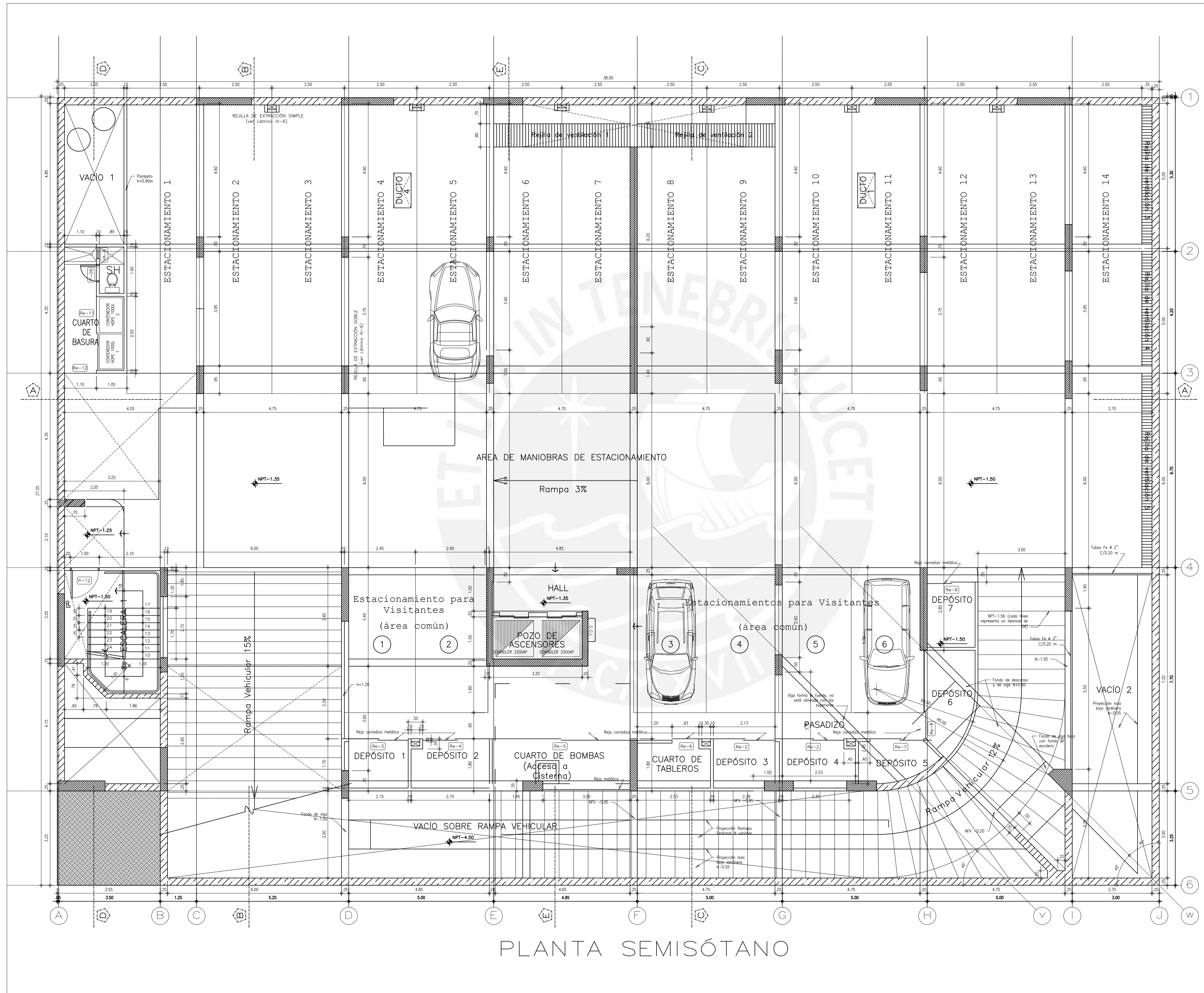
Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma E.030 Diseño sismorresistente*. Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Reglamento Nacional de Edificaciones.



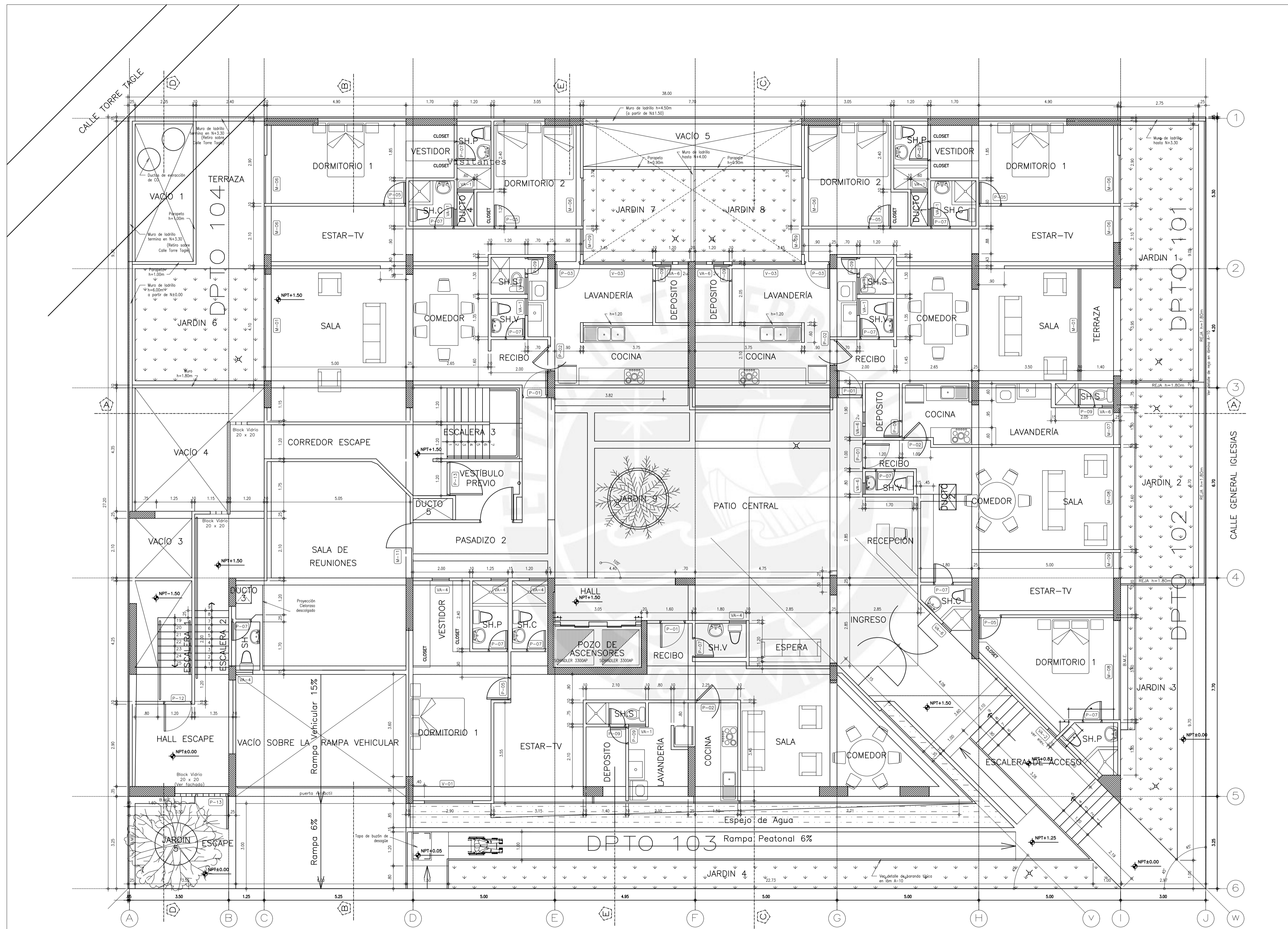
PLANTA SÓTANO

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS CON SÓTANO Y SEMISÓTANO		
ALUMNO:	RENZO FERNANDO VARGAS LÓPEZ	PROFESOR:	ING. DIEGO VILLAGÓMEZ MOLERO
PLANO:	PLANTA SÓTANO	ESCALA:	1/75
		FECHA:	20/04/2022
			A-01



PLANTA SEMISÓTANO

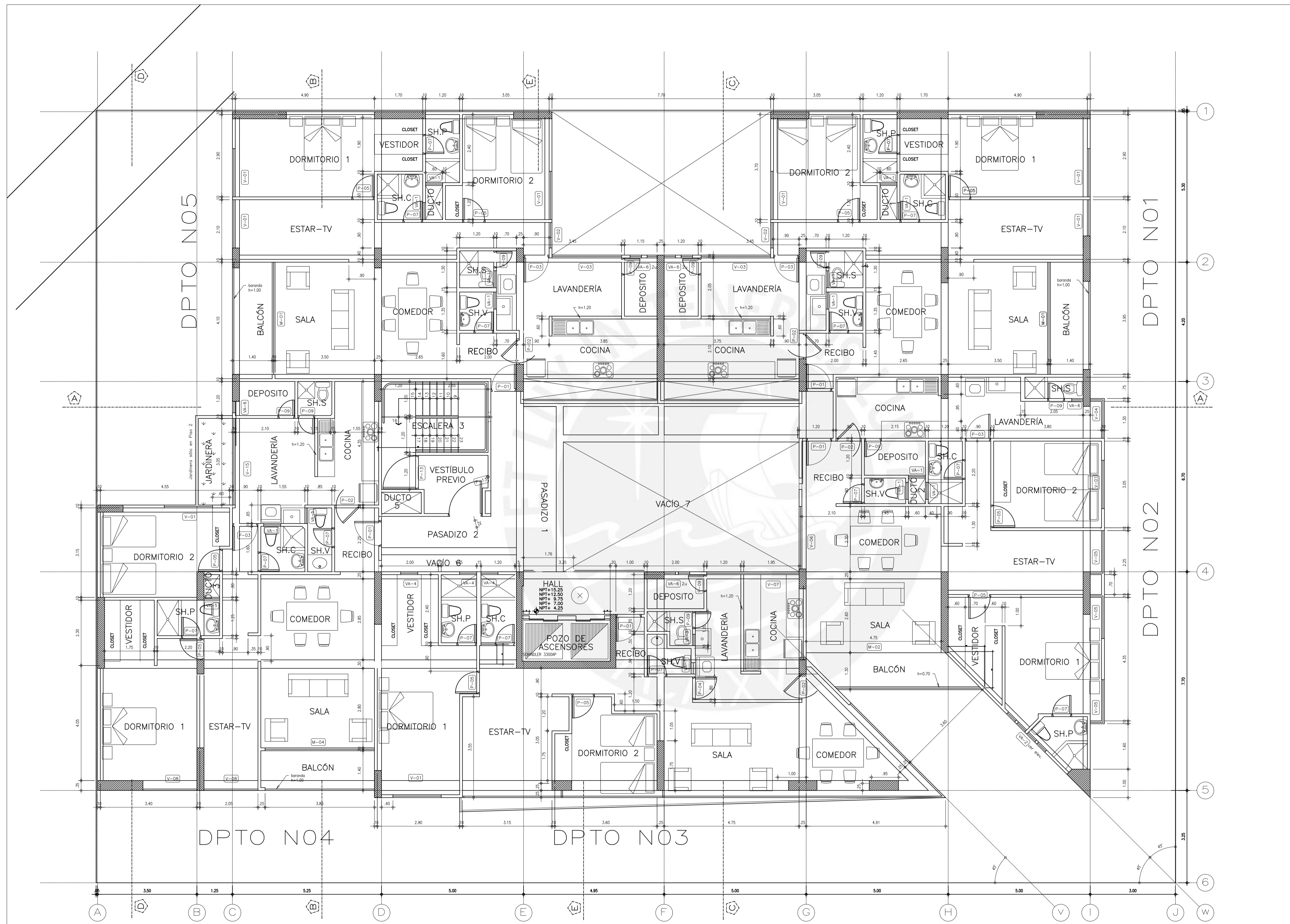
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS CON SÓTANO Y SEMISÓTANO		
ALUMNO:	RENZO FERNANDO VARGAS LÓPEZ	PROFESOR:	ING. DIEGO VILLAGÓMEZ MOLERO
PLANO:	PLANTA SEMISÓTANO	ESCALA:	1/75
		FECHA:	20/04/2022



CALLE DOS DE MAYO
PLANTA 1° PISO

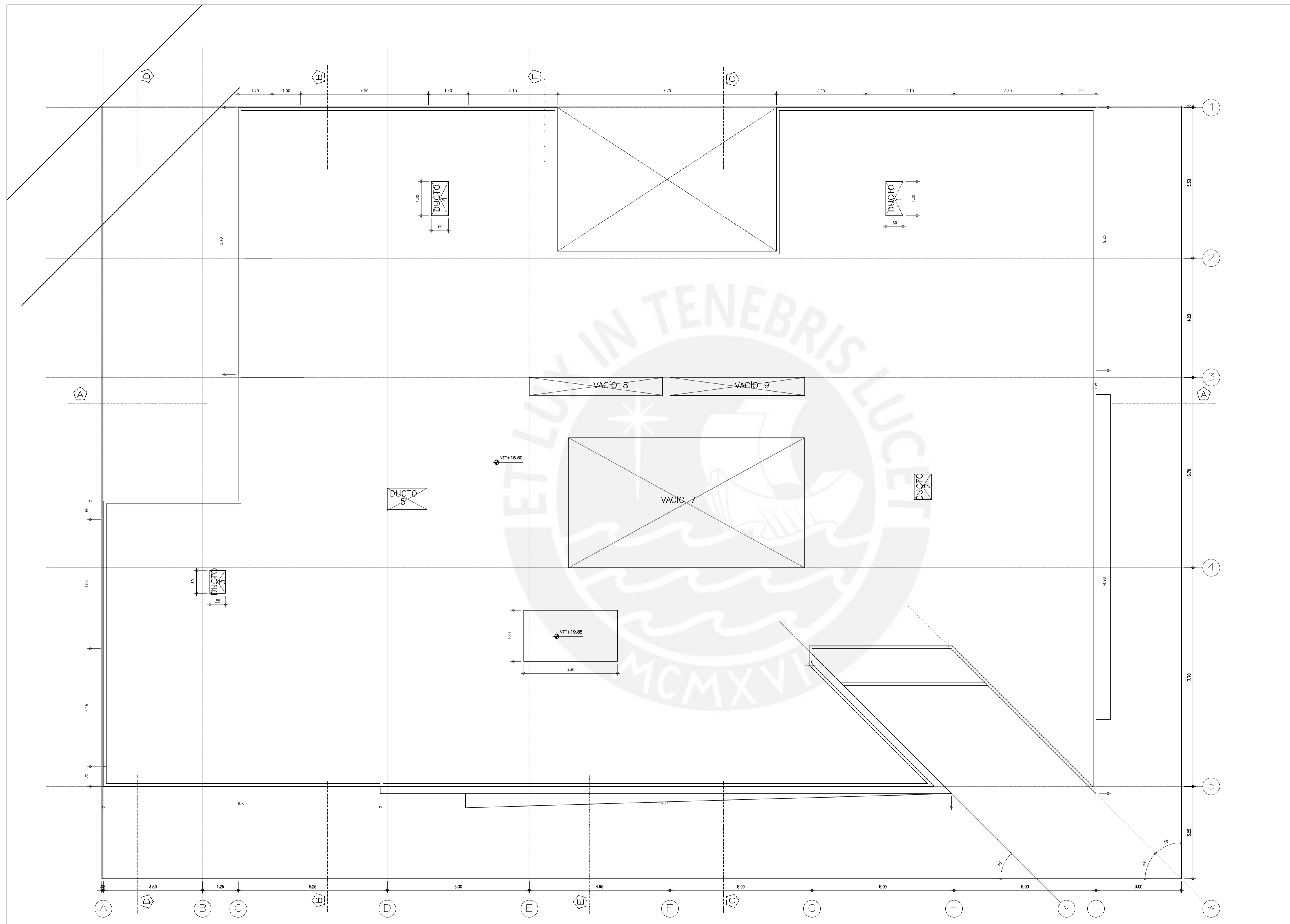
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS CON SÓTANO Y SEMISÓTANO		
ALUMNO:	RENZO FERNANDO VARGAS LÓPEZ	PROFESOR:	ING. DIEGO VILLAGÓMEZ MOLERO
PLANO:	PLANTA PRIMER PISO	ESCALA:	1/75
		FECHA:	20/04/2022

A-03



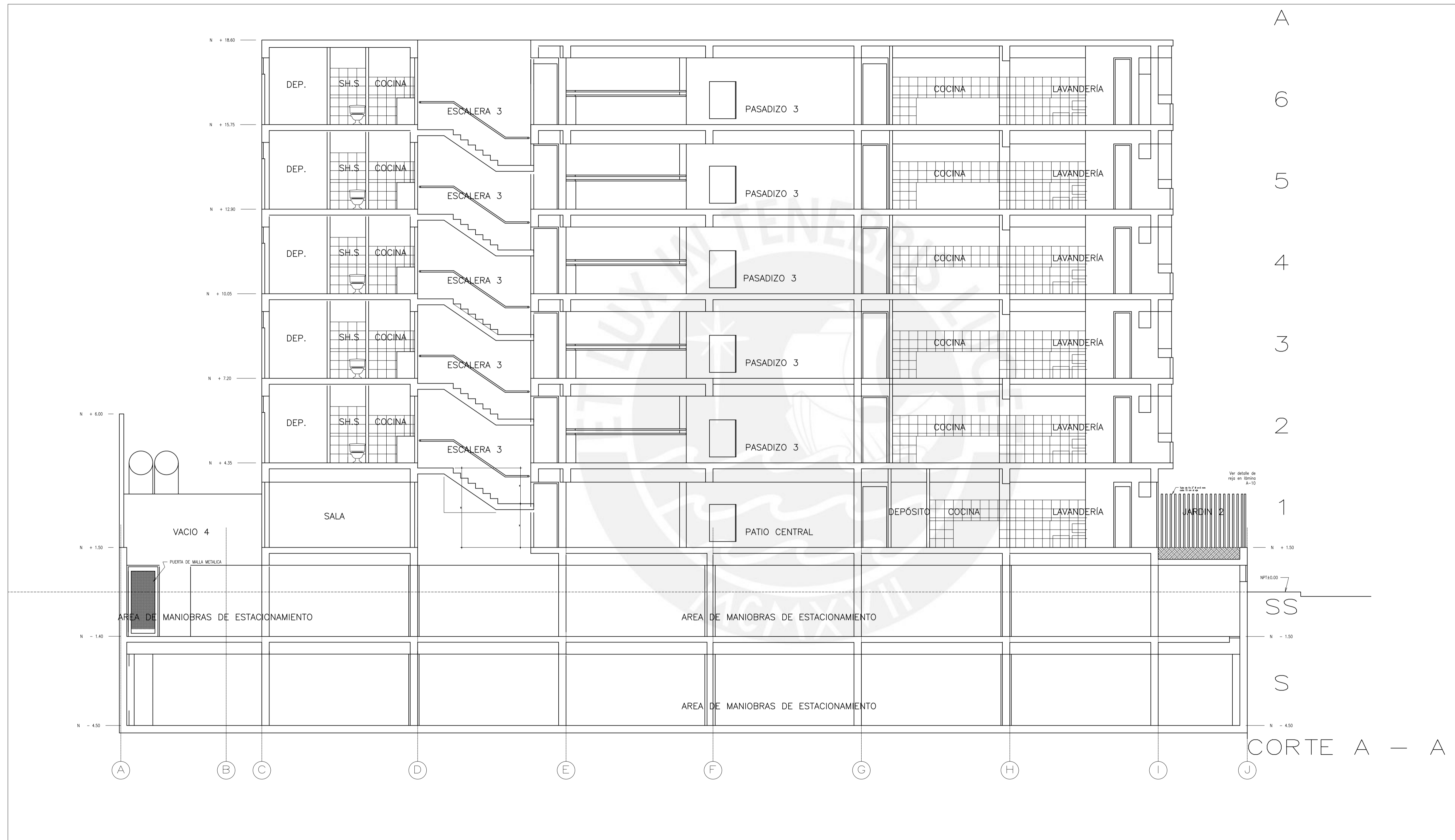
PLANTA TÍPICA PISOS 2,3,4,5,6

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS CON SÓTANO Y SEMISÓTANO		
ALUMNO:	RENZO FERNANDO VARGAS LÓPEZ	PROFESOR:	ING. DIEGO VILLAGÓMEZ MOLERO
PLANO:	PLANTA PISO TÍPICO	ESCALA:	1/75
		FECHA:	20/04/2022

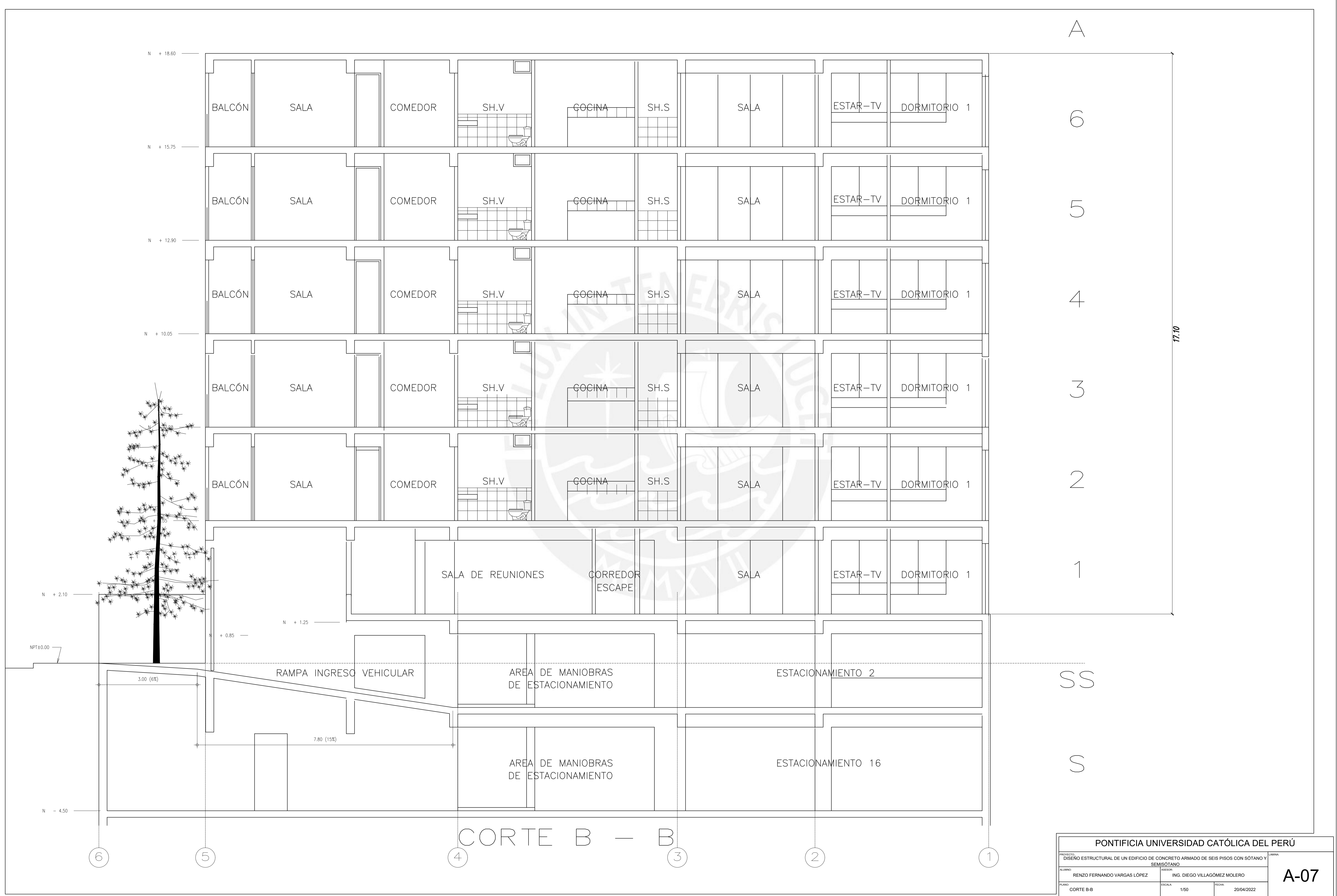


PLANTA TECHO

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS CON SÓTANO Y SEMISÓTANO		LABORA:	
ALUMNO: RENZO FERNANDO VARGAS LÓPEZ	DISEÑO: ING. DIEGO VILLAGÓMEZ MOLERO		A-05
PLANO: PLANTA TECHO	ESCALA: 1/75	FECHA: 20/04/2022	



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS CON SÓTANO Y SEMISÓTANO		LABORA:	
ALUMNO: RENZO FERNANDO VARGAS LÓPEZ	MAESTRO: ING. DIEGO VILLAGÓMEZ MOLERO	A-06	
PLANO: CORTE A-A	ESCALA: 1/75		



A

6

5

4

3

2

1

SS

S

17.10

CORTE B - B

<p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>			
<p>PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS CON SÓTANO Y SEMISÓTANO</p>	<p>ALUMNO: RENZO FERNANDO VARGAS LÓPEZ</p>	<p>INSTRUCTOR: ING. DIEGO VILLAGÓMEZ MOLERO</p>	<p>LÁMINA: A-07</p>
<p>PLANO: CORTE B-B</p>	<p>ESCALA: 1/50</p>	<p>FECHA: 20/04/2022</p>	

A

6

5

4

3

2

1

SS

S



CORTE C - C

1

2

3

4

5

6

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS CON SÓTANO Y SEMISÓTANO		LABORA:	
ALUMNO: RENZO FERNANDO VARGAS LÓPEZ	INSTRUCTOR: ING. DIEGO VILLAGÓMEZ MOLERO	A-08	
PLANO: CORTE C-C	ESCALA: 1/50		

A

6

5

4

3

2

1

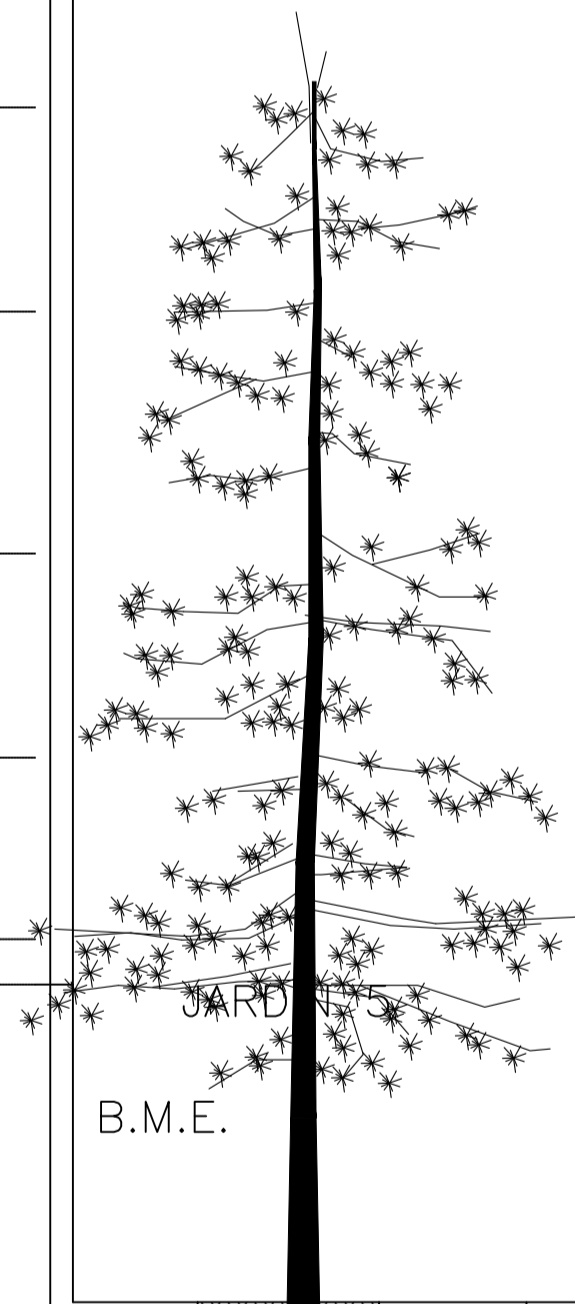
CALLE TORRE TAGLE

SS

S



CORTE D - D

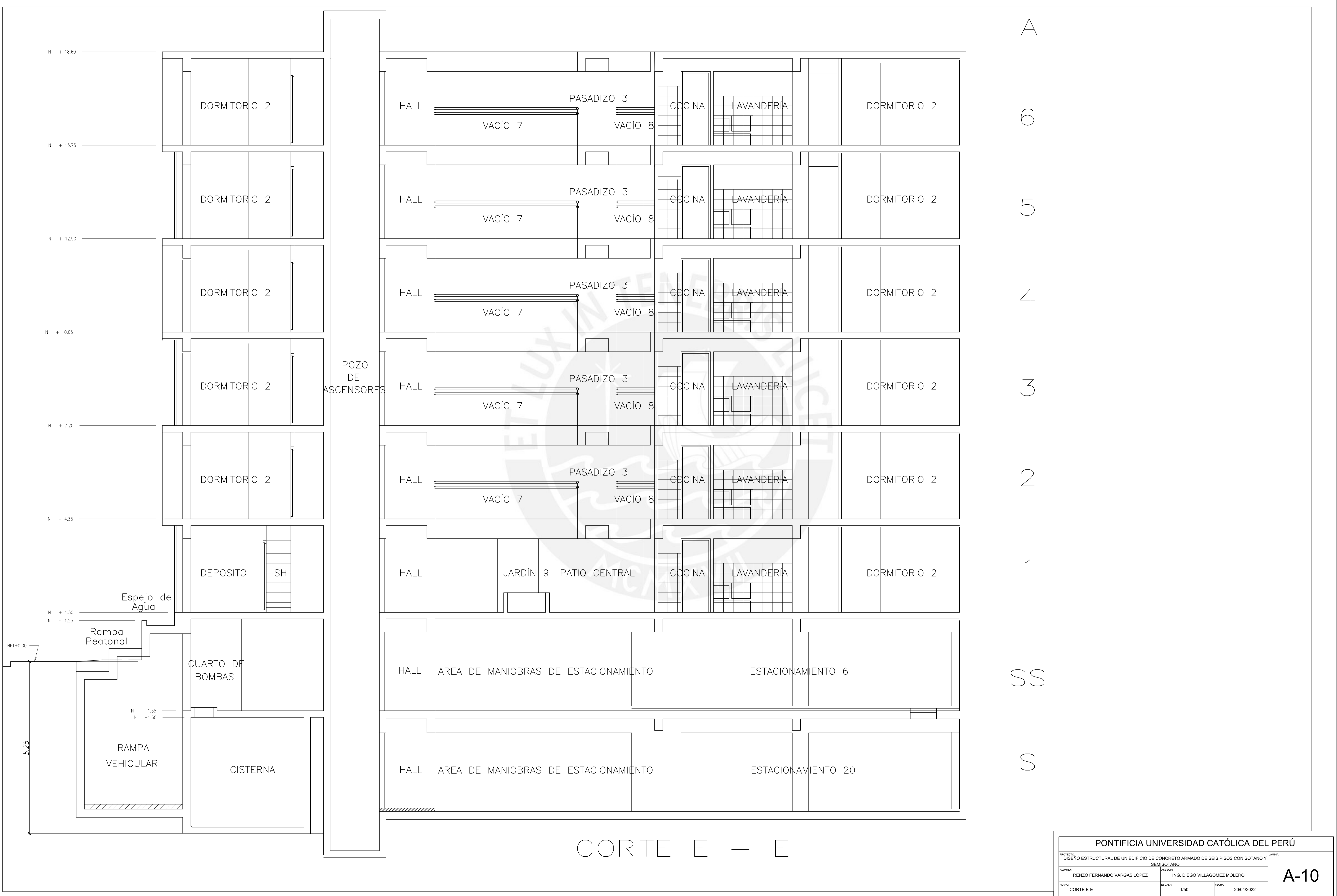


CALLE 2 DE MAYO

B.M.E.

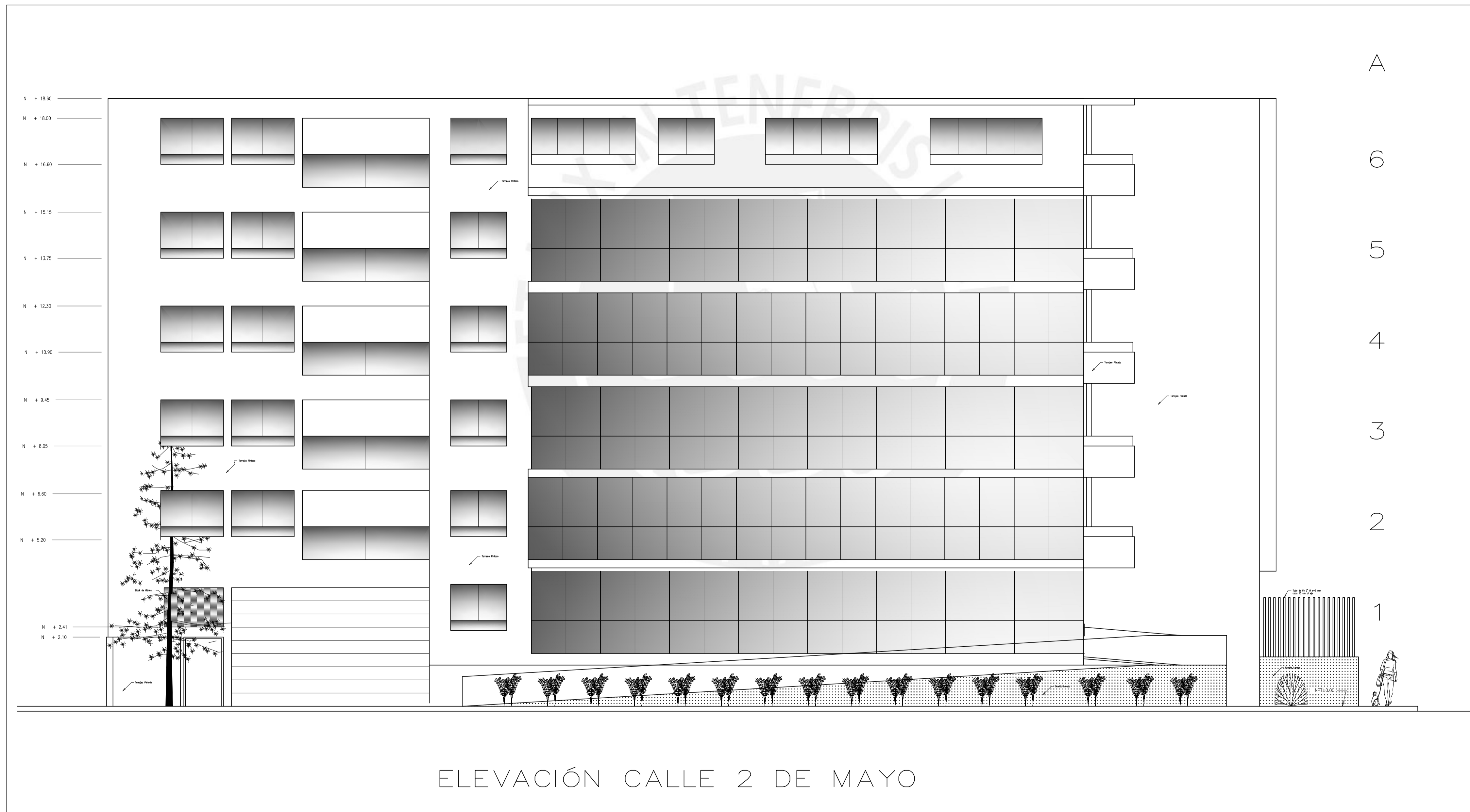
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS CON SÓTANO Y SEMISÓTANO		
ALUMNO:	RENZO FERNANDO VARGAS LÓPEZ	INSTRUCTOR:	ING. DIEGO VILLAGÓMEZ MOLERO
PLANO:	CORTE D-D	ESCALA:	1/50
		FECHA:	20/04/2022

A-09



CORTE E - E

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS CON SÓTANO Y SEMISÓTANO			
ALUMNO:	RENZO FERNANDO VARGAS LÓPEZ	INSOR:	ING. DIEGO VILLAGÓMEZ MOLERO
PLANO:	CORTE E-E	ESCALA:	1/50
		FECHA:	20/04/2022



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS CON SÓTANO Y SEMISÓTANO		
ALUMNO:	RENZO FERNANDO VARGAS LÓPEZ	PROFESOR:	ING. DIEGO VILLAGÓMEZ MOLERO
PLANO:	ELEVACIÓN CALLE 2 DE MAYO	ESCALA:	1/75
		FECHA:	20/04/2022

A-11

A

6

5

4

3

2

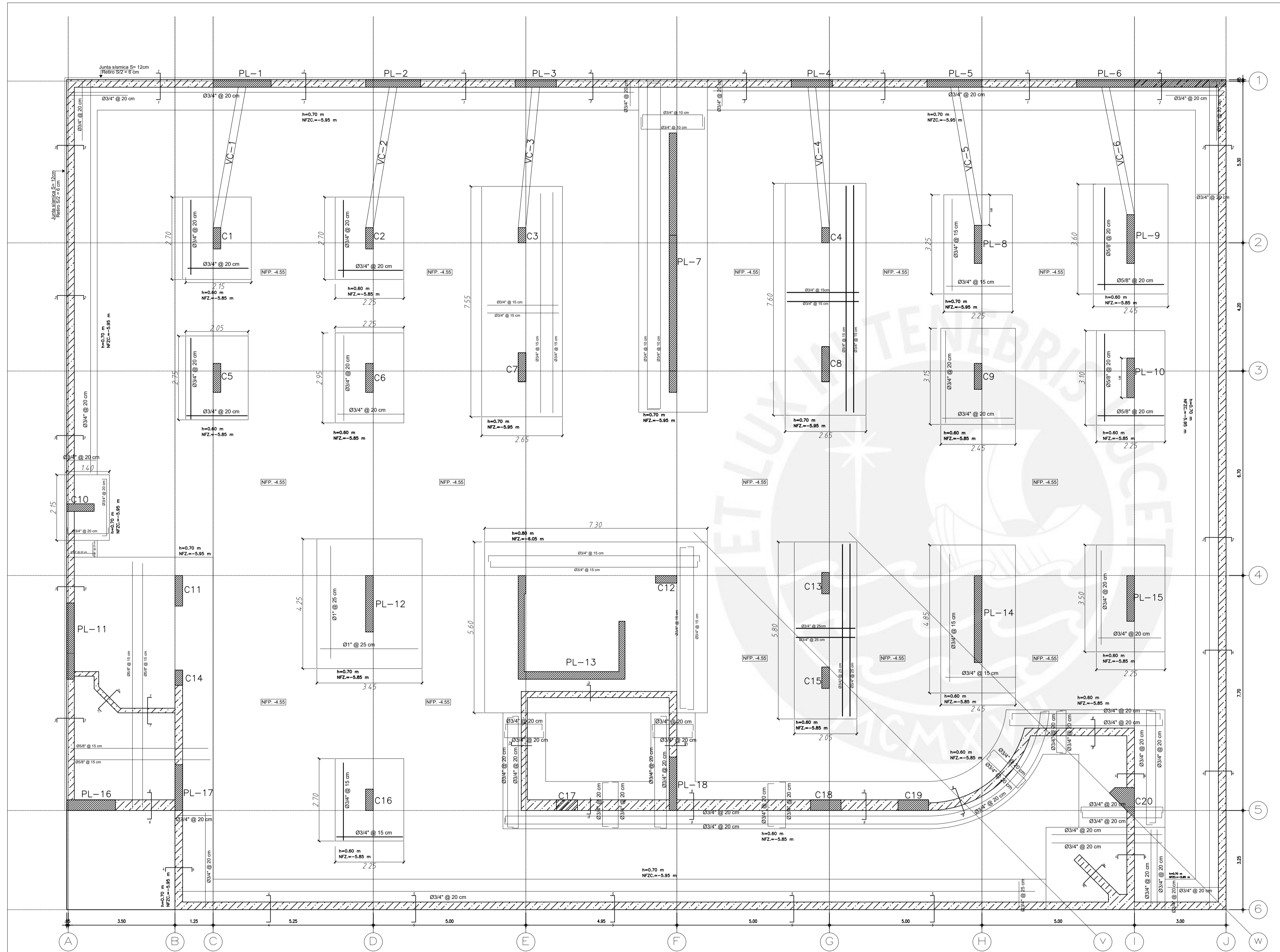
1



- N + 18.60
- N + 18.00
- N + 16.60
- N + 15.15
- N + 13.75
- N + 12.30
- N + 10.90
- N + 9.45
- N + 8.05
- N + 6.60
- N + 5.20
- N + 3.60
- N + 3.30
- N + 1.50
- NPT±0.00

ELEVACIÓN CALLE M. IGLESIAS

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS CON SÓTANO Y SEMISÓTANO		
ALUMNO:	RENZO FERNANDO VARGAS LÓPEZ	PROFESOR:	ING. DIEGO VILLAGÓMEZ MOLERO
PLANO:	ELEVACIÓN M. IGLESIAS	ESCALA:	1/50
		FECHA:	20/04/2022



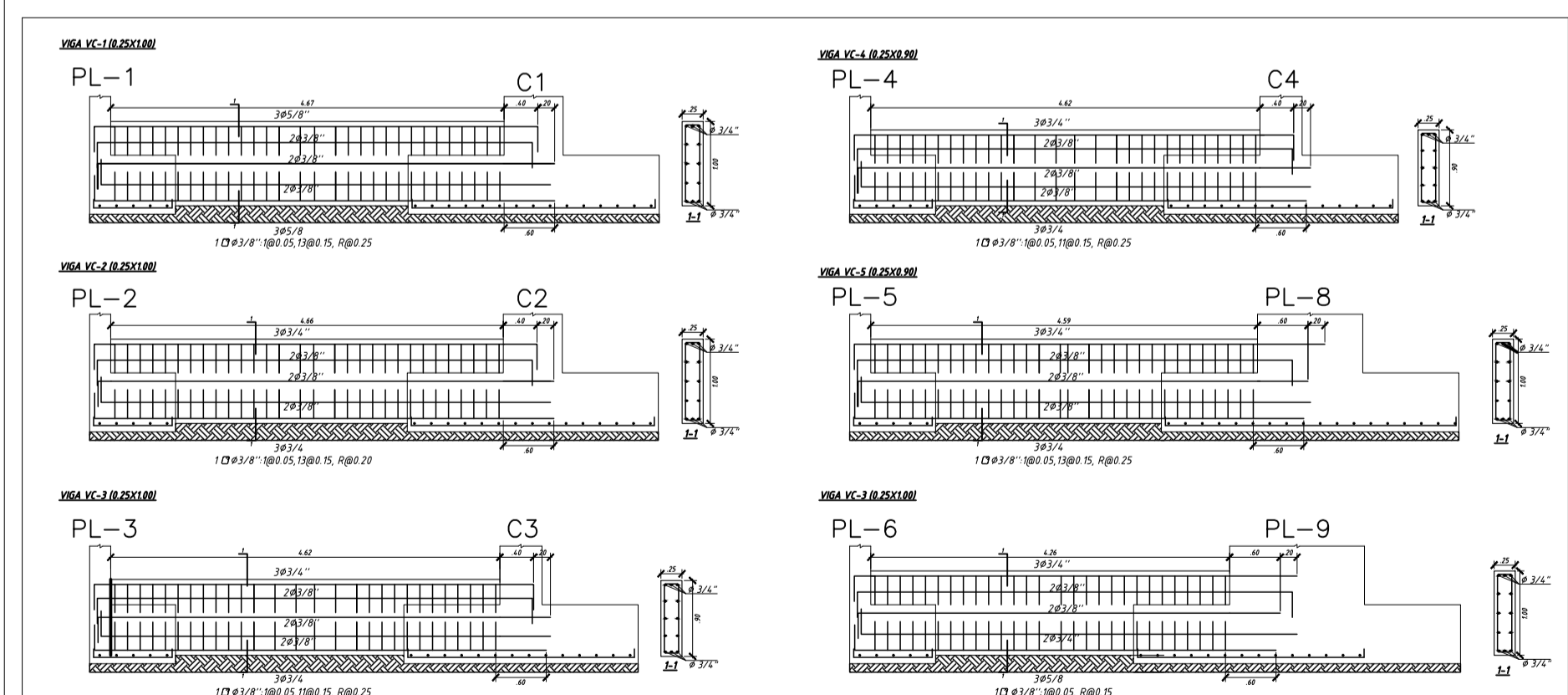
CIMENTACIÓN
ESC. 1/75

LEYENDA	
NFP.	= NIVEL DE FALSO PISO
NFZ.	= NIVEL DE FONDO DE ZAPATA
NFZC.	= NIVEL DE FONDO DE ZAPATA CONTINUA

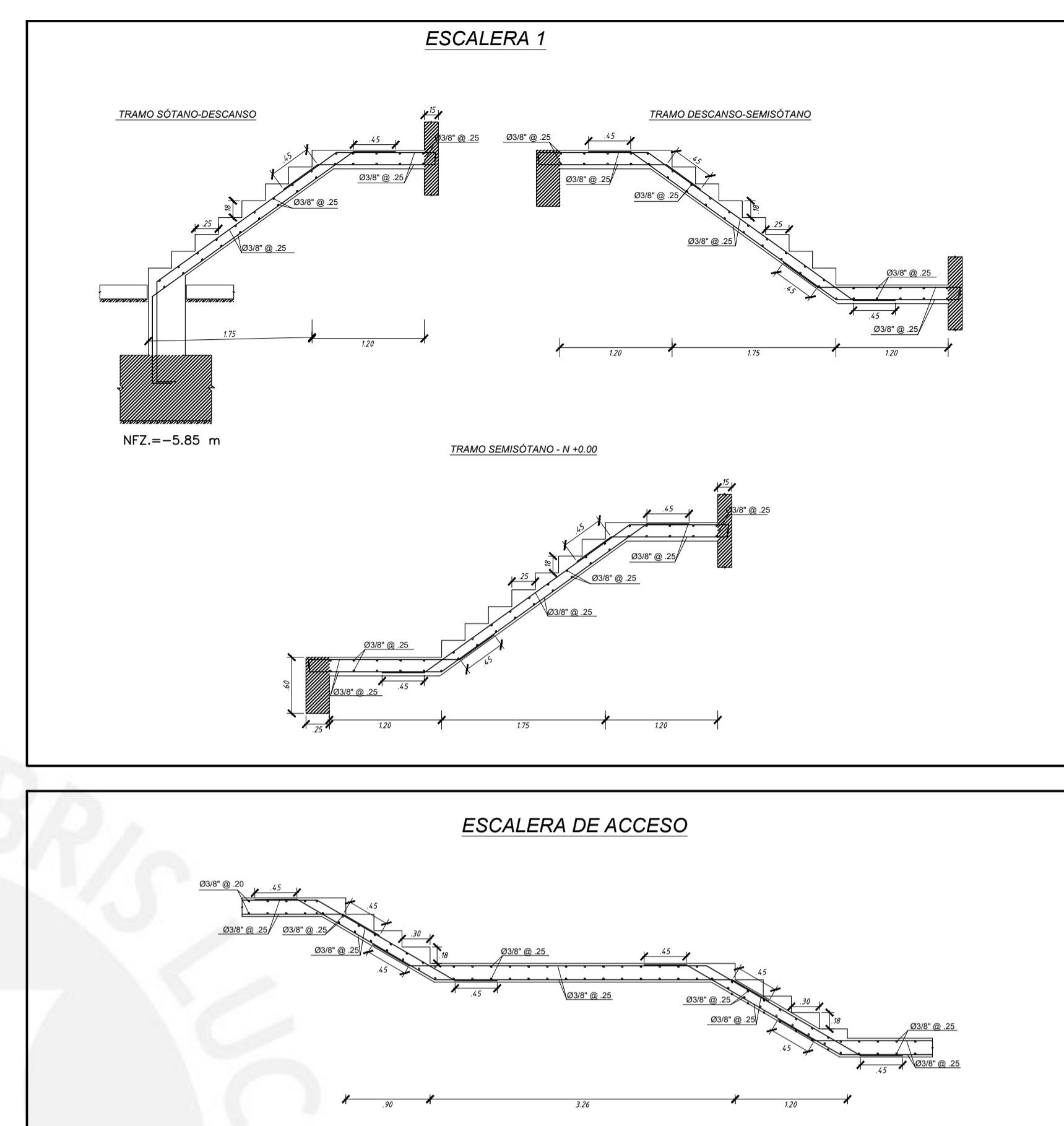
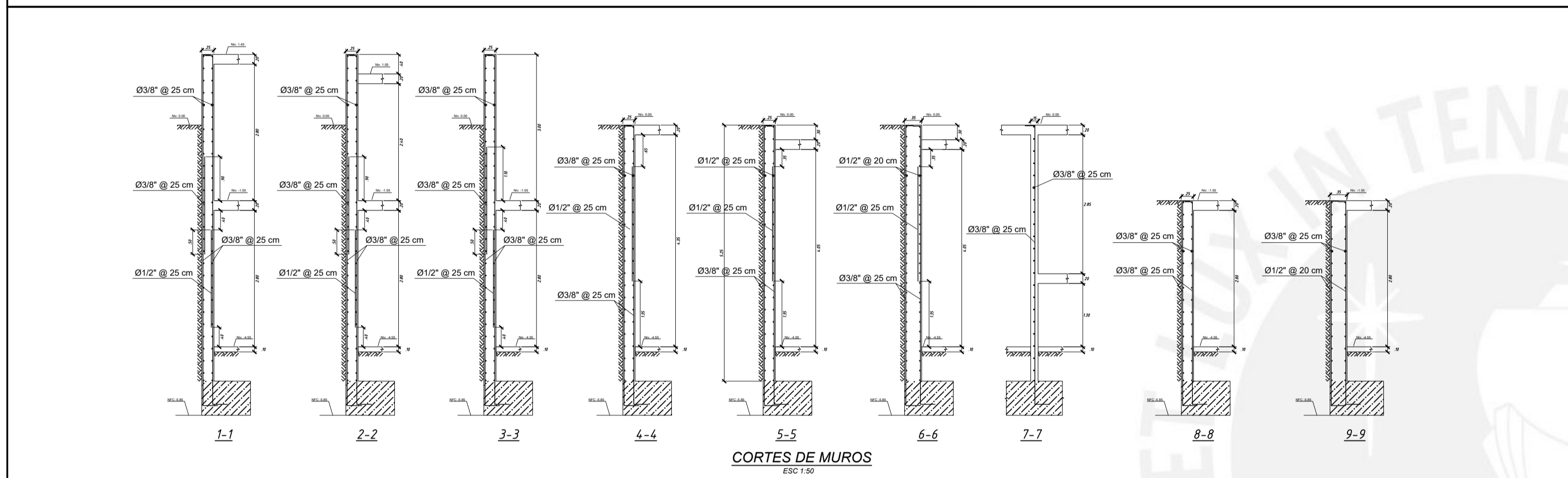
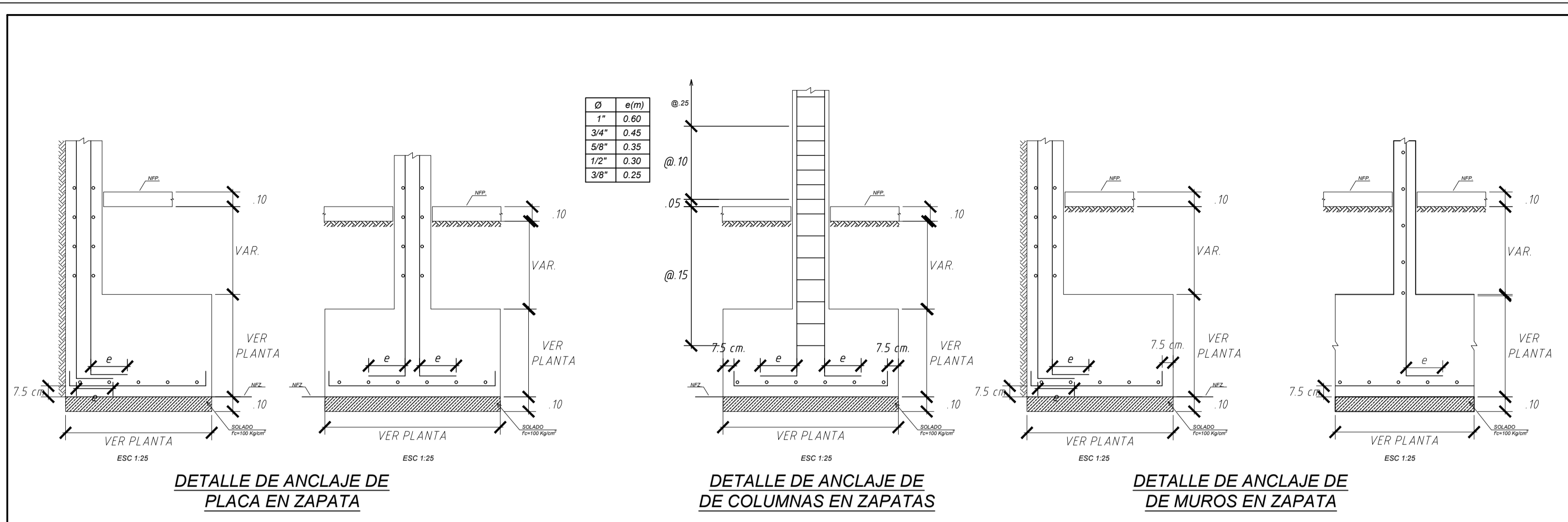
ESPECIFICACIONES	
CONCRETO ARMADO	
CONCRETO	f _c = 210 Kg/cm ²
FIERRO CORRUGADO	f _y = 4200 Kg/cm ²
SUELO	w = 4.00 Kg/cm ³
CONCRETO SIMPLE	
SOLADO	f _c = 100 Kg/cm ²
RECUBRIMIENTOS	
ZAPATAS	7.5 cm.
COLUMNAS	4.0 cm.
MUROS Y MUROS EN CONTACTO CON EL TERRENO	2.5 cm.
VIGAS PERALTADAS	4.0 cm.
VIGAS CHATAS, LOSAS Y ALIGERADO	2.5 cm.
TABICUERÍA	
PLACA P-10	f _m = 80 Kg/cm ²
MORTERO (CEMENTO/ARENA)	1:4
ESPESOR DE JUNTA ENTRE HILADA	1.0 cm.

- PARÁMETROS SISMO-RESISTENTES**
- SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE**
 XX: MUROS DE CONCRETO ARMADO
 YY: MUROS DE CONCRETO ARMADO
 - PARÁMETROS PARA DEFINIR FUERZA SÍSMICA O ESPECTRO DE DISEÑO**
 - FACTOR DE ZONA (ZONA 4): Z=0.45
 - FACTOR DE SUELO (TIPO S1): S=1.00
 - FACTOR DE USO (CATEGORÍA C): U=1.00
 - FACTOR BÁSICO DE REDUCCIÓN SÍSMICA (R₀): R_{0XX}=6.0, R_{0YY}=6.0
 - FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA (I_a): I_{aX}=1.0, I_{aY}=1.0
 - FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA (I_p): I_{pX}=0.9, I_{pY}=0.9
 - FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS (R_m I_a I_p): R_m=5.4, R_y=5.4
 - PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN**
 T_x = 0.512 seg. T_y = 0.487 seg.
 - MÁXIMO DESPLAZAMIENTOS SÍSMICOS**
 DIR XX
 DESPLAZAMIENTO MÁXIMO Δ_{max} = 7.53 cm
 DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO Δ_{rel} = 1.70 cm
 DERIVA MÁXIMA DE ENTREPISO Δ_{he} = 5.98 % < 7.00 %
 DIR YY
 DESPLAZAMIENTO MÁXIMO Δ_{max} = 7.60 cm
 DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO Δ_{rel} = 1.71 cm
 DERIVA MÁXIMA DE ENTREPISO Δ_{he} = 6.01 % < 7.00 %
 JUNTA SÍSMICA s=12.00 cm. RETIRO s/2= 6.00 cm

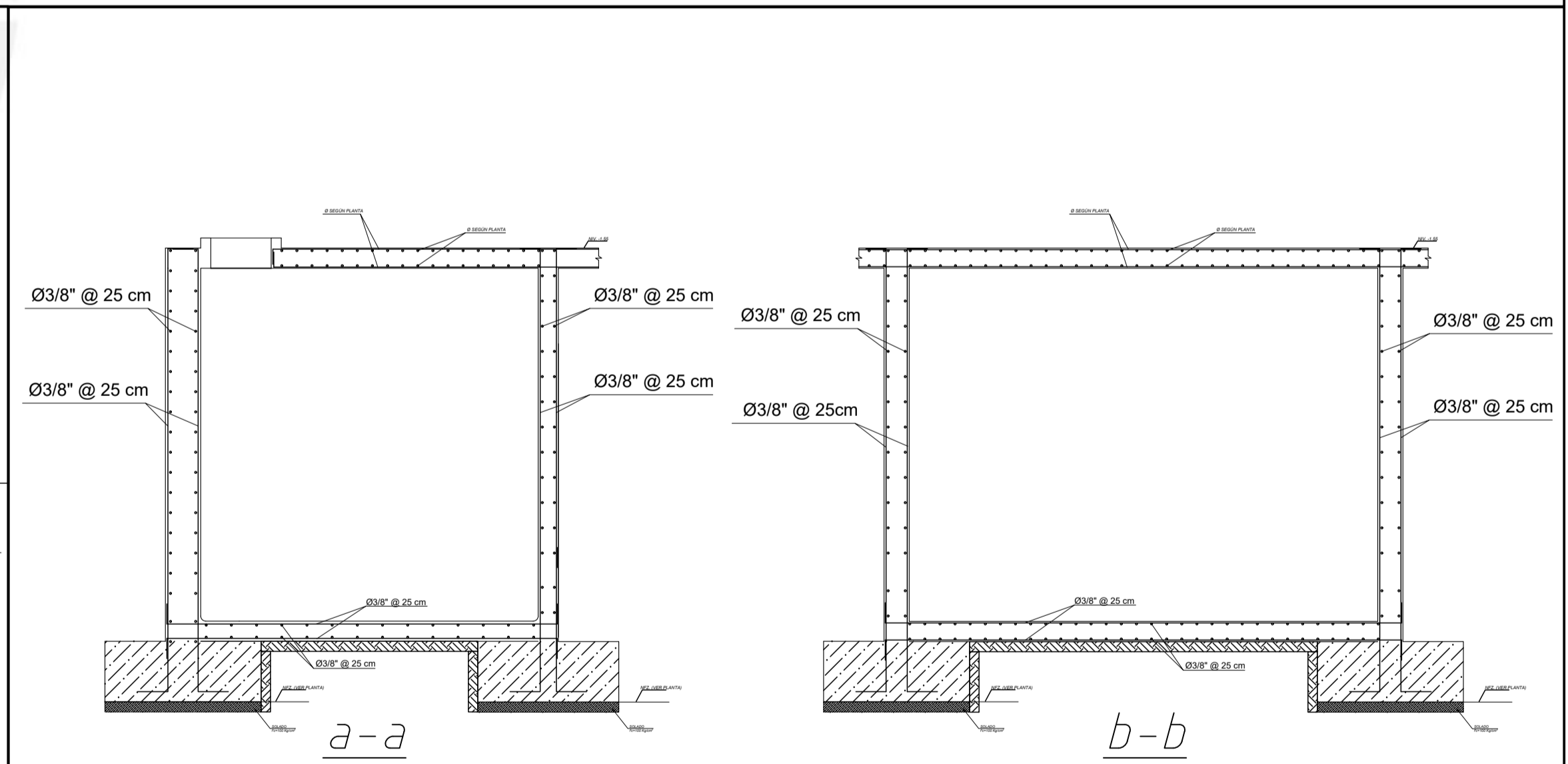
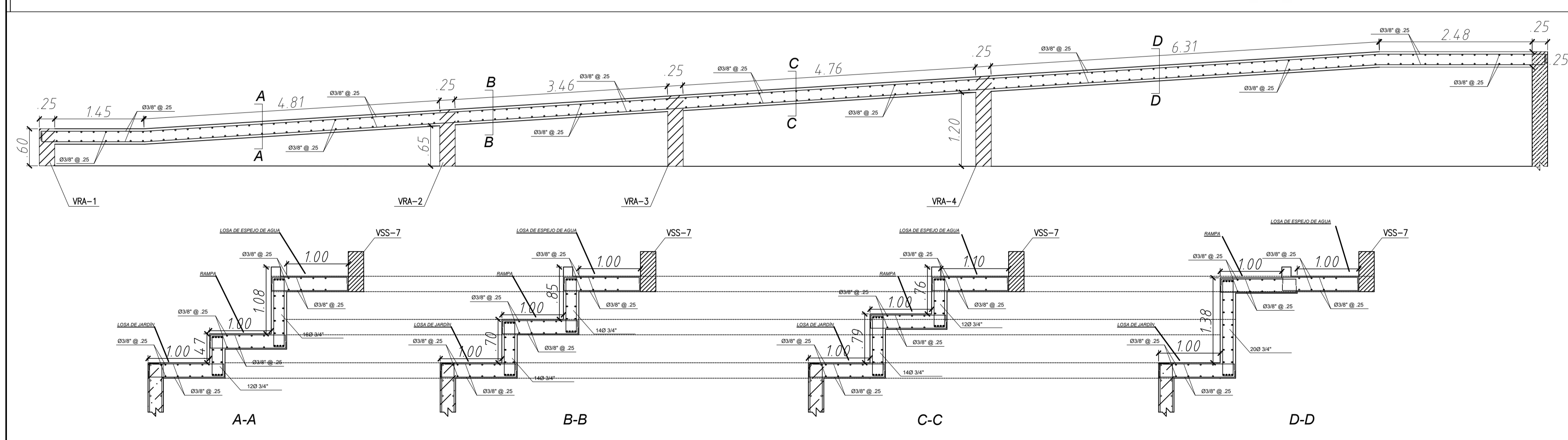
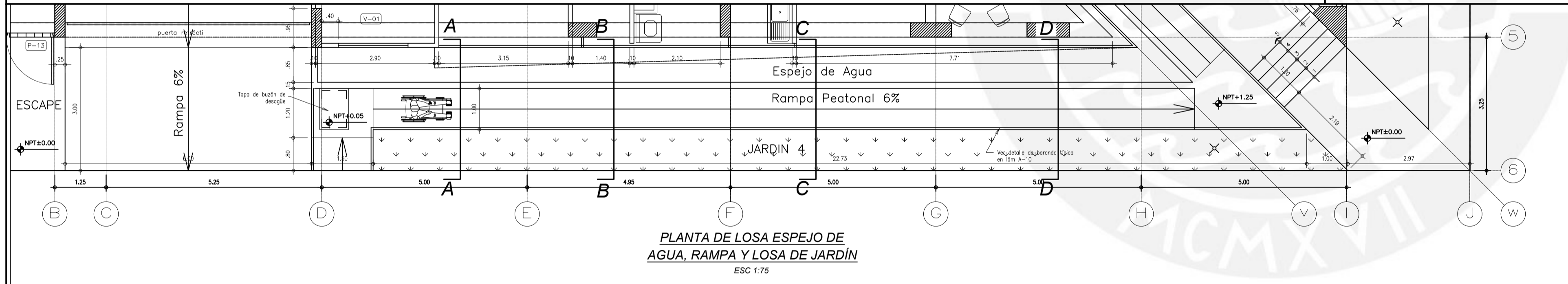
LISTA DE PLANOS	
N° LÁMINA	DESCRIPCIÓN
E-01	PLANTA DE CIMENTACIÓN
E-02	DETALLES DE CIMENTACIÓN, ESCALERAS, CORTES DE MURO, CISTERNA Y RAMPA DE ACCESO
E-03	COLUMNAS
E-04	PLACAS
E-05	ENCOFRADO DE TECHO DE PISO TÍPICO
E-06	ENCOFRADO DE TECHO DE SEMISÓTANO
E-07	ENCOFRADO DE TECHO DE SÓTANO
E-08	VIGAS DE TECHO DE PISO TÍPICO
E-09	VIGAS DE TECHO DE SEMISÓTANO
E-10	VIGAS DE TECHO DE SÓTANO



VIGAS DE CIMENTACIÓN

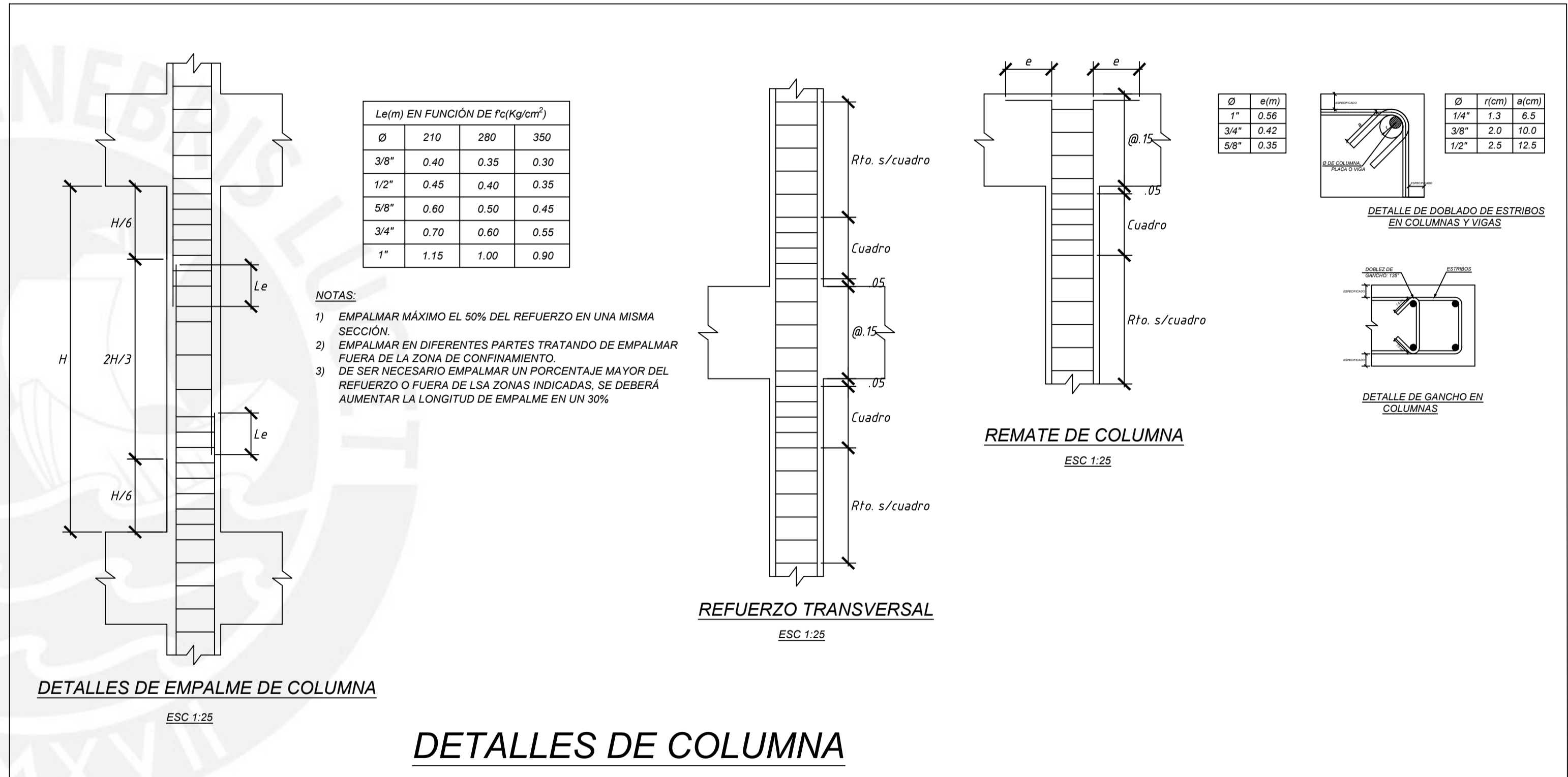
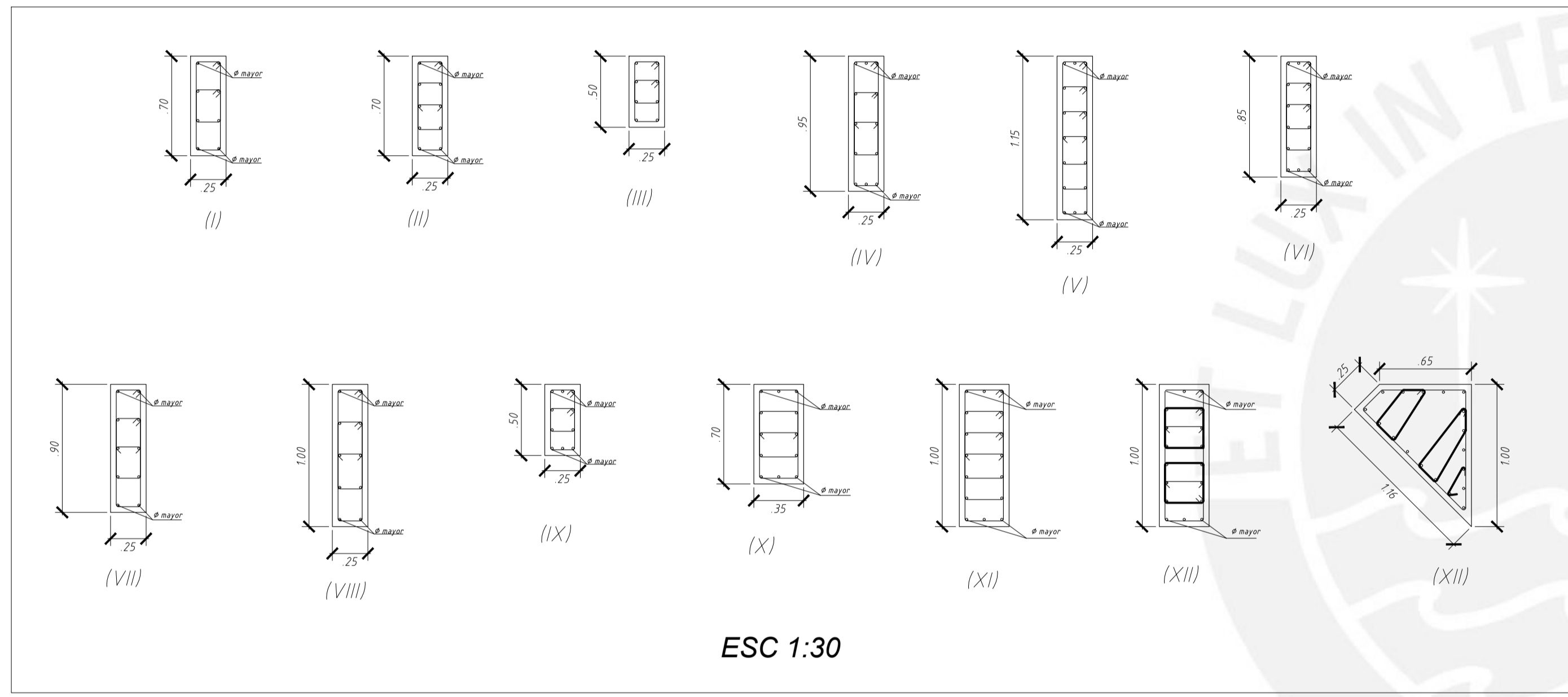


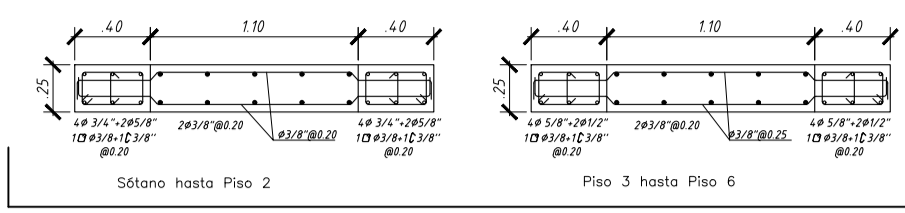
ESCALERAS
ESC 1:50



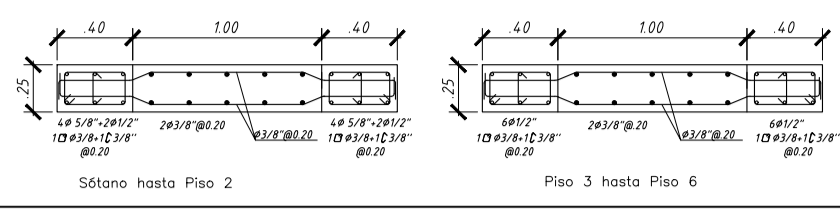
Cuadro de Columnas

Columna	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16	C17	C18	C19	C20
Sótano y Semisótano	(.25 x .70) 4ø 3/4"-4ø5/8" 2ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (II)	(.25 x .70) 10ø3/4" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (III)	(.25 x .50) 8ø3/4" 2ø 3/8" 1@0.05,5@0.10,R0.25 (III)	(.25 x .50) 8ø3/4" 2ø 3/8" 1@0.05,5@0.10,R0.25 (III)	(.25 x .95) 4ø 3/4"-8ø 5/8" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (IV)	(.25 x .95) 4ø1"-8ø3/4" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (IV)	(.25 x .95) 4ø1"-8ø3/4" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (IV)	(.25 x 1.15) 4ø1"-12ø3/4" 3ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (V)	(.25 x .85) 4ø1"-10ø3/4" 3ø 3/8" 1@0.05,8@0.10,R0.25 (VI)	(.25 x .90) 10ø3/4" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (VII)	(.25 x 1.00) 10ø3/4" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (VIII)	(.25 x .70) 10ø5/8" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (III)	(.25 x .70) 10ø5/8" 2ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (III)	(.25 x .50) 4ø3/4"-4ø5/8" 2ø 3/8" 1@0.05,5@0.10,R0.25 (IX)	(.25 x .70) 10ø5/8" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (III)	(.25 x .70) 10ø5/8" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (III)	(.35 x .70) 4ø3/4"-8ø5/8" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (X)	(.35 x 1.00) 16ø3/4" 3ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (XI)	(.35 x 1.00) 6ø1"-12ø3/4" 3ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (XII)	(.35 x 1.00) 18ø3/4" 3ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,9@0.10,R0.25 (XIII)
Piso 1 al Piso 4	(.25 x .70) 4ø 3/4"-4ø5/8" 2ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (II)	(.25 x .70) 10ø3/4" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (III)	(.25 x .50) 8ø3/4" 2ø 3/8" 1@0.05,5@0.10,R0.25 (III)	(.25 x .50) 8ø3/4" 2ø 3/8" 1@0.05,5@0.10,R0.25 (III)	(.25 x .95) 12ø 5/8" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (IV)	(.25 x .95) 4ø1"-8ø3/4" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (IV)	(.25 x .95) 4ø1"-8ø3/4" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (IV)	(.25 x 1.15) 4ø1"-12ø3/4" 3ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (V)	(.25 x .85) 4ø1"-10ø3/4" 3ø 3/8" 1@0.05,8@0.10,R0.25 (VI)	(.25 x .90) 10ø3/4" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (VII)	(.25 x 1.00) 10ø3/4" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (VIII)	(.25 x .70) 10ø5/8" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (III)	(.25 x .70) 10ø5/8" 2ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (III)	(.25 x .50) 10ø5/8" 2ø 3/8" 1@0.05,5@0.10,R0.25 (IX)	(.25 x .70) 10ø5/8" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (IX)	(.25 x .70) 10ø5/8" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (III)	(.35 x .70) 4ø3/4"-8ø5/8" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (X)	(.35 x 1.00) 16ø3/4" 3ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (XI)	(.35 x 1.00) 6ø1"-12ø3/4" 3ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (XII)	(.35 x 1.00) 18ø3/4" 3ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,9@0.10,R0.25 (XIII)
Piso 5 y Piso 6	(.25 x .70) 4ø 3/4"-4ø5/8" 2ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (II)	(.25 x .70) 4ø 3/4"-4ø5/8" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (III)	(.25 x .50) 8ø3/4" 2ø 3/8" 1@0.05,5@0.10,R0.25 (III)	(.25 x .50) 8ø3/4" 2ø 3/8" 1@0.05,5@0.10,R0.25 (III)	(.25 x .95) 12ø 5/8" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (IV)	(.25 x .95) 12ø3/4" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (IV)	(.25 x .95) 12ø3/4" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (IV)	(.25 x 1.15) 16ø3/4" 3ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (V)	(.25 x .85) 14ø3/4" 3ø 3/8" 1@0.05,8@0.10,R0.25 (VI)	(.25 x .90) 10ø3/4" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (VII)	(.25 x 1.00) 10ø3/4" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (VIII)	(.25 x .70) 10ø5/8" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (III)	(.25 x .70) 10ø5/8" 2ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (III)	(.25 x .50) 10ø5/8" 2ø 3/8" 1@0.05,5@0.10,R0.25 (IX)	(.25 x .70) 10ø5/8" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (IX)	(.25 x .70) 10ø5/8" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (III)	(.35 x .70) 4ø3/4"-8ø5/8" 2ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (X)	(.35 x 1.00) 16ø5/8" 3ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (XI)	(.35 x 1.00) 18ø3/4" 3ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,6@0.10,R0.25 (XII)	(.35 x 1.00) 18ø3/4" 3ø 3/8"+1ø 3/8" 1@0.05,9@0.10,R0.25 (XIII)

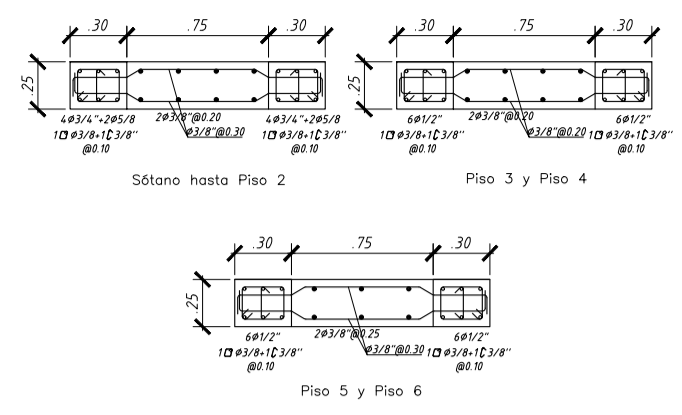




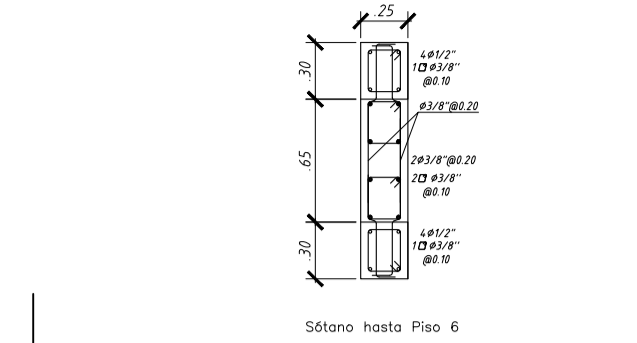
PL-1 y PL-6



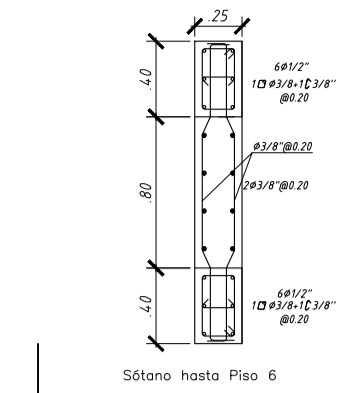
PL-2 y PL-5



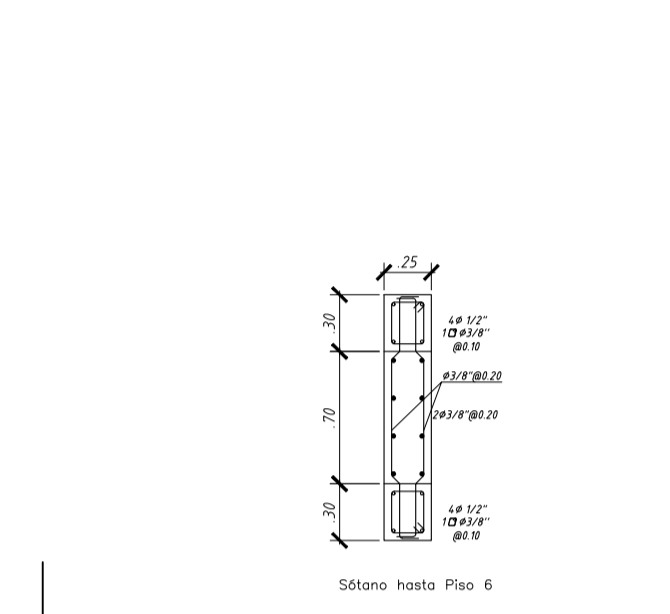
PL-3 y PL-4



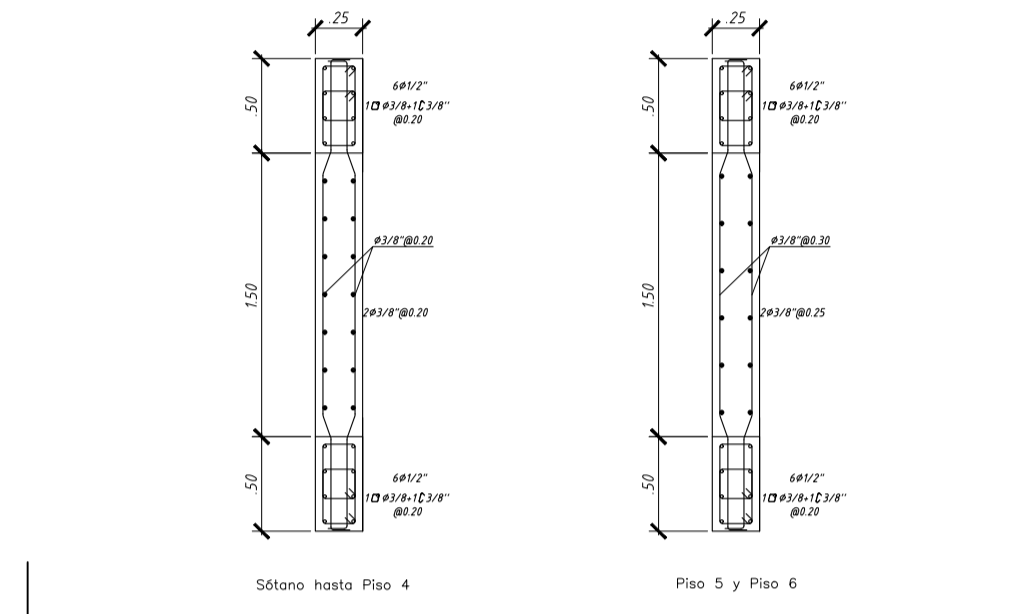
PL-8



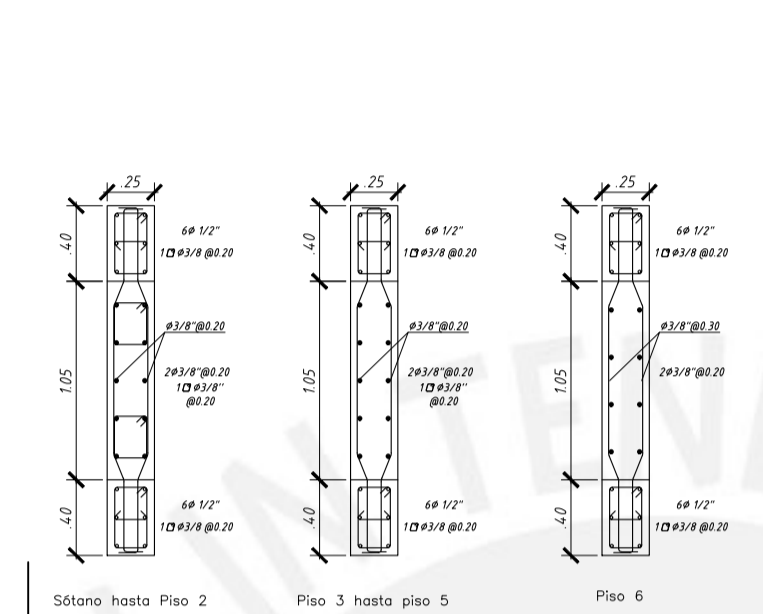
PL-9



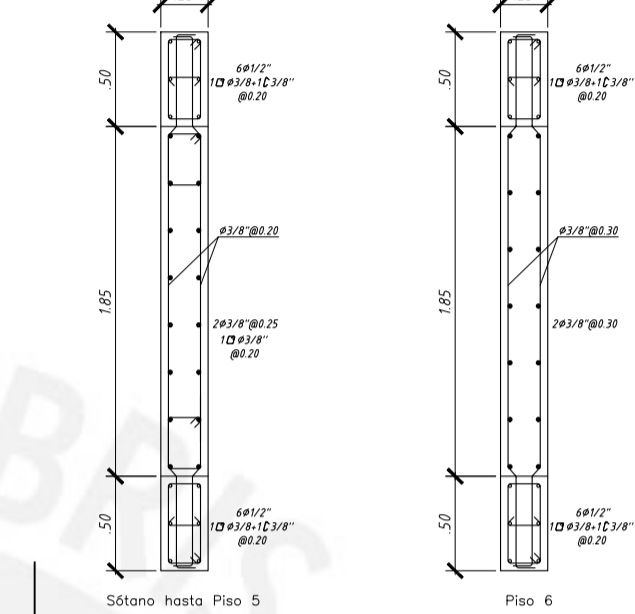
PL-10



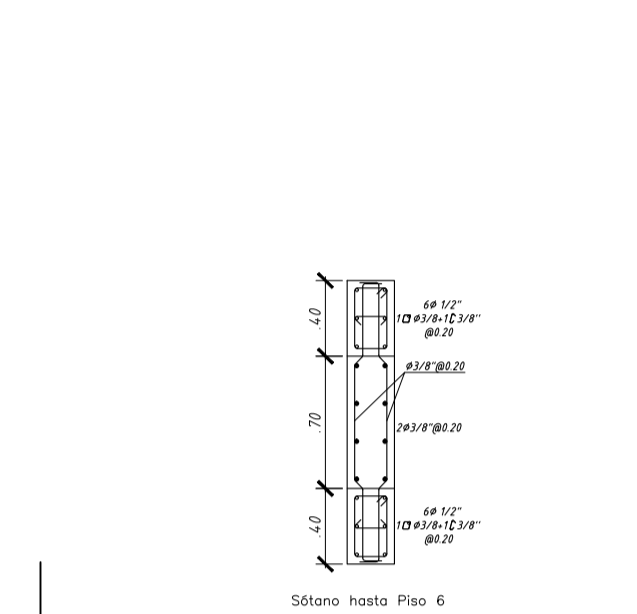
PL-11



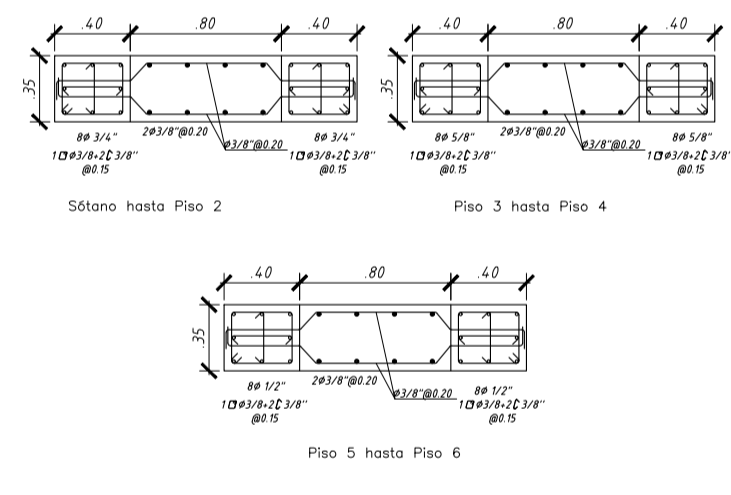
PL-12



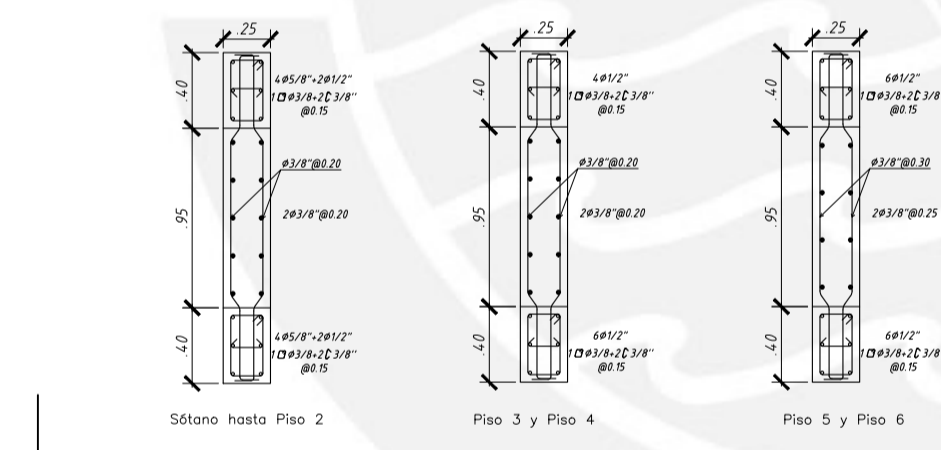
PL-14



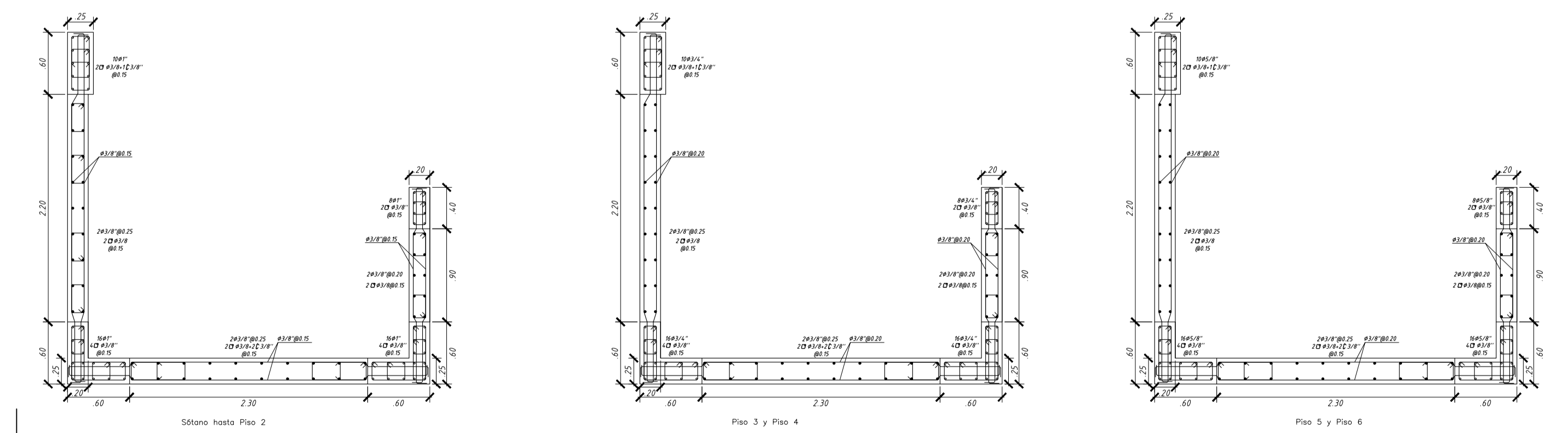
PL-15 y PL-17



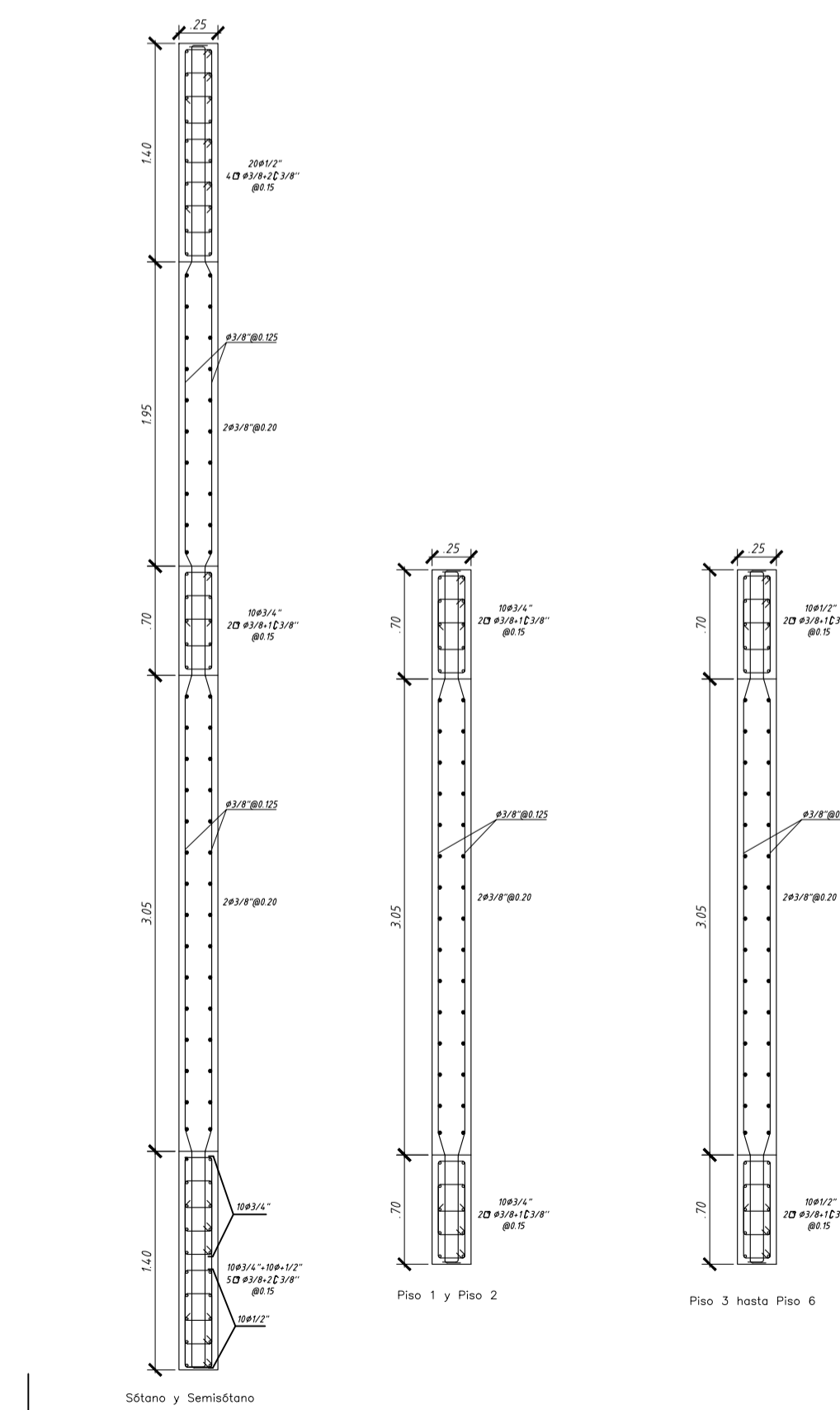
PL-16



PL-18

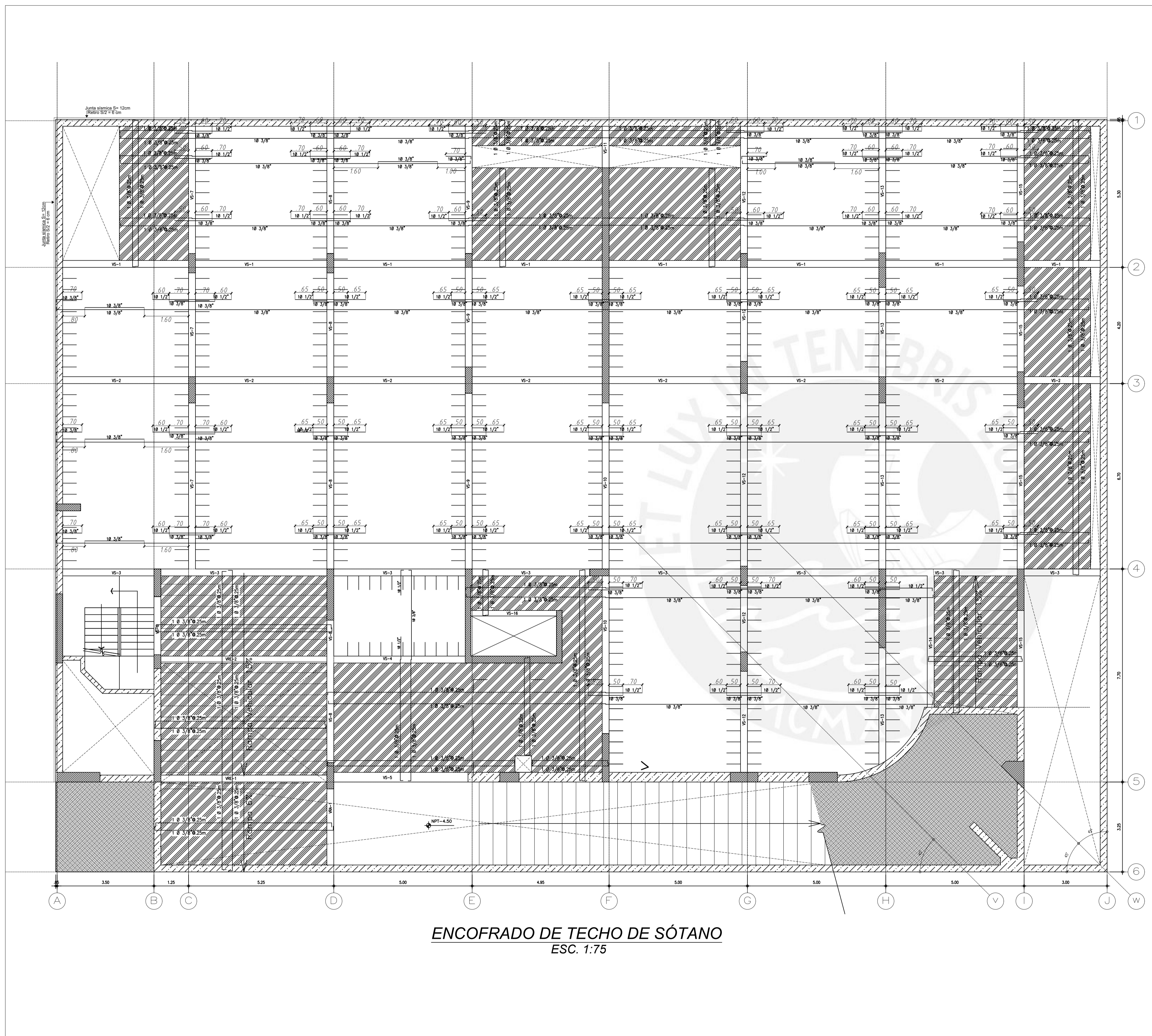


PL-13



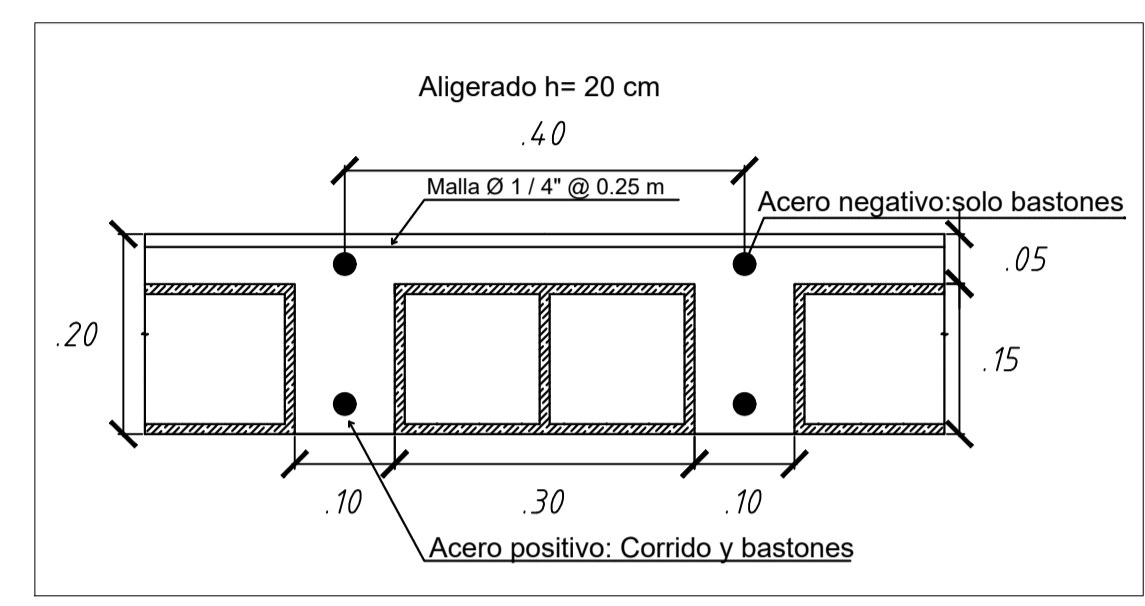
PL-7

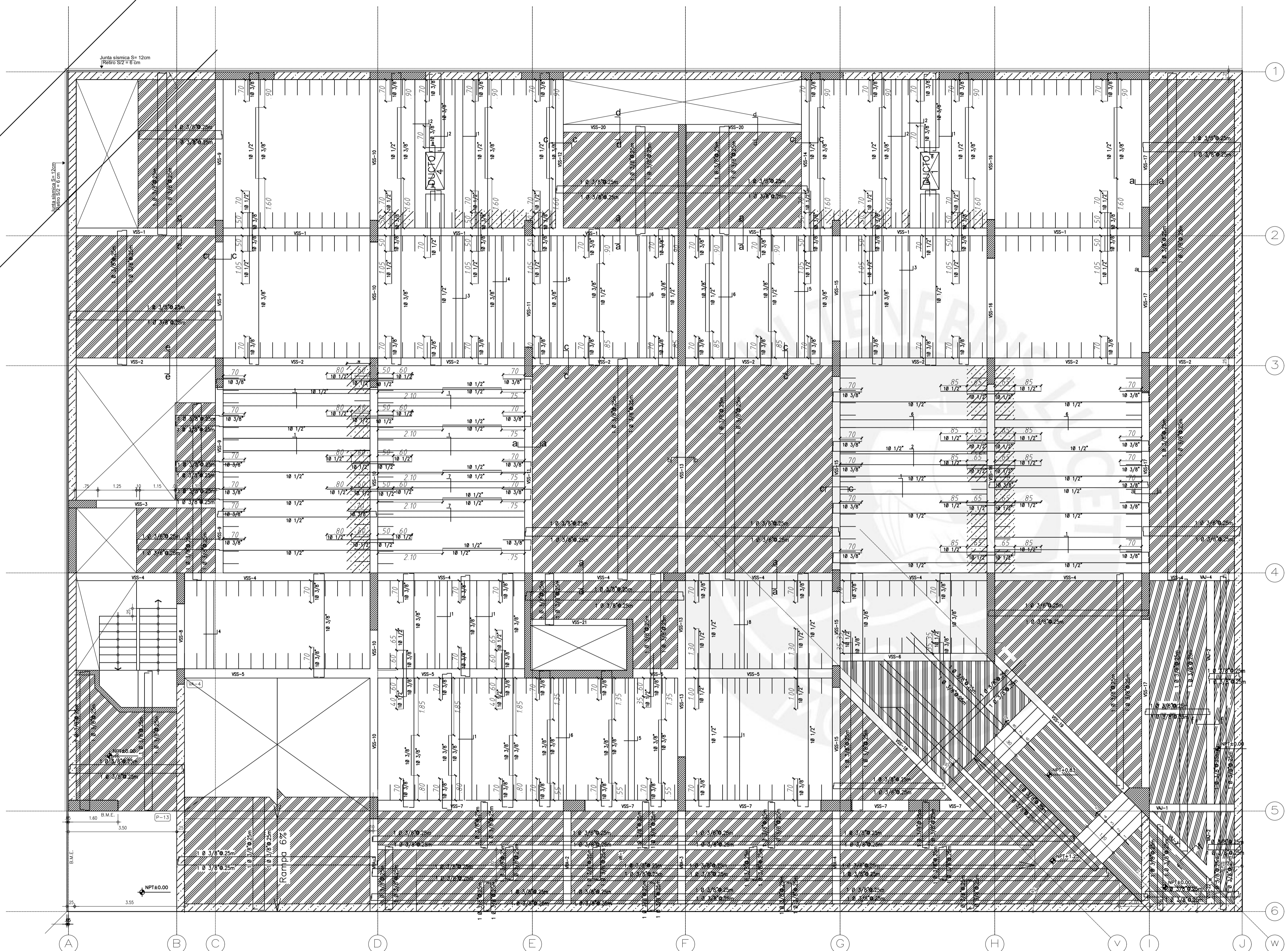
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE SEIS PISOS CON SÓTANO Y SEMISÓTANO		LABORA:	
ALUMNO: RENZO FERNANDO VARGAS LÓPEZ		TUTOR: ING. DIEGO VILLAGÓMEZ MOLERO	
PLANO: PLACAS	ESCALA: 1/40	FECHA: 20/04/2022	E-04



ENCOFRADO DE TECHO DE SÓTANO
ESC. 1:75

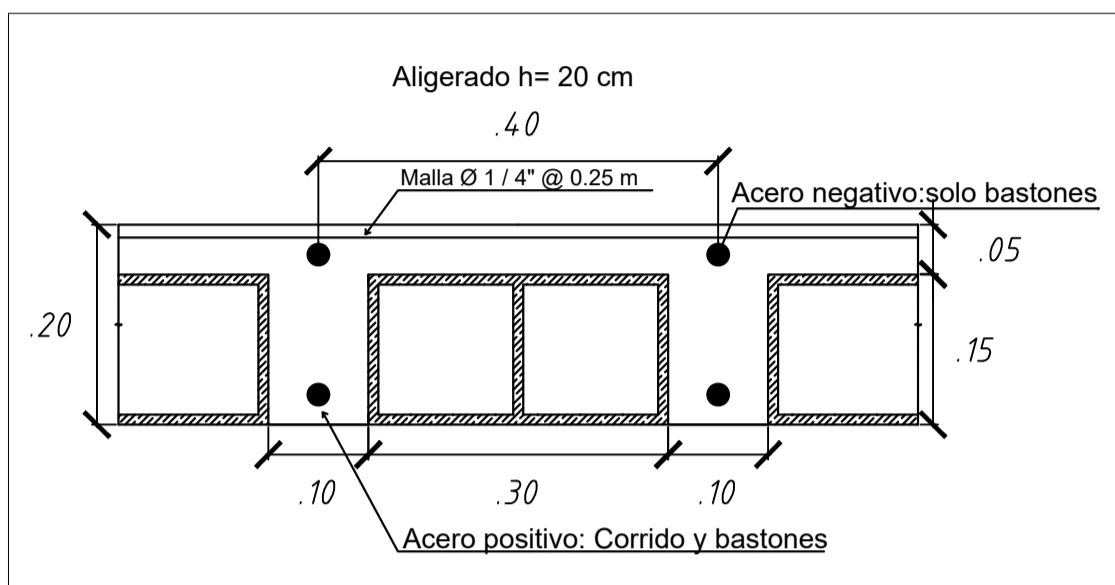
	LOSA MACIZA h= 20 cm.
	LOSA ALIGERADA TÍPICA h= 20 cm.
	COLUMNAS Y PLACAS





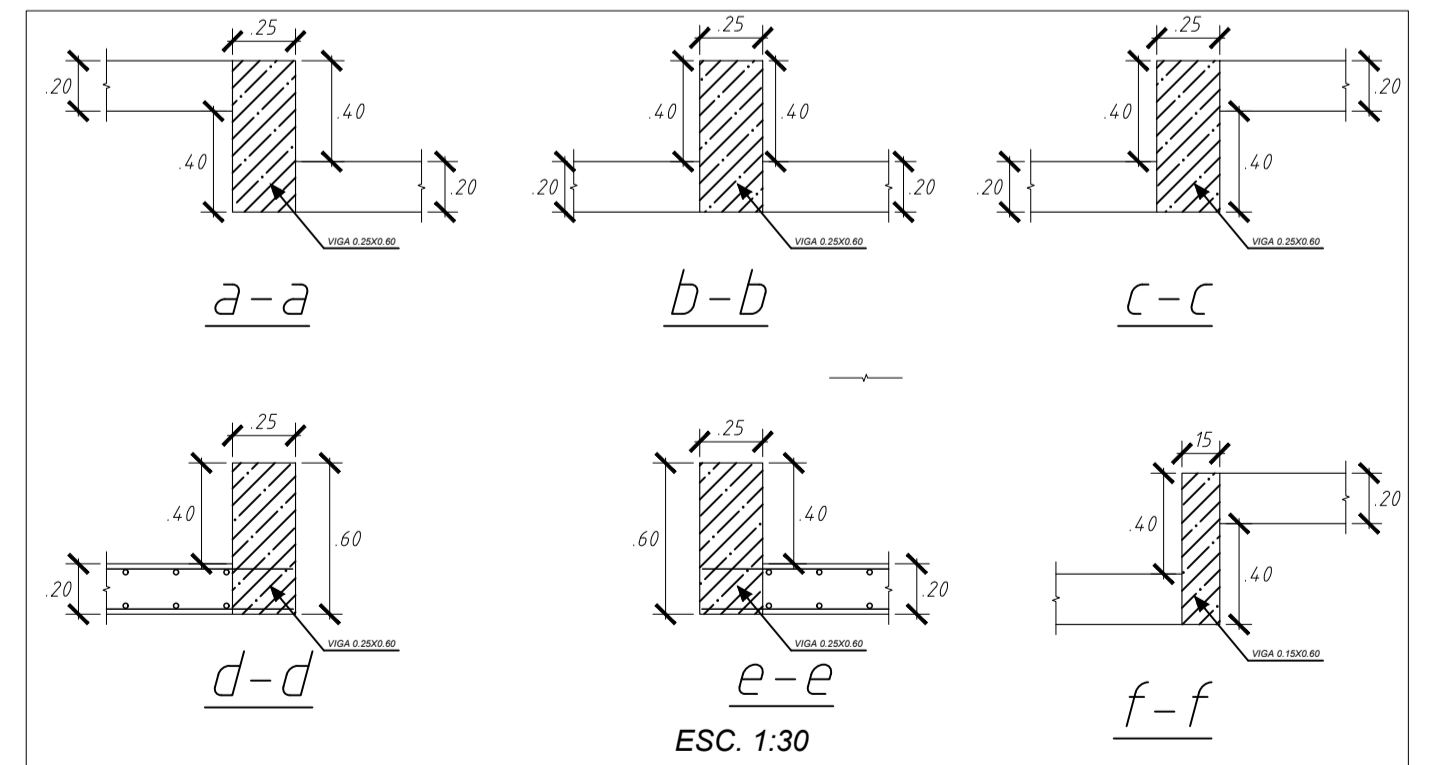
ENCOFRADO DE TECHO DE SEMISÓTANO
ESC. 1:75

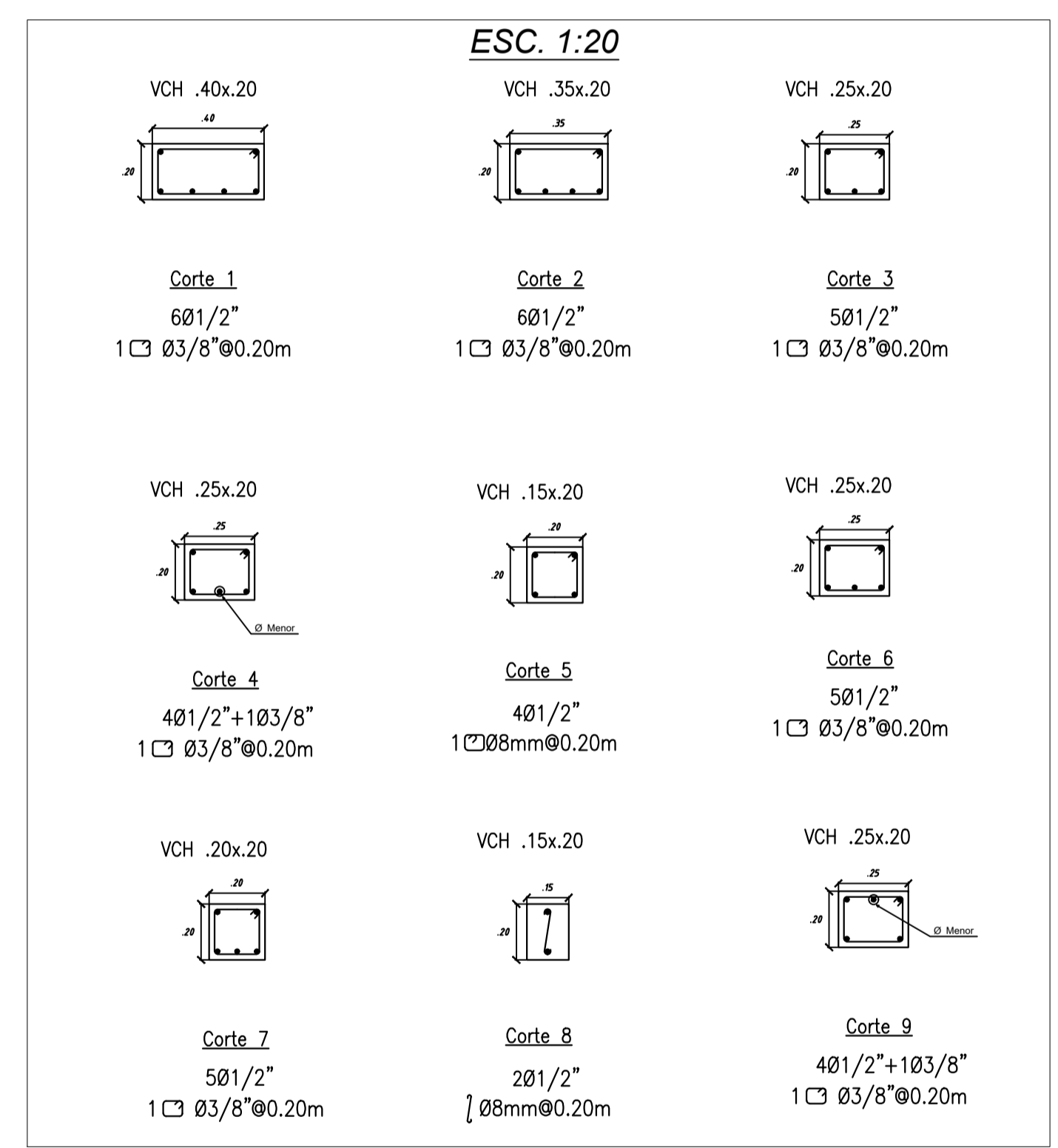
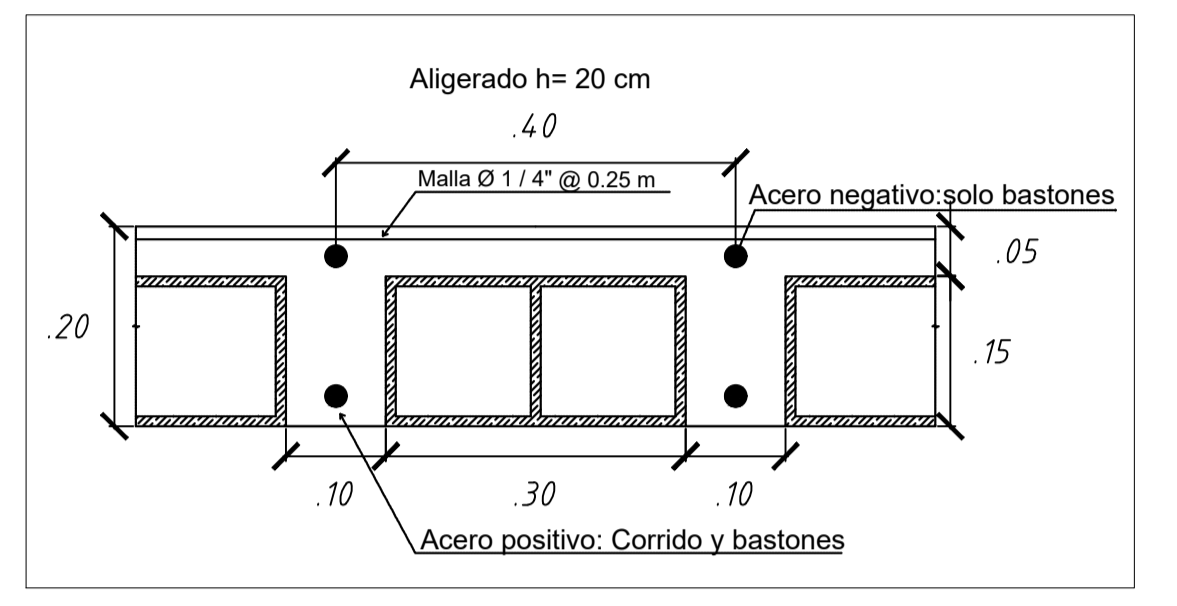
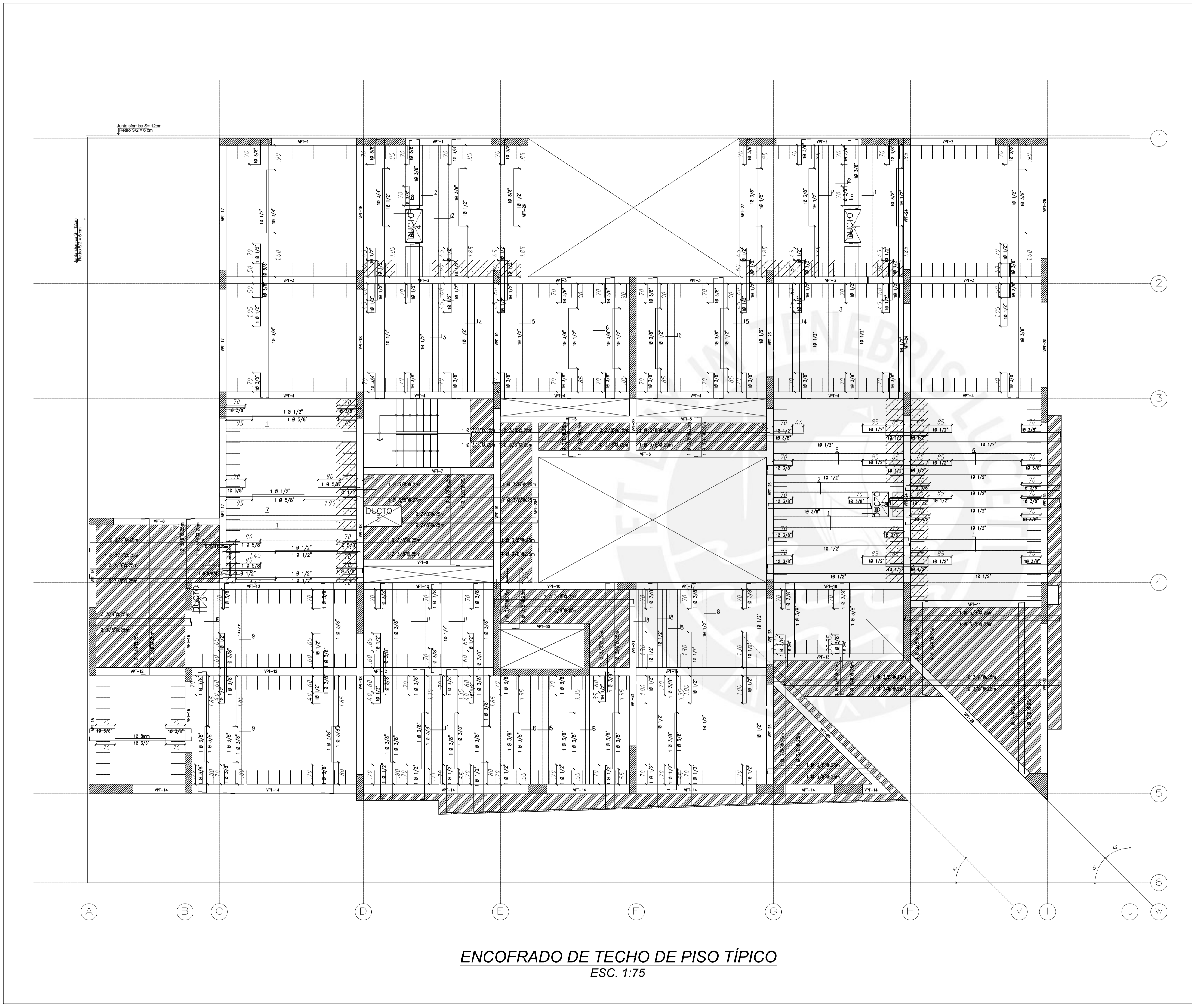
	LOSA MACIZA h= 20 cm.
	LOSA ALIGERADA TÍPICA h= 20 cm.
	COLUMNAS Y PLACAS
	ENSANCHE ALTERNADO



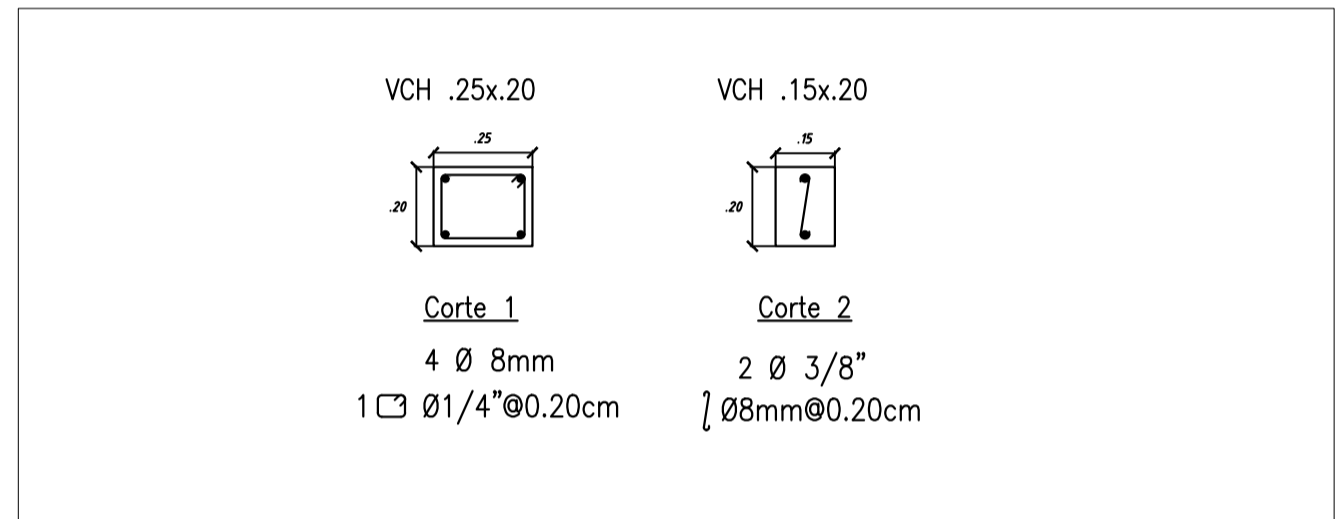
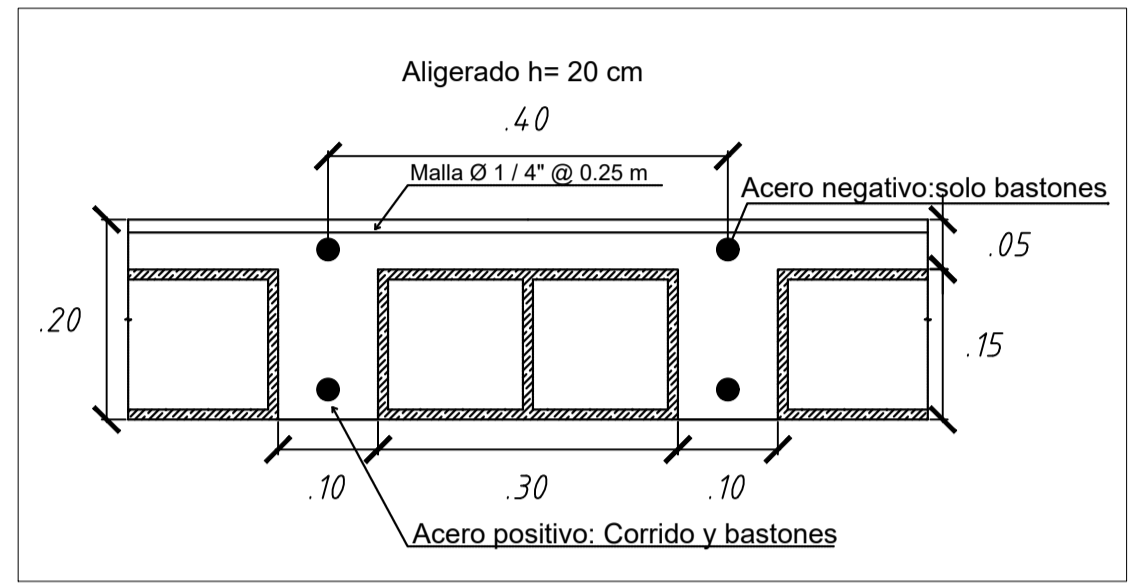
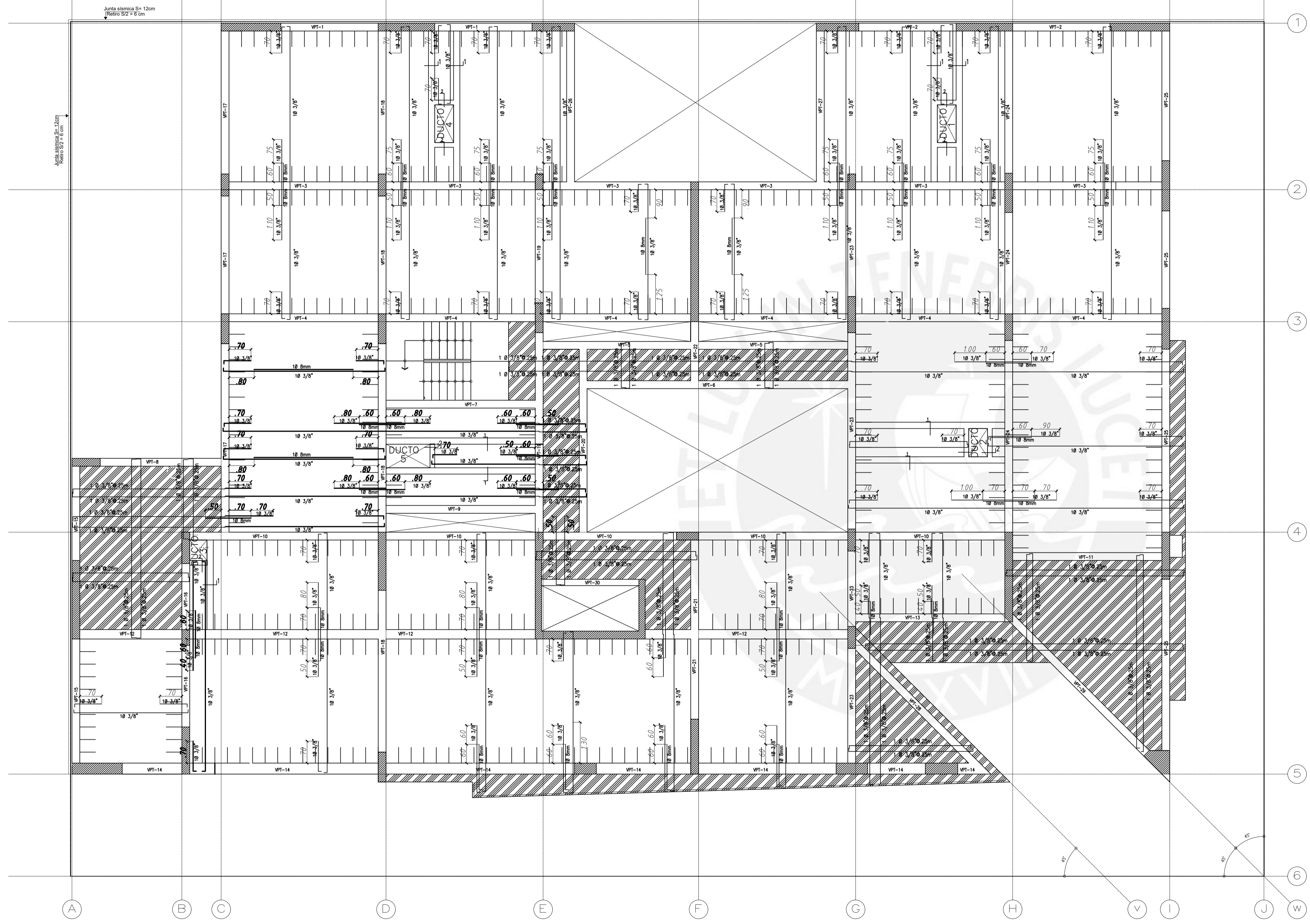
ESC. 1:20

<p>VCH .40x.20</p> <p>Corte 1 601/2" 1 C 03/8"Ø0.20m</p>	<p>VCH .35x.20</p> <p>Corte 2 601/2" 1 C 03/8"Ø0.20m</p>	<p>VCH .25x.20</p> <p>Corte 3 501/2" 1 C 03/8"Ø0.20m</p>
<p>VCH .25x.20</p> <p>Corte 4 401/2"+103/8" 1 C 03/8"Ø0.20m</p>	<p>VCH .15x.20</p> <p>Corte 5 401/2" 1 C Ø8mmØ0.20m</p>	<p>VCH .25x.20</p> <p>Corte 6 501/2" 1 C 03/8"Ø0.20m</p>
<p>VCH .20x.20</p> <p>Corte 7 501/2" 1 C 03/8"Ø0.20m</p>	<p>VCH .15x.20</p> <p>Corte 8 201/2" Ø8mmØ0.20m</p>	<p>VCH .25x.20</p> <p>Corte 9 401/2"+103/8" 1 C 03/8"Ø0.20m</p>

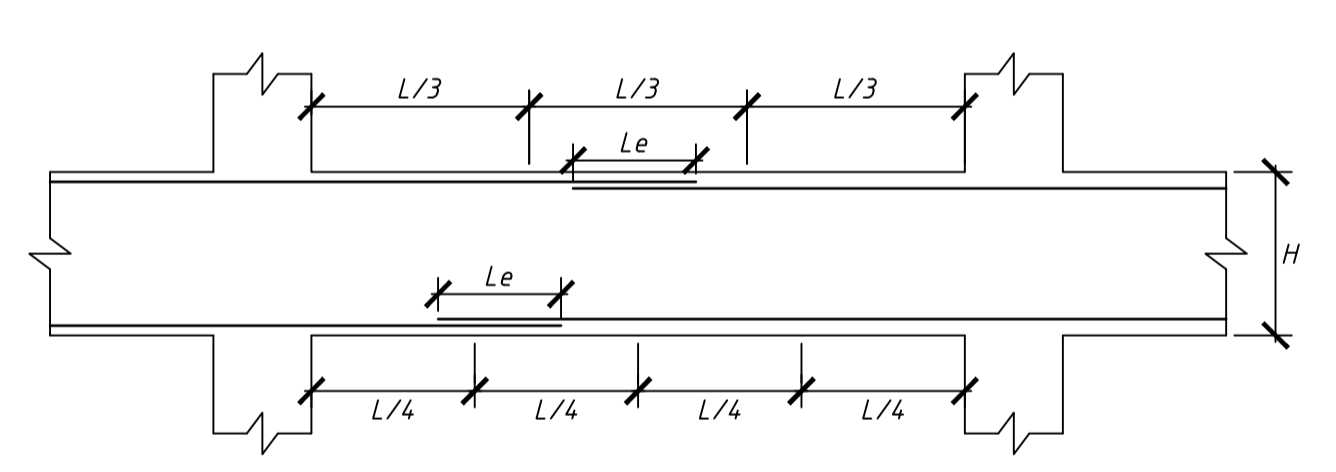
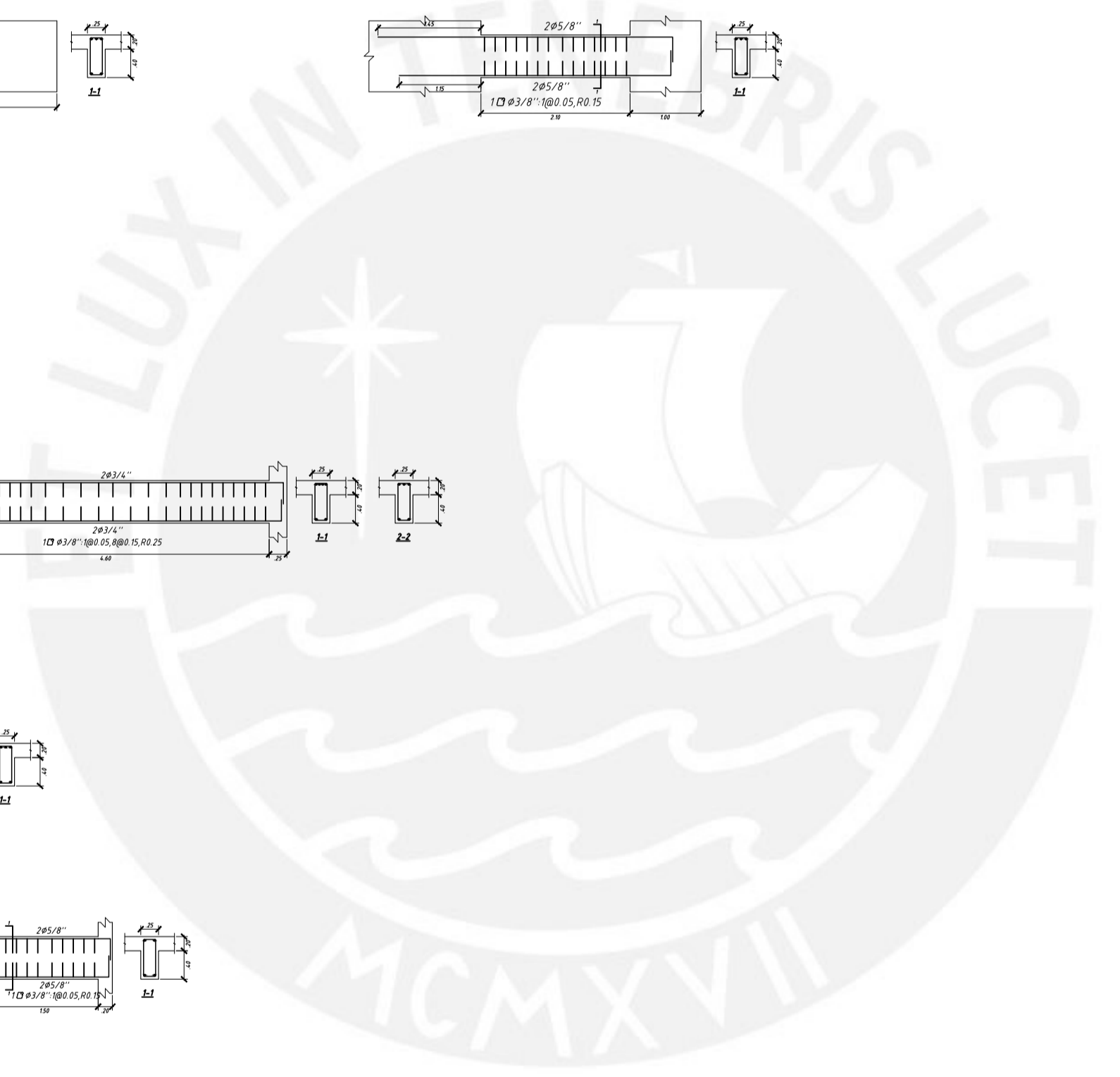
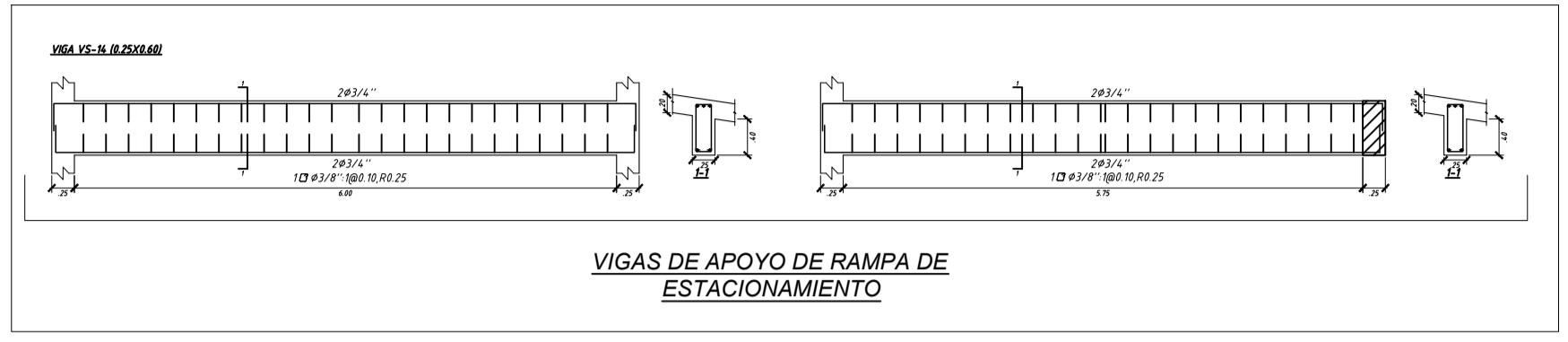




ENCOFRADO DE TECHO DE PISO TÍPICO
ESC. 1:75



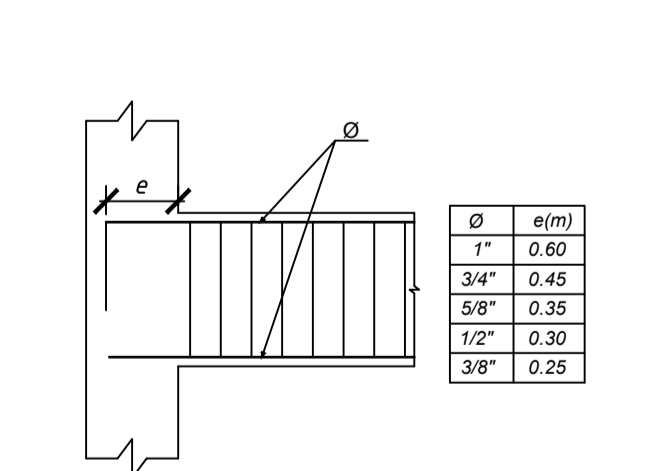
ENCOFRADO DE AZOTEA
ESC. 1:75



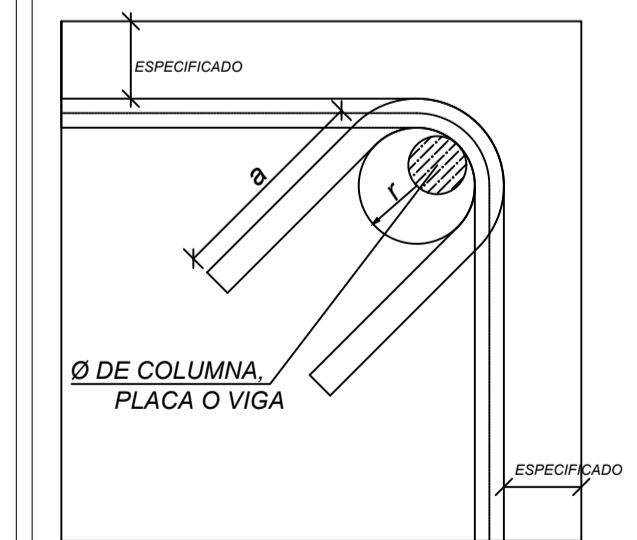
VALORES DE "Le" (cm)		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	0.40	0.45
1/2"	0.40	0.50
5/8"	0.50	0.60
3/4"	0.65	0.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

NOTA.- (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 (c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS.

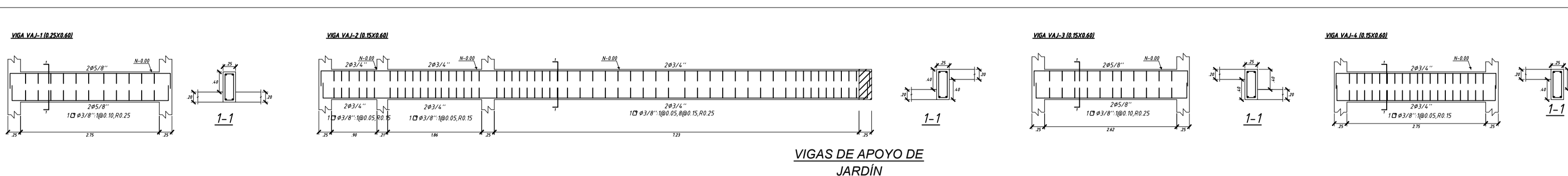
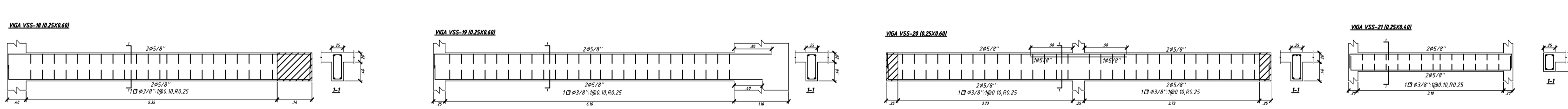
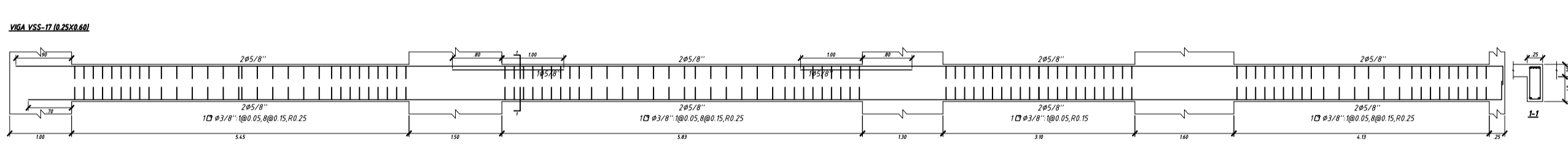
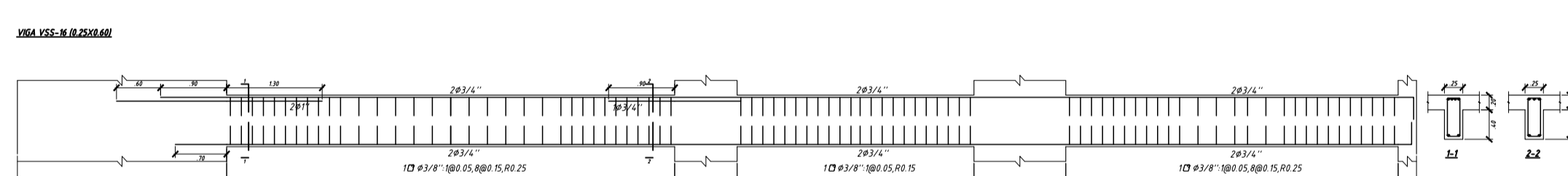
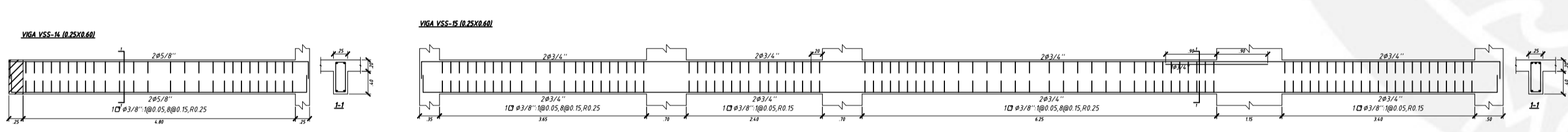
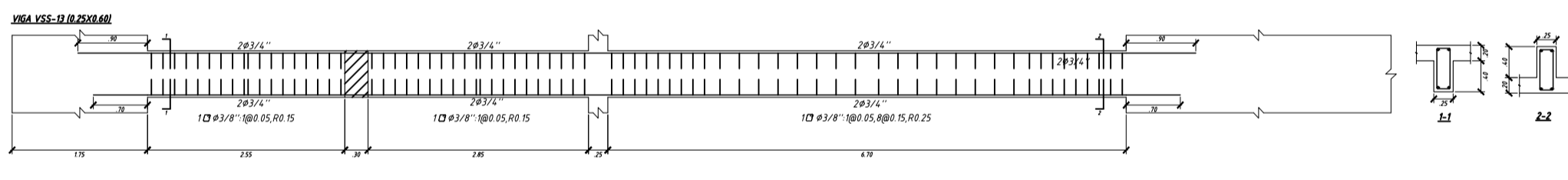
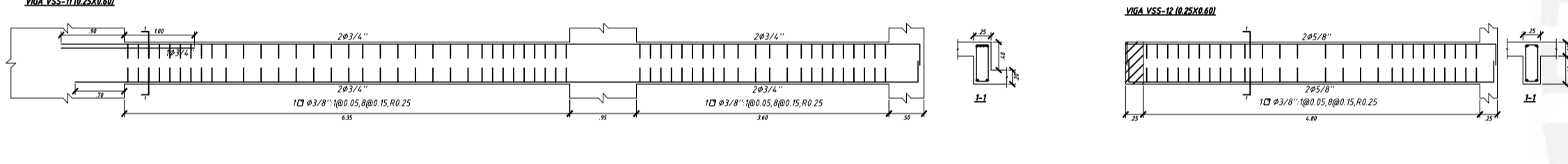
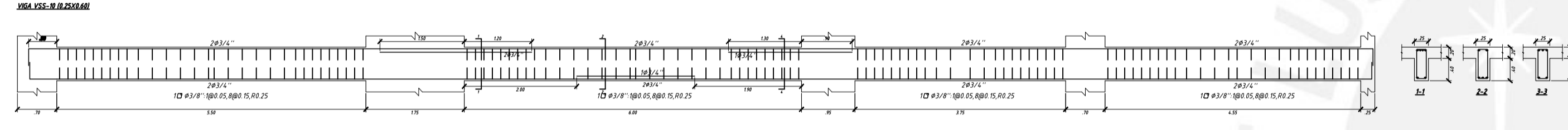
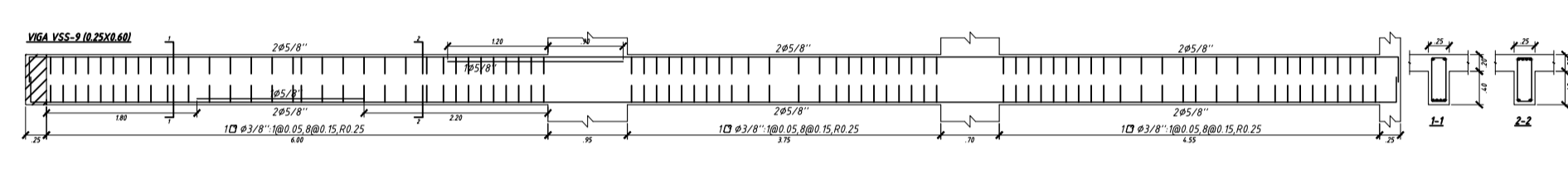
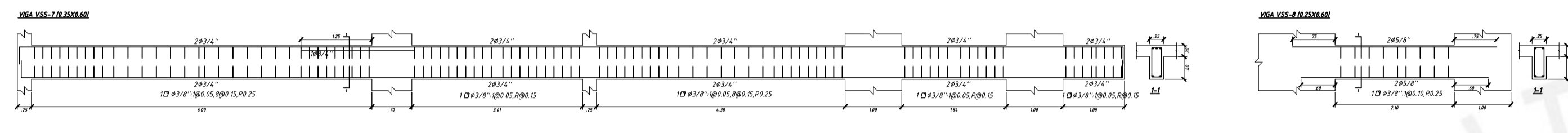
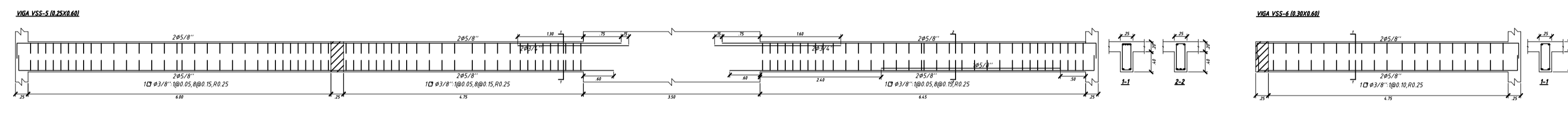
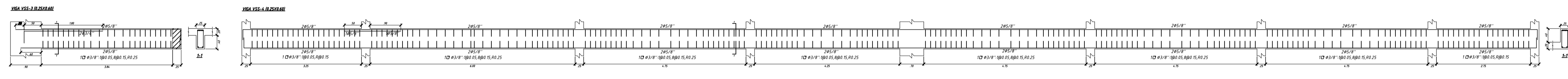
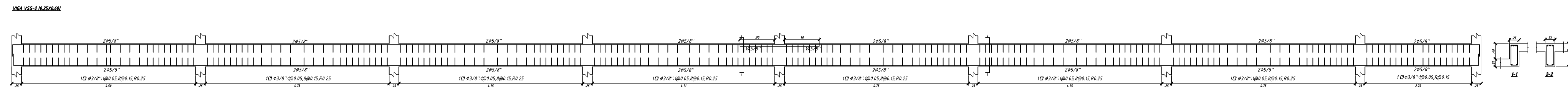
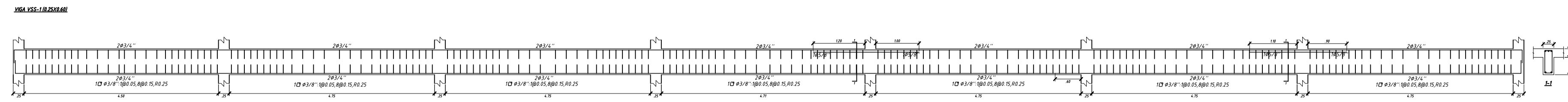


ANCLAJE DE Ø VIGA CON GANCHO ESTANDAR PARA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

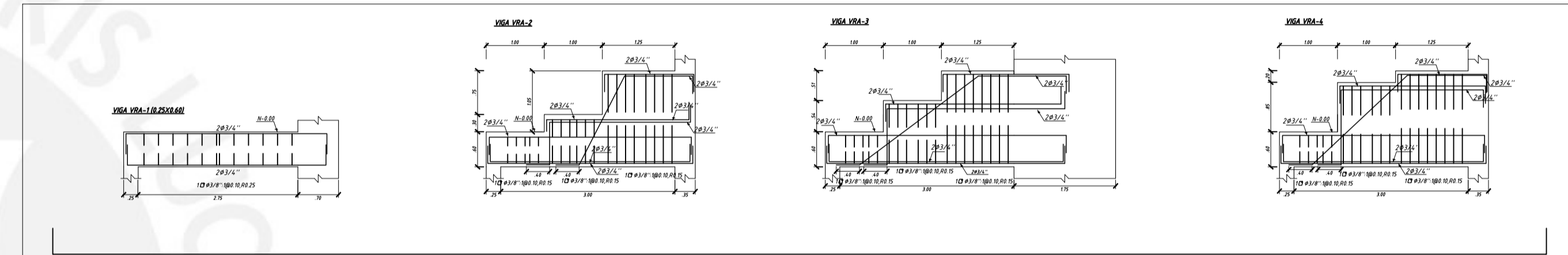


Ø	r(cm)	a(cm)
1/4"	1.3	6.5
3/8"	2.0	10.0
1/2"	2.5	12.5

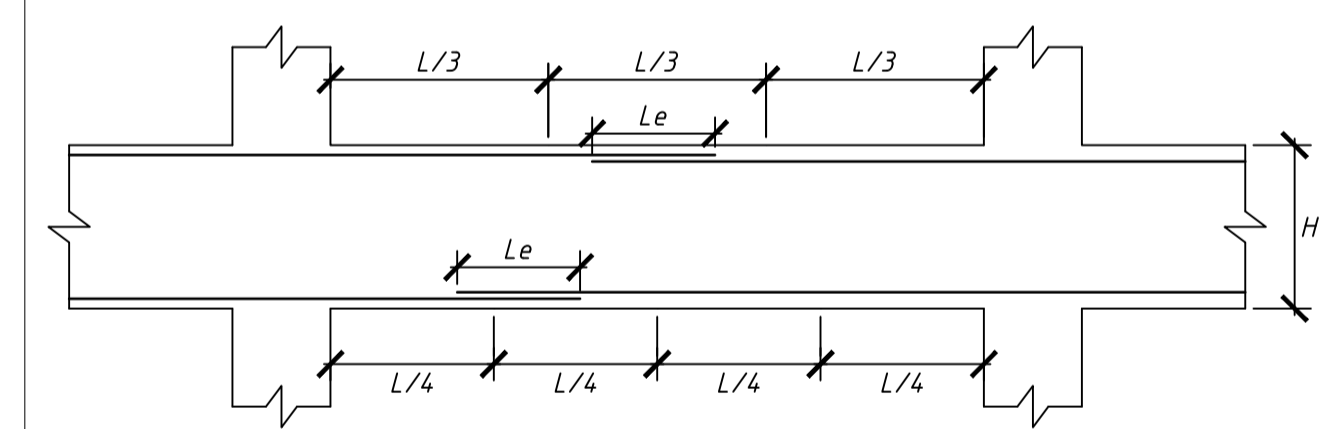
DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS



VIGAS DE APOYO DE JARDÍN



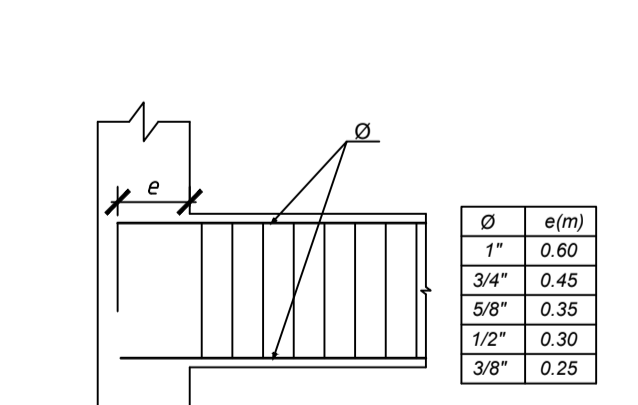
VIGAS DE APOYO DE RAMPA DE ACCESO



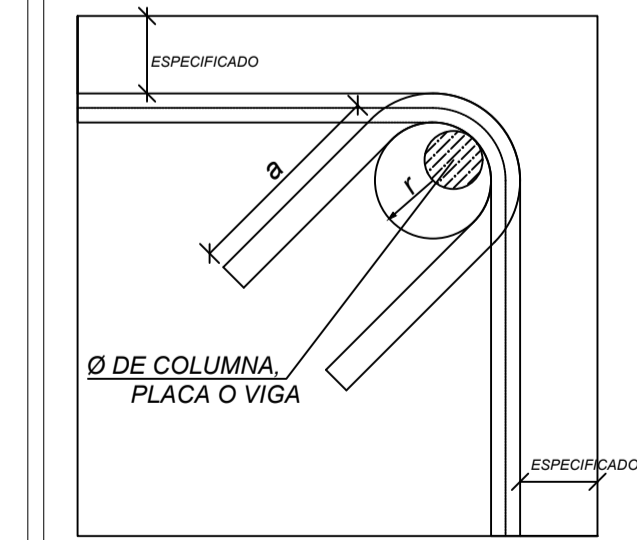
VALORES DE "Le" (cm)		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	0.40	0.45
1/2"	0.40	0.50
5/8"	0.50	0.60
3/4"	0.65	0.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

- NOTA - (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 (c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARÁ SOBRE LOS APOYOS.

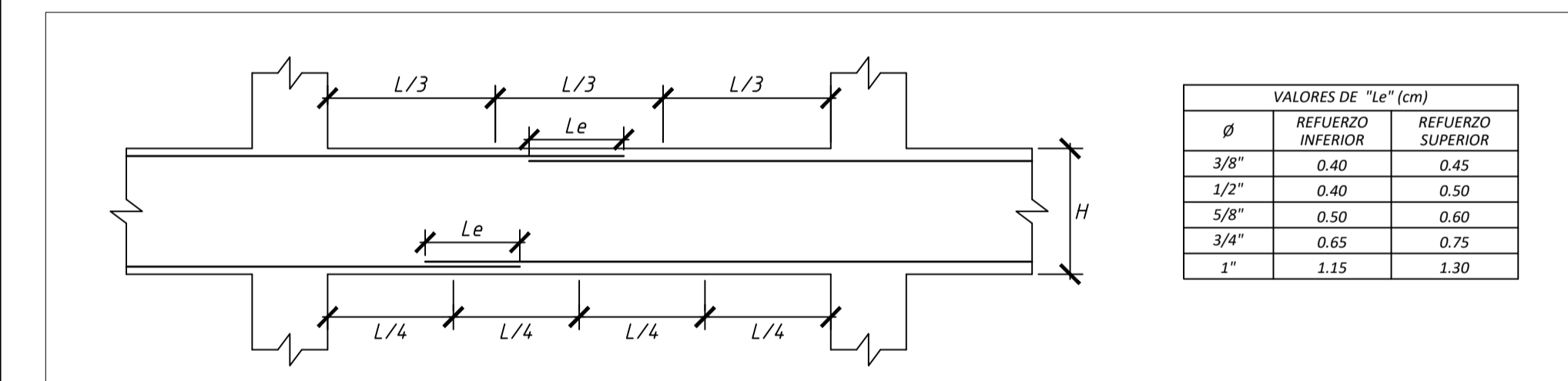
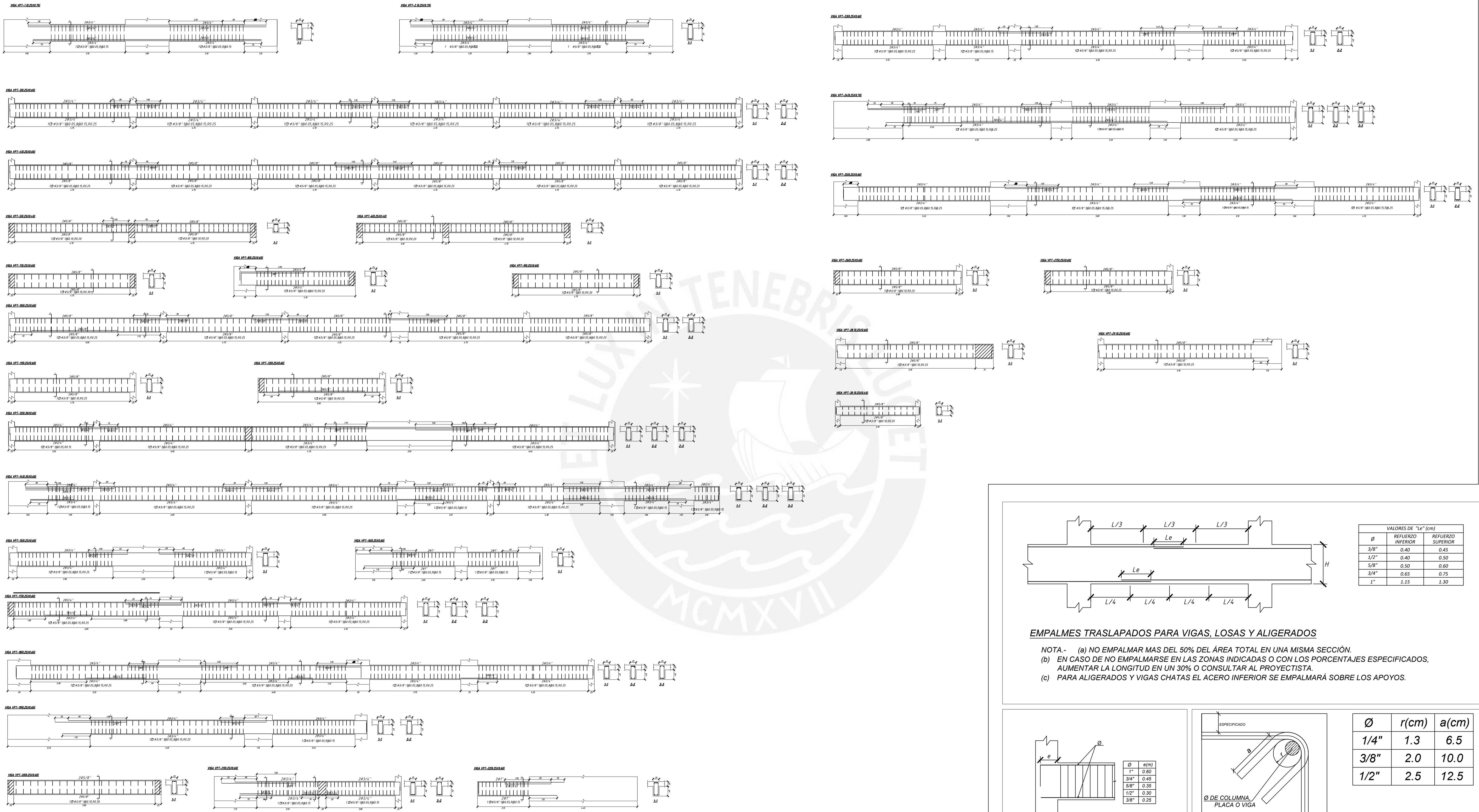


ANCLAJE DE Ø VIGA CON GANCHO ESTANDAR PARA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$



Ø	r(cm)	a(cm)
1/4"	1.3	6.5
3/8"	2.0	10.0
1/2"	2.5	12.5

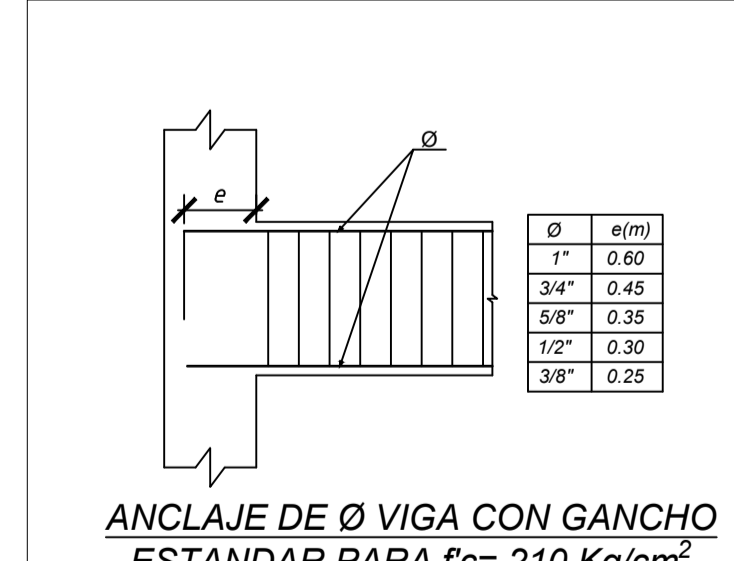
DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS



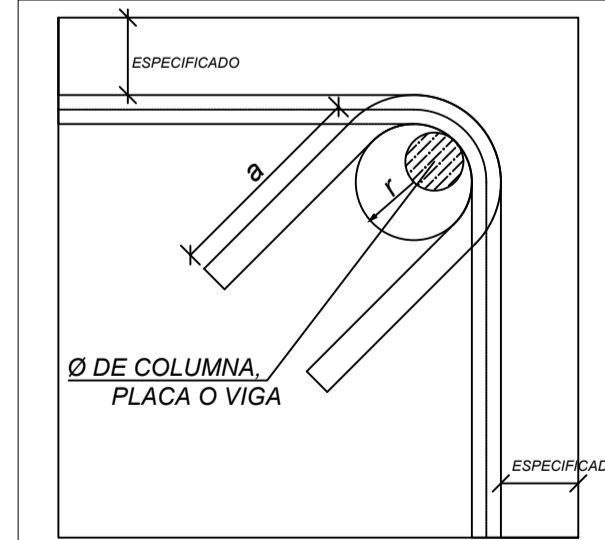
Ø	VALORES DE "Le" (cm)	
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	0.40	0.45
1/2"	0.40	0.50
5/8"	0.50	0.60
3/4"	0.65	0.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

- NOTA.- (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 (c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARÁ SOBRE LOS APOYOS.



ANCLAJE DE Ø VIGA CON GANCHO ESTANDAR PARA $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$



DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS

Ø	r(cm)	a(cm)
1/4"	1.3	6.5
3/8"	2.0	10.0
1/2"	2.5	12.5