

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR EN
JESÚS MARÍA**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Alejandro Alonso Párraga Alarco

ASESOR:

César Antonio Huapaya Huapaya

Lima, diciembre del 2019

Resumen

El trabajo de tesis presentado consiste en el análisis y diseño estructural de los elementos que conforman un edificio multifamiliar de cinco pisos ubicado en el distrito de Jesús María. El edificio cuenta con un semisótano utilizado exclusivamente para estacionamientos, y cinco pisos, de los cuales 4 son típicos. El área total del terreno es de 386 m² y el área total construida es de 1578 m². El edificio cuenta con 14 departamentos distribuidos en cinco niveles y 14 estacionamientos.

Los elementos verticales de la estructura del edificio son columnas y placas distribuidas en toda la planta según los criterios explicados. Los elementos horizontales están conformados por vigas, tanto peraltadas como chatas, y por losas aligeradas y macizas. La cimentación del edificio la conforman zapatas aisladas, corridas y vigas de cimentación. Finalmente, el transporte vertical en el edificio se realiza a través de escaleras y un ascensor.

La primera parte de la tesis explica los criterios utilizados para la estructuración y predimensionamiento de los distintos elementos que conforman la estructura. Luego, se explican el proceso y resultados del análisis sísmico. Finalmente se explica a detalle el análisis y diseño de los elementos estructurales que conforman el proyecto. Adicionalmente, se incluyen como anexos los planos estructurales elaborados.

TEMA DE TESIS

PARA OPTAR	: Título profesional de Ingeniero Civil
TEMA	: Diseño estructural de un edificio multifamiliar en Jesús María
ÁREA	: Ingeniería Civil
ASESOR	: Ing. César Huapaya Huapaya
ALUMNO(S)	: Alejandro Alonso Párraga Alarco
FECHA	: 01-04-19
MÁXIMO	: 100 páginas

DESCRIPCIÓN Y OBJETIVOS:

Descripción

La tesis desarrollará la metodología utilizada para el diseño estructural de un edificio de concreto armado. El edificio en cuestión es un multifamiliar que tiene un semisótano y cinco pisos, y se encuentra ubicado en el distrito de Jesús María. El proyecto cuenta con 14 departamentos y 14 estacionamientos, además de una escalera para los niveles inferiores, una para los niveles superiores y un ascensor. El terreno ubicado en Jesús María tiene un suelo de tipo S1, con una capacidad portante de 4 kg/cm²

Objetivos

Realizar el diseño estructural de los distintos elementos que conforman el edificio (losas, vigas, columnas, placas) con el fin de que el edificio resista las fuerzas de gravedad presentes, así como las fuerzas laterales que puedan generarse ante un movimiento telúrico. De este modo se busca garantizar en lo posible un buen desempeño ante un sismo.

Diseñar los elementos estructurales de modo que tengan un comportamiento adecuado en su interacción con elementos no estructurales, y así poder evitar daños en este tipo de elementos.

Realizar los planos estructurales con los detalles de todos los elementos que conforman el proyecto.

Metodología

Para que el diseño cumpla con los objetivos planteados, este deberá seguir los lineamientos mínimos planteados en el Reglamento Nacional de Edificaciones. Se tendrán en cuenta además recomendaciones de autores de libros relacionados. Se diseñará a la rotura, y se realizarán verificaciones en servicio. Además, el análisis sísmico se realizará con modelos tridimensionales, y los metrados de cargas por gravedad serán realizados de manera manual.



CESAR HUAPAYA

INDICE

Capítulo 1. Generalidades	1
1.1. Objetivos	1
1.2. Descripción de la arquitectura del proyecto.....	1
1.3. Normas a utilizar	3
1.4. Aspectos generales del diseño de concreto armado.....	3
1.5. Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño	4
1.6. Cargas utilizadas	5
Capítulo 2. Pre dimensionamiento y Estructuración.....	6
2.1. Generalidades.....	6
2.2. Predimensionamiento.....	7
2.2.1. Losas	7
2.2.2. Vigas peraltadas	8
2.2.3. Vigas chatas	8
2.2.4. Columnas	8
2.2.5. Muros de corte	9
2.2.6. Escaleras	9
2.3. Planos de la estructuración.....	10
Capítulo 3. Análisis sísmico	12
3.1. Parámetros sísmicos.....	13
3.1.1. Factor de zona (Z).....	13
3.1.2. Parámetros de sitio (S, T _P , T _L).....	13
3.1.3. Factor de amplificación sísmica (C)	13
3.1.4. Factor de uso (U)	14

3.1.5. Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_o).....	14
3.2. Peso sísmico.....	14
3.3. Centro de masa y centro de rigidez.....	15
3.4. Análisis de las irregularidades en altura y en planta.....	16
3.4.1. Irregularidades en altura	16
3.4.2. Irregularidades en planta.....	17
3.5. Verificación de irregularidades de rigidez y torsional.....	18
3.5.1. Irregularidad de rigidez.....	18
3.5.2. Irregularidad de torsión.....	19
3.5.3. Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R)	20
3.6. Modos de vibración de la estructura	20
3.7. Control de derivas de entrepiso.....	21
3.8. Cortante basal.....	22
3.9. Amplificación de fuerzas sísmicas.....	23
3.10. Junta sísmica	23
Capítulo 4. Diseño de losas aligeradas y macizas.....	25
4.1. Losa Aligerada.....	25
4.1.1. Modelo y análisis estructural para cargas de gravedad.....	25
4.1.2. Verificación por cortante	27
4.1.3. Diseño por flexión.....	27
4.2. Losa Maciza.....	31
4.2.1. Modelo y análisis estructural para cargas de gravedad.....	31
4.2.2. Verificación por cortante	33
4.2.3. Diseño por flexión.....	33
Capítulo 5. Diseño de vigas	36

5.1. Viga chata	36
5.1.1. Metrado de cargas y análisis estructural	36
5.1.2. Diseño por flexión.....	38
5.1.3. Verificación por cortante	39
5.2. Viga peraltada	41
5.2.1. Metrado de cargas y análisis estructural	41
5.2.2. Diseño por flexión.....	43
5.2.3. Diseño por cortante	45
Capítulo 6. Diseño de columnas	50
6.1. Metrado de cargas y análisis estructural	50
6.2. Diseño por flexo-compresión.....	52
6.3. Diseño por cortante	54
Capítulo 7. Diseño de placas.....	57
7.1. Metrado de cargas y análisis estructural	57
7.2. Verificación de requerimiento de núcleos de confinamiento	60
7.3. Diseño por flexocompresión	60
7.4. Diseño por cortante	63
Capítulo 8. Diseño de la cimentación	67
8.1. Zapata aislada.....	67
8.1.1. Dimensionamiento de zapata	67
8.1.2. Verificación por cortante	68
8.1.3. Verificación por punzonamiento.....	70
8.1.4. Diseño por flexión.....	71
8.2. Zapatas conectadas mediante viga de cimentación.....	73
8.2.1. Dimensionamiento de zapatas.....	73

8.2.2. Verificación por cortante	79
8.2.3. Verificación por punzonamiento.....	80
8.2.4. Diseño por flexión.....	81
8.2.5. Viga de cimentación	84
Capítulo 9. Diseño de elementos secundarios.....	88
9.1. Diseño de escaleras	88
9.2. Diseño de la cisterna	94
Capítulo 10. Comentarios y conclusiones.....	99
10.1. Conclusiones	99
10.2. Comentarios	100
Capítulo 11. Bibliografía	101

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Planta del semisótano	1
Figura 1.2 Planta del primer piso.....	2
Figura 1.3 Planta del piso típico	2
Figura 2.1 Estructuración de planta del semisótano	10
Figura 2.2 Estructuración de planta del piso típico.....	11
Figura 2.3 Estructuración de planta del techo.....	11
Figura 3.1 Modelo 3D del edificio multifamiliar en ETABS	12
Figura 4.1 Sección de vigueta de aligerado de 20 cm.....	25
Figura 4.2 Vigueta de aligerado seleccionada para ejemplo.....	25
Figura 4.3 Modelo para análisis estructural de vigueta	26
Figura 4.4 DFC de vigueta.....	26
Figura 4.5 DMF de vigueta.....	27
Figura 4.6 Dibujo en planta del aligerado.....	30
Figura 4.7 Losa maciza seleccionada para ejemplo.....	31
Figura 4.8 Valores a utilizar de la tabla de Kalmanok.....	32

Figura 4.9 Puntos de corte de fierro en losa.....	34
Figura 4.10 Dibujo de losa maciza ejemplo en planta	35
Figura 5.1 Viga chata seleccionada para ejemplo.....	36
Figura 5.2 Modelo de análisis de la viga chata ejemplo	37
Figura 5.3 DFC de viga chata ejemplo	37
Figura 5.4 DMF de viga chata ejemplo	38
Figura 5.5 Dibujo de la viga chata ejemplo	40
Figura 5.6 Ubicación en planta de viga peraltada ejemplo.....	41
Figura 5.7 Modelo de análisis para viga peraltada ejemplo.....	41
Figura 5.8 DFC envolvente de viga peraltada ejemplo.....	42
Figura 5.9 DMF envolvente de viga peraltada ejemplo.....	43
Figura 5.10 Elevación de la viga peraltada ejemplo	45
Figura 5.11 DFC envolvente con sismo amplificado 2.5 veces.....	47
Figura 5.12 Dibujo en elevación de viga peraltada ejemplo.....	49
Figura 6.1 Columna seleccionada para ejemplo	50
Figura 6.2 Ejes en corte de columna ejemplo	52
Figura 6.3 Distribución de refuerzo longitudinal en columna ejemplo	53
Figura 6.4 Diagrama de interacción 2-2	53
Figura 6.5 Diagrama de interacción 3-3	54
Figura 6.6 Dibujo en planta de columna ejemplo	56
Figura 7.1 Placa seleccionada para ejemplo	57
Figura 7.2 Ejes en corte de placa ejemplo	59
Figura 7.3 Placa ejemplo del semisótano al piso 2	61
Figura 7.4 Diagrama de interacción de placa ejemplo 3-3 (semisótano – piso 2).....	61
Figura 7.5 Placa ejemplo del piso 3 al piso 5	62
Figura 7.6 Diagrama de interacción de placa ejemplo 3-3 (piso 3 – piso 5)	62
Figura 7.7 Dibujo de corte de placa ejemplo en distintos niveles	66
Figura 8.1 Sección de análisis de la verificación por cortante.....	68
Figura 8.2 Sección de análisis para la verificación por punzonamiento.....	70
Figura 8.3 Modelo de análisis estructural de la viga de cimentación	75
Figura 8.4 Dibujo en planta de zapatas conectadas	83

Figura 8.5 Diagrama de fuerza cortante en toneladas.....	84
Figura 8.6 Diagrama de momento flector en toneladas-metro	85
Figura 8.7 Dibujo de elevación de viga de cimentación.....	87
Figura 9.1 Modelo de tramo 1.....	89
Figura 9.2 DFC de tramo 1	90
Figura 9.3 DMF de tramo 1	90
Figura 9.4 Modelo de tramo 2.....	90
Figura 9.5 DFC de tramo 2	90
Figura 9.6 DMF de tramo 2	91
Figura 9.7 Tramos 1 y 2 de la escalera principal	93
Figura 9.8 Tramos 3 y 4 de la escalera principal	93
Figura 9.9 Zona de ubicación de la cisterna	94
Figura 9.10 Modelo de análisis de muro de cisterna	95
Figura 9.11 DFC de muro de cisterna.....	96
Figura 9.12 DMF de muro de cisterna.....	96
Figura 9.13 Dibujo de corte de pared de cisterna	98

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Factores de reducción phi	4
Tabla 2.1 Predimensionamiento de columnas	8
Tabla 2.2 Predimensionamiento de escalera principal.....	9
Tabla 2.3 Predimensionamiento de escalera secundaria.....	10
Tabla 3.1 Parámetros sísmicos.....	14
Tabla 3.2 Peso sísmico por nivel	15
Tabla 3.3 Centro de masa y rigidez sin considerar excentricidad accidental	15
Tabla 3.4 Centro de masa y rigidez considerando excentricidad accidental de 5%	16
Tabla 3.5 Rigidez lateral de entrepiso con sismo en X.....	18
Tabla 3.6 Rigidez lateral de entrepiso con sismo en Y.....	19
Tabla 3.7 Verificación de irregularidad torsional en X	19
Tabla 3.8 Verificación de irregularidad torsional en Y	20

Tabla 3.9 Modos y masa participante en análisis dinámico.....	21
Tabla 3.10 Derivas máximas de entrepiso en X	22
Tabla 3.11 Derivas máximas de entrepiso en Y	22
Tabla 3.12 Cortante de entrepiso y acumulada en ambas direcciones del análisis dinámico	22
Tabla 3.13 Factores de amplificación de fuerzas sísmica en ambas direcciones.....	23
Tabla 4.1 Metrado de cargas en aligerado	26
Tabla 4.2 Distribución de acero en aligerado	29
Tabla 4.3 Metrado de cargas en losa maciza	31
Tabla 4.4 Distribución de aceros en losa maciza.....	34
Tabla 5.1 Metrado de cargas de la viga chata.....	36
Tabla 5.2 Metrado de carga puntual sobre viga chata	37
Tabla 5.3 Distribución de aceros en viga chata ejemplo	39
Tabla 5.4 Metrado de cargas distribuidas en el tramo 1	41
Tabla 5.5 Metrado de cargas distribuidas en el tramo 2	42
Tabla 5.6 Metrado de cargas concentradas	42
Tabla 5.7 Distribución de aceros en viga peraltada ejemplo	44
Tabla 6.1 Metrado de cargas de columna ejemplo	51
Tabla 6.2 Fuerzas internas de columna ejemplo.....	51
Tabla 6.3 Combinaciones de cargas.....	52
Tabla 6.4 Fuerzas cortantes con el sismo amplificado 2.5 veces.....	55
Tabla 7.1 Metrado de cargas de placa ejemplo.....	58
Tabla 7.2 Fuerzas internas en la placa ejemplo	58
Tabla 7.3 Combinaciones de carga para nivel crítico de placa ejemplo.....	59
Tabla 7.4 Combinaciones de carga para tercer nivel de placa ejemplo	59
Tabla 8.1 Cargas recibidas por la zapata ejemplo.....	67
Tabla 8.2 Distribución de acero en zapata	72
Tabla 8.3 Cargas que recibe la zapata interna.....	74
Tabla 8.4 Cargas que recibe la zapata excéntrica	74
Tabla 8.5 Distribución de aceros en zapata excéntrica	83
Tabla 8.6 Distribución de aceros en zapata interna	82
Tabla 9.1 Metrado de cargas en zona inclinado con garganta de 18 cm	89

Tabla 9.2 Metrado de cargas en zona inclinado con garganta de 15 cm	89
Tabla 9.3 Metrado de cargas en zona recto.....	89
Tabla 9.4 Distribución de acero en escalera principal	92
Tabla 9.5 Metrado de cargas sobre muro de cisterna.....	95
Tabla 9.6 Distribución de fierro en muro de cisterna	97



Capítulo 1. Generalidades

1.1. Objetivos

El objetivo de este trabajo de tesis es realizar el análisis y diseño estructural de una edificación de cinco pisos y semisótano destinada a vivienda, ubicada en el distrito de Jesús María. El diseño debe ser capaz de resistir tanto las cargas de gravedad presentes, como las fuerzas laterales producidas por un eventual sismo.

1.2. Descripción de la arquitectura del proyecto

El proyecto es un edificio de cinco pisos y un semisótano ubicado en el distrito de Jesús María, cuyo uso es de vivienda multifamiliar. El área total del terreno es de 386 m^2 y el área total construida es de 1578 m^2 . En el primer piso hay dos departamentos cuyas áreas son 95 y 117 m^2 . En cada uno de los pisos típicos (segundo a quinto) hay tres departamentos de 79 , 77 y 62 m^2 de área. El total de departamentos de la edificación es de catorce. Se cuenta con una escalera principal que va desde el primer hasta el quinto piso, y una escalera secundaria que va desde el semisótano hasta el primer nivel. Se cuenta además con un ascensor que parte del nivel inferior hasta el superior. El semisótano cuenta con trece estacionamientos, y el primer piso tiene uno, sumando un total de catorce.

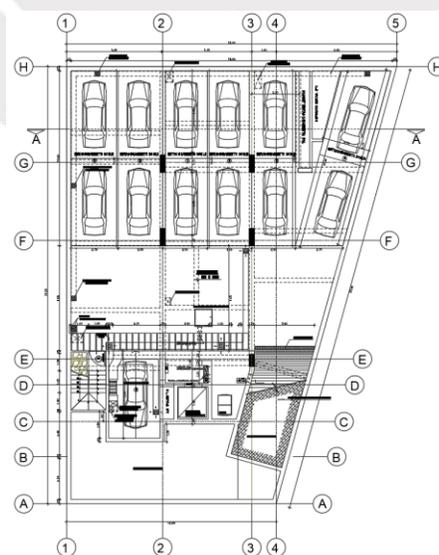


Figura 1.1 Planta del semisótano

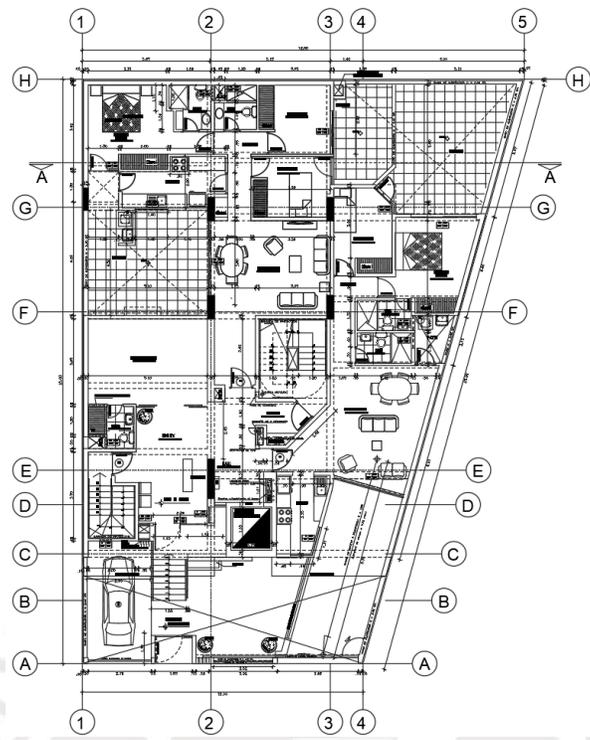


Figura 1.2 Planta del primer piso

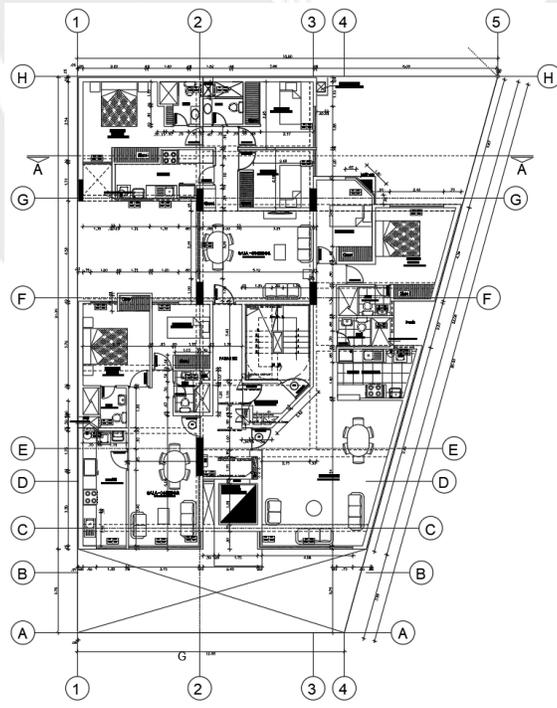


Figura 1.3 Planta del piso típico

1.3. Normas a utilizar

Para realizar el diseño de este edificio es necesario cumplir con las exigencias de las siguientes normas del Reglamento Nacional de Edificaciones:

- Norma E.020 Cargas – 2006
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente - 2018
- Norma E.050 Suelos y cimentaciones - 2006
- Norma E.060 Concreto Armado - 2009

Se consideran además las recomendaciones de diseño brindadas por autores de distintos libros y publicaciones, teniendo el cuidado de cumplir siempre con los requerimientos mínimos de las normas previamente mencionadas.

1.4. Aspectos generales del diseño de concreto armado

Para el diseño de la edificación se utiliza la metodología de Diseño por Resistencia, la cual consiste en amplificar las solicitaciones de carga mediante factores de carga y reducir la resistencia nominal de los elementos mediante factores de reducción. De este modo, debe establecerse siempre que el valor nominal reducido debe ser mayor o igual al de la solicitación amplificada.

$$\phi R_n \geq \sum S_i * \gamma_i$$

Donde:

ϕR_n = Resistencia de diseño

S_i = Solicitación

γ_i = Factor de amplificación

El factor de reducción ϕ varía de acuerdo a la solicitación con la que se esté trabajando. En el siguiente cuadro se muestran los distintos valores utilizados.

Tabla 1.1 Factores de reducción ϕ

Solicitación	Factor de reducción (ϕ)
Flexión, Axial en tracción	0.90
Cortante	0.85
Flexocompresión	0.70

Los factores de amplificación para las cargas se aplican en distintas combinaciones indicadas por la norma, dependiendo del tipo de carga presente. Las combinaciones a considerar son las siguientes:

Cargas por gravedad

- $1.4 CM + 1.7 CV$

Cargas de sismo

- $1.25 (CM + CV) \pm S$
- $0.9 CM \pm S$

Cargas por empuje de suelos

- $1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE$

1.5. Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño

Las propiedades de los materiales a utilizar en el diseño del edificio son las siguientes:

Concreto

- Resistencia a la compresión (f'_c) de 210 kg/cm^2
- Módulo de elasticidad (E) de 217000 kg/cm^2 o $15000\sqrt{f'_c}$
- Módulo de Poisson (ν) igual a 0.15

Acero grado 60 (ASTM A615)

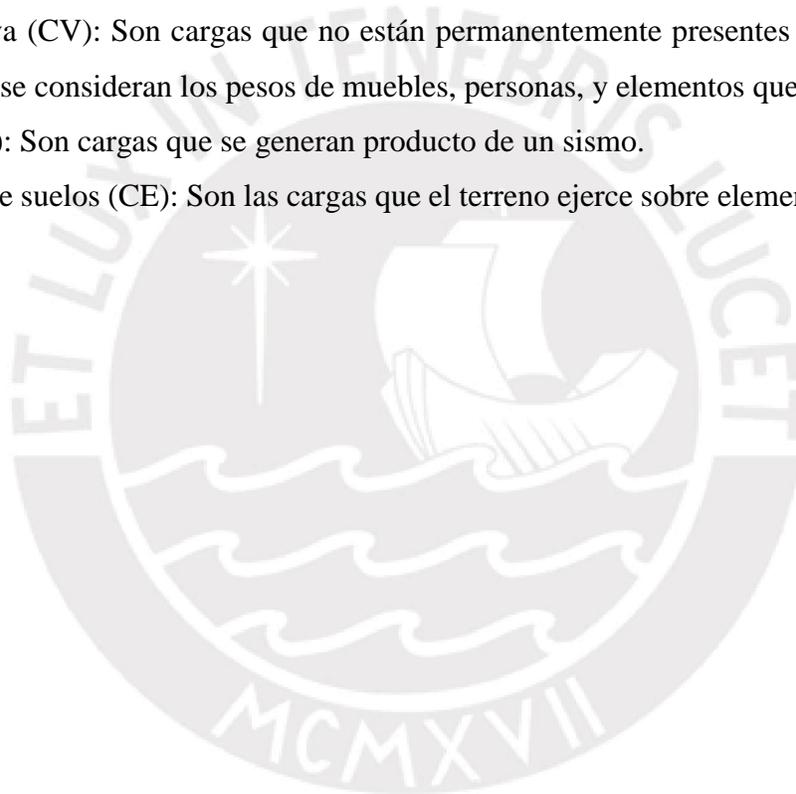
- Esfuerzo de fluencia ($f_y \text{ min}$) de 4200 kg/cm^2

- Módulo de elasticidad (E) de 2000000 kg/cm²
- Esfuerzo de rotura (f_u min) de 6300 kg/cm²

1.6. Cargas utilizadas

Para el análisis estructural a realizar previo al diseño de los elementos se tienen en cuenta cuatro tipos de cargas, las cuales se utilizan en las combinaciones.

- Carga muerta (CM): Son cargas estáticas y permanentes durante la vida útil de la edificación. Se consideran las cargas de los pesos propios de los elementos, acabados, y las cargas de tabiquerías fijas.
- Carga viva (CV): Son cargas que no están permanentemente presentes en la edificación, en donde se consideran los pesos de muebles, personas, y elementos que pueden moverse.
- Sismo (S): Son cargas que se generan producto de un sismo.
- Empuje de suelos (CE): Son las cargas que el terreno ejerce sobre elementos estructurales.



Capítulo 2. Pre dimensionamiento y Estructuración

2.1. Generalidades

La estructuración de un proyecto consiste en ubicar y dimensionar los elementos responsables de resistir las fuerzas de gravedad y de sismo aplicadas a la estructura. La ubicación de los mismos debe obedecer a la arquitectura planteada inicialmente, por lo que resulta más eficiente un trabajo conjunto entre el ingeniero y el arquitecto a la hora de realizar el diseño. Una vez ubicados los elementos, se realiza un predimensionamiento, el cual consiste en asignarles dimensiones siguiendo reglas prácticas y recomendaciones de ingenieros a partir de su experiencia. En su libro, el ingeniero Antonio Blanco recomienda que la estructuración siga los siguientes criterios:

Simplicidad y simetría

Este criterio establece que la predicción del comportamiento sísmico de una estructura, así como la capacidad de idealizar la estructura, resultarán más efectivos cuando se realice una estructuración simple y simétrica. Lamentablemente el edificio a diseñar no cuenta con una estructuración simétrica ya que el ascensor deberá ser ubicado a un lado del lote, y uno de los lados está inclinado.

Resistencia y ductilidad

La estructura debe tener una resistencia adecuada ante un sismo en cualquiera de las direcciones en las que este afecte. Además, debido a la imposibilidad de permanecer en el rango elástico durante un sismo severo por motivos económicos, se debe garantizar un buen comportamiento inelástico de los elementos. Para cumplir con este criterio se tiene en la estructuración una longitud de placas similares en ambas direcciones de análisis.

Hiperestaticidad y monolitismo

Se debe buscar una hiperestaticidad de la estructura con el fin de generar rótulas plásticas, las cuales a su vez generarán una disipación de energía, la cual se traduce en una mayor seguridad frente al colapso. Es por esto que se busca, al momento de ubicar los elementos, la formación de pórticos tanto con las columnas como con las placas presentes en la estructuración.

Uniformidad y continuidad de la estructura

Se debe buscar la continuidad en los elementos estructurales que conformen el edificio. Es ideal que tanto columnas como placas no modifiquen sus dimensiones a medida que cambian de nivel, de modo que la rigidez en cada piso no sufra cambios bruscos. De este modo se evitan concentraciones de esfuerzos. En este proyecto no se realiza ningún cambio en las dimensiones de los elementos verticales de inicio a fin. Además, se mantienen alineados a lo largo de todos los niveles.

Rigidez lateral

Se debe buscar la adecuada ubicación y dimensionamiento de los elementos estructurales que proporcionen una buena rigidez lateral en ambas direcciones principales con el fin de evitar deformaciones grandes. Estas deformaciones pueden generar daños en elementos no estructurales, así como gran pánico en los usuarios del edificio. Como se mencionó previamente, se tuvo cuidado en colocar las cantidades de placas necesarias en ambas direcciones para cumplir con los criterios de rigidez lateral mínimos necesarios.

2.2. Predimensionamiento

2.2.1. Losas

En el caso de las losas aligeradas se debe tener en cuenta que las luces son inferiores a los 5.5 metros, por lo cual se selecciona el siguiente peralte:

$$h = 20cm$$

Si bien existen losas con luces menores que podrían desempeñarse correctamente con un peralte menor, se uniformizan todas a 20 centímetros por simplicidad en el proceso constructivo.

En cuanto a las losas macizas, estas se ubican únicamente en las zonas de los baños. Esto debido a que el paso de tuberías de desagüe imposibilita la colocación de ladrillos de losa aligerada. Ya que las zonas con losas macizas están limitadas a estos ambientes, estas también cuentan con un peralte de 20 centímetros para evitar variaciones en los niveles en los techos.

2.2.2. Vigas peraltadas

Las vigas peraltadas presentes en la estructura tienen luces menores a los 5.5 metros, por lo cual el peralte recomendado a utilizar es de:

$$h = 50cm$$

De manera similar a las losas, se uniformizan los peraltes de las vigas a 50 centímetros, aún para aquellas que pudieran tener uno menor.

2.2.3. Vigas chatas

En los casos en los que se tienen tabiques paralelos a las viguetas de losa aligerada se deben colocar vigas chatas. Estas se ubican también como cierres en ductos importantes, y en las zonas divisorias entre losa aligerada y losa maciza. El ancho de las vigas chatas varía según sea necesario. El peralte de las vigas chatas es el mismo de la losa:

$$h = 20cm$$

2.2.4. Columnas

En el caso de las columnas, el área se determina mediante la fórmula mostrada a continuación, previo metrado simple de la carga de servicio que obra sobre la columna.

$$Area = \frac{P_{servicio}}{0.4 * f'c}$$

El predimensionamiento de algunas de las columnas se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 2.1 Predimensionamiento de columnas

Columna	P servicio (ton)	Area (cm ²)	Dimensiones asignadas (cm)
C1	69	821.4	20 x 60
C8	247	2940.5	30 x 100
C9	26	309.5	30x70
C11	54	642.9	20 x 86

2.2.5. Muros de corte

La asignación de los muros de corte se realiza de acuerdo a la necesidad de rigidez lateral de la estructura. Por limitaciones en la arquitectura, las placas perimetrales son de 20 cm, mientras que en la zona del ascensor alcanzan los 30 cm de espesor.

Se realizaron cálculos preliminares para determinar la longitud mínima de placas necesarias en ambas direcciones, de acuerdo a los valores de las cortantes basales obtenidas en un análisis estático inicial. Se consideran espesores de placas de 20 centímetros únicamente.

$$L_x = \frac{V_{bx}}{\phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b} = 15 \text{ m}$$

$$L_y = \frac{V_{by}}{\phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b} = 17 \text{ m}$$

2.2.6. Escaleras

El edificio cuenta con dos escaleras. La escalera principal va desde el piso 1 hasta el piso 5, mientras que la secundaria va desde el semisótano hasta el primer piso. A continuación, se explicará el proceso para predimensionar las gargantas en ambas.

Escalera principal

Para determinar el espesor de la garganta se elige una dimensión comprendida en el siguiente rango de valores:

$$\frac{Luz}{25} \leq t \leq \frac{Luz}{20}$$

Se establecen los valores de los tramos 1 y 2 de la escalera, y el espesor elegido

Tabla 2.2 Predimensionamiento de escalera principal

Tramo	Luz (m)	t menor (cm)	t mayor (cm)	t elegido (cm)
1	3.65	14.6	18.3	18
2	3.18	12.7	15.9	15

El primer y segundo tramo se repiten en toda la escalera, por lo cual solo se determinan esos espesores.

Escalera secundaria

De igual manera que para la primera escalera se determinan los espesores de garganta de esta.

Tabla 2.3 Predimensionamiento de escalera secundaria

Tramo	Luz (m)	t menor (cm)	t mayor (cm)	t elegido (cm)
1	2.48	9.9	12.4	12
2	2.15	8.6	10.8	12

En este caso se elige una garganta de 12 para uniformizarlas. Finalmente, el tramo 1 y 2 se repiten hasta completar la escalera.

2.3. Planos de la estructuración

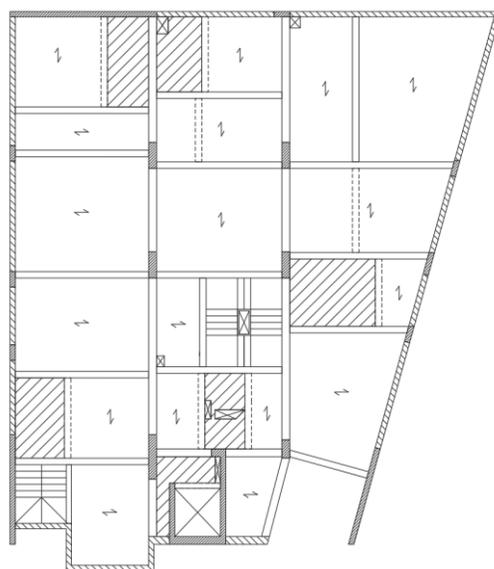


Figura 2.1 Estructuración de planta del semisótano

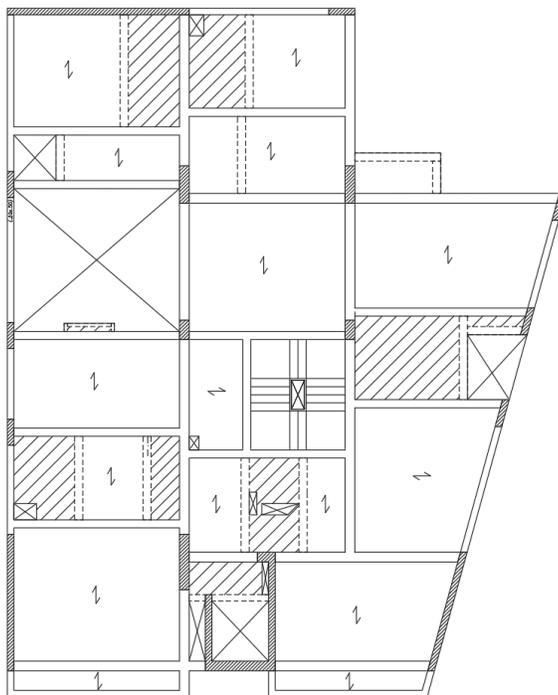


Figura 2.2 Estructuración de planta del piso típico

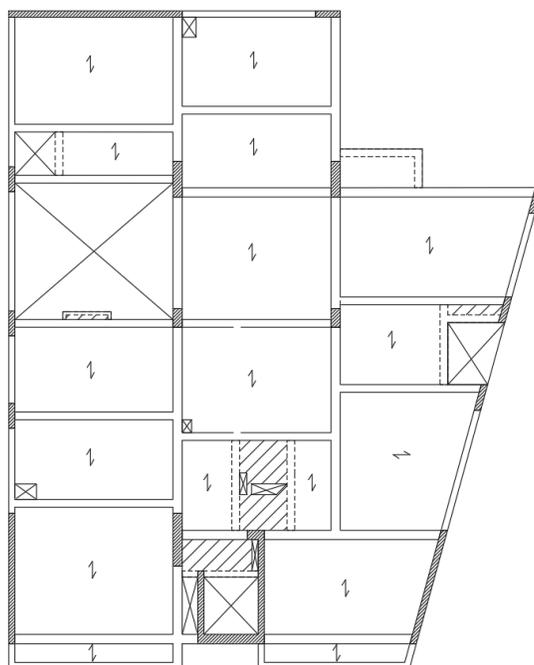


Figura 2.3 Estructuración de planta del techo

Capítulo 3. Análisis sísmico

La Norma Sismorresistente E.030 exige que para todo proyecto debe existir un análisis sísmico. Este análisis se realiza con el fin de garantizar niveles de resistencia, y rigidez mínimos en la construcción con el fin de obtener un desempeño deseado frente a sismos de distinta severidad.

El edificio se modela en el programa ETABS 2016 v 16.2. siguiendo todos los parámetros indicados en la norma, y se ejecutan dos análisis, uno estático y uno dinámico. En la Figura 3.1 se muestra el modelo del edificio utilizado en el programa.

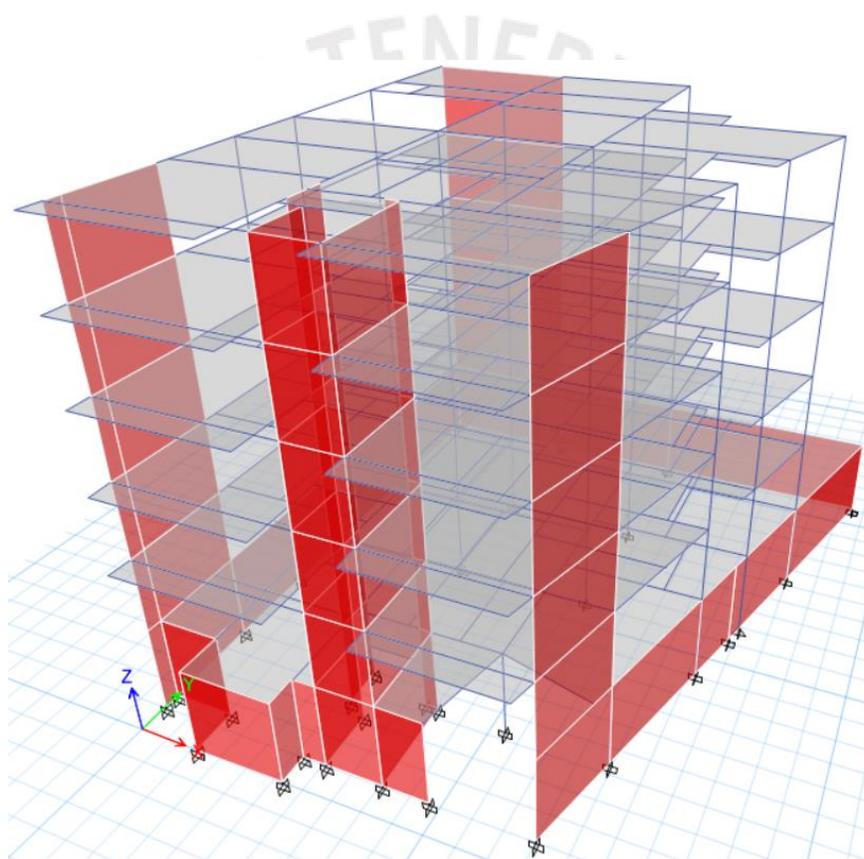


Figura 3.1 Modelo 3D del edificio multifamiliar en ETABS

3.1. Parámetros sísmicos

3.1.1. Factor de zona (Z)

El proyecto está ubicado en el distrito de Jesús María, ciudad de Lima, la cual a su vez está ubicada en la zona 4 según indica la norma. Por lo tanto, el factor Z de zonificación interpretado como la aceleración máxima horizontal con un 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años será 0.45.

$$Z = 0.45$$

3.1.2. Parámetros de sitio (S, T_P, T_L)

El suelo en el distrito donde se realizará el proyecto está compuesto por grava, por lo cual es considerado un suelo rígido de tipo S_I. Con la información de la zonificación y el tipo de suelo se obtienen los siguientes parámetros.

$$S = 1$$

$$T_P = 0.4 \text{ s}$$

$$T_L = 2.5 \text{ s}$$

3.1.3. Factor de amplificación sísmica (C)

El factor de amplificación sísmica se define según las características del sitio y amplifica la aceleración máxima generada. Se determina mediante las siguientes expresiones, donde los valores de T_P y T_L ya han sido reemplazados.

$$C = 2.5 \quad T < 0.4$$

$$C = \frac{1}{T} \quad 0.4 < T < 2.5$$

$$C = \frac{2.5}{T^2} \quad T > 2.5$$

3.1.4. Factor de uso (U)

El factor de uso depende del uso al cual esté destinado la edificación y su importancia. El proyecto es un edificio de vivienda multifamiliar, así que cae en la categoría C, “Edificaciones Comunes”.

$$U = 1$$

3.1.5. Coeficiente Básico de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R_o)

Este coeficiente dependerá del sistema estructural a utilizar en la construcción del proyecto. En este caso se trata de un proyecto de concreto armado, y se asume que las placas recibirán por lo menos el 70% de la cortante basal, por lo cual se tiene un sistema de “Muros Estructurales”, cuyo coeficiente será el siguiente.

$$R_o = 6$$

Hay que tener en cuenta que cuando se realice la verificación de irregularidades el coeficiente podría verse alterado. Finalmente se presenta la Tabla con el resumen de los parámetros sísmicos en ambas direcciones.

Tabla 3.1 Parámetros sísmicos

Parámetros	X-X	Y-Y
Z	0.45	0.45
U	1	1
S	1	1
R_o	6	6

3.2. Peso sísmico

La norma indica que el peso a considerar para el análisis sísmico en una estructura de tipo C debe ser el 100% de la carga muerta, más el 25% de la carga viva. A continuación, se presenta el peso sísmico por cada nivel del edificio.

Tabla 3.2 Peso sísmico por nivel

Nivel	Peso (ton)
5	185
4	326
3	326
2	326
1	326
SS	163
Total	1852.0

3.3. Centro de masa y centro de rigidez

Debido a que la arquitectura del proyecto no ha permitido una estructuración simétrica, el centro de masa no coincide con el centro de rigidez. Los centros de masa, de rigidez y excentricidad de la estructura se presenta en la Tabla 3.2.

Tabla 3.3 Centro de masa y rigidez sin considerar excentricidad accidental

Nivel	Centro de masa		Centro de rigidez		Excentricidad	
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCM (m)	ex (m)	ey (m)
SS	8.53	12.72	7.37	11.43	1.16	1.29
1	8.05	11.70	7.33	13.69	0.71	-1.99
2	8.19	11.74	7.44	14.16	0.75	-2.42
3	8.19	11.74	7.48	13.99	0.71	-2.25
4	8.04	11.71	7.50	13.78	0.55	-2.07
5	8.18	11.08	7.50	13.61	0.68	-2.53
			Promedio		0.76	-1.66

La norma indica que debido a la incertidumbre que se presenta en la determinación de los centros de masa, se debe considerar una excentricidad accidental del 5% de la longitud del edificio en ambas direcciones del sismo. A continuación, se presentan los centros de masa considerando esta excentricidad accidental.

Tabla 3.4 Centro de masa y rigidez considerando excentricidad accidental de 5%

Nivel	Centro de masa		Centro de rigidez		Excentricidad	
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCM (m)	ex (m)	ey (m)
SS	9.19	11.70	7.37	11.43	1.81	0.27
1	8.70	10.68	7.33	13.69	1.37	-3.01
2	8.84	10.72	7.44	14.16	1.40	-3.44
3	8.85	10.72	7.48	13.99	1.36	-3.27
4	8.70	10.69	7.50	13.78	1.21	-3.09
5	8.84	10.06	7.50	13.61	1.33	-3.55
				Promedio	1.42	-2.68

3.4. Análisis de las irregularidades en altura y en planta

3.4.1. Irregularidades en altura

Irregularidad de rigidez

Esta irregularidad se analizará a detalle luego de concluir el análisis sísmico.

Irregularidad de resistencia

Los elementos verticales que crean la resistencia de cada entrepiso son constantes e iguales en todo el edificio, a excepción del nivel inferior (semisótano) donde se agregan elementos debido a la necesidad de contener el terreno. Por lo tanto, nunca se va a dar el caso que un entrepiso tenga una resistencia menor a la de un piso superior, por lo que no se presenta irregularidad de resistencia.

Irregularidad de masa o peso

Como se puede observar en la Tabla 3.2 ningún nivel tiene más de 1.5 veces el peso de un nivel adyacente, a excepción de los niveles inferior y superior, los cuales se excluyen por ser semisótano y azotea. Por lo tanto, no presenta irregularidad de masa o peso.

Irregularidad geométrica vertical

Todos los niveles son típicos, a excepción del semisótano, que abarca una mayor área. Sin embargo, la norma indica que no deben considerarse sótanos, por lo tanto, no presenta irregularidad geométrica vertical.

Discontinuidad en los sistemas resistentes

Los elementos verticales del edificio son constantes en toda su altura, no se presenta ningún desalineamiento. Por lo tanto, no presenta discontinuidad en los sistemas resistentes.

3.4.2. Irregularidades en planta

Irregularidad torsional

Esta irregularidad se analizará a detalle luego de concluir el análisis sísmico.

Esquinas entrantes

La estructura presenta esquinas entrantes con dimensiones mayores al 20% de la dimensión de la planta en ambos sentidos de análisis. Por lo tanto, se presenta irregularidad de esquinas entrantes en ambos sentidos.

Discontinuidad del diafragma

Los diafragmas no tienen discontinuidades importantes ya que se repiten en todos los niveles típicos. Tampoco tiene aberturas mayores al 50% del área del diafragma, por lo tanto, no se presenta discontinuidad del diafragma.

Sistemas no paralelos

Los pórticos y placas de la estructura son paralelos a los ejes de análisis, a excepción del último de la derecha. Sin embargo, este eje diagonal se encuentra a 27° con respecto de la dirección de análisis Y, y al ser la inclinación de este eje menor a 30% se concluye que no se presentan sistemas no paralelos.

3.5. Verificación de irregularidades de rigidez y torsional

3.5.1. Irregularidad de rigidez

La irregularidad de rigidez se presenta cuando la rigidez de un entrepiso resulta 70% menor a la rigidez del entrepiso inmediato superior, u 80% que el promedio de los tres entrepisos inmediatos superiores. En las tablas 3.5 y 3.6 se observa que las rigideces de entrepiso, determinadas mediante la división de la fuerza cortante y el desplazamiento máximo de cada uno, son mayores que las de los pisos inmediatamente superiores. Esto se cumple en todos los niveles y en ambas direcciones evaluadas excepto en el semisótano de la dirección Y, donde se observa un 78% de la rigidez lateral del primer nivel en el nivel del semisótano, cumpliendo así con el mínimo necesario del 70%. Por lo tanto, se verifica que no existe irregularidad de rigidez.

Tabla 3.5 Rigidez lateral de entrepiso con sismo en X

Nivel	VX (ton)	Desplazamiento (m)	Desplazamiento (mm)	Desplazamiento relativo (mm)	K lateral (ton/mm)	
5	54.4	0.01671	16.71	3.79	14.4	
4	112.7	0.01293	12.93	3.92	28.8	2.00
3	151.9	0.00901	9.01	3.75	40.5	1.41
2	180.3	0.00526	5.26	3.17	56.9	1.41
1	197.9	0.00209	2.09	1.85	106.8	1.88
SS	205.2	0.00024	0.24	0.24	862.4	8.07

Tabla 3.6 Rigidez lateral de entrepiso con sismo en Y

Nivel	VY (ton)	Desplazamiento (m)	Desplazamiento (mm)	Desplazamiento relativo (mm)	K lateral (ton/mm)	
5	60.0	0.01465	14.65	3.34	17.9	
4	128.2	0.01131	11.31	3.42	37.5	2.09
3	175.0	0.00789	7.89	3.27	53.6	1.43
2	207.0	0.00462	4.62	2.75	75.4	1.41
1	225.3	0.00188	1.88	0.81	277.8	3.69
SS	231.7	0.00106	1.06	1.06	217.8	0.78

3.5.2. Irregularidad de torsión

La irregularidad de torsión existe cuando la relación entre el desplazamiento relativo de un entrepiso en un extremo, y el desplazamiento promedio de los extremos del mismo entrepiso es mayor a 1.3. Esta relación de desplazamientos se realizará bajo las mismas condiciones de carga y solo cuando la deriva inelástica del entrepiso cumpla con el criterio de ser mayor al 50% de la deriva permitida, siendo esta 0.0035. En las siguientes tablas se verifican las relaciones entre los desplazamientos relativos indicados en la norma, y se concluye que en ninguna de las direcciones se presenta irregularidad de torsión. Las derivas inelásticas analizadas son las máximas, al igual que los desplazamientos máximos. Los desplazamientos promedio se obtuvieron de puntos opuestos en la planta de la estructura (en los límites de la edificación).

Tabla 3.7 Verificación de irregularidad torsional en X

Nivel	Deriva inelástica de entrepiso	¿Cumple con criterio?	Δ máx	Δ prom	$\Delta_{\text{máx}} / \Delta_{\text{prom}}$
5	0.0065	SI	0.00141	0.00116	1.22
4	0.0067	SI	0.00146	0.00118	1.23
3	0.0064	SI	0.00140	0.00112	1.25
2	0.0054	SI	0.00118	0.00093	1.27
1	0.0031	NO	-	-	-
SS	0.0004	NO	-	-	-

Tabla 3.8 Verificación de irregularidad torsional en Y

Nivel	Deriva inelástica de entrepiso	¿Cumple con criterio?	Δ máx	Δ prom	Δ máx / Δ prom
5	0.0057	SI	0.00124	0.00109	1.14
4	0.0058	SI	0.00127	0.00111	1.14
3	0.0056	SI	0.00121	0.00106	1.14
2	0.0047	SI	0.00102	0.00089	1.15
1	0.0028	NO	-	-	-
SS	0.0016	NO	-	-	-

3.5.3. Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R)

Una vez realizado el análisis sísmico se determina la participación de los muros y de las columnas en la cortante basal. En este caso, las placas toman el 98% en la dirección X y el 92% en la dirección Y, por lo tanto, se concluye que se trata de un edificio de tipo muros estructurales, confirmando así un $R_o = 6$.

Tras realizar el análisis de irregularidades, se concluye que el edificio solo presenta una irregularidad de esquinas entrantes que afecta ambas direcciones de análisis, por lo tanto

$$R_x = R_y = 0.9 * 6 = 5.4$$

3.6. Modos de vibración de la estructura

En la siguiente tabla se muestran los resultados modales del análisis dinámico. Se verifican los periodos para los distintos porcentajes de masa participante en cada dirección de análisis.

Tabla 3.9 Modos y masa participante en análisis dinámico

Modo	Periodo (segundos)	Porcentaje de masa participante (%)	
		X	Y
1	0.473	52.37	6.95
2	0.412	5.81	53.66
3	0.284	2.76	0.75
4	0.144	0.00	0.16
5	0.106	18.04	1.39
6	0.089	1.02	17.13
7	0.064	2.05	0.16
8	0.049	6.61	0.32
9	0.04	0.05	6.88
10	0.033	5.22	0.01
11	0.029	0.03	0.18
12	0.026	0.64	3.54
	TOTAL	94.60	91.13

Como se puede observar en la tabla, el periodo fundamental en la dirección de análisis X es de 0.473 segundos, mientras que en la dirección Y es 0.412. Además, se cumple el mínimo de masa participante en ambas direcciones, 90%.

3.7. Control de derivas de entrepiso

En análisis sísmico permite obtener los máximos desplazamientos relativos (derivas) elásticos. Para obtener las derivas plásticas o reales se deben multiplicar las derivas elásticas por 0.85 veces el valor final de R determinado luego de realizar análisis de irregularidades. El valor de 0.85 se da ya que el edificio es irregular, ya que si no tuviera ninguna irregularidad el valor sería de 0.75. Las siguientes tablas muestran los valores de las derivas plásticas máximas por cada nivel en cada dirección de análisis.

Tabla 3.10 Derivas máximas de entrepiso en X

Nivel	Deriva elástica máxima	Deriva inelástica máxima
5	0.0014	0.0065
4	0.0015	0.0067
3	0.0014	0.0064
2	0.0012	0.0054
1	0.0007	0.0031
SS	0.0001	0.0004

Tabla 3.11 Derivas máximas de entrepiso en Y

Nivel	Deriva elástica máxima	Deriva inelástica máxima
5	0.0012	0.0057
4	0.0013	0.0058
3	0.0012	0.0056
2	0.0010	0.0047
1	0.0006	0.0028
SS	0.0003	0.0016

3.8. Cortante basal

En la Tabla 3. Se presentan los resultados de las cortantes de entrepiso en ambas direcciones de análisis considerando los tres grados de libertad piso cada piso del análisis dinámico.

Tabla 3.12 Cortante de entrepiso y acumulada en ambas direcciones del análisis dinámico

Nivel	Sismo X		Sismo Y	
	Cortante acumulada (ton)	Cortante de entrepiso (ton)	Cortante acumulada (ton)	Cortante de entrepiso (ton)
5	54	54	60	60
4	113	58	128	68
3	152	39	175	47
2	180	28	207	32
1	198	18	225	18
SS	205	7	232	6

3.9. Amplificación de fuerzas sísmicas

La norma indica que la cortante acumulada en la base mediante el análisis dinámico no puede ser menor que el 90% de la cortante basal calculada para edificios irregulares. Por lo tanto, se calculan las cortantes en las bases ambas direcciones utilizando los periodos fundamentales en cada dirección hallados en el análisis dinámico modal, y se verifica que este criterio no se cumple. Por lo tanto, la norma exige que todas las fuerzas halladas mediante el análisis dinámico se escalen. A continuación, se muestran las fuerzas halladas y los factores de amplificación para ambas direcciones de análisis.

Tabla 3.13 Factores de amplificación de fuerzas sísmica en ambas direcciones

Dirección de análisis	Cortante estática	90% de cortante estática	Cortante dinámica	¿Cumple criterio?	Factor de amplificación
X	340	306	205	NO	1.48
Y	385	346	232	NO	1.49

3.10. Junta sísmica

La norma indica que la separación mínima entre dos estructuras debe tener un valor de “s”, el cual toma el mayor de los siguientes valores

- $2/3$ de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes
- $0.006 h \geq 0.03 m$

Ya que no se puede conocer el desplazamiento máximo del edificio adyacente porque no sabemos las características del mismo, el valor de s será el siguiente.

$$s = 0.006 * h = 0.006 * 14.91 = 8.9cm > 3cm$$

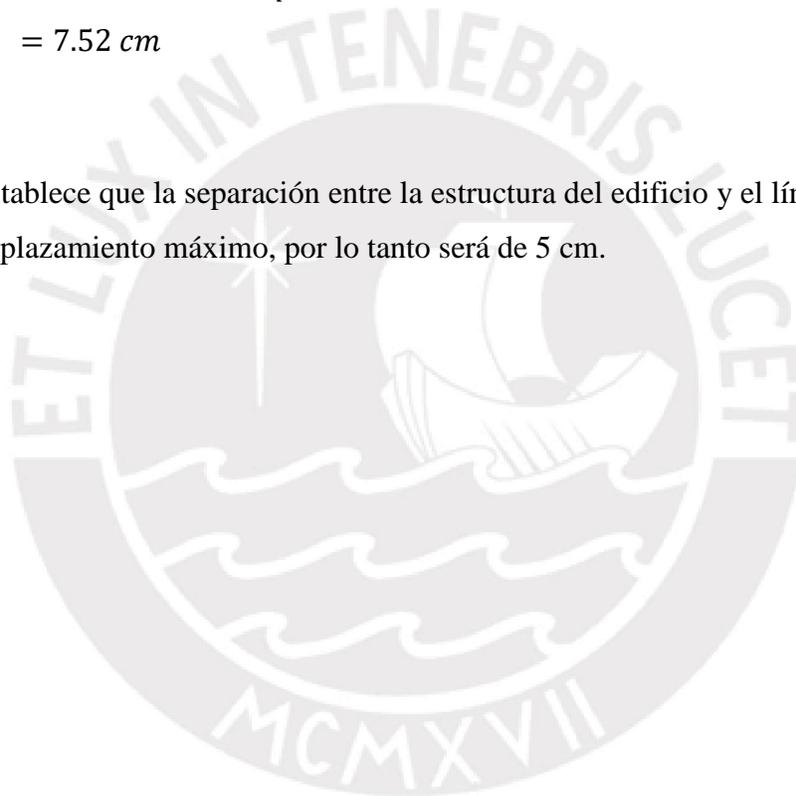
Además, la norma indica que la separación mínima que debe existir entre la estructura y el límite del lote deberá cumplir el mayor de los siguientes criterios.

- $s/2$
- $2/3$ del desplazamiento máximo

El desplazamiento máximo más crítico se presenta en el eje X, por lo tanto, se halla de la siguiente manera

$$\begin{aligned} \text{Desplazamiento máximo} &= \text{Desplazamiento elástico} * 0.85 * R = 1.64 * 0.85 * 5.4 \\ &= 7.52 \text{ cm} \end{aligned}$$

Finalmente, se establece que la separación entre la estructura del edificio y el límite de propiedad será de $2/3$ el desplazamiento máximo, por lo tanto será de 5 cm.



Capítulo 4. Diseño de losas aligeradas y macizas

4.1. Losa Aligerada

4.1.1. Modelo y análisis estructural para cargas de gravedad

Las viguetas de aligerado convencional tienen una sección transversal en forma de T. En el predimensionamiento se obtuvo un peralte de 20 cm, y el espaciamiento entre viguetas es de 40 cm. Además, el ancho del alma es de 10 cm, y el espesor de la parte superior es de 5 cm, tal y como se muestra en la siguiente Figura.

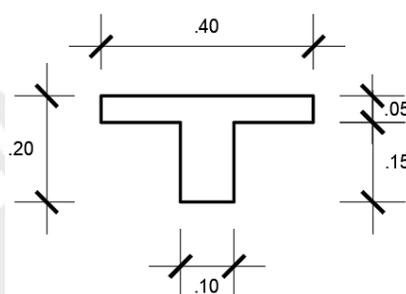


Figura 4.1 Sección de viga de aligerado de 20 cm.

El modelo de análisis estructural tiene en cuenta solo las cargas de gravedad, tanto muerta como viva. También se asume que la viga se encuentra simplemente apoyada tanto en columnas como en placas. Como ejemplo de diseño de losa aligerada se toma una viga con cuatro tramos de distintas longitudes, que forman parte del encofrado de piso típico mostrados en la siguiente Figura.

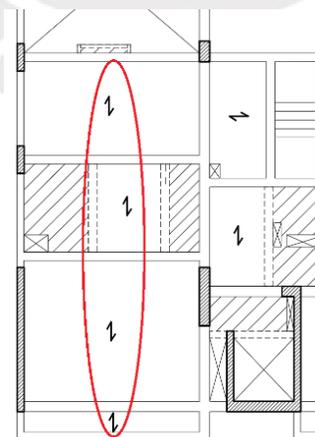


Figura 4.2 Viga de aligerado seleccionada para ejemplo

En primer lugar, se realiza el metrado de cargas correspondiente a la vigueta a trabajar. Se considera un peso de 300 kg/m^2 para el aligerado de 20 cm, un piso terminado de 100 kg/m^2 y una sobrecarga de 200 kg/m^2 . Cabe recalcar que el área tributaria es el ancho del ala de la vigueta, cuya medida es de 40 cm. Todas las cargas utilizadas se obtienen de la Norma E.020 de cargas.

Tabla 4.1 Metrado de cargas en aligerado

Carga muerta (ton/m)		Carga viva (ton/m)
Peso propio	Piso terminado	Sobrecarga
0.12	0.04	0.08
0.16		
ω_u - Carga última (ton/m)	0.36	

Esta carga última se asigna a un modelo simplemente apoyado en los encuentros de las viguetas con las vigas peraltadas. A continuación, se presenta el modelo a utilizar para el análisis.

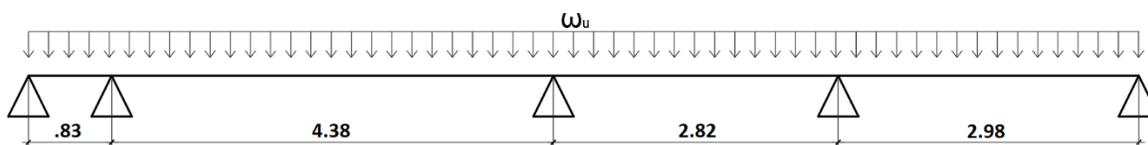


Figura 4.3 Modelo para análisis estructural de vigueta

Los diagramas de fuerzas internas acotados a las caras obtenidos del análisis son los siguientes.

DFC (ton)

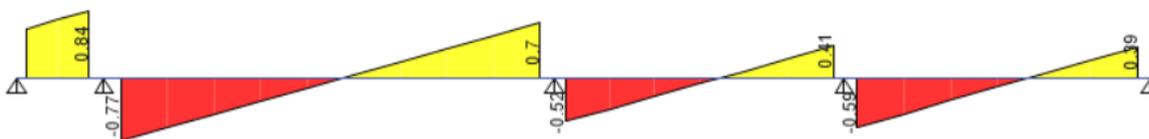


Figura 4.4 DFC de vigueta

DMF (ton-m)

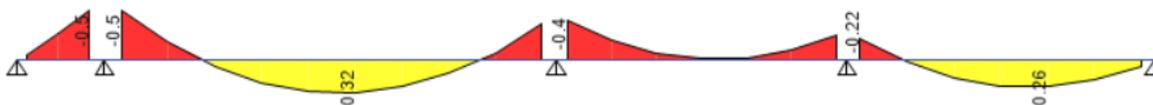


Figura 4.5 DMF de vigueta

4.1.2. Verificación por cortante

Una vez obtenidos los momentos flectores y las fuerzas cortantes para los tramos de la losa, se inicia la etapa de diseño. En el caso de las losas aligeradas, toda la fuerza cortante debe ser resistida por el concreto, sin considerar algún refuerzo de acero. La resistencia del concreto al cortante se determina por medio de la siguiente fórmula.

$$\phi V_c = 1.1 * 0.53 * \phi * \sqrt{f'_c} * bw * d$$

$$\phi V_c = 1.1 * 0.53 * 0.85 * \sqrt{210} * 10 * 17 = 1.22 \text{ ton} > 0.84 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u$$

No será necesario ningún tipo de ensanche ya que el concreto por sí mismo resistente la fuerza cortante.

4.1.3. Diseño por flexión

En el caso del diseño por flexión, lo primero que debe determinarse son los valores de acero mínimo y máximo que deben tener las viguetas de losa aligerada. En este caso, al ser una sección en forma de T que no cumple con una simetría horizontal, las áreas de acero máximas y mínimas son distintas para la zona superior (negativa) y para la zona inferior (positiva).

En el caso del acero mínimo positivo, este obedece a la exigencia de la norma, y el acero mínimo negativo es el que corresponde a 1.2 veces el momento de agrietamiento. Sin embargo, la norma

indica que, si el acero mínimo negativo resulta excesivo, este puede ser 1.3 veces el área de acero requerida por cálculo. En ambos casos el acero máximo es el 75% del acero balanceado.

Acero mínimo positivo

$$A_{min}^+ = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y} * bw * d$$

$$A_{min}^+ = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} * 10 * 17 = 0.4 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo negativo

$$A_{min}^- = \text{Acero generado por } 1.2 * M_{cr} = 1 \text{ cm}^2$$

Acero máximo positivo

$$A_{max}^+ = 0.75 * A_{sb} = 7.5 \text{ cm}^2$$

Acero máximo negativo

$$A_{max}^- = 0.75 * A_{sb} = 2.7 \text{ cm}^2$$

Para determinar el área de acero por flexión se utiliza el modelo del bloque de compresiones determinado por la norma, y se siguen los lineamientos del diseño por resistencia. Se debe tener en cuenta además que se trabajará con una sección de viga tipo T. A partir de los momentos obtenidos del análisis se obtiene las áreas de acero necesarias para las zonas con momento negativo y positivo de la vigueta. Las áreas y distribución de aceros tanto negativos como positivos se resumen en el siguiente cuadro.

Tabla 4.2 Distribución de acero en aligerado

Mu (ton-m)	As (cm ²)	As instalado (cm ²)	Fierro
+0.32	0.5	0.71	∅3/8"
+0.26	0.41	0.71	∅3/8"
-0.5	0.83	1.42	∅3/8"+∅3/8"
-0.4	0.65	0.71	∅3/8"
-0.22	0.35	0.71	∅3/8"

Para realizar los cortes del acero de refuerzo se deben tener en cuenta los puntos de corte teóricos, y se le agrega una distancia “d”, 12db, o igual a la longitud de anclaje. En el caso de esta losa, se tiene que la mayor de estas tres distancias en la longitud de anclaje del acero de 3/8”, por lo cual se utilizará este valor de 0.45 metros para acero negativo. El acero positivo no tendrá corte de fierro debido a que será un único acero corrido para toda la longitud de la vigueta analizada.

Para el tramo 1

El momento negativo se extiende por toda la luz, así que será un fierro corrido

Para el tramo 2

El momento negativo correspondiente a un fierro de 3/8” (0.44 ton-m) se extiende hasta 0.1m de la cara izquierda, por lo cual añadiéndole 0.45 da un valor de 0.55m de la cara. Se realiza el corte del primero fierro a 0.7 m de la cara izquierda.

El momento negativo nulo se alcanza a 0.7 m de la cara izquierda, sumándole 0.45 resulta 1.15 m, realizándose el corte a 1.2 m de la cara izquierda.

El momento negativo 0 se alcanza también a 0.65m de la cara derecha, sumándole 0.45 resultan 1.1 m, realizándose el corte a 1.1 m de la cara derecha

Para el tramo 3

El momento negativo se extiende por toda la luz, así que será un fierro corrido

Para el tramo 4

El momento negativo 0 se alcanza también a 0.65m de la cara derecha, sumándole 0.45 resultan 1.1 m, realizándose el corte a 1.1 m de la cara derecha

Finalmente, se dibuja la distribución de acero en planta en el plano de encofrado del piso típico.

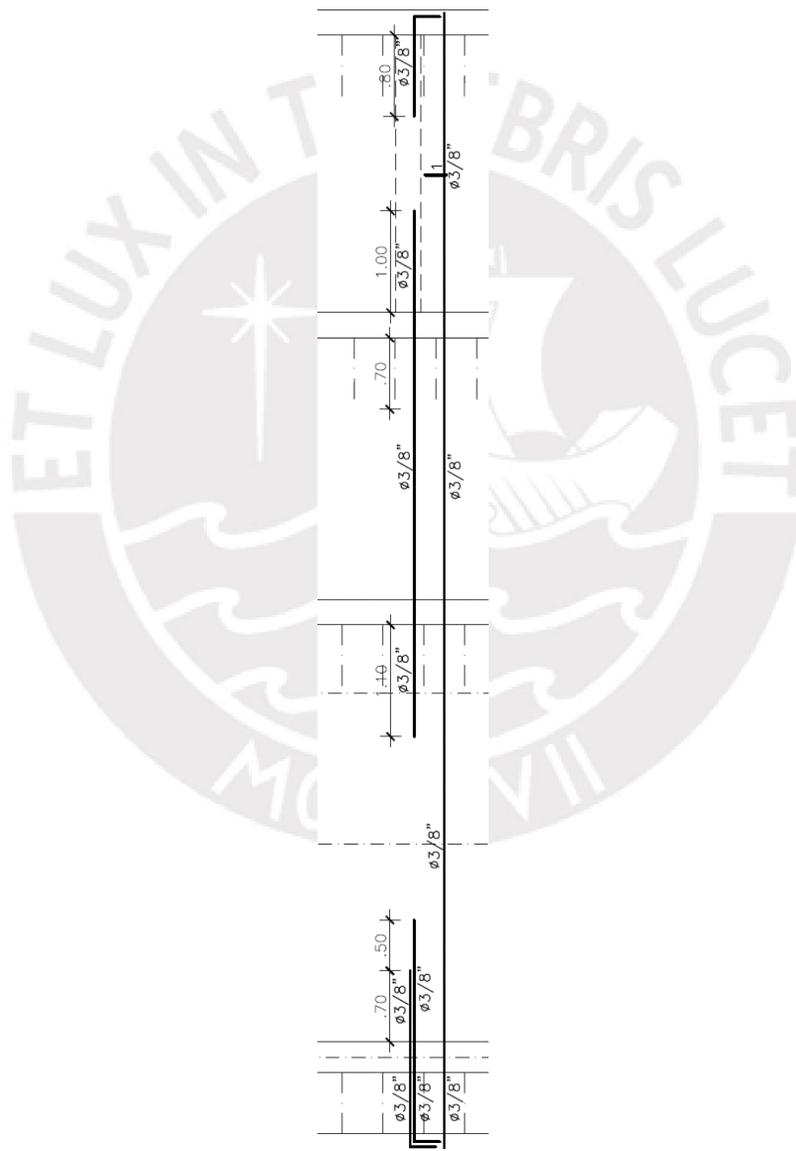


Figura 4.6 Dibujo en planta del aligerado

4.2. Losa Maciza

4.2.1. Modelo y análisis estructural para cargas de gravedad

En el caso de la losa maciza, el análisis de la losa se realiza en dos direcciones, debido a que sus dimensiones son similares. Al igual que la losa aligerada, solo se tendrán en cuenta las cargas de gravedad. Una vez realizado el metrado de cargas se determina la carga última y esta se utiliza junto con los valores obtenidos de las tablas de Kalmanok para hallar los momentos flectores al centro y extremos de la losa en ambas direcciones, y los valores de las reacciones sobre los apoyos.

A manera de ejemplo se utiliza la losa maciza de mayor dimensión presente en la planta típica del aligerado, la cual se indica en a continuación.

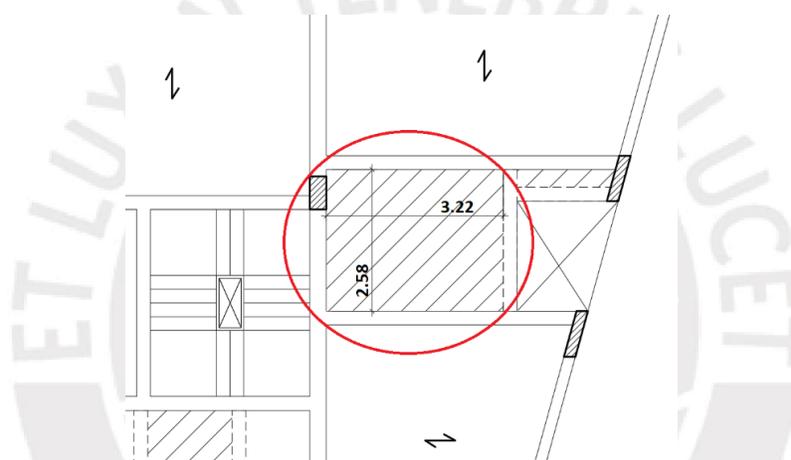


Figura 4.7 Losa maciza seleccionada para ejemplo

En primer lugar, se realiza el metrado de cargas correspondiente. Los valores de las cargas se obtienen de la norma E.020 de cargas.

Tabla 4.3 Metrado de cargas en losa maciza

Carga muerta (ton/m ²)		Carga viva (ton/m ²)
Peso propio	Piso terminado	Sobrecarga
0.48	0.1	0.2
0.58		
ω_u - Carga última (ton/m²)	1.13	

Visto en planta, la losa tiene un ducto a la derecha, el ducto de la caja de escalera a la izquierda, y la losa aligerada que está debajo va en sentido horizontal, por lo cual se considera que no existe anclaje alguno en estos tres lados. El extremo superior se considera empotrado por la dirección vertical de las viguetas. Debido a estos tres lados simplemente apoyados y uno empotrado, se utiliza la tabla 13 de Kalmanok.

Para utilizar la tabla se determinan los valores iniciales necesarios. De la Figura 4.8 se obtienen los valores de a y b, 2.58 m y 3.22 m respectivamente. Por lo tanto, se establece una relación a/b igual a 0.8. El valor de p a utilizar es igual al metrado de cargas amplificado, por lo tanto, $p = 1.13$ ton/m.

De este modo se obtienen los valores de la tabla necesarios para determinar los momentos y reacciones presentes en ambas direcciones de la losa. Los valores corresponden a un metro de ancho de losa.

	w_{cp}	M_a^o	$M_a cp$	$M_b cp$	M_o	R_a	R_{b1}	R_{b2}
0.50	0.00485	-0.1214	0.0584	0.0060	± 0.0445	0.169	1.049	0.613
0.55	0.00467	-0.1188	0.0562	0.0083	± 0.0443	0.168	0.947	0.545
0.60	0.00448	-0.1159	0.0538	0.0105	± 0.0440	0.167	0.845	0.487
0.65	0.00428	-0.1126	0.0512	0.0127	± 0.0437	0.167	0.769	0.437
0.70	0.00407	-0.1089	0.0485	0.0149	± 0.0433	0.166	0.702	0.394
0.75	0.00386	-0.1050	0.0457	0.0168	± 0.0428	0.166	0.643	0.360
0.80	0.00365	-0.1008	0.0428	0.0187	± 0.0422	0.165	0.591	0.329
0.85	0.00344	-0.0965	0.0400	0.0205	± 0.0414	0.165	0.545	0.302
0.90	0.00322	-0.0922	0.0372	0.0221	± 0.0405	0.165	0.504	0.278
0.95	0.00300	-0.0880	0.0345	0.0234	± 0.0395	0.165	0.467	0.255
1.00	0.00278	-0.0839	0.0318	0.0243	± 0.0383	0.166	0.433	0.235
0.95	0.00318	-0.0881	0.0327	0.0282	± 0.0409	0.166	0.440	0.240

Figura 4.8 Valores a utilizar de la tabla de Kalmanok

$$Ma^- = -0.1008 * p * a^2 = -0.1008 * 1.13 * 3.22^2 = 1.18 \text{ ton} - m$$

$$Ma^+ = 0.0428 * p * a^2 = 0.0428 * 1.13 * 3.22^2 = 0.50 \text{ ton} - m$$

$$Mb^+ = 0.0187 * p * a^2 = 0.0187 * 1.13 * 3.22^2 = 0.22 \text{ ton} - m$$

$$Ra = 0.165 * p * a^2 = 0.165 * 1.13 * 3.22^2 = 1.93 \text{ ton}$$

$$Rb_1 = 0.591 * p * a^2 = 0.591 * 1.13 * 3.22^2 = 6.92 \text{ ton}$$

$$Rb_2 = 0.329 * p * a^2 = 0.329 * 1.13 * 3.22^2 = 3.85 \text{ ton}$$

4.2.2. Verificación por cortante

Una vez obtenidos los momentos flectores y fuerzas actuantes sobre la losa en sus dos direcciones, se inicia el diseño, siguiendo los lineamientos previamente explicados del diseño por resistencia. En primer lugar, se realiza la verificación de cortante, la cual debe asegurar que la fuerza cortante es resistida enteramente por el concreto, ya que la losa no cuenta con estribos de acero.

$$\phi V_c = 0.53 * \phi * \sqrt{f'_c} * bw * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.1 \text{ ton} > 6.92 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u$$

4.2.3. Diseño por flexión

Una vez realizada la verificación por cortante, se procede con el diseño por flexión. Lo primero que se debe determinar son las áreas de acero mínimas y máximas. El área acero máximo se define por el 75% del área del acero balanceado. El área de acero mínimo positivo en losas obedece a una cuantía de 0.18%, mientras que el área de acero mínimo negativo puede ser 1.3 veces el área de acero calculado. Por lo tanto, para una sección de un metro de ancho y peralte de 20 centímetros de losa maciza se tienen las siguientes áreas de aceros.

Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75 * A_{sb} = 0.75 * 36.13 = 17.1 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo positivo

$$A_{s_{min}^+} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo negativo

$$A_{s_{min}^-} = 1.33 * A_{s \text{ calculado}}$$

Para determinar el área de acero por flexión se utiliza el modelo del bloque de compresiones determinado por la norma, y se siguen los lineamientos del diseño por resistencia, determinados por las fórmulas ya mostradas.

De los momentos obtenidos mediante el análisis estructural, y mediante el uso de las fórmulas del diseño por flexión se determinan las áreas de acero necesarias para las zonas con momento positivo y negativo de la losa. Las áreas y distribución de aceros tanto negativos como positivos se resumen en el siguiente cuadro.

Tabla 4.4 Distribución de aceros en losa maciza

Mu (ton-m)	As (cm ²)	As instalado (cm ²)	Fierro
+0.50	0.78	3.6	∅3/8"@.20
+0.22	0.34	3.6	∅3/8"@.20
-1.18	1.86	3.6	∅3/8"@.20

Las tablas de Kalmanok dan los momentos máximos tanto negativos como positivos en la losa en dos direcciones, sin embargo, no proporcionan información acerca de la distribución de los momentos en toda la superficie. Como no se sabe exactamente en qué puntos de la losa se aplican los cortes teóricos de fierro, se utilizan longitudes de corte de fierro referenciales para losas macizas indicados en la siguiente Figura.

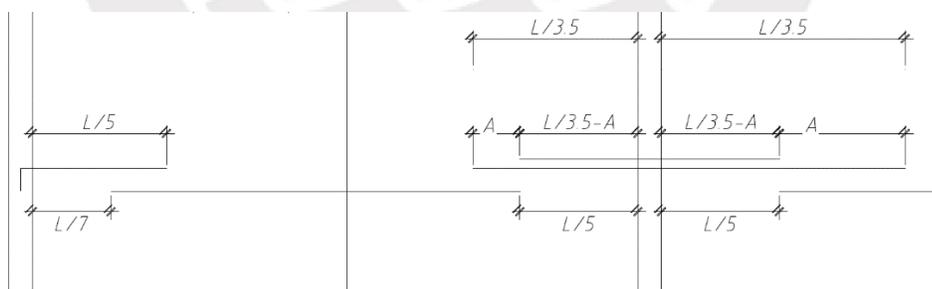


Figura 4.9 Puntos de corte de fierro en losa

Finalmente se dibuja la distribución de aceros en planta tal y como se muestra en la siguiente Figura.

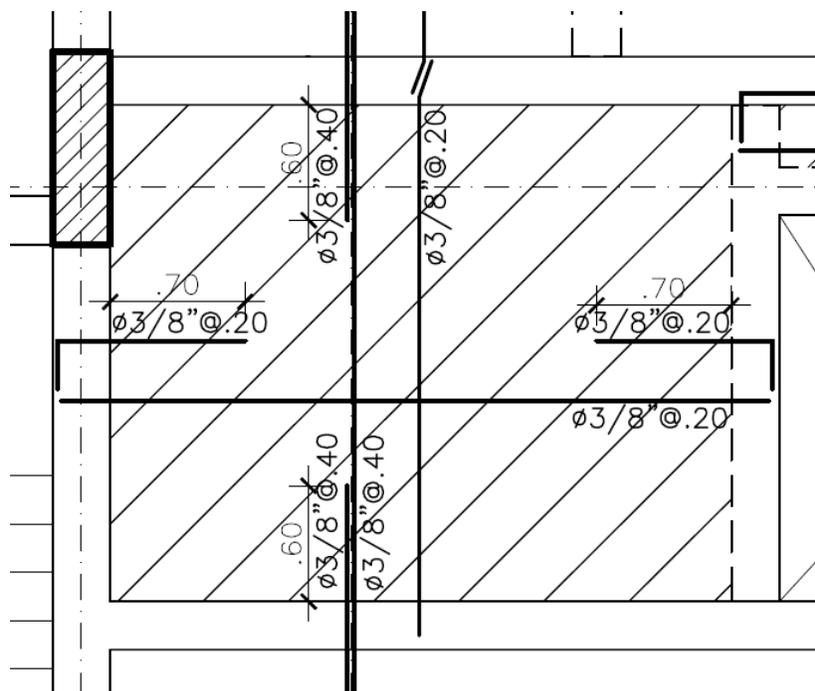


Figura 4.10 Dibujo de losa maciza ejemplo en planta

Capítulo 5. Diseño de vigas

5.1. Viga chata

5.1.1. Metrado de cargas y análisis estructural

Las vigas chatas son elementos que soportan momentos flectores y fuerzas cortantes, cuyo peralte es el mismo que el espesor de la losa para que esta no sobresalga del techo como una losa peraltada por razones estéticas. Las vigas chatas se ubican paralelas a las viguetas de una losa aligerada para soportar la fuerza de un tabique ubicado sobre una vigueta. También se utilizan como vigas de amarre cuando existe un ducto. A continuación, se explica el proceso de análisis y diseño de la viga chata ubicada en el aligerado del piso típico, mostrada a continuación.

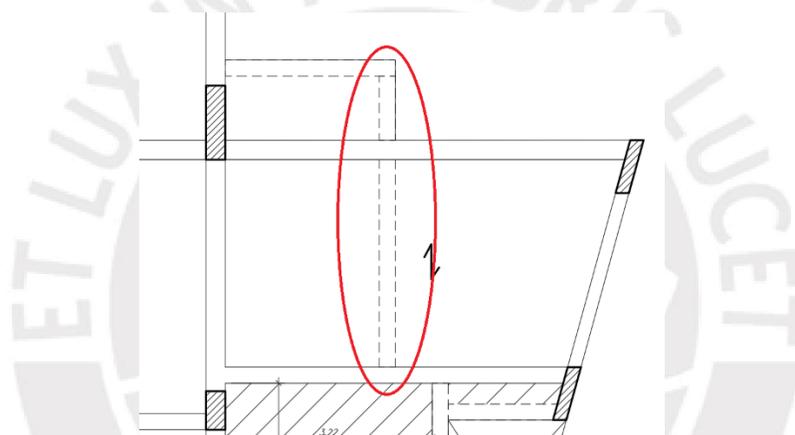


Figura 5.1 Viga chata seleccionada para ejemplo

Al igual que las losas, las vigas chatas solo soportan cargas de gravedad, por lo que el metrado incluyendo las cargas indicadas en la norma E.020 Cargas será el siguiente.

Tabla 5.1 Metrado de cargas de la viga chata

Carga muerta (ton/m)		Carga viva (ton/m)
Peso propio	Piso terminado	Sobrecarga
0.12	0.68	0.05
0.8		

ω_u - Carga última (ton/m)	1.20
---	-------------

Tabla 5.2 Metrado de carga puntual sobre viga chata

Carga muerta (ton)		Carga viva (ton)
Peso viga	Peso tabique	Sobrecarga
0.14	0.82	0.06
0.96		
Pu - Carga última (ton)	1.45	

La carga última calculada es asignada a un modelo simplemente apoyado, como se observa en la siguiente Figura.

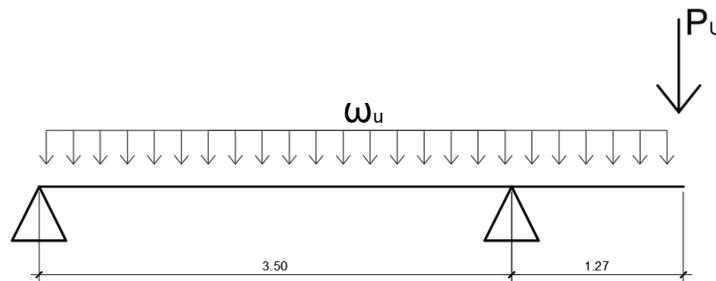


Figura 5.2 Modelo de análisis de la viga chata ejemplo

Del análisis de la viga chata mostrada se obtienen los siguientes diagramas de fuerzas internas

DFC (ton)

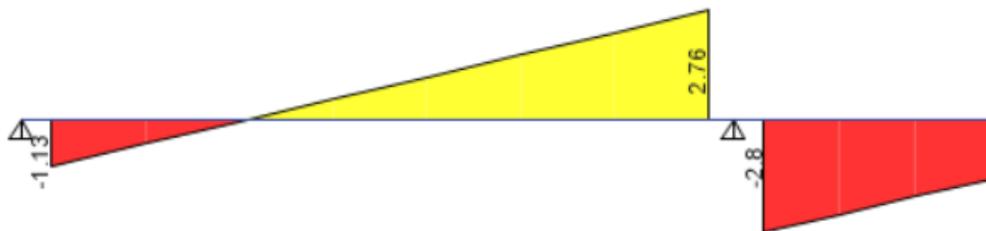


Figura 5.3 DFC de viga chata ejemplo

DMF (ton-m)

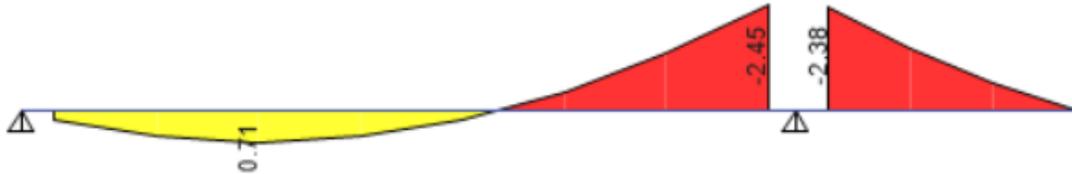


Figura 5.4 DMF de viga chata ejemplo

5.1.2. Diseño por flexión

El diseño por flexión consiste en determinar las áreas de acero mínimas necesarias para que la viga pueda resistir los momentos flectores hallados en el análisis estructural. Primero se determinan las áreas de acero mínima y máxima. El acero mínimo responde a una fórmula, mientras que el acero máximo es el 75% del área del acero balanceado.

Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75 * A_{sb} = 0.75 * 10.84 = 8.13 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} * 30 * 17 = 1.23 \text{ cm}^2$$

Para determinar las áreas de acero necesarias, se utiliza el modelo de bloque de compresiones indicado por la norma, con las fórmulas previamente mostradas.

En la siguiente Tabla se muestran las áreas de acero determinadas por cálculo, así como la distribución de aceros elegida.

Tabla 5.3 Distribución de aceros en viga chata ejemplo

Mu (ton-m)	As (cm ²)	As instalado (cm ²)	Fierro
+0.71	1.23	2.58	2 ϕ 1/2"
-2.45	4.22	5.16	4 ϕ 1/2"

Se colocan dos fierros de 1/2" corridos en la parte superior e inferior de la viga.

Para realizar los cortes del acero de refuerzo se deben tener en cuenta los puntos de corte teóricos, y se le agrega una distancia "d", 12db, o igual a la longitud de anclaje. A continuación, se detallan los cortes de fierro en la viga.

Tramo 1

El momento positivo es resistido por el acero corrido (1.6 ton-m) a lo largo de todo el tramo.

El momento negativo correspondiente al acero corrido (1.6 ton-m) se extiende hasta 0.4 m de la cara izquierda, sumándole la longitud de anclaje del fierro de 1/2" (0.6 m) resulta 1 m, decidiendo realizar el corte a 1 m de la cara derecha.

Tramo 2

El momento positivo es resistido por el acero corrido (1.6 ton-m) a lo largo de todo el tramo.

El momento negativo correspondiente al acero corrido (1.6 ton-m) se extiende hasta 0.3 m de la cara derecha. Sumándole la longitud de anclaje del fierro (0.6 m) resulta 0.9 m, decidiendo realizar el corte a 0.9 m de la cara izquierda.

5.1.3. Verificación por cortante

La viga chata debe ser capaz de soportar la fuerza cortante únicamente con la resistencia del concreto. La resistencia al cortante del concreto se establece con la siguiente fórmula.

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 17 = 3.33 \text{ ton} > 2.8 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u$$

Finalmente se realiza el dibujo en elevación de la viga chata a presentar en el plano de vigas. Se colocan estribos cada 20 centímetros para anclaje y controlar el pandeo.

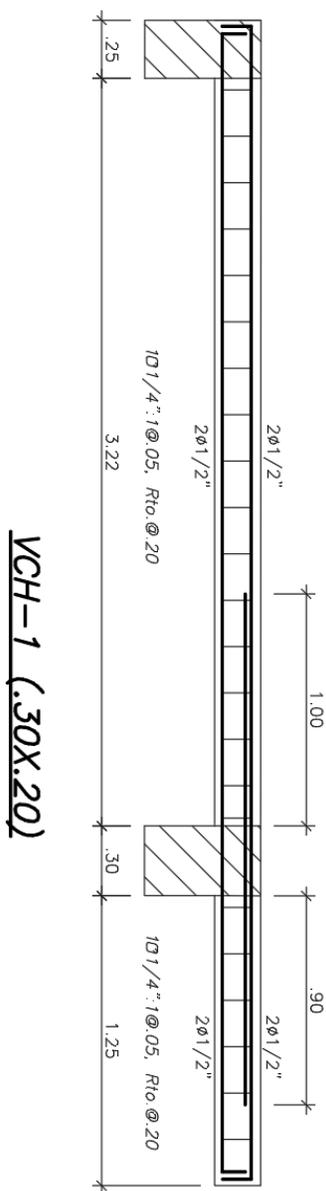


Figura 5.5 Dibujo de la viga chata ejemplo

5.2. Viga peraltada

5.2.1. Metrado de cargas y análisis estructural

Las vigas peraltadas, al igual que las vigas chatas, son elementos que soportan tanto fuerzas cortantes como momentos flectores. A diferencia de las anteriores, estas no solo resisten fuerzas de gravedad, sino que también las fuerzas generadas por el sismo. Para explicar de manera detallada el diseño de las vigas peraltadas, se toma como ejemplo la viga V-13 ubicada en el eje C del encofrado de piso típico mostrada a continuación.

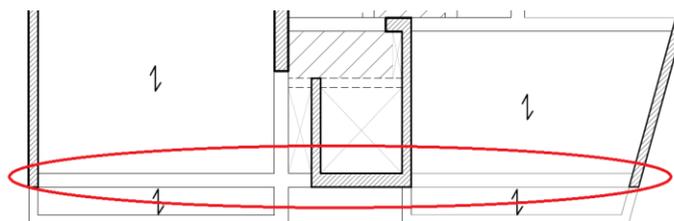


Figura 5.6 Ubicación en planta de viga peraltada ejemplo

En primer lugar, se realiza el metrado de cargas de la viga. A continuación, se presenta el modelo a utilizar para el análisis estructural, así como el metrado de cargas muertas y vivas para cada sección de la viga.

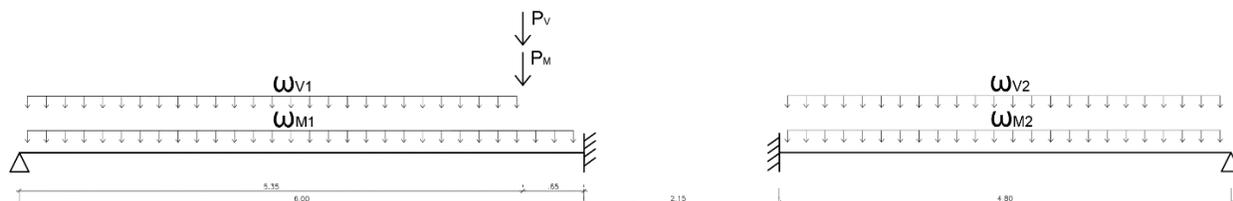


Figura 5.7 Modelo de análisis para viga peraltada ejemplo

Los resultados de los metrados se muestran en las tablas a continuación.

Tabla 5.4 Metrado de cargas distribuidas en el tramo 1

ω_{M1} (ton/m)			ω_{V1} (ton/m)
Peso propio	Piso terminado	Losa	Sobrecarga
0.36	0.24	0.71	0.74
1.31			

Tabla 5.5 Metrado de cargas distribuidas en el tramo 2

ω_{M2} (ton/m)			ω_{V2} (ton/m)
Peso propio	Piso terminado	Losa	Sobrecarga
0.36	0.18	0.55	0.37
1.09			

Tabla 5.6 Metrado de cargas concentradas

P_{M1} (ton)			P_{V1} (ton)
Peso viga	Peso losa	Tabiquería	Sobrecarga
1.53	0.31	3.36	0.15
5.2			

Además del análisis con las fuerzas de gravedad mostradas en el metrado, las vigas deben ser capaces de resistir las fuerzas de sismo. Estas fuerzas se determinan mediante el programa ETABS v16.2.1, utilizando el sismo indicado en la norma peruana. Se realizaron todas las combinaciones de carga indicadas en la norma E.020 y se utilizó una envolvente para hallar las fuerzas y momentos finales para el diseño. De los cuatro encofrados típicos se tomó el nivel en el que la envolvente de la viga ejemplo tiene los valores más críticos. A continuación, se presentan las envolventes de fuerza cortante y momento flector de la viga V-13.

DFC (ton)

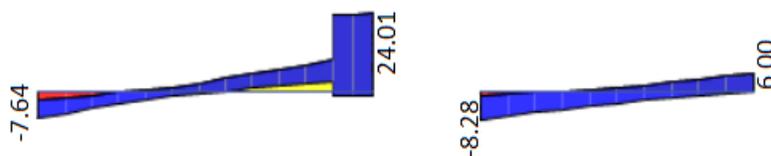


Figura 5.8 DFC envolvente de viga peraltada ejemplo

DMF (ton-m)

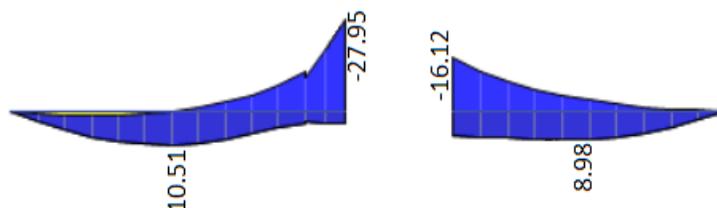


Figura 5.9 DMF envolvente de viga peraltada ejemplo

5.2.2. Diseño por flexión

De manera similar al diseño por flexión de las vigas chatas, el diseño por flexión en las vigas peraltadas consiste en hallar las áreas de acero necesarias para resistir los momentos flectores hallados en el análisis. En primer lugar, se deben determinar las áreas de acero mínimas y máximas, que en el caso de esta viga rectangular serán las mismas en la zona negativa y positiva.

Acero máximo

$$A_{s_{max}} = 0.75 * A_{sb} = 0.75 * 28.05 = 25.88 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} * 30 * 44 = 3.19 \text{ cm}^2$$

Una vez establecidos las áreas máximas y mínimas, se hallan las áreas de acero necesarias. Estas son determinadas utilizando el modelo de bloque de compresiones indicado en la norma. En la siguiente Tabla se muestran las áreas determinadas, así como las distribuciones del acero de refuerzo elegidas para la viga.

Tabla 5.7 Distribución de aceros en viga peraltada ejemplo

Tramo	Mu (ton-m)	As (cm ²)	As instalado (cm ²)	Fierro
1	+10.5	6.7	8.52	3ø3/4"
	-27.9	20.5	20.98	2ø3/4"+3ø1"
2	+9	5.7	5.68	2ø3/4"
	-16.1	10.7	10.78	2ø3/4"+1ø1"

Para realizar los cortes del acero de refuerzo se deben tener en cuenta los puntos de corte teóricos, y se le agrega una distancia “d”, 12db, o igual a la longitud de anclaje. A continuación, se detallan los cortes de fierro en la viga.

Tramo 1

El momento positivo correspondiente al acero corrido (9 ton-m) se extiende hasta 1.6 m de la cara izquierda, restándole la longitud de anclaje del fierro de 3/4" (0.7 m) resulta 0.9 m, decidiendo realizar el corte a 0.8 m de la cara izquierda

La norma indica que la resistencia negativa en un nudo no debe ser tres veces mayor a la resistencia positiva en el mismo nudo. Por esto, el bastón positivo del primer tramo se alarga hasta colocarse al interior de la placa. Se realiza el corte a 0.7 m del nudo derecho.

El momento negativo correspondiente al acero corrido (9 ton-m) se extiende hasta 1m de la cara derecha, sumándole la longitud de anclaje del fierro de 1" (1.45 m) resulta 2.45 m, decidiendo realizar el corte a 2.5 m de la cara derecha. Dentro de la placa se corta el fierro a 1.5 m.

Tramo 2

El fierro corrido positivo basta para resistir los momentos positivos en todo el tramo.

El momento negativo correspondiente al acero corrido (9 ton-m) se extiende hasta 0.9 m de la cara izquierda. Sumándole la longitud de anclaje del fierro (1.45 m) resulta 2.35 m, decidiendo realizar el corte a 2.4 m de la cara izquierda.

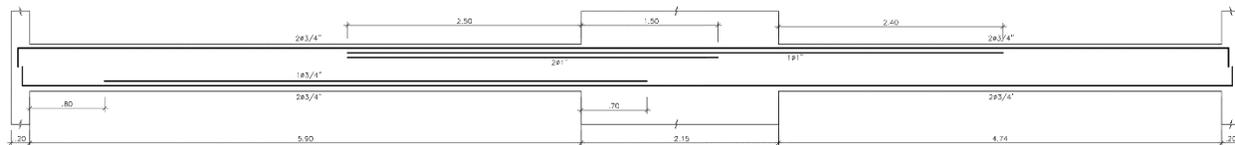


Figura 5.10 Elevación de la viga peraltada ejemplo

5.2.3. Diseño por cortante

Para el diseño por cortante se utiliza la fuerza cortante hallada a una distancia 'd' de las caras en el diagrama de fuerza cortante en ambos tramos de la viga. Primero, se halla la resistencia del concreto al cortante mediante una fórmula. Luego, se determina la fuerza cortante que deberá ser resistida por los estribos de acero, los cuales son de 3/8" de diámetro, para finalmente determinar el espaciamiento de estribos necesario.

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 44 = 8.62 \text{ ton}$$

Tramo 1

$$V_u = 20 > \phi V_c$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{20}{0.85} - 10.14 = 13.39 \text{ ton}$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 44}{13.39} = 20 \text{ cm}$$

Tramo 2

$$V_u = 7.6 < \phi V_c$$

En el capítulo 21 de la norma E.060 se indica que para las vigas que resisten sismo en edificios de muros se debe utilizar un cortante de diseño cuyo valor sea el menor de la cortante obtenida por capacidad, y la obtenida amplificado el sismo. En primer lugar, se calculan las cortantes del diseño

por capacidad se realiza para que, ante una eventual falla de la viga, la falla por flexión ocurra antes que la falla por corte, porque la falla por flexión es mucho más dúctil.

Tramo 1

$$Vu = 20.3 > \phi Vc$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{20.3}{0.85} - 10.14 = 13.74 \text{ ton}$$

$$s = \frac{Av * fy * d}{Vs} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 44}{13.74} = 20 \text{ cm}$$

Tramo 2

$$Vu = \frac{Mnd + Mni}{ln} + \frac{wu * ln}{2} = \frac{11.4 + 20.6}{4.74} + \frac{1.83 * 4.74}{2} = 11.1 \text{ ton} > \phi Vc$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{11.1}{0.85} - 10.14 = 2.92 \text{ ton}$$

$$s = \frac{Av * fy * d}{Vs} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 44}{2.92} = 90 \text{ cm}$$

En segundo lugar, se calculan las cortantes amplificando 2.5 veces las fuerzas generadas por el sismo en las combinaciones de carga utilizadas para el diseño. A continuación, se muestra el diagrama de fuerzas cortantes (en toneladas) con las cargas de sismo amplificadas. Luego se realiza el análisis con los cortantes a “d” de la cara.

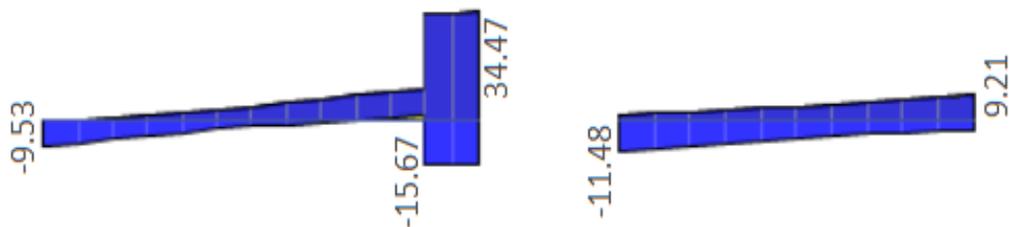


Figura 5.11 DFC envolvente con sismo amplificado 2.5 veces

Tramo 1

$$Vu = 32.1 > \phi Vc$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{32.1}{0.85} - 10.14 = 27.62 \text{ ton}$$

$$s = \frac{Av * fy * d}{Vs} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 44}{27.62} = 10 \text{ cm}$$

Tramo 2

$$Vu = 10.4 > \phi Vc$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{10.4}{0.85} - 10.14 = 2.1 \text{ ton}$$

$$s = \frac{Av * fy * d}{Vs} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 44}{27.62} = 125 \text{ cm}$$

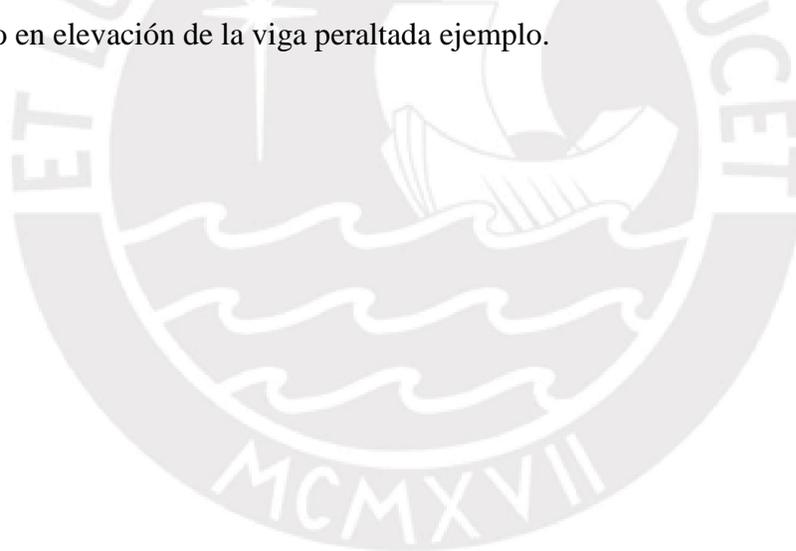
Por lo tanto, se establece que en el tramo 1 el máximo espaciamiento será de 20 centímetros, mientras que para el tramo 2 se colocarán estribos espaciados para controlar el pandeo.

Finalmente, la norma indica las vigas peraltadas que resistan fuerzas de sismo deben tener una zona de confinamiento a partir de las caras de los nudos. Esta zona debe medir dos veces el peralte

de la viga medida desde la cara, por lo que se establece un metro de confinamiento. El espaciamiento de los estribos en esta zona debe ser la menor de las siguientes distancias.

- $d/4$
- *Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro*
- *24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento*
- *30 cm.*

El menor de estas distancias es $d/4$, que da 11 centímetros, por lo que se decide un espaciamiento de 10 centímetros para la zona de confinamiento. La distribución inicial de estribos será de 1 a 5 centímetros, y 10 a 10 centímetros. En la zona central de la viga el espaciamiento no debe ser mayor a $0.5d$, por lo tanto, no debe exceder de 22cm. En esta zona se colocarán los estribos 20 centímetros. Una vez establecidas las distribuciones de aceros longitudinal y transversal, se presenta el dibujo en elevación de la viga peraltada ejemplo.



Capítulo 6. Diseño de columnas

6.1. Metrado de cargas y análisis estructural

Las columnas son elementos verticales que resisten fuerzas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes generados tanto por fuerzas de gravedad como por fuerzas de sismo. El primer paso para el análisis de estos elementos es realizar el metrado de las fuerzas de gravedad. El metrado de las cargas viva y muerta obedece a la norma técnica E.020 de cargas. A manera de ejemplo se muestra el metrado de cargas muerta y viva de la columna ubicada en el encuentro de los ejes H y 3.

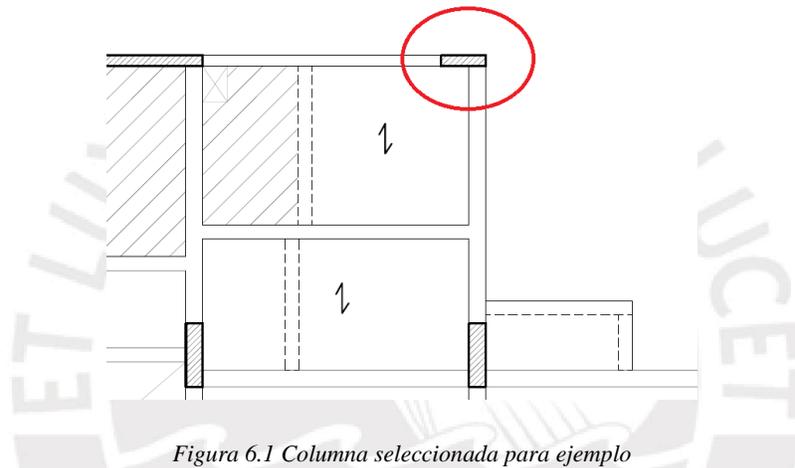


Figura 6.1 Columna seleccionada para ejemplo

La carga muerta incluye el peso propio, vigas, losa, tabiques y piso terminado presentes en el área tributaria. El área de influencia y reducción de carga viva se establecen con las siguientes fórmulas, teniendo en cuenta que solo es posible realizar la reducción en áreas de influencia mayores a 40m^2 y el factor de reducción no será menor a 0.5.

$$A_i = k * A_t \quad (k = 2 \text{ para columnas y muros})$$

$$f_r = 0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}}$$

Tabla 6.1 Metrado de cargas de columna ejemplo

Piso	CM (ton)	Atributaria (m ²)	Ainfluencia (m ²)	fr	CV (ton)	CV reducida (ton)
5	4.1	7.41	14.82	1	1.2	1.2
4	10.2	14.82	29.64	1	2.4	2.4
3	16.3	22.23	44.46	0.5	3.6	1.8
2	22.4	29.64	59.28	0.5	4.8	2.4
1	28.5	37.05	74.1	0.5	6	3
SS	34.8	44.46	88.92	0.5	7.2	3.6

Los valores de fuerza axial, cortante y momentos axiales por sismo se obtienen del programa ETABS v.16.2.1 y el metrado de cargas completo se resumen en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2 Fuerzas internas de columna ejemplo

Piso	Carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
5	CM	4.10	1.52	0	0	1.63
	CV	1.20	0.27	0	0	0.32
	Sx	4.49	6.95	0	0	6.60
	Sy	0.87	-1.53	0	0	-1.46
4	CM	10.20	1.38	0	0	1.59
	CV	2.40	0.32	0	0	0.36
	Sx	9.47	4.70	0	0	5.47
	Sy	1.85	-1.02	0	0	-1.20
3	CM	16.30	1.38	0	0	1.57
	CV	1.80	0.30	0	0	0.34
	Sx	14.26	5.14	0	0	6.17
	Sy	2.78	-1.11	0	0	-1.34
2	CM	22.40	1.44	0	0	1.78
	CV	2.40	0.33	0	0	0.40
	Sx	18.48	3.99	0	0	5.32
	Sy	3.58	-0.83	0	0	-1.09
1	CM	28.50	1.01	0	0	0.99
	CV	3.00	0.21	0	0	0.17
	Sx	21.60	3.78	0	0	6.95
	Sy	4.19	-0.87	0	0	-1.57
SS	CM	34.80	-0.09	0	0	-0.09
	CV	3.60	-0.04	0	0	-0.04
	Sx	2.71	1.04	0	0	1.50
	Sy	0.67	-0.21	0	0	-0.29

Además, es importante tener en cuenta el que el sentido de las fuerzas y momentos, así como la construcción de los diagramas de interacción, se dan según los ejes indicados en la siguiente figura.

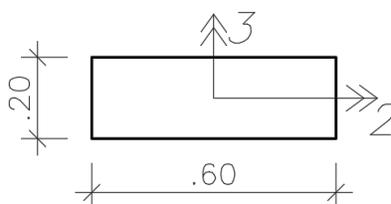


Figura 6.2 Ejes en corte de columna ejemplo

Finalmente, se toman los valores del nivel más crítico y se realizan las combinaciones de cargas indicadas en la norma.

Tabla 6.3 Combinaciones de cargas

Combinaciones	Pu (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
1.4CM+.7CV	45.00	1.77	0.00	0.00	1.68
1.25(CM+CV) + Sx	60.98	5.31	0.00	0.00	8.40
1.25(CM+CV) - Sx	17.78	-2.26	0.00	0.00	-5.50
1.25(CM+CV) + Sy	43.57	0.66	0.00	0.00	-0.12
1.25(CM+CV) - Sy	35.19	2.40	0.00	0.00	3.02
0.9CM + Sx	47.25	4.69	0.00	0.00	7.84
0.9CM - Sx	4.05	-2.87	0.00	0.00	-6.06
0.9CM + Sy	29.84	0.04	0.00	0.00	-0.68
0.9CM - Sy	21.46	1.78	0.00	0.00	2.46

6.2. Diseño por flexo-compresión

El diseño por flexo-compresión contempla las acciones conjuntas que las fuerzas axiales y los momentos flectores tienen sobre un elemento de concreto armado, en este caso una columna. De la combinación de momentos y fuerzas axiales obtenidas en el análisis; la sección de la columna obtenida mediante el predimensionamiento; y un refuerzo de acero inicial, se generan diagramas de interacción para verificar si la sección resiste las fuerzas y momentos de diseño.

La columna analizada tiene una dimensión de 20 x 60 cm. Debido a que el área tributaria es pequeña, se inicia construyendo un diagrama de interacción con la cuantía mínima permitida por la norma (1%)

$$A_{s_{min}} = 0.01 * 20 * 60 = 12 \text{ cm}^2$$

Se realiza un armado con 6 varas de fierros de 5/8", lo cual da un área total de 12 cm². Estos se van a distribuir tres columnas y dos filas, como se puede observar en la siguiente imagen.

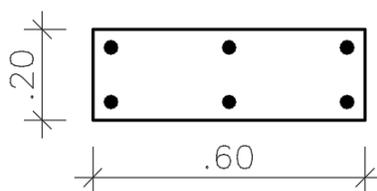


Figura 6.3 Distribución de refuerzo longitudinal en columna ejemplo

Luego se construyen los diagramas de interacción en ambas direcciones, donde los puntos representan las combinaciones de carga indicados en la norma.

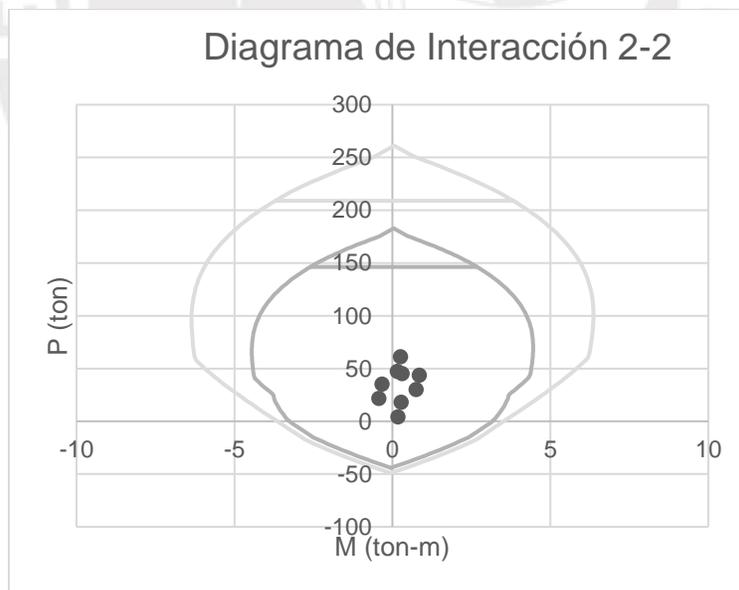


Figura 6.4 Diagrama de interacción 2-2

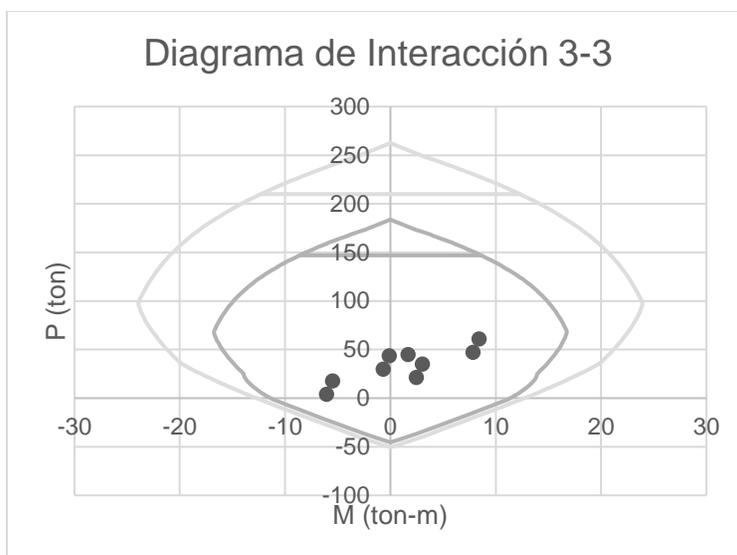


Figura 6.5 Diagrama de interacción 3-3

Como se pueden observar, los puntos de Momento último vs Fuerza axial última en ambos diagramas se encuentran dentro de los límites de la gráfica. Por lo tanto, se confirma que el armado presentado cumple con los requisitos mínimos del diseño por flexo-compresión. Se verifica además que estos diagramas resultan un poco holgados, sin embargo, esta resistencia no puede ser reducida debido a que se está trabajando con el valor mínimo de cuantía de 1% para las columnas.

6.3. Diseño por cortante

Para el diseño por cortante se utilizará una fuerza cortante de diseño por capacidad, que se obtiene según fórmulas indicadas en el capítulo 21 de la norma. Esta fuerza de diseño se obtiene sumando los momentos nominales de los nudos superior e inferior de la columna, dividiéndolos entre la altura libre. El diseño por capacidad se realiza para que, en caso de presentarse una falla, falle por flexión antes que por corte, ya que la falla por flexión es más dúctil. Se obtienen las fuerzas en ambas direcciones.

$$Vu2 = \frac{21 + 21}{2.5} = 16.8 \text{ ton}$$

$$Vu3 = \frac{5.5 + 5.5}{2.5} = 4.4 \text{ ton}$$

La norma indica también que se debe realizar un análisis amplificando 2.5 veces las fuerzas generadas por el sismo. El siguiente cuadro muestra las fuerzas cortantes con el sismo amplificado

Tabla 6.4 Fuerzas cortantes con el sismo amplificado 2.5 veces

Combinaciones	V2 (ton)	V3 (ton)
1.25(CM+CV) + Sx	13.26	0
1.25(CM+CV) - Sx	-5.64	0
1.25(CM+CV) + Sy	1.64	0
1.25(CM+CV) - Sy	5.99	0
0.9CM + Sx	11.72	0
0.9CM - Sx	-7.18	0
0.9CM + Sy	0.10	0
0.9CM - Sy	4.45	0

Para realizar el diseño, se selecciona la fuerza cortante crítica. En este caso tomará el valor de 17.6 toneladas, obtenido del diseño por capacidad de la norma. Luego se determina la resistencia al cortante proporcionada únicamente por el concreto mediante la siguiente fórmula.

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

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 60 * 14 * \left(1 + \frac{61000}{140 * 20 * 60}\right) = 7.47 \text{ ton} < Vu$$

Siendo la fuerza cortante de diseño mayor a la resistencia al cortante, serán necesarios estribos para resistir el exceso de cortante. En la dirección de análisis se colocarán dos estribos de 3/8", cuyo espaciamiento se determina mediante las siguientes fórmulas.

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - V_c = \frac{16.8}{0.85} - 8.79 = 10.97 \text{ ton}$$

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{4 * 0.71 * 4200 * 14}{10970} = 15 \text{ cm}$$

Una vez establecido el espaciamiento de estribos máximo a lo largo de toda la columna pasamos al criterio de confinamiento. La norma establece una zona de confinamiento medida desde la cara del nudo, la cual debe ser la mayor de las siguientes distancias.

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

La mayor medida es la mayor dimensión transversal del elemento, 60 centímetros. En cuanto al espaciamiento de estribos de confinamiento, este debe ser la menor de las siguientes distancias.

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

La menor medida es 10 centímetros, por lo tanto, este será el espaciamiento en la zona de confinamiento. En la zona central los estribos no deben tener un espaciamiento mayor que la requerida por la fuerza cortante, por lo tanto, el espaciamiento será de 15 centímetros. Finalmente se presenta el dibujo del corte de la columna, la cual no sufre variación en su altura debido a que el refuerzo cumple con la condición mínima de 1% de cuantía.

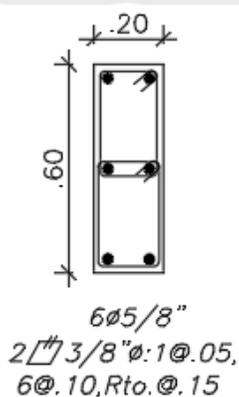


Figura 6.6 Dibujo en planta de columna ejemplo

Capítulo 7. Diseño de placas

7.1. Metrado de cargas y análisis estructural

Las placas o muros estructurales son elementos rígidos que tienen la función de resistir las fuerzas cortantes generadas principalmente en sismos. Al igual que las columnas, estos elementos verticales deben ser capaces de soportar además las fuerzas de gravedad presentes en la estructura. El análisis estructural de la placa inicia con un metrado de cargas vivas y muertas. La placa a diseñar a manera de ejemplo está ubicada en el eje H de la planta de encofrados.

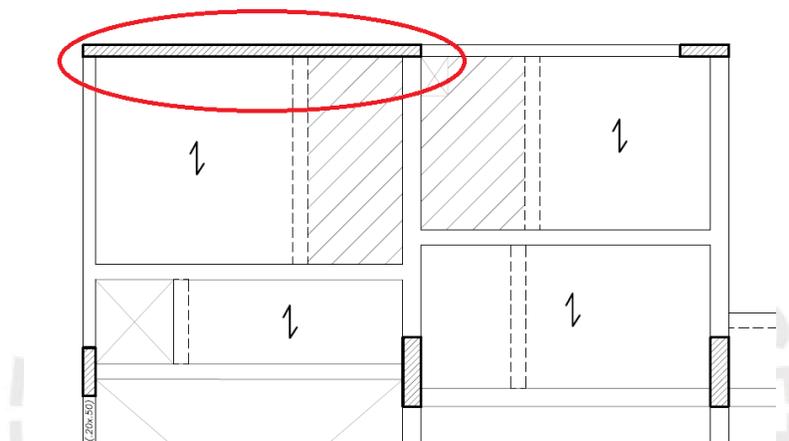


Figura 7.1 Placa seleccionada para ejemplo

La carga muerta incluye el peso propio, vigas, losa, tabiques y piso terminado presentes en el área tributaria con los valores indicados en la norma E.020. El área de influencia y reducción de carga viva se establecen con las siguientes fórmulas, teniendo en cuenta que solo es posible realizar la reducción en áreas de influencia mayores a 40m^2 y el factor de reducción no será menor a 0.5.

$$A_i = k * A_t \quad (k = 2 \text{ para columnas y muros})$$

$$f_r = 0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}}$$

Tabla 7.1 Medrado de cargas de placa ejemplo

Piso	CM (ton)	A trib (m2)	A inf (m2)	fr	CV (ton)	CV red (ton)
5	16.44	20.95	41.9	0.96	2.1	2.02
4	48.87	41.9	83.8	0.75	6.29	4.73
3	81.3	62.85	125.7	0.66	10.48	6.92
2	113.73	83.8	167.6	0.61	14.67	8.88
1	146.16	104.75	209.5	0.57	18.86	10.71
SS	178.59	125.7	251.4	0.54	23.05	12.45

Una vez realizado el metrado se hallan las fuerzas internas en la placa mediante el programa ETABS v16.2.1, las cuales se presentan en el siguiente cuadro.

Tabla 7.2 Fuerzas internas en la placa ejemplo

Piso	Carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
5	CM	16.44	-1.87	0	0	5.01
	CV	2.02	-0.30	0	0	1.01
	Sx	4.67	27.31	0	0	48.04
	Sy	0.88	-7.63	0	0	-14.26
4	CM	48.87	-1.68	0	0	26.41
	CV	4.73	-0.23	0	0	3.97
	Sx	9.83	88.64	0	0	259.36
	Sy	1.83	-19.59	0	0	-60.21
3	CM	81.30	-1.58	0	0	48.13
	CV	6.92	-0.28	0	0	6.77
	Sx	14.78	94.69	0	0	596.15
	Sy	2.75	-27.39	0	0	-127.53
2	CM	113.73	-1.09	0	0	71.63
	CV	8.88	-0.13	0	0	10.07
	Sx	19.12	175.23	0	0	1045.72
	Sy	3.55	-35.00	0	0	-216.24
1	CM	146.16	-1.17	0	0	94.93
	CV	10.71	-0.24	0	0	13.03
	Sx	22.32	175.30	0	0	1305.60
	Sy	4.17	-43.43	0	0	-329.22
SS	CM	178.59	-10.73	0	0	17.11
	CV	12.45	-1.24	0	0	2.32
	Sx	13.59	-5.92	0	0	369.94
	Sy	2.55	5.38	0	0	-79.10

Además, es importante tener en cuenta el que el sentido de las fuerzas y momentos, así como la construcción de los diagramas de interacción, se dan según los ejes indicados en la siguiente figura.

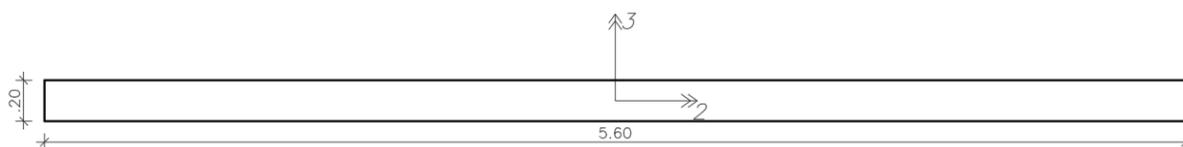


Figura 7.2 Ejes en corte de placa ejemplo

Finalmente, se muestran las combinaciones de carga en el nivel crítico y también en el tercer nivel, donde se evalúa realizar una reducción en el área de acero longitudinal. Solo se evalúan el cortante y momento en sus direcciones críticas.

Tabla 7.3 Combinaciones de carga para nivel crítico de placa ejemplo

Combinaciones	Pu (ton)	V2 (ton)	M3 (ton-m)
1.4CM+.7CV	222.8	-2.0	155.1
1.25(CM+CV) + Sx	218.4	173.5	1440.6
1.25(CM+CV) - Sx	173.8	-177.1	-1170.7
1.25(CM+CV) + Sy	200.3	-45.2	-194.3
1.25(CM+CV) - Sy	191.9	41.7	464.2
0.9CM + Sx	153.9	174.2	1391.0
0.9CM - Sx	109.2	-176.4	-1220.2
0.9CM + Sy	135.7	-44.5	-243.8
0.9CM - Sy	127.4	42.4	414.7

Tabla 7.4 Combinaciones de carga para tercer nivel de placa ejemplo

Combinaciones	Pu (ton)	V2 (ton)	M3 (ton-m)
1.4CM+.7CV	125.6	-2.7	78.9
1.25(CM+CV) + Sx	125.1	92.4	664.8
1.25(CM+CV) - Sx	95.5	-97.0	-527.5
1.25(CM+CV) + Sy	113.0	-29.7	-58.9
1.25(CM+CV) - Sy	107.5	25.1	196.2
0.9CM + Sx	88.0	93.3	639.5
0.9CM - Sx	58.4	-96.1	-552.8
0.9CM + Sy	75.9	-28.8	-84.2
0.9CM - Sy	70.4	26.0	170.8

7.2. Verificación de requerimiento de núcleos de confinamiento

El capítulo 21 de la norma E.060 indica que si la fibra extrema de la placa tiene un esfuerzo de compresión mayor a $0.2 f'c$ considerando el P_u y el M_u obtenidos en el análisis, entonces es necesario colocar dos núcleos de confinamiento en ambos extremos de la placa. Se consideran los valores más críticos, un $P_u=218.41$ ton, y un $M_u= 1440.55$ ton-m. La compresión en el extremo de la placa se determina mediante la siguiente fórmula.

$$\sigma_{max} = \frac{P_u}{A} + \frac{M_{u_{3-3}} * x_c}{I_y} = \frac{218.41 * 10^3}{11200} + \frac{1440 * 10^5 * 280}{2.927 * 10^8} = 157 \text{ kg/cm}^2$$

Se verifica que el esfuerzo de compresión supera el límite dado por la norma de $0.2 f'c$, o 42 kg/cm^2 , por lo tanto, es necesaria la colocación de núcleos de confinamiento. Se deciden colocar núcleos de 80 centímetros de largo, y de un espesor igual al de la placa, 20 centímetros.

7.3. Diseño por flexocompresión

El diseño por flexo-compresión tiene en cuenta los efectos simultáneos de la flexión y la compresión. Para verificar que la placa cumpla con este diseño se construyen, al igual que con las columnas, los diagramas de interacción. Se verifica que los puntos de fuerza axial-momento flector últimos obtenidos de las combinaciones de cargas se ubiquen dentro de la gráfica de las resistencias nominales.

Nivel semisótano - piso 2

Para los primeros tres niveles se establece el armado de fierros verticales mostrados en la siguiente Figura. Se han considerado núcleos de 80 centímetros de largo, y del mismo espesor que el resto de la placa. Dentro de los núcleos se han considerado 16 fierros de $3/4"$ en cada uno, distribuidos en 2 filas y 8 columnas. En la zona central se han considerado fierros de $1/2"$ distribuidos en 2 filas y separados cada 15 centímetros. Se muestran además los ejes a utilizar para la construcción de los diagramas de interacción en ambos sentidos de la placa.

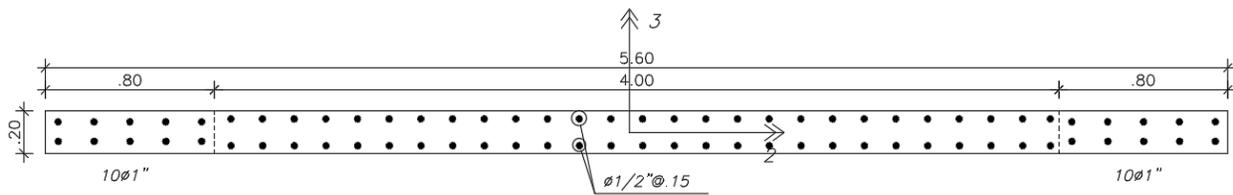


Figura 7.3 Placa ejemplo del semisótano al piso 2

Para este primer armado, se construyen el diagrama de interacción únicamente para la dirección crítica.

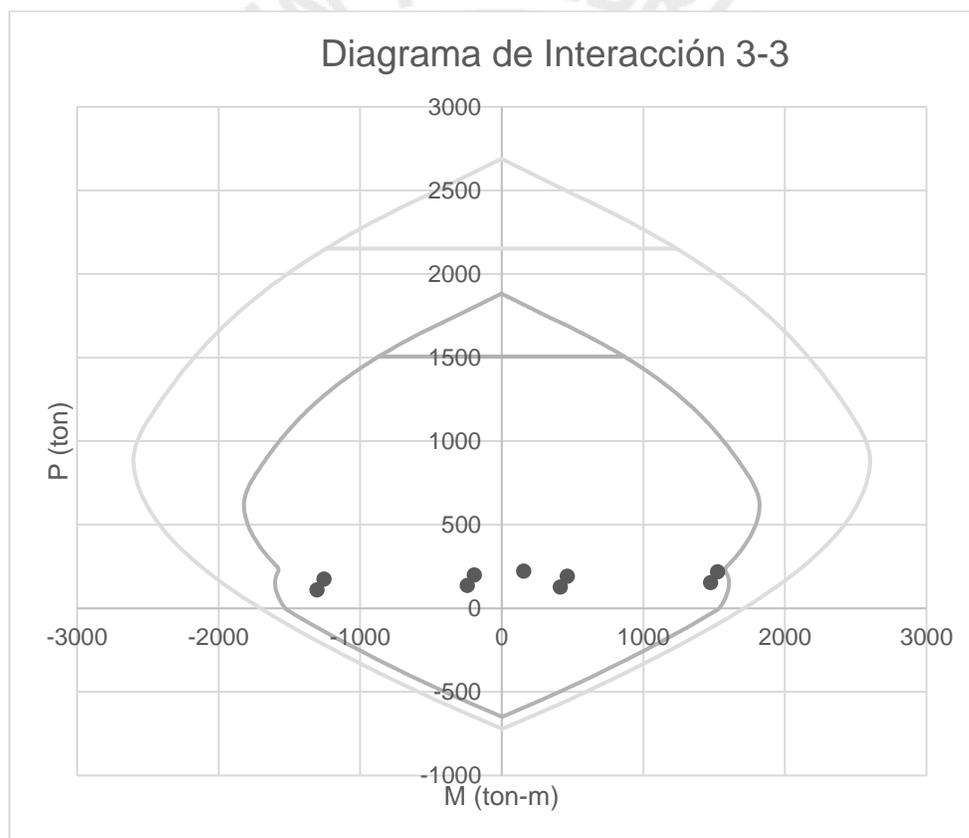


Figura 7.4 Diagrama de interacción de placa ejemplo 3-3 (semisótano – piso 2)

Piso 3 – Piso 5

Para los últimos tres niveles de la estructura se ha decidido reducir el diámetro de los fierros de los núcleos, y aumentar la separación de los fierros de la zona central de la placa. La nueva distribución de refuerzo de acero será de 16 fierros de 5/8" distribuidos en 2 filas y 8 columnas en ambos núcleos; y en la zona central fierros de 1/2" separados a 30 centímetros. A continuación, se muestra el corte de la placa y los ejes a utilizar para los diagramas.

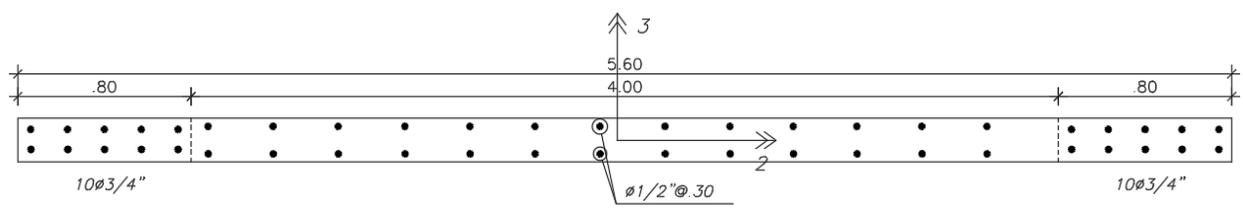


Figura 7.5 Placa ejemplo del piso 3 al piso 5

Para este nuevo armado se construyen, nuevamente, el diagrama de interacción solamente para la dirección crítica.

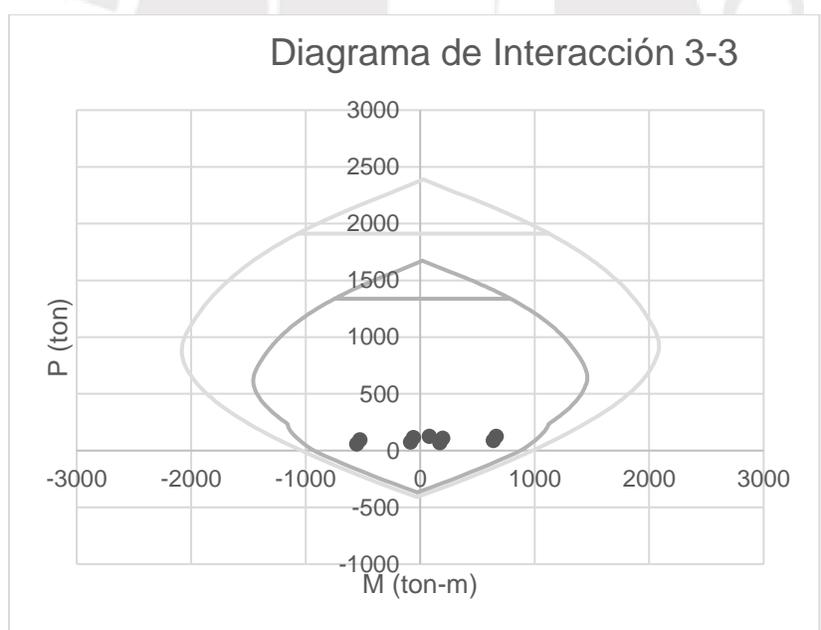


Figura 7.6 Diagrama de interacción de placa ejemplo 3-3 (piso 3 – piso 5)

Como verificación adicional, se determinan las cuantías de acero en la placa. Se toma la sección central de menor cuantía, que corresponde al armado del piso 3 al piso 5, para verificar que esta cumpla con la cuantía mínima en placas.

$$\text{Cuantía} = \frac{8.59}{20 * 100} = 0.0043 > 0.0025$$

Una vez verificados que los valores cumplen con el diseño por flexocompresión se verifican que los armados de fierros longitudinales son correctos y se procede a realizar el diseño por cortante.

7.4. Diseño por cortante

El diseño por cortante se realiza con un diseño por capacidad, cuyo propósito es que, ante una eventual falla del elemento, la falla por flexión se dé antes que la falla por cortante, la cual es menos dúctil y puede generar mayores daños en la estructura.

Nivel semisótano - piso 2

La norma indica que el cortante de diseño en un diseño por capacidad debe ser el mayor cortante hallado en el análisis, amplificado mediante la siguiente fórmula. El factor de amplificación $\frac{Mn}{Mua}$ deberá ser menor que el valor R asignado en el análisis sísmico.

$$Vu = Vua * \frac{Mn}{Mua} = 177.0 * \frac{2090}{1520} = 243.4 \text{ ton}$$

Una vez obtenido el valor del cortante de diseño a utilizar, se verifica la resistencia al cortante que aporta el concreto de la placa mediante la siguiente fórmula. En la fórmula a mostrar, A_{cw} es el área de la zona central del muro (alma), y cuando $\frac{hm}{lm}$ es mayor a 2, el coeficiente α_c debe ser igual a 0.53.

$$\phi V_c = \phi * A_{cw} * \alpha_c * \sqrt{f'_c} = 0.85 * 20 * 560 * 0.53 * \sqrt{210} = 73.1 \text{ ton}$$

Una vez obtenido el aporte del concreto, se verifica la resistencia al cortante que deberá aportar el refuerzo de acero transversal en la placa.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 200 \text{ ton}$$

Además, de la norma E.060 se obtiene la fórmula del aporte del acero transversal al cortante. Despejando la cuantía de esta fórmula, se obtiene la cuantía de acero horizontal requerido en la zona central de la placa, verificando además que esta es mayor al mínimo requerido

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

$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} * f_y} = 0.0043 > 0.0025$$

Se utilizan entonces fierros de 1/2" de diámetro separados a 25 centímetros, cuya cuantía se determina a continuación.

$$\rho_h = \frac{1.29 * 2 * 4}{20 * 100} = 0.005 \geq 0.0043$$

Piso 3 – Piso 5

De manera similar, se realiza el cálculo del cortante de diseño a partir del piso 3 del proyecto

$$V_u = V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}} = 97.02 * \frac{1260}{665} = 183.8 \text{ ton}$$

Como ya se conoce el aporte del concreto a la resistencia de la fuerza cortante, se verifica cuanto de esta fuerza deberá ser resistido por el acero de refuerzo transversal.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 130.2 \text{ ton}$$

Se halla la cuantía necesaria de refuerzo horizontal con el nuevo cortante de diseño, verificándose que cumpla con el mínimo.

$$p_h = \frac{V_s}{A_{cw} * f_y} = 0.003 > 0.0025$$

Se dispone una distribución de dos capas de fierros de 1/2" espaciados cada 30 centímetros y se verifica la cuantía.

$$p_h = \frac{1.29 * 2 * 3}{20 * 100} = 0.0042 \geq 0.003$$

Núcleos

En cuanto a ambos núcleos, la norma indica que la separación máxima de los estribos de confinamiento será el menor de los siguientes criterios

- *Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.*
- *La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde.*
- *25 cm.*

La menor distancia resulta 20 centímetros, por lo que se decide optar por un estribo de 3/8" a 5 centímetros de la cara de la losa o viga, y el resto de estribos separados cada 20 centímetros.

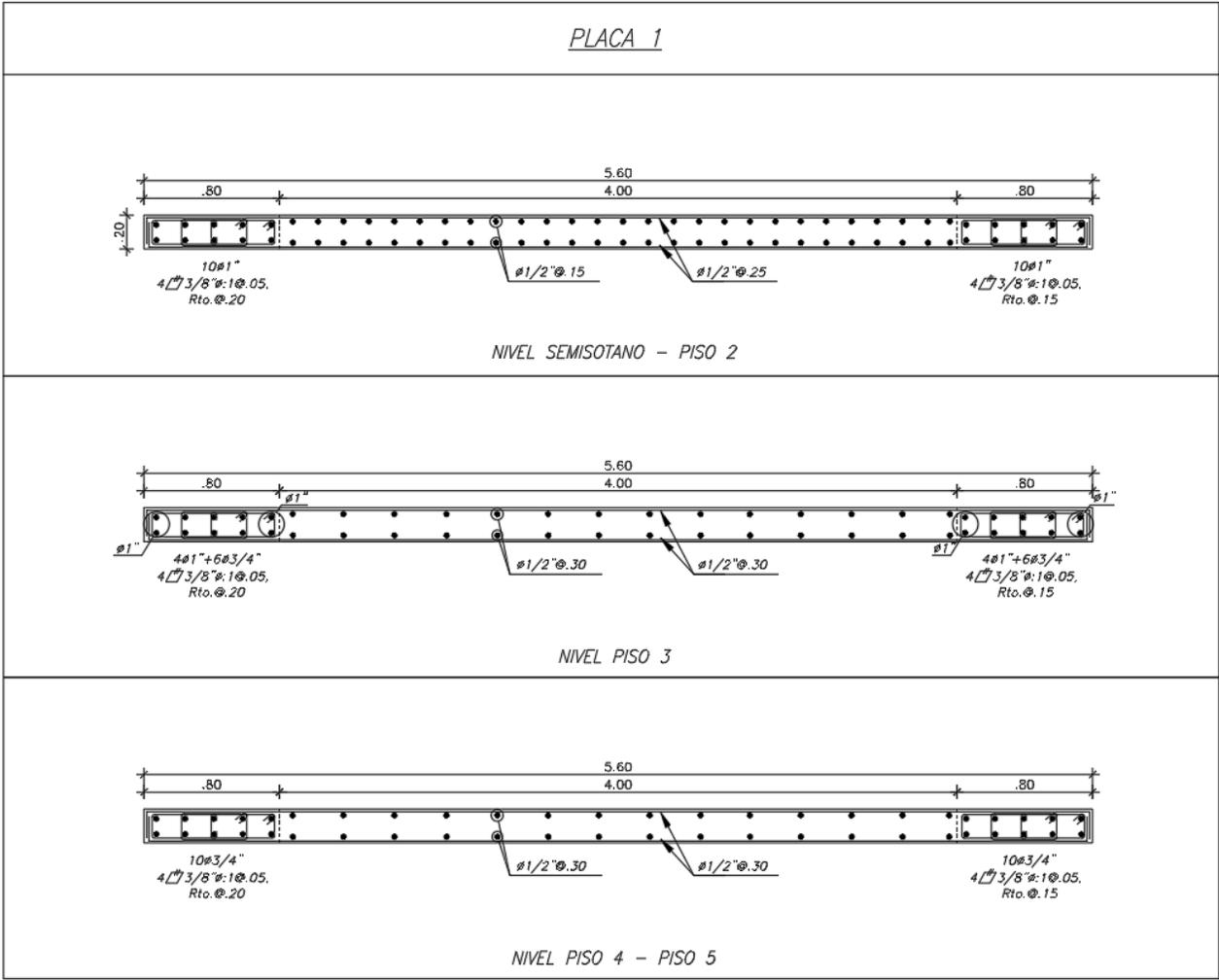


Figura 7.7 Dibujo de corte de placa ejemplo en distintos niveles



Capítulo 8. Diseño de la cimentación

8.1. Zapata aislada

El proceso de análisis de la zapata aislada inicia en el dimensionamiento de la misma. Se verifican las dimensiones predimensionadas por servicio, con y sin sismo. Una vez realizado el dimensionamiento se realizan las verificaciones del peralte tanto por cortante como por punzonamiento para finalizar con el diseño por flexión. Se considera que el suelo tiene una presión admisible de 4 ton/m² o 40 kg/cm². A manera de ejemplo, se detalla el proceso de análisis y diseño de la zapata aislada ubicada en los ejes F y 3, correspondientes a unas de las columnas C-4. Para el diseño de la cimentación se utiliza el programa SAFE 2016 versión 16.0.1, así como el programa ETABS versión 16.2.1.

8.1.1. Dimensionamiento de zapata

Se inicia con un predimensionamiento a partir de las cargas axiales en servicio que dan como resultado una zapata de 2.30 x 3.10 metros, la cual genera volados en ambas direcciones de 1 y 1.05 metros de longitud respectivamente. Con estos datos, así como las cargas recibidas por la zapata, se determinan las presiones en el suelo sin y con sismo.

Tabla 8.1 Cargas recibidas por la zapata ejemplo

Tipo de carga	P (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
Muerta	211.5	0	0
Viva	37.1	0	0
Sismo X	1.91	0	0
Sismo Y	1.73	0	0

$$\sigma_{\text{sin sismo}} = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{BL^2} = 36.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{con sismo}} = \frac{P}{A} \pm \frac{6M}{BL^2} = 36.9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se verifica que sin presencia de sismo la presión es menor a la presión admisible, y con el sismo la presión sobre el suelo es menor a la presión admisible amplificada en un 30%. Las presiones en ambos casos son similares debido a que la columna que se apoya en esta zapata recibe principalmente carga axial. Finalmente se concluye que el dimensionamiento realizado cumple con la verificación por presiones.

8.1.2. Verificación por cortante

Para la verificación por cortante se debe tener en cuenta que el concreto debe ser capaz de resistir por si solo la fuerza cortante última. Este análisis se realizará a una distancia “ d ” de la cara del elemento vertical, como se muestra en la siguiente imagen.

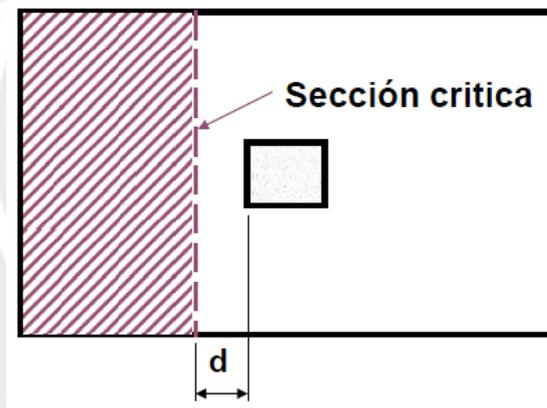


Figura 8.1 Sección de análisis de la verificación por cortante

Para determinar el cortante último V_u , se utiliza el esfuerzo último, el cual se determina a partir de los esfuerzos en servicio hallados anteriormente. En el caso sin sismo se multiplica por un factor de 1.6, valor intermedio entre 1.4 y 1.7. En el caso con sismo se multiplica por un factor de 1.25

$$\sigma_{\text{ultimo}} = \sigma_{\text{sin sismo}} * 1.6 = 58.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{ultimo} = \sigma_{consismo} * 1.25 = 46.1 \frac{ton}{m^2}$$

Se considera un esfuerzo último igual a 60 ton/m². El análisis se realiza por metro de ancho de zapata y se inician las iteraciones considerando un peralte total 50 centímetros, y un peralte efectivo de 40 centímetros. La cortante última se determina mediante la siguiente fórmula.

$$Vu = \sigma_u * b * (volado - d) = 56 * 1 * (1.05 - 0.4) = 36.4 ton$$

Se verifica también la resistencia de la zapata al cortante. Esta será la resistencia total del elemento, ya que no se colocarán refuerzos de acero para resistir el cortante.

$$\phi Vc = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 40 = 26.1 ton < Vu$$

El concreto de la zapata no puede resistir por sí mismo la fuerza cortante, así que se aumenta el peralte de la misma a 60 centímetros, aumentando también su peralte efectivo a 50 centímetros. Se halla nuevamente el Vu y el ϕVc .

$$Vu = \sigma_u * b * (volado - d) = 56 * 1 * (1.05 - 0.5) = 30.8 ton$$

$$\phi Vc = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 50 = 32.6 ton > Vu$$

Con el aumento del peralte se cumple que el concreto resiste la fuerza cortante, por lo tanto, se establece un peralte $h=0.60$ m.

8.1.3. Verificación por punzonamiento

De manera similar a la verificación por cortante, para la verificación por punzonamiento se utiliza únicamente la resistencia del concreto, y el análisis se realiza a una distancia “ $d/2$ ” de las caras del elemento vertical, como se muestra en la siguiente figura.

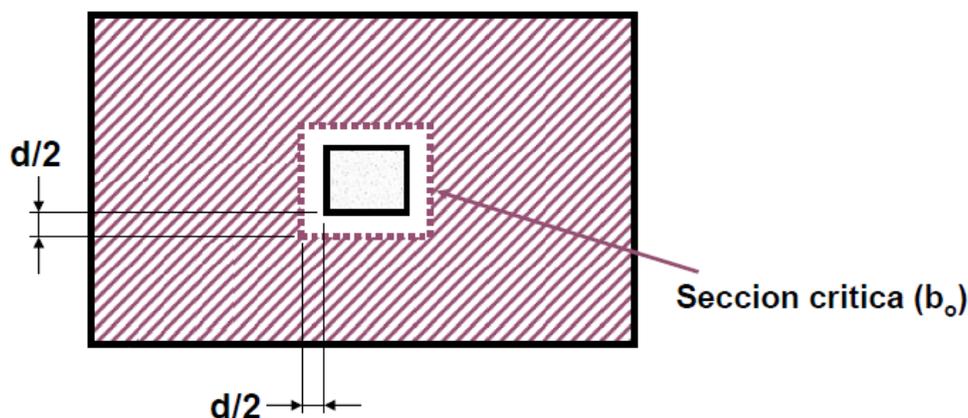


Figura 8.2 Sección de análisis para la verificación por punzonamiento

La fuerza cortante última para realizar esta verificación se halla utilizando el mismo esfuerzo último utilizado en la verificación por cortante. Las iteraciones se inician con un peralte de 60 centímetros, y tanto la cortante última como la resistencia del concreto se halla mediante las siguientes fórmulas.

$$b_o = (\text{Lado 1 de col.} + d) * 2 + (\text{Lado 2 de col.}) * 2 = (0.3 + 0.5) * 2 + (1 + 0.5) * 2 = 4.6 \text{ m}$$

$$A_o = (\text{Lado 1 de col.} + d) * (\text{Lado 2 de col.} + d) = (0.3 + 0.5) * (1 + 0.5) = 1.2 \text{ m}^2$$

$$A_{total} = (\text{Lado menor de zapata}) * (\text{Lado mayor de zapata}) = 7.13 \text{ m}^2$$

$$Vu = \sigma_u * (A_{total} - A_o) = 60 * (6.9 - 1.2) = 355.8 \text{ ton}$$

La resistencia de la zapata a la fuerza cortante de punzonamiento se determina de la siguiente manera.

$$\phi V_c = \phi * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 460 * 50 = 300.3 \text{ ton} < V_u$$

El peralte de $h=0.6$ m no pasa la verificación por punzonamiento, por lo que se aumenta 10 centímetros el peralte.

$$V_u = \sigma_u * (A_{total} - A_o) = 56 * (6.9 - 1.44) = 341.4 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 460 * 50 = 391.7 \text{ ton} < V_u$$

Se verifica entonces que el peralte $h=0.70$ m. cumple con resistir la fuerza cortante de punzonamiento.

8.1.4. Diseño por flexión

Para realizar el diseño por flexión se determinan, en primer lugar, el momento flector a partir del esfuerzo último. Debido a que es una zapata aislada con las fuerzas y momentos ubicadas en el centro, los momentos son positivos.

$$M_u = \frac{\sigma_{ultimo} * (volado)^2 * b}{2} = \frac{60 * 1.05^2 * 1}{2} = 33.1 \text{ ton} - m$$

En primer lugar, se establece el área de acero mínimo positivo en la zapata. Este se determina, al igual en el análisis, para un metro de ancho de zapata. El área se determina mediante la siguiente fórmula.

$$A_{s_{min}}^+ = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 70 = 12.6 \text{ cm}^2$$

Una vez establecida el área mínima, se hallan las áreas de acero necesarias. Estas son determinadas utilizando el modelo de bloque de compresiones indicado en la norma. En el siguiente cuadro se muestran las áreas determinadas, así como las distribuciones del acero de refuerzo elegidas para la zapata.

Tabla 8.2 Distribución de acero en zapata

Dirección	Mu (ton-m)	As (cm ²)	As instalado (cm ²)	Fierro
Crítica	33.1	15.3	18.7	ø3/4@.15

Finalmente se muestra el dibujo de la zapata en planta.

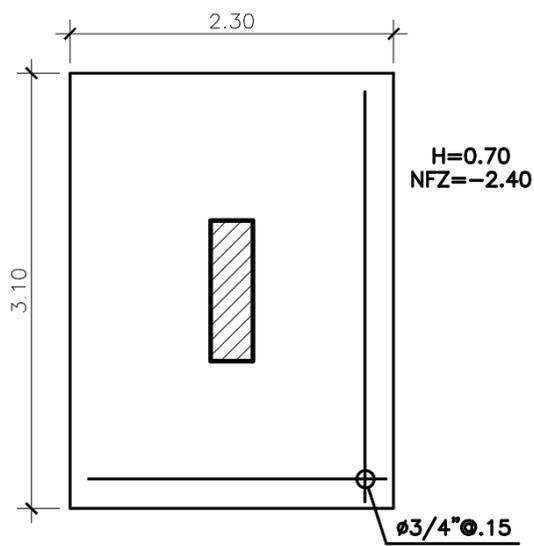
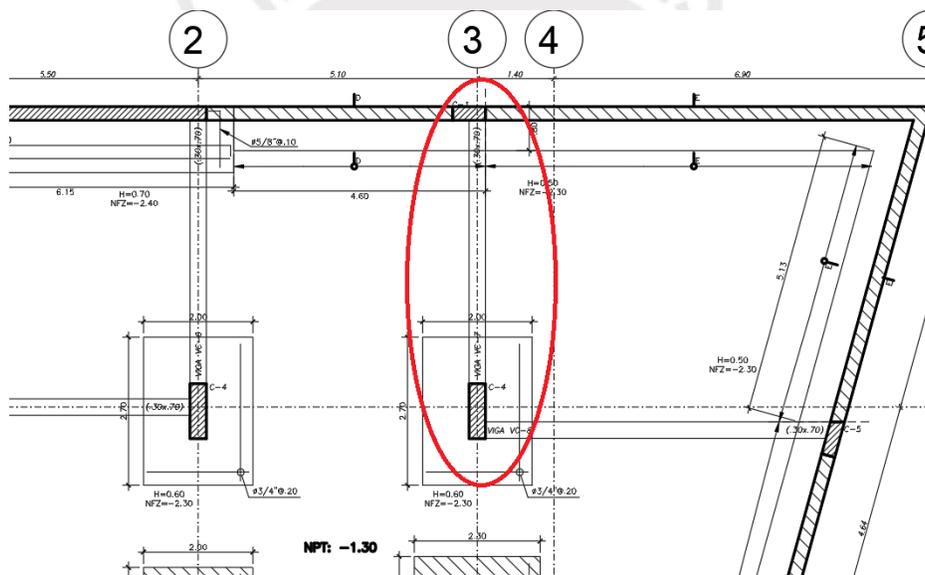


Ilustración 8.1 Dibujo de la zapata en planta

8.2. Zapatas conectadas mediante viga de cimentación

Para las cimentaciones de los elementos que se encuentran ubicados en los extremos del lote se utilizan zapatas excéntricas, debido a que no es posible ubicar los elementos verticales al centro de la zapata. Estas se conectan a una zapata interior mediante una viga de cimentación. En primer lugar, se verifica el dimensionamiento mediante las presiones en servicio, con y sin sismo. Una vez verificado, se realiza la verificación por cortante, punzonamiento y finalmente el diseño por flexión de ambas zapatas. Del mismo modo, mediante las reacciones halladas, se determinan las fuerzas cortantes y momentos flectores de la viga de cimentación, y se procede a realizar el diseño por cortante y el diseño por flexión de la misma. A manera de ejemplo se utilizará la zapata ubicada en el encuentro de los ejes H y 3, y se conectará con la zapata ubicada en el encuentro de los ejes G y 3.



8.2.1. Dimensionamiento de zapatas

Del metrado de cargas de los elementos que soportan las zapatas se obtienen las cargas que caen sobre ellas. Se realiza un predimensionamiento inicial, y se realiza la primera verificación.

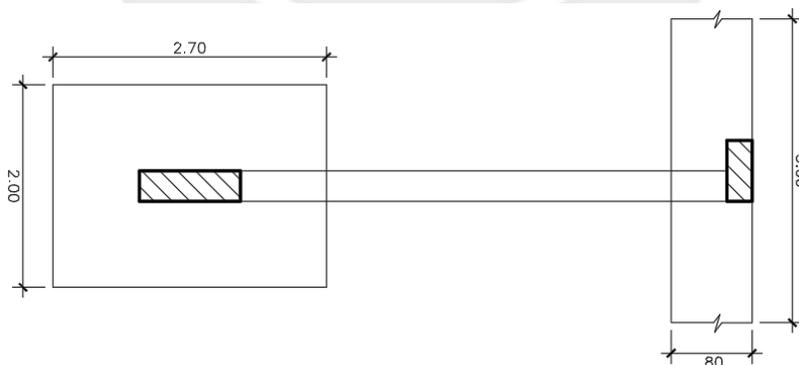
Tabla 8.3 Cargas que recibe la zapata interna

Pm (ton)	156	Pv (ton)	26.1
Longitudinal		Transversal	
Ps (ton)	1	Ps (ton)	1
Mm (ton-m)	0	Mm (ton-m)	0
Mv (ton-m)	0	Mv (ton-m)	0
Ms (ton-m)	0	Ms (ton-m)	0

Tabla 8.4 Cargas que recibe la zapata excéntrica

Pm (ton)	38.9	Pv (ton)	6
Longitudinal		Transversal	
Ps (ton)	4.2	Ps (ton)	21.6
Mm (ton-m)	0	Mm (ton-m)	0
Mv (ton-m)	0	Mv (ton-m)	0
Ms (ton-m)	1	Ms (ton-m)	6

Mediante el uso de las cargas axiales en servicio se decido utilizar el siguiente predimensionamiento de zapatas. Este se hizo añadiendo un 5% para considerar el peso propio de la zapata. La zapata excéntrica tiene un cimiento corrido debido a la cimentación de los muros de contención, por lo que se considera un ancho de 3 metros para los cálculos de presiones. A continuación, se muestra el dibujo en planta de las zapatas y el cálculo de presiones para la primera verificación.



Primera verificación

La primera verificación se realiza sin tomar en cuenta las fuerzas y momentos generados por el sismo. Con las fuerzas que recibe la zapata y las dimensiones elegidas, se realiza la verificación de presiones para cada zapata determinando las reacciones R1 y R2 del sistema de zapatas conectadas. A continuación, se presenta el modelo utilizado para determinar las reacciones.

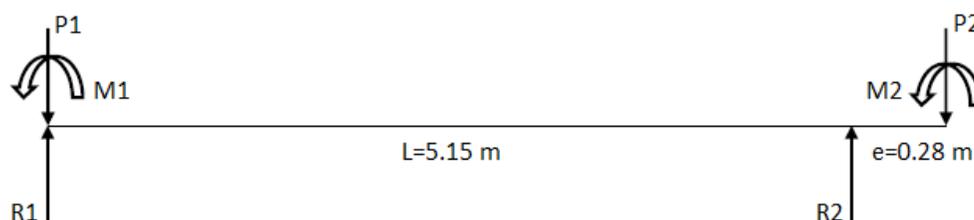


Figura 8.3 Modelo de análisis estructural de la viga de cimentación

$$R1 = P1 - \frac{P2 * e}{L} + \frac{M1 + M2}{L} = 179.7 \text{ ton}$$

$$R2 = P2 + \frac{P2 * e}{L} - \frac{M1 + M2}{L} = 47.3 \text{ ton}$$

Con la reacción R1 se tienen los siguientes esfuerzos en la zapata interna y se verifica que cumple con la presión admisible de 40 ton/m².

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} + \frac{M * v}{I} = 34.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A} - \frac{M * v}{I} = 34.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Con la reacción R2 se tienen los siguientes esfuerzos en la zapata excéntrica y se verifica que cumple con la presión admisible de 40 ton/m².

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} + \frac{M * v}{I} = 20.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A} - \frac{M * v}{I} = 20.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Segunda verificación

La segunda verificación se realiza con los momentos de sismo en dirección longitudinal y en sentido anti horario. Se hallan primero las reacciones y con estas se determinan las presiones en cada zapata.

$$R1 = P1 - \frac{P2 * e}{L} + \frac{M1 + M2}{L} = 180.9 \text{ ton}$$

$$R2 = P2 + \frac{P2 * e}{L} - \frac{M1 + M2}{L} = 52.1 \text{ ton}$$

Con la reacción R1 se tienen los siguientes esfuerzos en la zapata interna y se verifica que cumple con la presión admisible de 40 ton/m².

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} + \frac{M * v}{I} = 35.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A} - \frac{M * v}{I} = 35.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Con la reacción R2 se tienen los siguientes esfuerzos en la zapata excéntrica y se verifica que cumple con la presión admisible de 40 ton/m².

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} + \frac{M * v}{I} = 22.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A} - \frac{M * v}{I} = 22.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Tercera verificación

La tercera verificación se realiza con los momentos en la dirección longitudinal y en sentido horario. Se hallan primero las reacciones y con estas se determinan las presiones en cada zapata.

$$R1 = P1 - \frac{P2 * e}{L} + \frac{M1 + M2}{L} = 179.3 \text{ ton}$$

$$R2 = P2 + \frac{P2 * e}{L} - \frac{M1 + M2}{L} = 42.5 \text{ ton}$$

Con la reacción R1 se tienen los siguientes esfuerzos en la zapata interna y se verifica que cumple con la presión admisible de 40 ton/m².

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} + \frac{M * v}{I} = 34.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A} - \frac{M * v}{I} = 34.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Con la reacción R2 se tienen los siguientes esfuerzos en la zapata excéntrica y se verifica que cumple con la presión admisible de 40 ton/m².

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} + \frac{M * v}{I} = 18.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A} - \frac{M * v}{I} = 18.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Cuarta verificación

La cuarta verificación se realiza con los momentos de sismo en dirección transversal. Se hallan primero las reacciones y con estas se determinan las presiones en cada zapata.

$$R1 = P1 - \frac{P2 * e}{L} + \frac{M1 + M2}{L} = 179.7 \text{ ton}$$

$$R2 = P2 + \frac{P2 * e}{L} - \frac{M1 + M2}{L} = 47.3 \text{ ton}$$

Con la reacción R1 se tienen los siguientes esfuerzos en la zapata interna y se verifica que cumple con la presión admisible de 40 ton/m².

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} + \frac{M * v}{I} = 35.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A} - \frac{M * v}{I} = 35.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Con la reacción R2 se tienen los siguientes esfuerzos en la zapata excéntrica y se verifica que cumple con la presión admisible de 40 ton/m². Se asume que no existen tracciones entre la zapata y el suelo, por lo tanto, se verifica solo el valor de compresión en el suelo.

$$\sigma_1 = \frac{P}{A} + \frac{M * v}{I} = 35.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{A} - \frac{M * v}{I} = 25.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Se verifica entonces que el dimensionamiento de las zapatas cumple con que las presiones entre el suelo y las zapatas no exceda la presión admisible.

8.2.2. Verificación por cortante

En la verificación por cortante se debe corroborar que la fuerza cortante sea resistida únicamente por el concreto, sin necesidad de refuerzo de acero. El análisis se realiza a una distancia “d” de la cara del elemento vertical. Para determinar el cortante V_u se utiliza el esfuerzo último, el cual se determina eligiendo el mayor de los esfuerzos amplificados hallados en la verificación de presiones. Como factor de amplificación para presión en servicio se utiliza el 1.6, valor intermedio entre 1.4 y 1.7. Para casos de sismo, se utiliza un factor de 1.25. Se realiza la verificación por cada zapata

Zapata interna

$$\sigma_{ultimo} = \sigma_{sin\ sismo} * 1.6 = 57.4 \frac{ton}{m^2}$$

$$\sigma_{ultimo} = \sigma_{con\ sismo} * 1.25 = 44 \frac{ton}{m^2}$$

Se asume entonces un esfuerzo último igual 58 ton/m². El análisis se realiza por metro de ancho de zapata y se inicia considerando un peralte total 60 centímetros, y un peralte efectivo de 50 centímetros. La cortante última se determina mediante la siguiente fórmula.

$$V_u = \sigma_u * b * (volado - d) = 58 * 1 * (.85 - 0.4) = 20.3 ton$$

Se verifica también la resistencia de la zapata al cortante.

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 45 = 32.6 ton < V_u$$

Se verifica entonces que la zapata excéntrica resiste la fuerza cortante con un peralte de h=0.60 m.

Zapata excéntrica

$$\sigma_{ultimo} = \sigma_{sin\ sismo} * 1.6 = 33.1 \frac{ton}{m^2}$$

$$\sigma_{ultimo} = \sigma_{con\ sismo} * 1.25 = 43.9 \frac{ton}{m^2}$$

Se asume entonces un esfuerzo último igual 45 ton/m². El análisis se realiza por metro de ancho de zapata y se inicia considerando un peralte total 50 centímetros, y un peralte efectivo de 40 centímetros. La cortante última se determina mediante la siguiente fórmula.

$$Vu = \sigma_u * b * (volado - d) = 45 * 1 * (.55 - 0.4) = 6.8 ton$$

Se verifica también la resistencia de la zapata al cortante.

$$\phi Vc = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 40 = 26.1 ton < Vu$$

Se verifica entonces que la zapata excéntrica resiste la fuerza cortante con un peralte de h=0.50 m.

8.2.3. Verificación por punzonamiento

Al igual que en la verificación por cortante, la fuerza cortante por punzonamiento debe ser resistida únicamente por el concreto, sin ningún refuerzo adicional de acero. Este análisis se realiza a una distancia “d/2” de las caras del elemento vertical y únicamente en la zapata interna, ya que la zapata excéntrica no sufrirá de punzonamiento al encontrarse el elemento vertical a un extremo de la misma y ser un elemento vertical corrido.

La fuerza cortante última a verificar por punzonamiento se determina utilizando el esfuerzo último hallado anteriormente y las siguientes fórmulas. Se asume el peralte total previamente utilizado de 60 centímetros, y un peralte efectivo de 50 centímetros.

$$b_o = (\text{Lado 1 de col.} + d) * 2 + (\text{Lado 2 de col.}) * 2 = (0.3 + 0.5) * 2 + (1 + 0.5) * 2 \\ = 4.6 \text{ m}$$

$$A_o = (\text{Lado 1 de col.} + d) * (\text{Lado 2 de col.} + d) = (0.3 + 0.5) * (1 + 0.5) = 1.2 \text{ m}^2$$

$$A_{total} = (\text{Lado menor de zapata}) * (\text{Lado mayor de zapata}) = 5.4 \text{ m}^2$$

$$Vu = \sigma_u * (A_{total} - A_o) = 58 * (5.4 - 1.2) = 243 \text{ ton}$$

La resistencia de la zapata a la fuerza cortante de punzonamiento se determina de la siguiente manera.

$$\phi V_c = \phi * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 460 * 50 = 300 \text{ ton} > Vu$$

Se verifica entonces que el peralte $h=0.60$ m cumple con resistir la fuerza cortante por punzonamiento en la zapata interna.

8.2.4. Diseño por flexión

Para realizar el diseño por flexión en primer lugar se determinan los aceros mínimos positivos requeridos. Luego se calculan los momentos flectores a partir de los esfuerzos últimos hallados anteriormente. Finalmente se calcula el área de acero, y se decide el armado a utilizar.

Zapata interna

El área de hacer mínimo positivo de la zapata se halla mediante la siguiente fórmula. Este cálculo, al igual que el análisis, se realiza para un metro de ancho de zapata.

$$A_{s_{min}}^+ = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 60 = 10.8 \text{ cm}^2$$

Una vez establecida el área de acero mínima, se determina el momento flector último.

$$Mu = \frac{\sigma_{ultimo} * (volado)^2 * b}{2} = \frac{58 * 0.85^2 * 1}{2} = 23.5 \text{ ton} - m$$

Finalmente se establece el área de acero necesaria según el momento flector de diseño, y se determina el armado a utilizar. Para este cálculo se utiliza el bloque de compresiones indicado en la norma y el resultado se detalla en la siguiente Tabla.

Tabla 8.5 Distribución de aceros en zapata interna

Direccion	Mu (ton-m)	As (cm2)	As instalado (cm2)	Fierro
Longitudinal	23.5	12.8	14.2	ø3/4@.20
Transversal	23.5	12.8	14.2	ø3/4@.20

Zapata excéntrica

El área de hacer mínimo positivo de la zapata se halla mediante la siguiente fórmula. Este cálculo, al igual que el análisis, se realiza para un metro de ancho de zapata.

$$A_{s_{min}}^+ = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 50 = 9 \text{ cm}^2$$

Una vez establecida el área de acero mínima, se determina el momento flector último.

$$Mu = \frac{\sigma_{ultimo} * (volado)^2 * b}{2} = \frac{47 * 0.55^2 * 1}{2} = 6.8 \text{ ton} - m$$

Finalmente se establece el área de acero necesaria según el momento flector de diseño, y se determina el armado a utilizar. Para este cálculo se utiliza el bloque de compresiones indicado en la norma y el resultado se detalla en la siguiente Tabla.

Tabla 8.6 Distribución de aceros en zapata excéntrica

Dirección	Mu (ton-m)	As (cm ²)	As instalado (cm ²)	Fierro
Longitudinal	6.8	4.6	10	∅5/8" @.20

En la dirección transversal al sistema se colocó también un armado de fierro de 5/8" cada 20 centímetros, cumpliéndose así el fierro mínimo.

Finalmente se presenta el dibujo en planta de ambas zapatas conectadas.

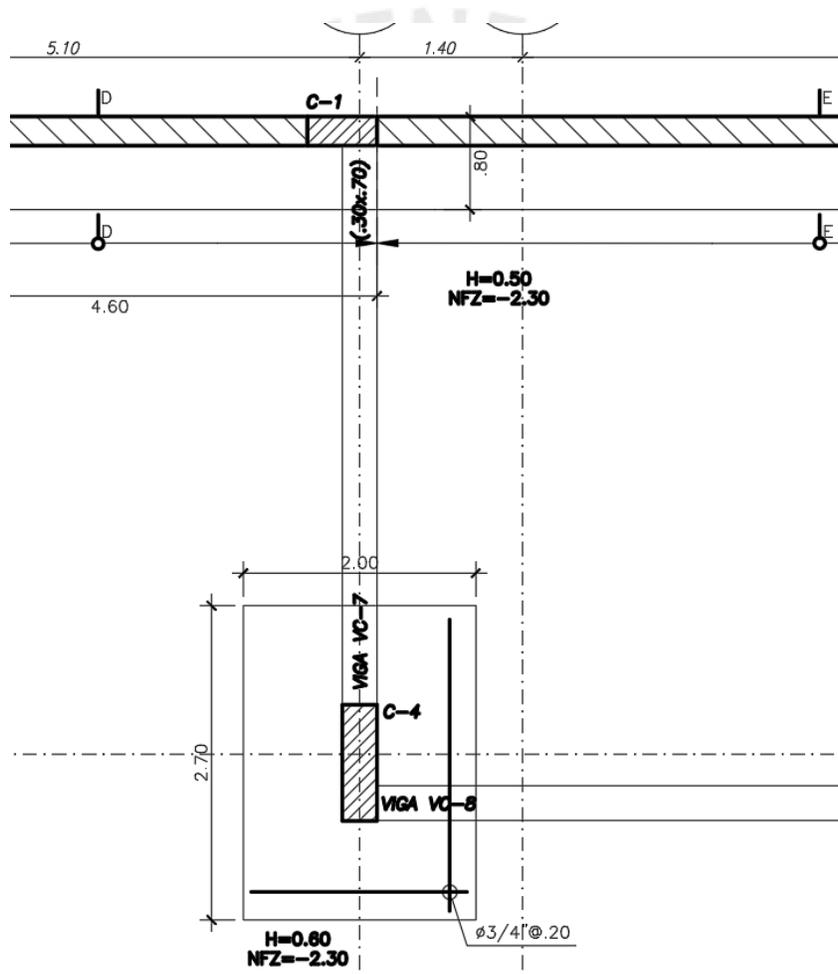
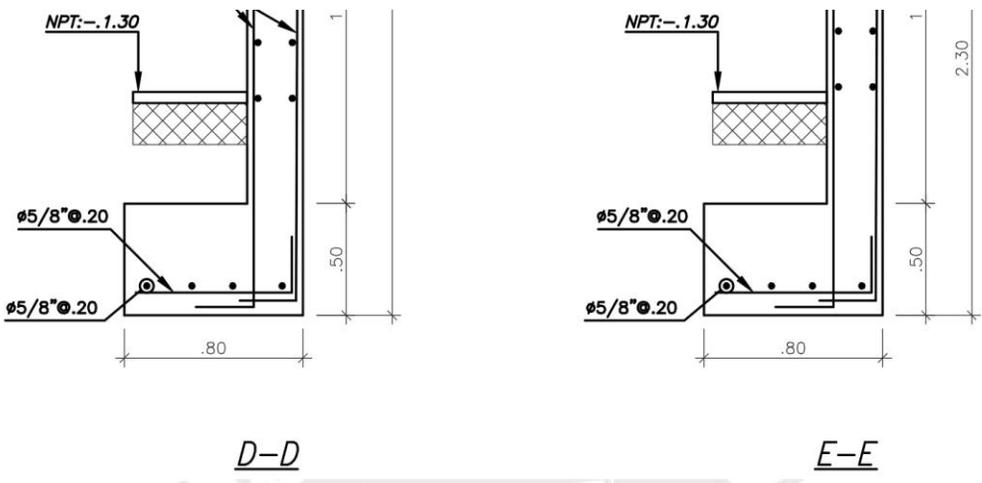


Figura 8.4 Dibujo en planta de zapatas conectadas

Del mismo modo se presenta el dibujo de las cimentaciones de los cortes E y D que corresponden a la zapata excéntrica del sistema de zapatas conectadas.



8.2.5. Viga de cimentación

Para el diseño de la viga de cimentación primero se determinan las envolventes de los diagramas de fuerzas cortantes y momentos flectores. Estas se obtienen mediante los casos de fuerzas de las tres primeras verificaciones con momentos en sentido longitudinal. A continuación, se presentan ambos diagramas.

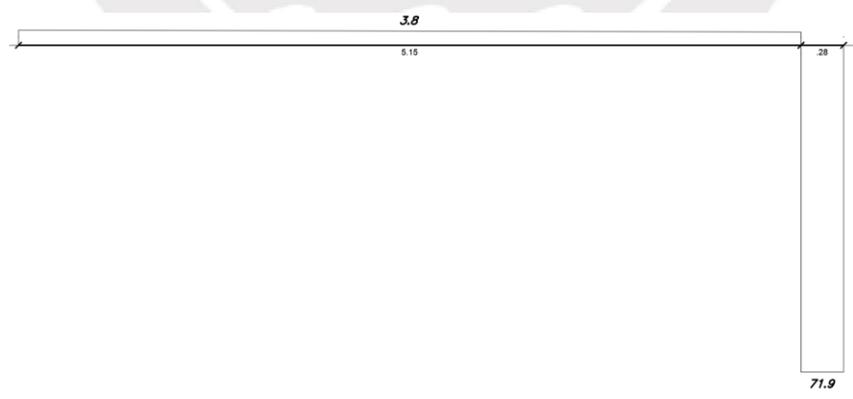


Figura 8.5 Diagrama de fuerza cortante en toneladas

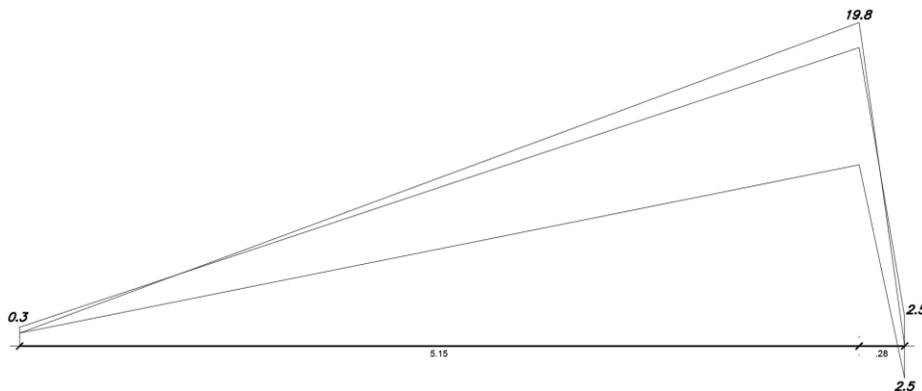


Figura 8.6 Diagrama de momento flector en toneladas-metro

8.2.5.1. Diseño por cortante

El diseño por cortante de la viga de cimentación se realiza utilizando como cortante último el mayor obtenido a lo largo de la viga. En este caso la fuerza cortante de diseño es 3.8 toneladas, por lo que se asumirá 4 toneladas. En primer lugar, se determina la resistencia al cortante que tiene aporta únicamente el concreto de la viga.

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 60 = 11.8 \text{ ton} > V_u$$

Se verifica así que no es necesario un refuerzo de estribos para resistir la fuerza cortante. Sin embargo, se decide colocar un estribo a 5 centímetros de la cara del elemento vertical, 8 estribos a 15 centímetros, y el resto de estribos a 25 centímetros. En la zona de la viga que empotra dentro de la columna se colocarán estribos a 30 centímetros de distancia para facilidad del ensamblaje.

8.2.5.2. Diseño por flexión

El diseño por flexión se realizará toman los mayores momentos flectores de la envolvente previamente hallada. En primer lugar, se determinan las áreas mínimas y máximas de aceros positivos y negativos.

$$As_{max}^+ = As_{max}^- = 0.75 * Asb = 0.75 * 38.2 = 28.7 \text{ cm}^2$$

$$As_{min}^+ = As_{min}^- = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * b * d}{fy} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 30 * 60}{4200} = 4.4 \text{ cm}^2$$

Luego se determina el área de acero necesaria, así como el armado de fierro. Este cálculo se hace utilizando el bloque de compresiones de la norma.

Mu (ton-m)	As (cm2)	As instalado (cm2)	Fierro
+19.8	9.3	10	5 ϕ 5/8"
-	-	4	2 ϕ 5/8"

Finalmente, se decide colocar 5 fierros de 5/8" de diámetro. Además, se colocan 4 fierros longitudinales de 3/8" de diámetro debido al gran peralte de la viga. A continuación, se presenta la elevación de la viga de cimentación.

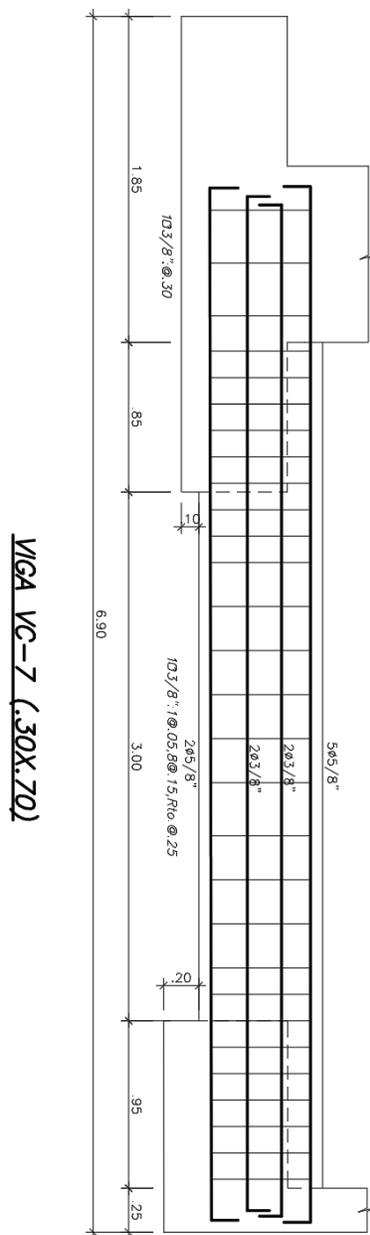


Figura 8.7 Dibujo de elevación de viga de cimentación

Capítulo 9. Diseño de elementos secundarios

9.1. Diseño de escaleras

La escalera son elementos que trabajan como losas macizas inclinadas que se apoyan en vigas, o muros y trabajan en una dirección. El diseño tiene dos pasos principales, primero es el análisis estructural del elemento y finalmente el diseño en concreto armado. El predimensionamiento de las gargantas se detalla en el capítulo 2. A manera de ejemplo se explica el proceso de diseño de la escalera principal, la cual va desde el primer hasta el quinto y último nivel del edificio.

9.1.1. Análisis estructural

La escalera principal cuenta con dos tramos típicos. Estos tramos cuentan a su vez con una zona recta (descanso) de 20cm de peralte, y dos zonas inclinados con gargantas de 15 y 18cm. En primer lugar, se realiza el metrado de cargas, las cuales se detallan en la norma E.020, y para el peso propio se utiliza la siguiente fórmula. El análisis y diseño se realizan para un metro de ancho de escalera.

$$w_{pp} = \gamma * \left(\frac{cp}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right)$$

Donde:

γ = Peso propio del concreto

cp = Medida del contrapaso

p = Medida del paso

t = Medida de la garganta

Los metrados de cargas de los dos tramos inclinados y el tramo recto se resumen en las siguientes tablas.

Tabla 9.1 Metrado de cargas en zona inclinado con garganta de 18 cm

Zona inclinada con t=18cm		
Carga muerta (ton/m)		Carga viva (ton/m)
Peso propio	Piso terminado	Sobrecarga
0.75	0.1	0.2
0.85		
Carga última ω_{u1} (ton/m)	1.51	

Tabla 9.2 Metrado de cargas en zona inclinado con garganta de 15 cm

Zona inclinada con t=15cm		
Carga muerta (ton/m)		Carga viva (ton/m)
Peso propio	Piso terminado	Sobrecarga
0.66	0.1	0.2
0.76		
Carga última ω_{u2} (ton/m)	1.38	

Tabla 9.3 Metrado de cargas en zona recto

Zona recta		
Carga muerta (ton/m)		Carga viva (ton/m)
Peso propio	Piso terminado	Sobrecarga
0.48	0.1	0.2
0.58		
Carga última ω_{u3} (ton/m)	1.13	

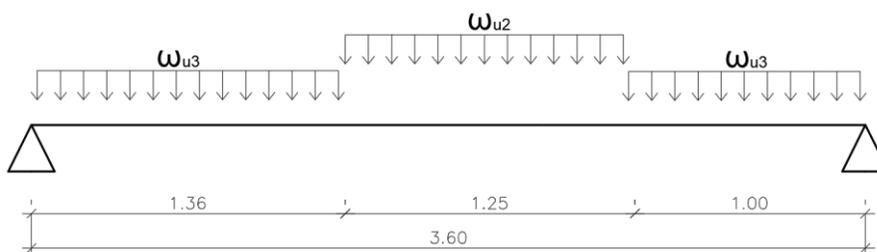
Tramo 1

Figura 9.1 Modelo de tramo 1

DFC (ton)



Figura 9.2 DFC de tramo 1

DMF (ton-m)

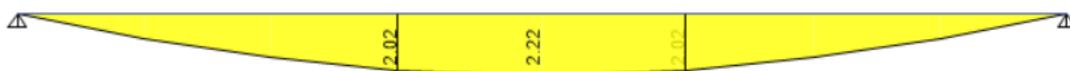


Figura 9.3 DMF de tramo 1

Tramo 2

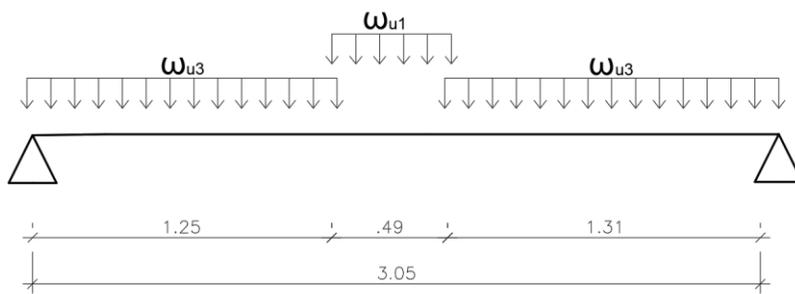


Figura 9.4 Modelo de tramo 2

DFC (ton)



Figura 9.5 DFC de tramo 2

DMF (ton-m)



Figura 9.6 DMF de tramo 2

9.1.2. Verificación por cortante

Obtenidos los momentos flectores y fuerzas cortantes del análisis estructural, el diseño en concreto armado se realiza siguiendo los lineamientos del diseño por resistencia. Como se explicó en el análisis, el diseño se realizará considerando un metro de ancho de escalera. De manera similar al diseño de losas, la fuerza cortante en las escaleras debe ser resistida únicamente el concreto. Se determina la resistencia al cortante establecida por el concreto y se compara con la máxima fuerza cortante presente, la cual se da en el primer tramo.

$$\phi V_c = \phi * \sqrt{f'c} * bw * d = 0.85 * \sqrt{210} * 100 * 15 = 18.5 \text{ ton} > Vu$$

9.1.3. Diseño por flexión

Una vez realizada la verificación por cortante, se realiza el diseño por flexión. Lo primero que se establece son las áreas de aceros mínimas y máximas para las secciones de la escalera. El acero máximo se establece como el 75% del área de acero balanceado de la sección, mientras que el mínimo obedece a distintas fórmulas.

Acero máximo

$$As_{max} = 0.75 Asb = 0.75 * 31.86 = 23.9 \text{ cm}^2 \quad \text{para Tramo 1}$$

$$As_{max} = 0.75 Asb = 0.75 * 25.5 = 19.13 \text{ cm}^2 \quad \text{para Tramo 2}$$

Acero mínimo positivo

$$As_{min}^+ = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 18 = 3.24 \text{ cm}^2 \quad \text{para Tramo 1}$$

$$As_{min}^+ = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7 \text{ cm}^2 \quad \text{para Tramo 2}$$

Acero mínimo negativo

$$As_{min}^- = 1.33 * As \text{ calculado}$$

Para determinar el área de acero por flexión se utiliza el modelo del bloque de compresiones determinado por la norma, y se siguen los lineamientos del diseño por resistencia

Los momentos hallados en el análisis, así como las áreas de acero determinadas y la distribución de acero seleccionado se resume en la siguiente tabla.

Tabla 9.4 Distribución de acero en escalera principal

Tramo	Mu (ton-m)	As (cm ²)	As instalado (cm ²)	Fierro
1	+2.22	4.04	4.7	ø3/8"@.15
	Negativo	0	4.7	ø3/8"@.15
2	+1.48	3.37	3.6	ø3/8"@.20
	Negativo	0	4.7	ø3/8"@.20

Además, se coloca una malla de acero transversal al sentido de análisis tanto positiva como negativa. Esta doble malla obedece al acero mínimo y funciona como fierro de temperatura.

Finalmente se realiza el dibujo del corte de la escalera, la cual cuenta con 2 tramos típicos, los cuales varían según el elemento sobre el cual están apoyados. Los tramos 1 y 3 son iguales, al igual que los tramos 2 y 4.

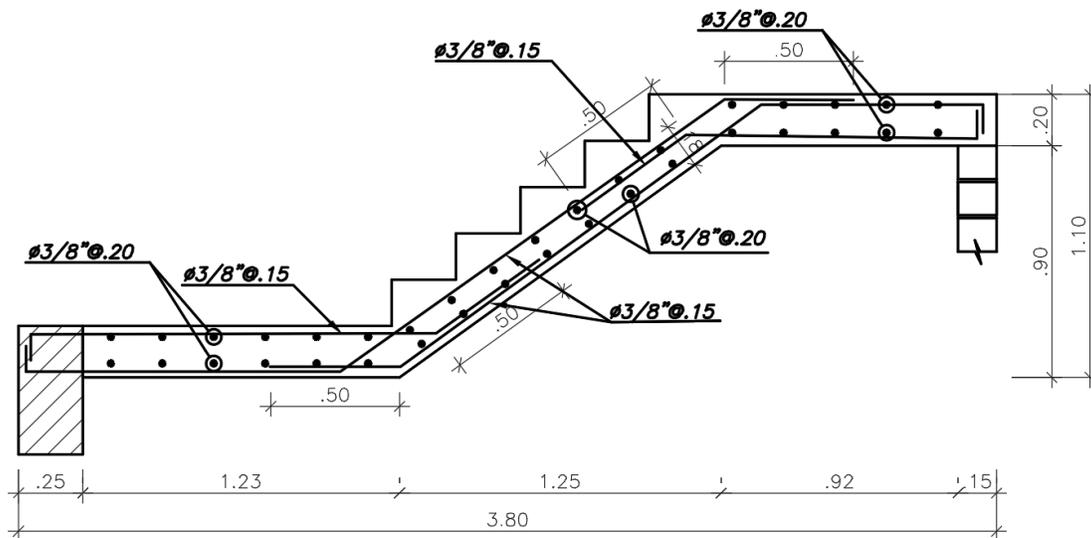


Figura 9.7 Tramos 1 y 2 de la escalera principal

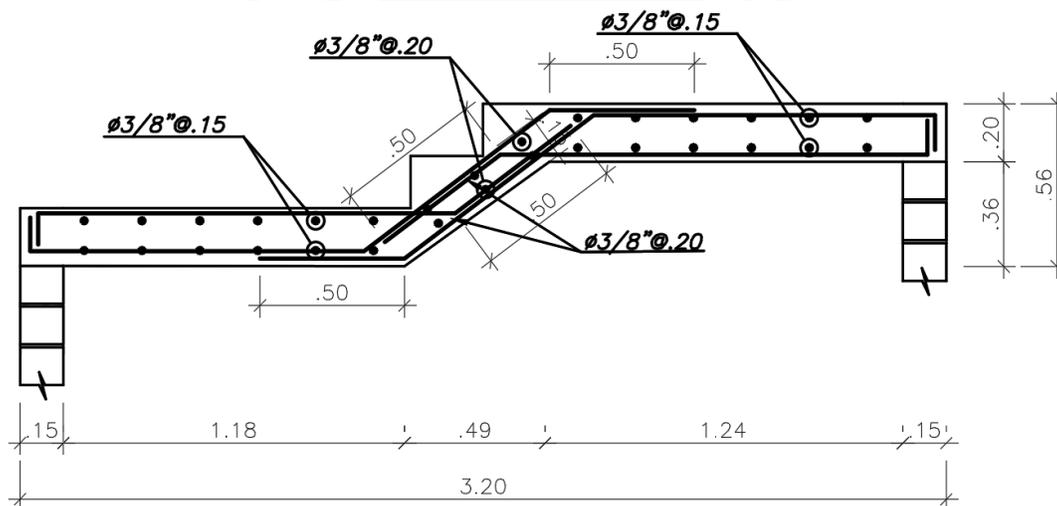


Figura 9.8 Tramos 3 y 4 de la escalera principal

9.2. Diseño de la cisterna

El almacenamiento del agua potable a utilizar en el edificio será únicamente en una cisterna enterrada bajo el nivel del semisótano. En primer lugar, se realiza el cálculo de la dotación para conocer el volumen mínimo necesario de la cisterna a diseñar. Este cálculo se realiza de datos obtenidos de la norma I.S. 010 Instalaciones sanitarias en edificaciones. Se debe tomar en cuenta que se están considerando 9 departamentos de dos habitaciones, y 5 departamentos de tres habitaciones, siendo un total de 14 departamentos como se explicó previamente.

$$Volumen = 9 * 850 + 5 * 1200 = 13650 L = 13.7 m^3$$

Una vez obtenido el volumen mínimo necesario, se decide dónde ubicarse la cisterna. La ubicación se realiza en el área de maniobras del estacionamiento del semisótano, y se conviene un área de 2.8 x 2.5 metros, y una altura de 2.5 metros. Considerando una altura de agua de 2 metros, y una libre de 0.5 metros, se obtiene un volumen de agua de 14 m³. Además, se ubicará al costado de la cisterna un cuarto de máquinas donde se ubicarán los equipos de bombeo necesarios, y al lado del cuarto de máquinas irá ubicada la cisterna de abastecimiento contra incendios.

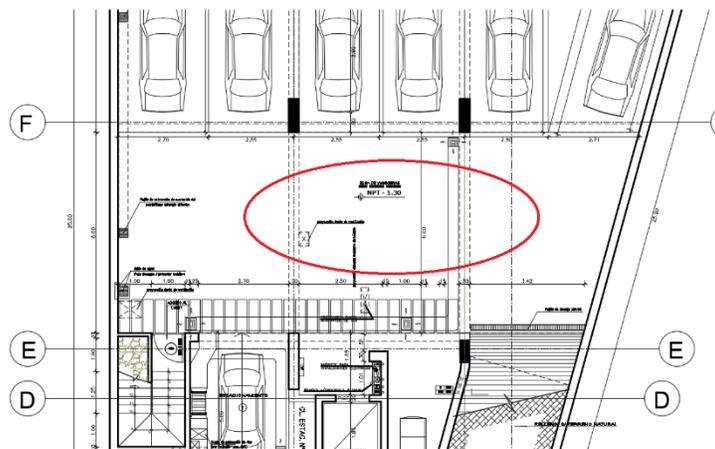


Figura 9.9 Zona de ubicación de la cisterna

9.2.1. Análisis estructural

Para realizar el análisis de las paredes de la cisterna, se tomará un metro de ancho del muro, y se utilizará un modelo de viga en vertical simplemente apoyada en la losa superior e inferior de la cisterna. Se debe tener en cuenta que para los empujes tanto de la tierra como de la sobrecarga se utilizará el coeficiente de presión de tierra en reposo (K_0) debido a que no existe movimiento lateral en este muro arriostrado en la losa superior y en la cimentación. A continuación, se presenta el modelo y el metrado de cargas correspondiente.

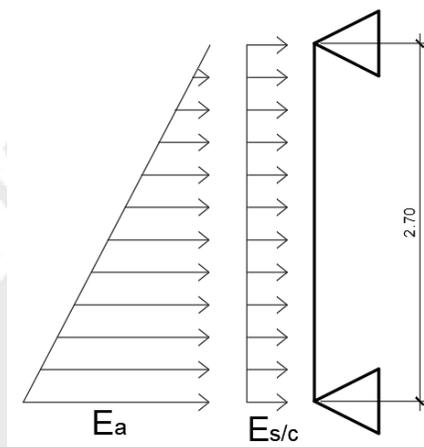


Figura 9.10 Modelo de análisis de muro de cisterna

Tabla 9.5 Metrado de cargas sobre muro de cisterna

Eo - Empuje activo del suelo (ton/m)		E s/c - Empuje de sobrecarga (ton/m)	
Ko	Peso propio	Ko	S/C
0.5	1.8	0.5	0.25
2.43		0.13	
Empuje último (ton/m)	4.35		

Una vez realizado el metrado de cargas sobre el modelo seleccionado se hallan los diagramas de momento flector y cortante sobre el muro de la cisterna.

DFC (ton)



Figura 9.11 DFC de muro de cisterna

DMF (ton-m)



Figura 9.12 DMF de muro de cisterna

9.2.2. Verificación por cortante

El muro debe ser capaz de soportar la fuerza cortante únicamente con el concreto. Se verifica la resistencia del concreto al cortante mediante la siguiente ecuación.

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.1 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u$$

Se verifica que la resistencia al cortante es mayor que la sollicitación de fuerza cortante.

9.2.3. Diseño por flexión

La norma especifica que el acero mínimo para muros son los siguientes.

$$As_{\min. \text{ vertical}} = 0.0015 * b * h = 0.0015 * 100 * 20 = 3 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min. \text{ horizontal}} = 0.002 * b * h = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Una vez halladas las áreas de acero mínimo, se hallan las áreas de acero calculadas mediante el modelo del bloque de compresiones determinado por la norma, y se siguen los lineamientos del diseño por resistencia.

Con el momento obtenido en el análisis y demás criterios, se establecen las áreas de acero necesario por flexión, y la distribución final de fierro en el muro de la cisterna.

Tabla 9.6 Distribución de fierro en muro de cisterna

Dirección	Mu (ton-m)	As (cm ²)	As instalado (cm ²)	Fierro
Vertical	1.42	2.2	5.68	2 mallas de $\phi 3/8 @ .20$
Horizontal	-	-	5.68	2 mallas de $\phi 3/8 @ .25$

El acero instalado es superior al acero necesario por flexión, y superior al acero mínimo debido a que se necesita tener especial cuidado en controlar las fisuras ya que el muro de la cisterna se

encontrará permanentemente en contacto con el agua, y se debe asegurar que esta no filtre y pueda llegar al acero de refuerzo. Es por esto que se realizó una verificación del esfuerzo en el acero y del concreto en servicio, y se obtuvieron los siguientes resultados.

$$f_c = 26 \text{ kg/cm}^2 = 0.16 f'_c$$

$$f_s = 960 \text{ kg/cm}^2 = 0.30 f'_c$$

El bajo esfuerzo en el acero de refuerzo garantiza una ausencia de fisuras necesaria para un muro en constante contacto con agua.

Las losas ubicadas tanto en la zona inferior de la cisterna como en la tapa de la misma se diseñaron de la misma forma a como se diseñaron las losas macizas de los encofrados, cuyo diseño se explica a detalle en el capítulo 4. A continuación se muestran el corte final de la pared de la cisterna.

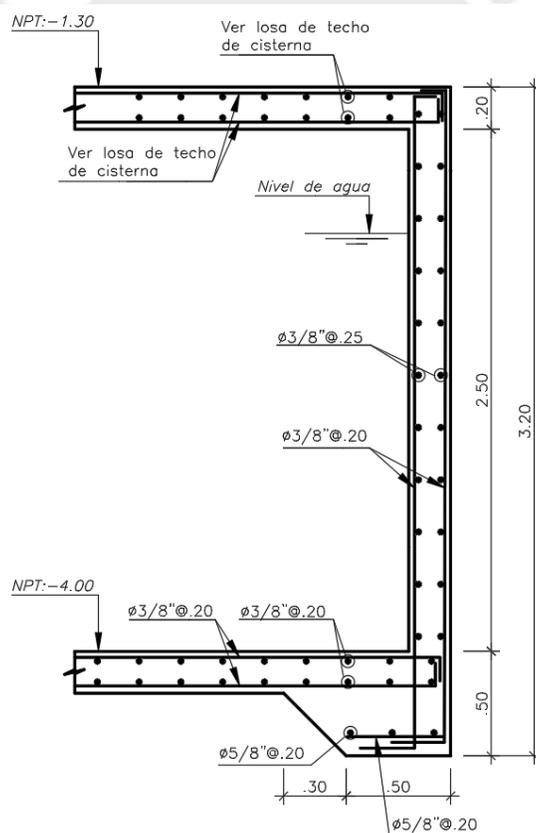


Figura 9.13 Dibujo de corte de pared de cisterna

Capítulo 10. Comentarios y conclusiones

10.1. Conclusiones

Para realizar el predimensionamiento de los elementos estructurales se siguieron reglas prácticas obtenidas del libro del ingeniero Antonio Blanco. Sin embargo, no se realizó un predimensionamiento específico para cada uno de los elementos por separado, sino que se buscó uniformidad con el fin de simplificar los procesos constructivos. Por ejemplo, muchas de las vigas peraltadas no necesitaban un peralte de 50 centímetros, pero se uniformizaron a esta medida.

La arquitectura del proyecto no permitió una estructuración simétrica, lo cual generó la presencia de torsión en el edificio. Sin embargo, a pesar de que los valores de torsión fueron considerables, no llegaron al mínimo que la norma exige para asignar una irregularidad de torsión. Por lo tanto, si no es posible realizar una estructuración simétrica, se puede aumentar la rigidez del edificio para así evitar una torsión importante.

Al diseñar las losas es importante tener en cuenta las instalaciones que se van a colocar dentro de estas. Es por ese motivo que se decidió diseñar losas macizas en las zonas de los baños, ya que las tuberías de desagüe de 4 pulgadas de diámetro limitarían mucho la resistencia a la flexión de las viguetas de aligerado.

Tanto en las vigas como en placas y columnas es muy importante realizar un diseño por capacidad. Esto significa darle una mayor resistencia al cortante que a la flexión, para así inducir primero una falla por flexión antes que por cortante. Se busca esto debido a que una falla por cortante es menos dúctil, y de suceder, sería mucho más perjudicial para la integridad de la estructura.

La participación de los muros es del 98% de la cortante en X y 92% en Y. Esto ha generado que las columnas se lleven muy poco del valor total de la cortante, y en consecuencia los momentos que deben resistir son mínimos. Por lo tanto, el diseño de las columnas ha sido principalmente a partir de su carga axial.

Las zapatas ubicadas a los extremos del lote que soportan placas y columnas necesitaron de vigas de cimentación para una mayor estabilidad y reducir las presiones ejercidas sobre el suelo. Sin

embargo, se observa que para en los cimientos corridos que soportan los muros de contención no fueron necesarias vigas ya que las cargas transferidas fueron significativamente menores.

10.2. Comentarios

Si bien a lo largo de los años nuestra habilidad para predecir el comportamiento de una estructura ante un sismo ha mejorado, aún existe una gran incertidumbre entre los resultados en cálculo y los reales. La complejidad de estas predicciones complica el diseño de estructuras en zonas altamente sísmicas, como es el caso de este proyecto, ubicado en la ciudad de Lima. Por eso me pareció muy importante y acertada la manera en que la norma E.030 Antisísmica establece de manera bastante sencilla y clara los parámetros a seguir para garantizar, dentro de nuestros conocimientos actuales, el comportamiento adecuado de una estructura ante sismos.

Al realizar el diseño estructural de una edificación no solo se deben considerar los números obtenidos de los cálculos, sino factores adicionales. El costo, por ejemplo, es determinante en un proyecto. Por lo tanto, se debe tener en consideración que al estructurar un edificio este no tenga una rigidez muy holgada, ya que esto suele generar un mayor costo. La simplicidad del proceso constructivo del elemento diseñado es otro factor, no colocando distintos diámetros de fierro en una viga, o detallando cortes de fierro muy variados para elementos similares. Esto puede generar confusiones y retrasos en la obra, por ende, costos adicionales.

Al realizar los metrados de cargas de distintos elementos de manera manual y compararlos con los metrados obtenidos mediante los programas ETABS y SAFE, se pudo verificar que las diferencias fueron mínimas. Esto facilita el trabajo de análisis y diseño de un proyecto, ya que se pueden verificar los elementos más importantes mediante cálculos manuales, y si estos no tienen mucha variación con los cálculos del programa, se puede acelerar el trabajo confiando en los resultados obtenidos.

Capítulo 11. Bibliografía

OTTAZZI, Gianfranco

2016 *Apuntes del curso de concreto armado I*. Decimoquinta edición. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.

BLANCO, Antonio

1997 *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Segunda edición. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.

SAN BARTOLOMÉ, Ángel

1998 *Análisis de edificios*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.

HARMSSEN, Teodoro

2002 *Diseño de estructuras de concreto armado*. Tercera edición. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.

MINISTERIO DE VIVIENDA CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO

2006 *Norma técnica de edificaciones E.020 – Cargas*. Reglamento Nacional de Edificaciones.

MINISTERIO DE VIVIENDA CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO

2016 *Norma técnica de edificaciones E.030 – Diseño Sismorresistente*. Reglamento Nacional de Edificaciones.

MINISTERIO DE VIVIENDA CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO

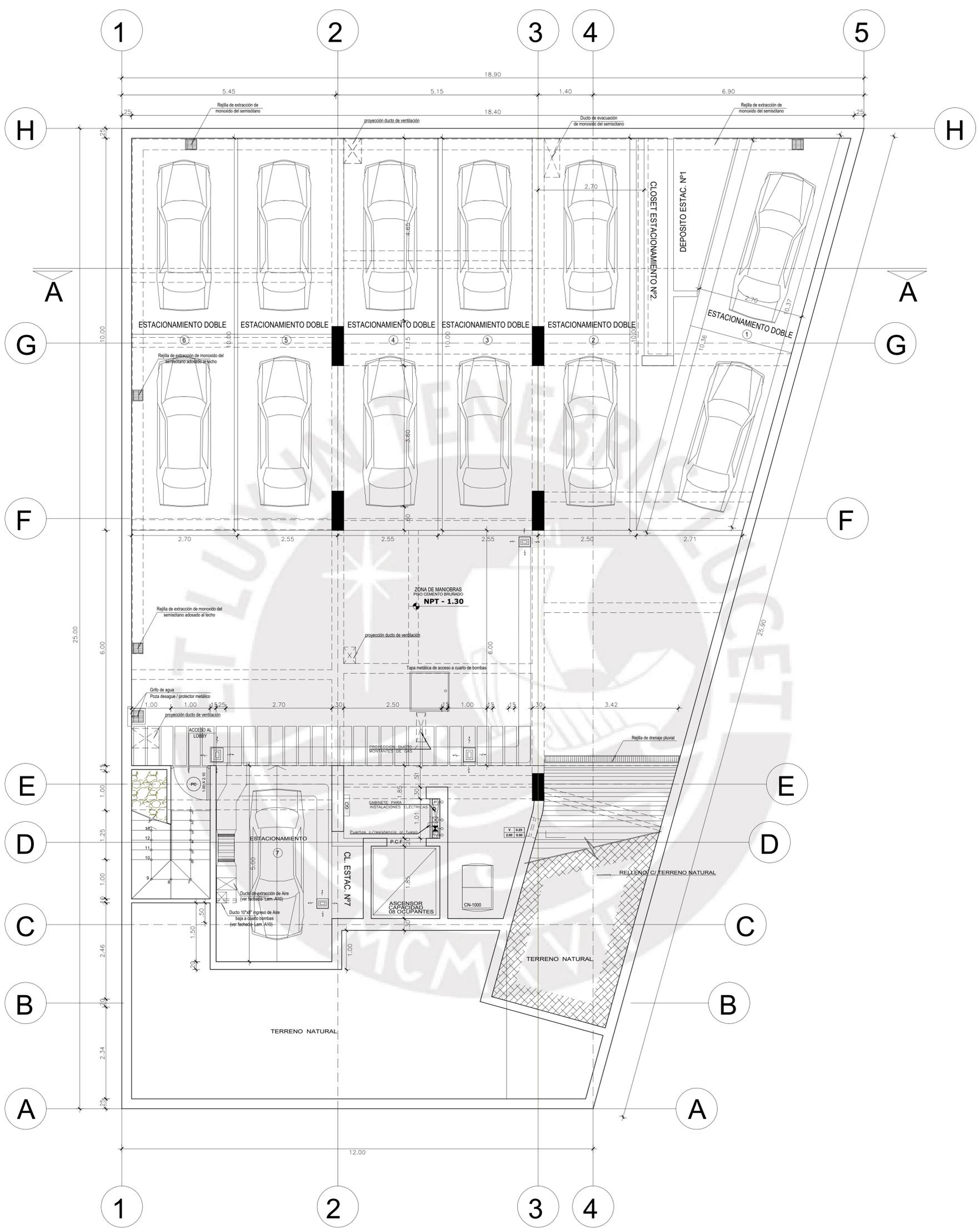
2006 *Norma técnica de edificaciones E.050 – Suelos y cimentaciones*. Reglamento Nacional de Edificaciones.

MINISTERIO DE VIVIENDA CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO

2009 *Norma técnica de edificaciones E.060 – Concreto Armado*. Reglamento Nacional de Edificaciones.

MINISTERIO DE VIVIENDA CONSTRUCCION Y SANEAMIENTO

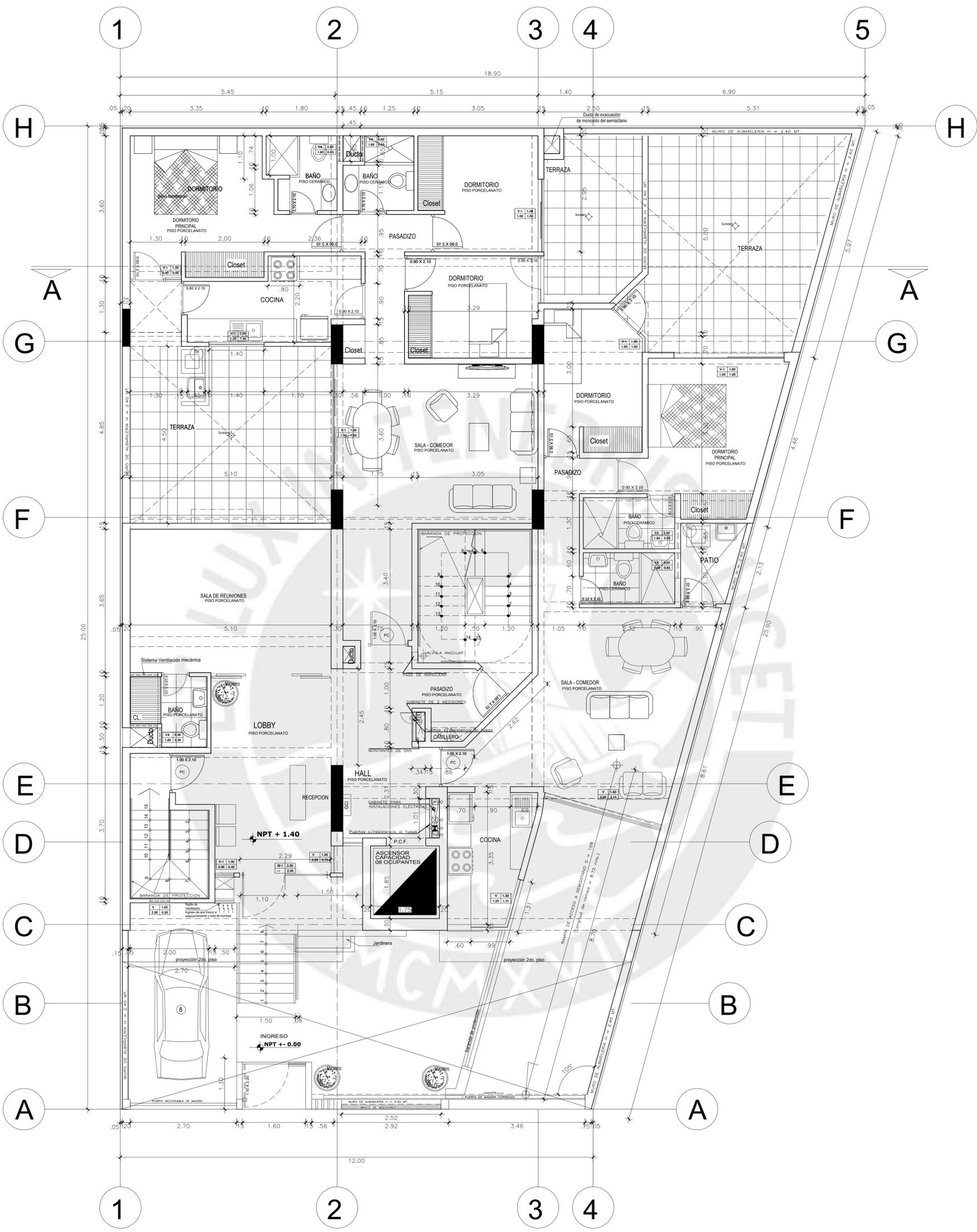
2012 *Norma técnica de edificaciones IS.010 – Instalaciones sanitarias para edificaciones*. Reglamento Nacional de Edificaciones.



SEMISOTANO

NPT - 1.30

ALONSO PARRAGA			
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	A1
UBICACIÓN:	JESUS MARIA		
PLANO:	PLANTA DE SEMISOTANO		
PUCP	DIBUJO:	ESCALA: 1:50	FECHA: DICIEMBRE-2019



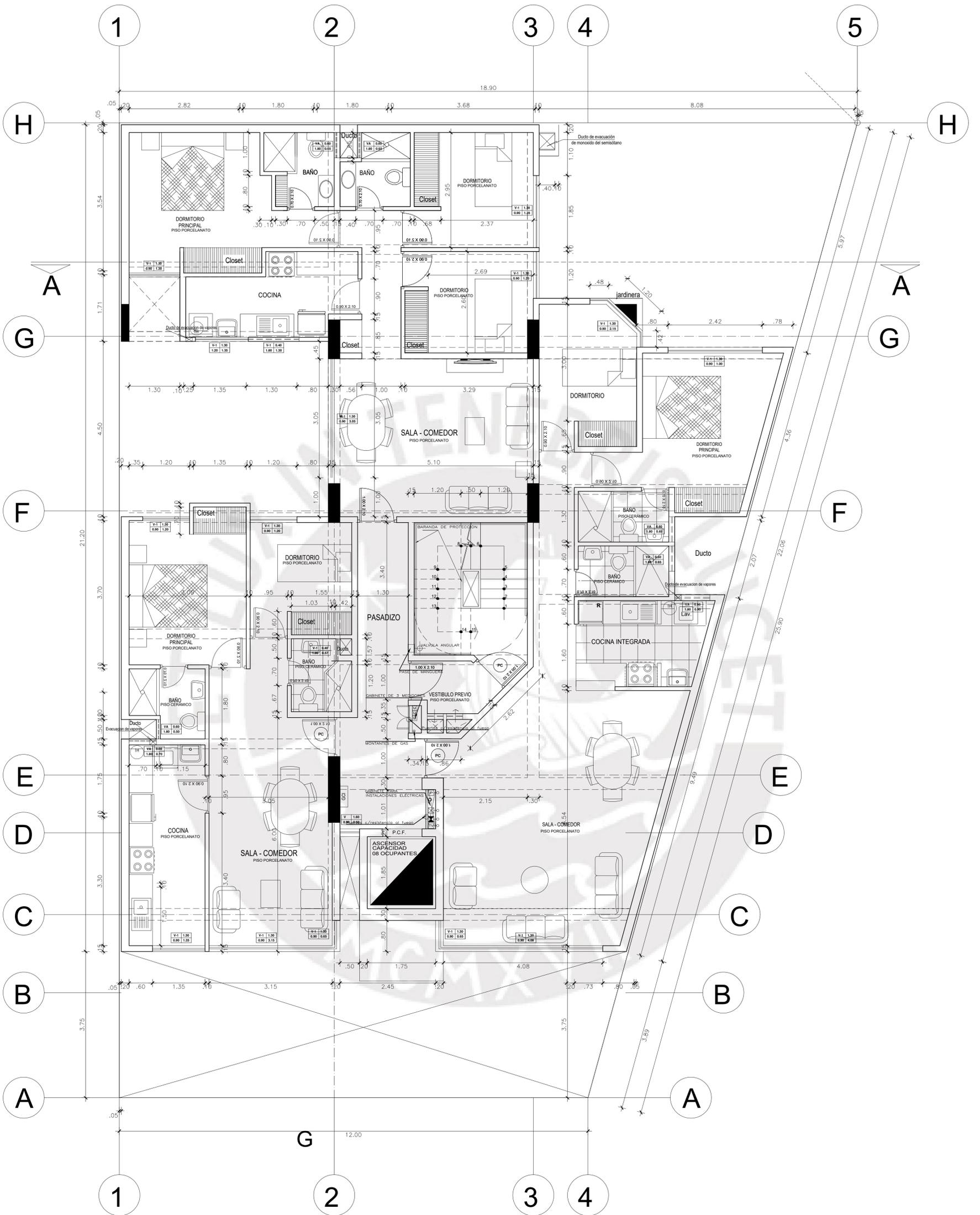
PRIMER PISO

NPT + 1.40

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

ALONSO PARRAGA			
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	
UBICACIÓN:	JESUS MARIA	A2	
PLANO:	PLANTA DE PRIMER PISO		
PUCP	DIBUJO:	ESCALA: 1:50	FECHA: DICIEMBRE-2019

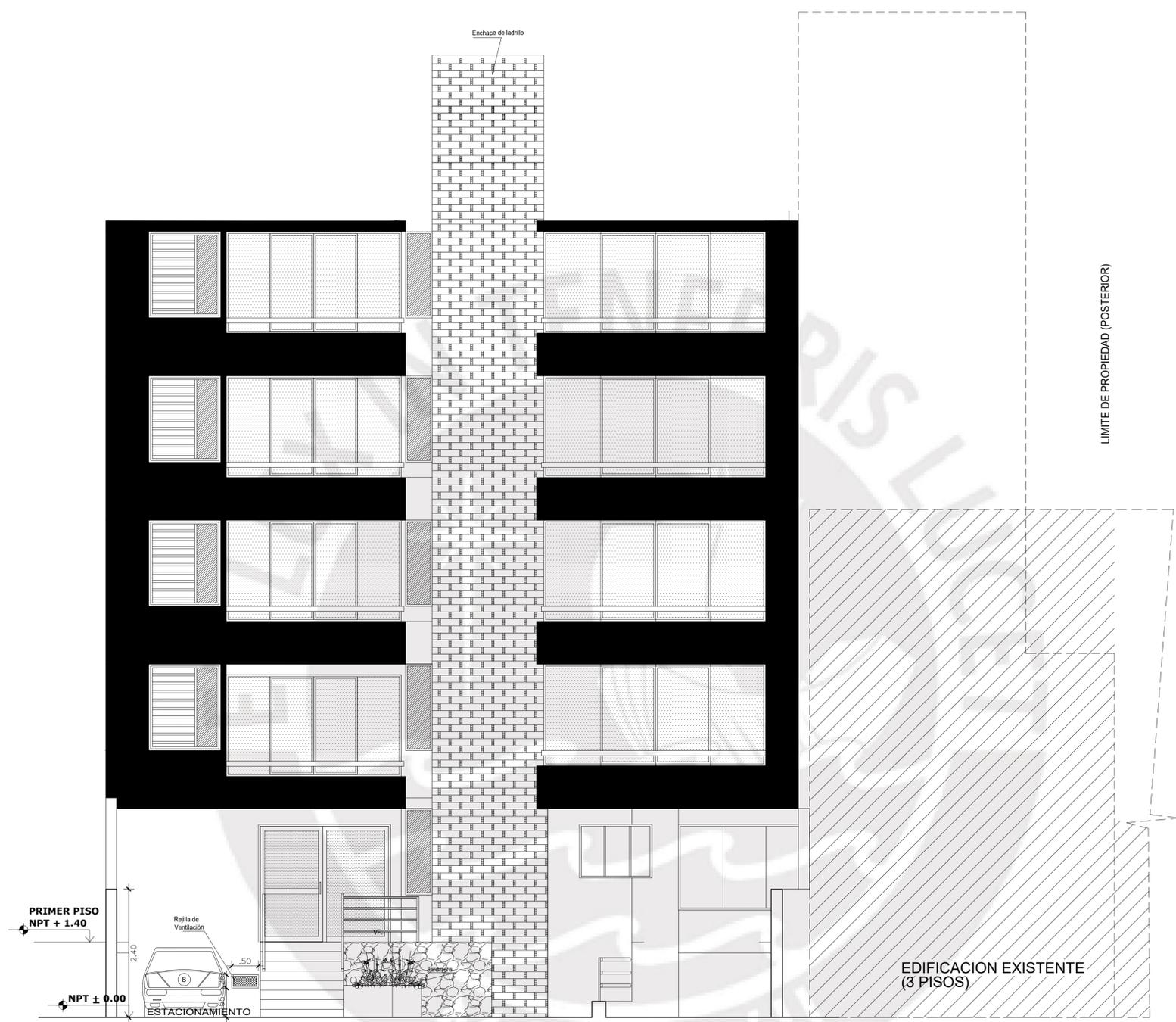


PLANTA TIPICA (2º, 3º, 4º y 5º piso)

NPT + 4.10
 NPT + 6.80
 NPT + 9.50
 NPT + 12.20

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

ALONSO PARRAGA			
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	A3
UBICACIÓN:	JESUS MARIA		
PLANO:	PLANTA TIPICA		
PUCP	DIBUJO:	ESCALA: 1:50	FECHA: DICIEMBRE-2019



ELEVACION PRINCIPAL

ESCALA 1/50

ALONSO PARRAGA			
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	
UBICACION:	JESUS MARIA	A5	
PLANO:	ELEVACION PRINCIPAL		
PUCP	DIBUJO: -	ESCALA: 1:50	FECHA: DICIEMBRE-2019



CORTE A - A

ALONSO PARRAGA			
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	A6
UBICACIÓN:	JESÚS MARÍA		
PLANO:	CORTE A-A		
PUCP	DIBUJO:	ESCALA: 1:50	FECHA: DICIEMBRE-2019

ESPECIFICACIONES GENERALES

CONCRETO ARMADO

- ZAPATAS $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
- COLUMNAS, VIGAS Y PLACAS: $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
- VIGAS CIMENTACIÓN: $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
- OTROS ELEMENTOS: $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO

- BARRAS CORRUGADAS
- ASTM A-615 (GRADO 60) $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS

- ZAPATAS 7.0 cm.
- MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO 5.0 cm.
- COLUMNAS Y VIGAS 4.0 cm.
- PLACAS 2.5 cm.
- LOSAS Y VIGAS CHATAS 2.0 cm.

SOBRECARGAS

- VIVIENDAS, CORREDORES Y ESCALERAS $s/c=200 \text{ kg/m}^2$
- AZOTEA $s/c=100 \text{ kg/m}^2$
- ESTACIONAMIENTOS $s/c=250 \text{ kg/m}^2$

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES: E-020, E-030, E-050, E-060

PARÁMETROS DE DISEÑO SISMICO

- SISTEMA ESTRUCTURAL: DIRECCIÓN XX: MUROS ESTRUCTURALES R=6
DIRECCIÓN YY: MUROS ESTRUCTURALES R=6
- PARÁMETROS DE FUERZA SÍSMICA:
 $Z=0.45$, $U=1.0$, $S=1.00$, $C=2.5$, $R_x=5.4$, $R_y=5.4$
(Irregular) (Irregular)

RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO

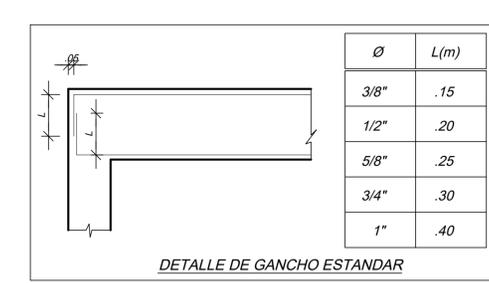
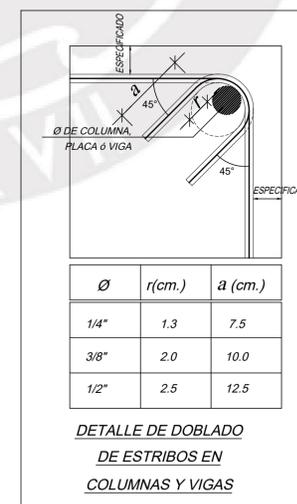
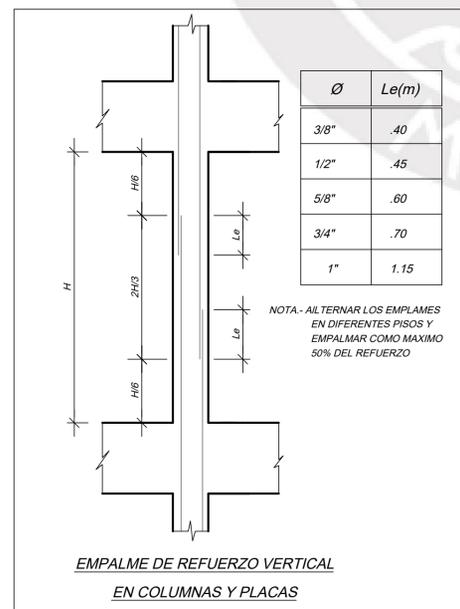
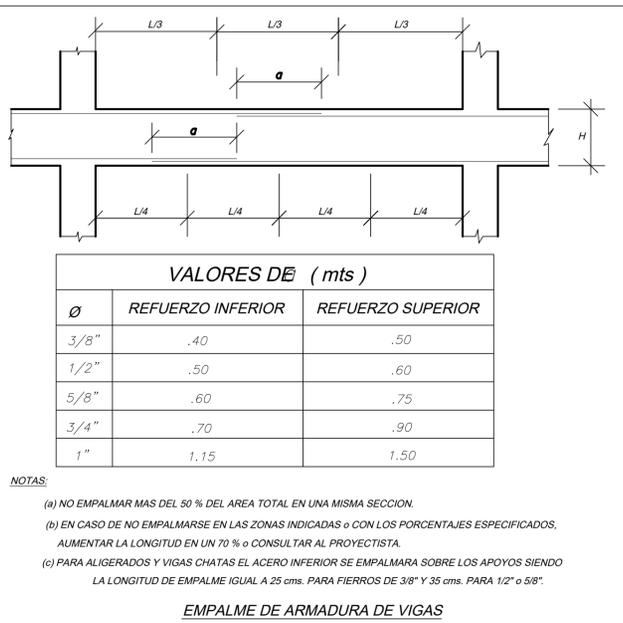
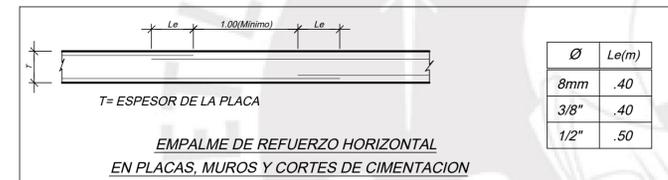
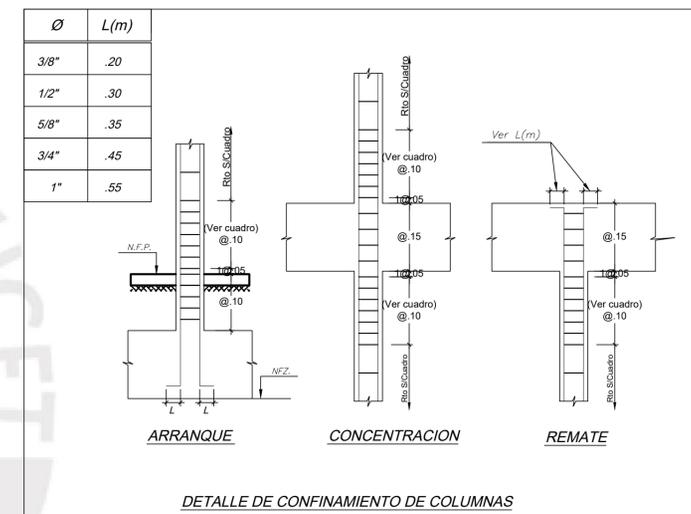
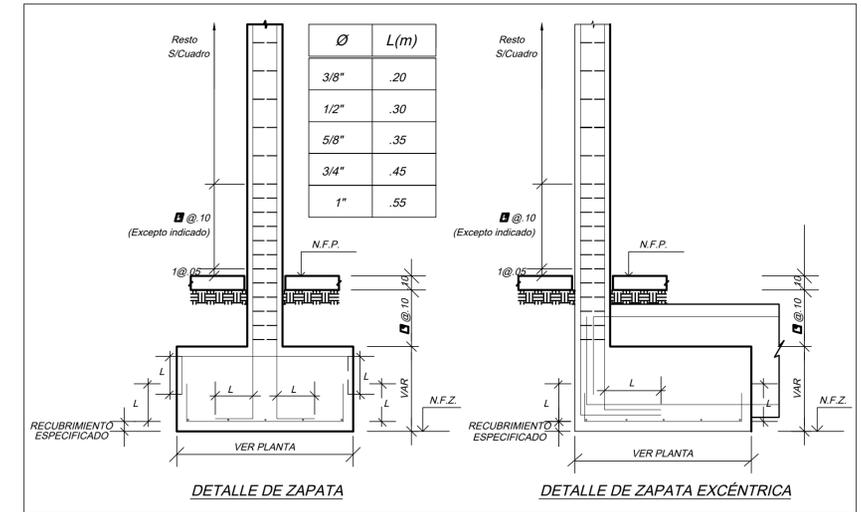
- PERIODO: $T_x=0.47 \text{ seg.}$, $T_y=0.41 \text{ seg.}$
- DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS:
AZOTEA $D_x=7.52 \text{ cm.}$ $D_y=6.7 \text{ cm.}$
RELATIVO DE ENTREPISO $Dr_x=0.0067$ $Dr_y=0.0058$

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DEL E.M.S.

- LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DE FUNDACION ES DE 4.0 Kg/cm^2
- SE RECOMIENDA QUE LA PROFUNDIDAD MINIMA DE CIMENTACION SEA A -1.00 m. DEL NIVEL DEL TERRENO NATURAL.
- PESO ESPECIFICO DEL SUELO: 1.80 ton/m^3
- SE RECOMIENDA QUE LA TRANSMISION DE LAS CARGAS AL SUELO SEA MEDIANTE ZAPATAS AISLADAS Y CIMENTACIÓN CORRIDA, DISEÑADAS Y DIMENSIONADA EN FUNCION DE LOS VALORES DE CAPACIDAD DE CARGA Y DE LAS CARGAS TOTALES DE LA ESTRUCTURA.

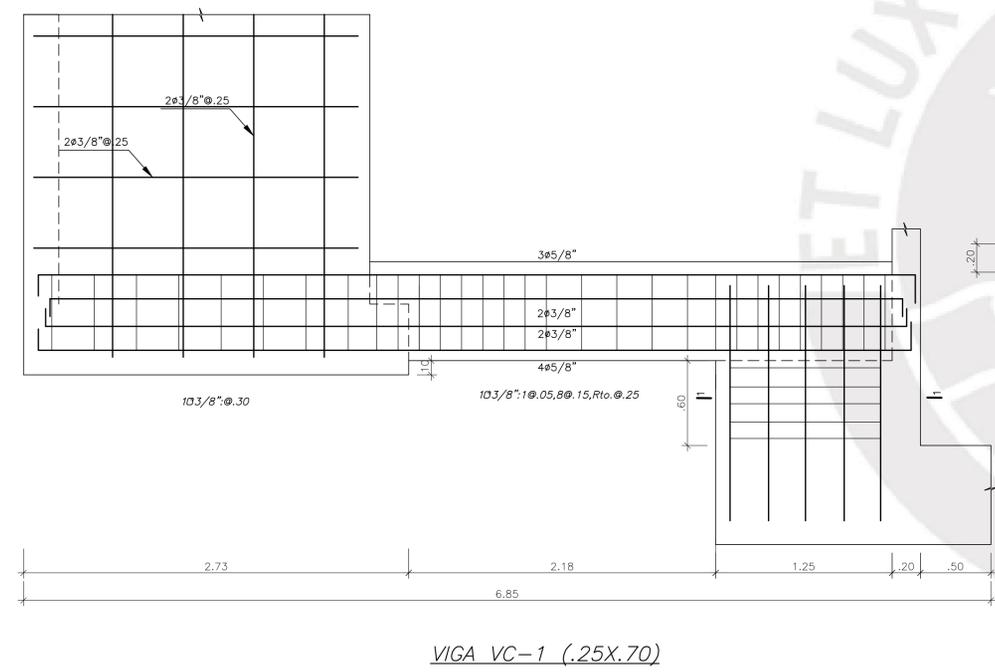
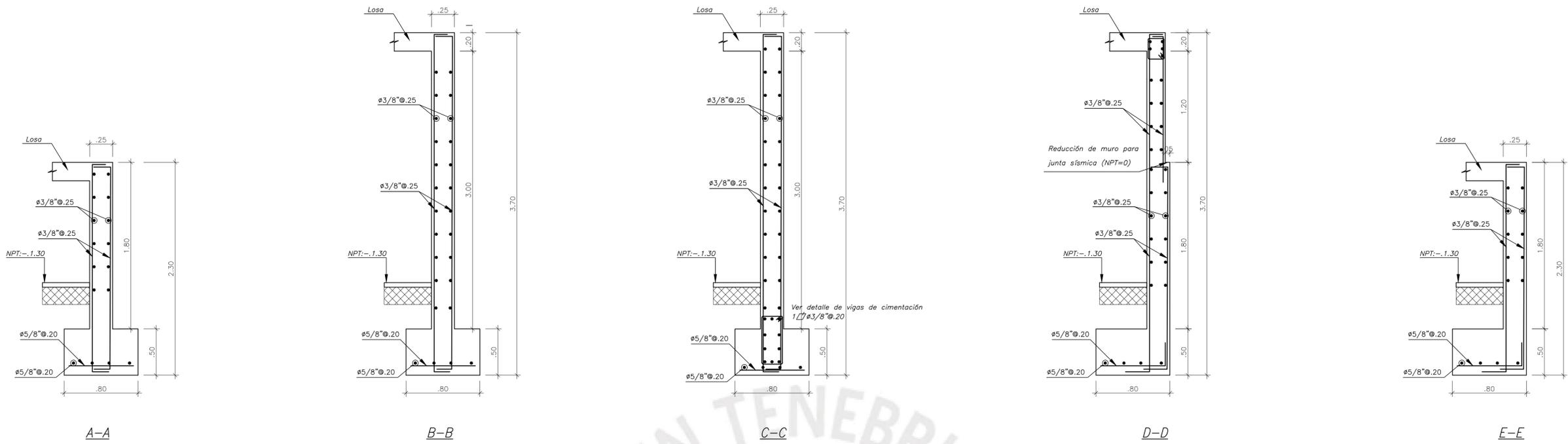
RELACION DE PLANOS

- E1 ESPECIFICACIONES Y DETALLES GENERALES
- E2 PLANTA DE CIMENTACION, CORTES Y DETALLES
- E3 CORTES Y DETALLES DE CIMENTACION
- E4 CORTES Y DETALLES DE CIMENTACION
- E5 CORTES Y DETALLES DE CIMENTACION
- E6 DESARROLLO DE COLUMNAS Y PLACAS
- E7 DESARROLLO DE PLACAS
- E8 DESARROLLO DE ESCALERAS
- E9 ENCOFRADO DE SEMISOTANO, CORTES Y DETALLES
- E10 ENCOFRADO DE PISO TIPICO, CORTES Y DETALLES
- E11 ENCOFRADO DE 5TO PISO, CORTES Y DETALLES
- E12 DESARROLLO DE VIGAS DEL SEMISOTANO
- E13 DESARROLLO DE VIGAS DEL SEMISOTANO
- E14 DESARROLLO DE VIGAS DEL PISO TIPICO
- E15 DESARROLLO DE VIGAS DEL PISO TIPICO
- E16 DESARROLLO DE VIGAS DEL PISO TIPICO
- E17 DESARROLLO DE VIGAS DEL 5TO PISO
- E18 DESARROLLO DE VIGAS DEL 5TO PISO
- E19 DESARROLLO DE VIGAS DEL 5TO PISO

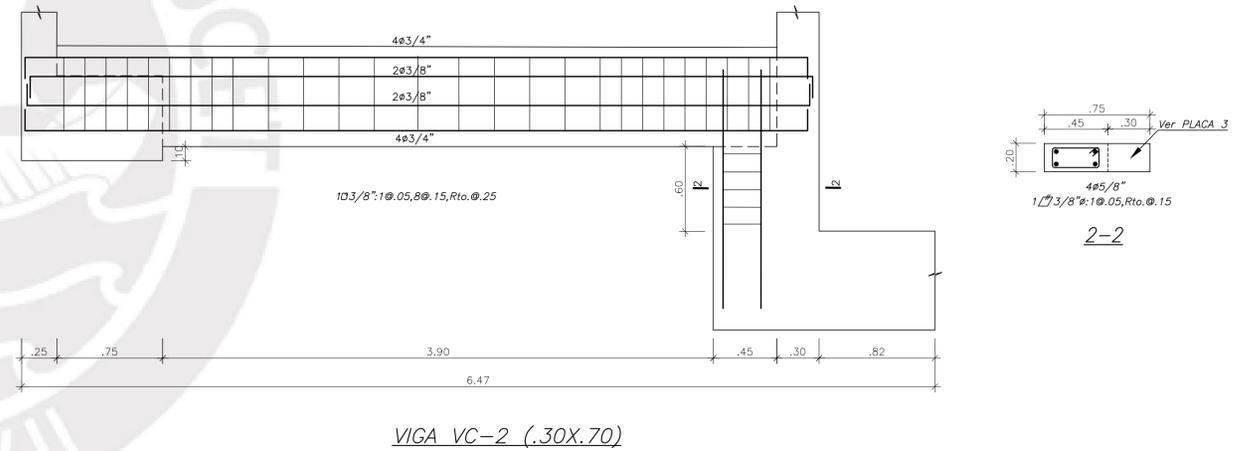


ALONSO PARRAGA

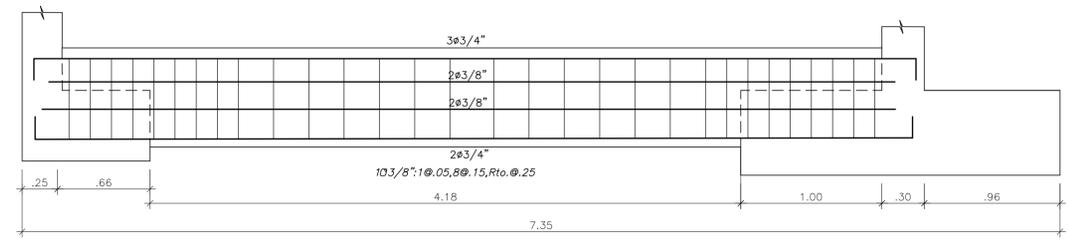
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	E1
UBICACIÓN:	JESÚS MARÍA		
PLANO:	ESPECIFICACIONES GENERALES Y PLANOS DE DETALLES		
PUCP	DIBUJO: A.P	ESCALA:	FECHA: DICIEMBRE-2019



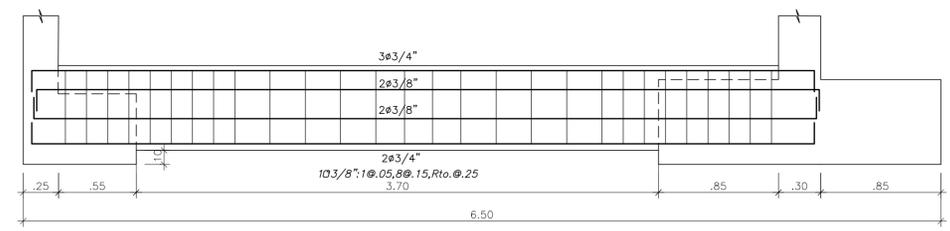
VIGA VC-1 (.25X.70)



VIGA VC-2 (.30X.70)

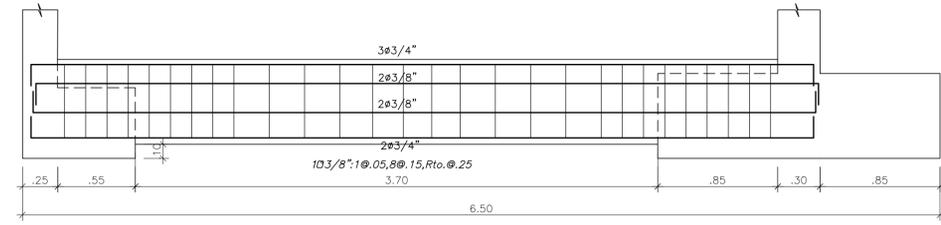


VIGA VC-3 (.30X.70)

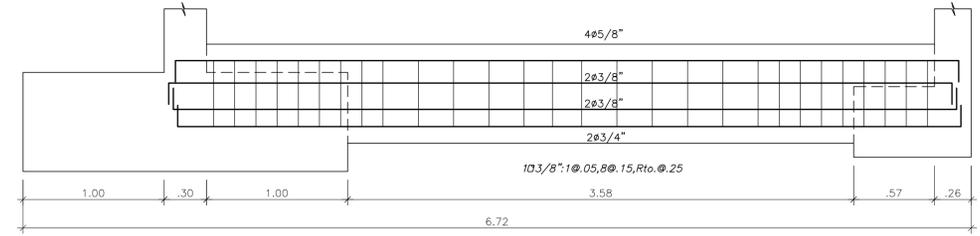


VIGA VC-4 (.30X.70)

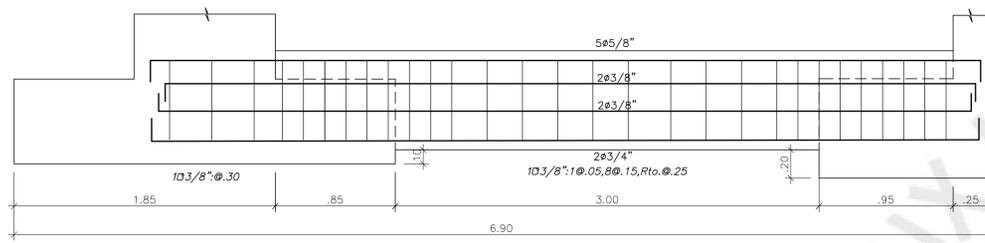
ALONSO PARRAGA			
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	
UBICACIÓN:	JESÚS MARÍA	E3	
PLANO:	CIMENTACION, CORTES Y DETALLES		
PUCP	DIBUJO: A.P	ESCALA: 1:25	FECHA: DICIEMBRE-2019



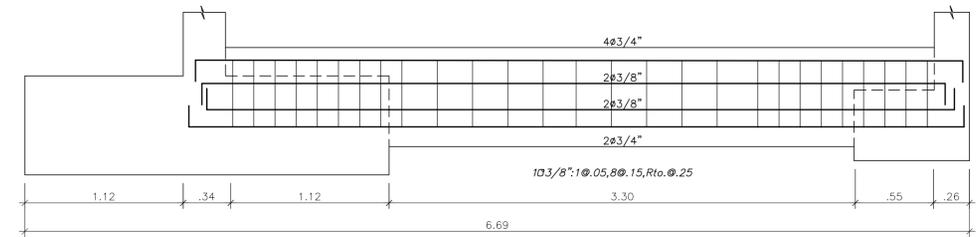
VIGA VC-5 (.30X.70)



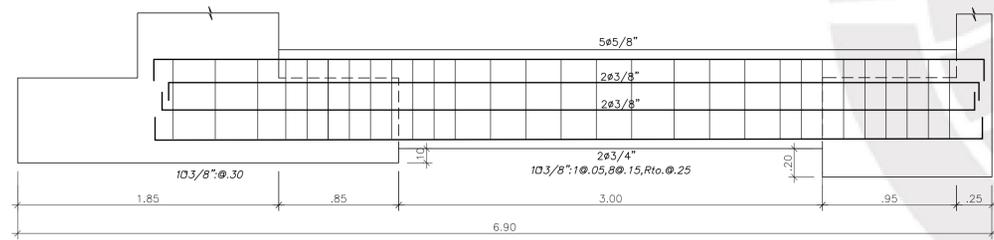
VIGA VC-9 (.30X.70)



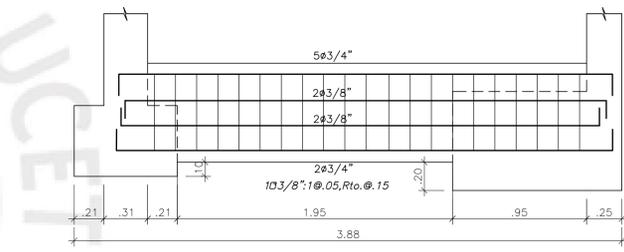
VIGA VC-6 (.30X.70)



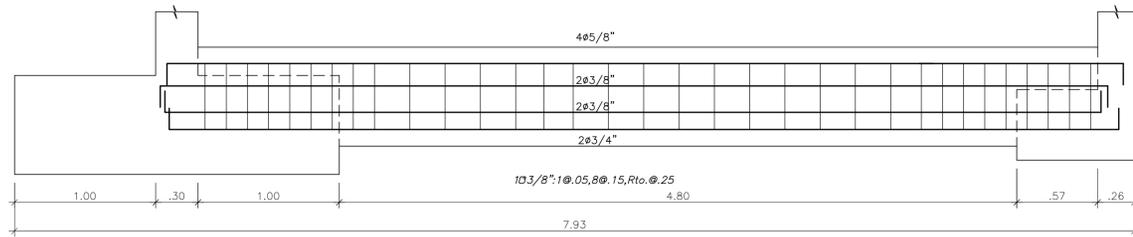
VIGA VC-10 (.30X.70)



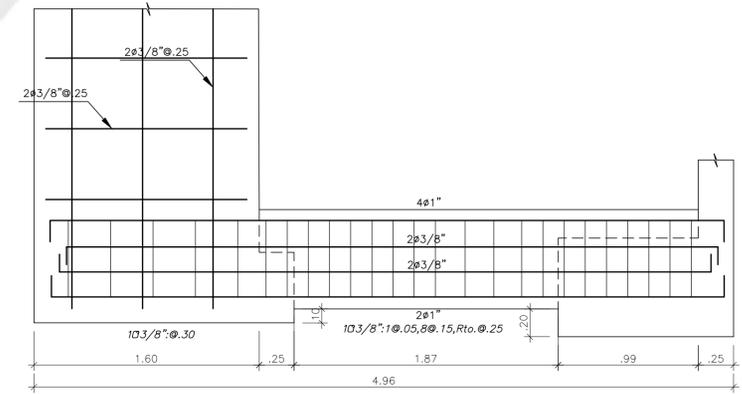
VIGA VC-7 (.30X.70)



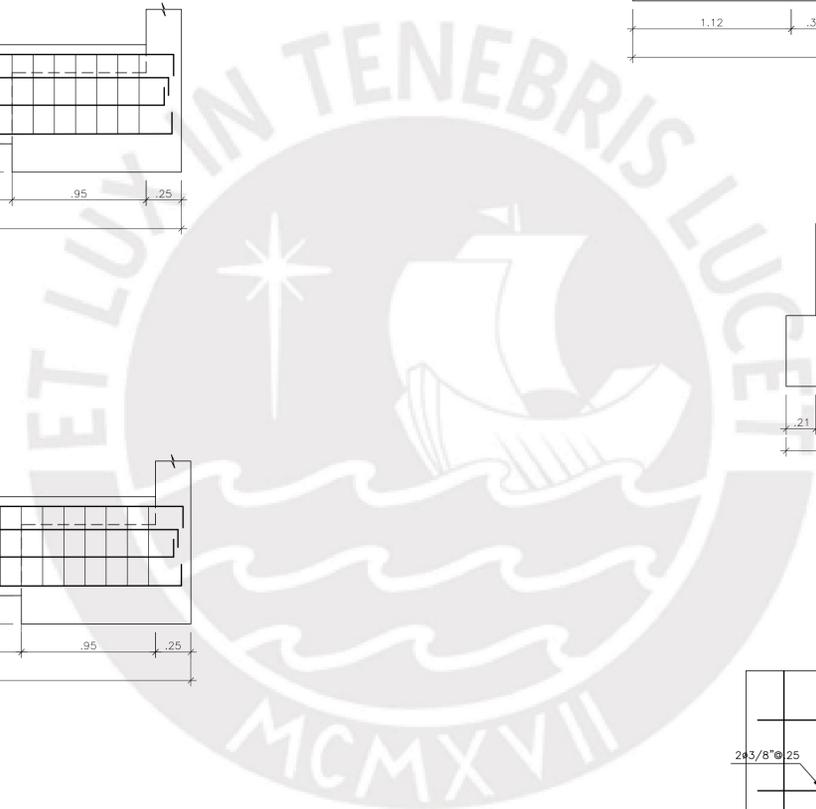
VIGA VC-11 (.30X.70)



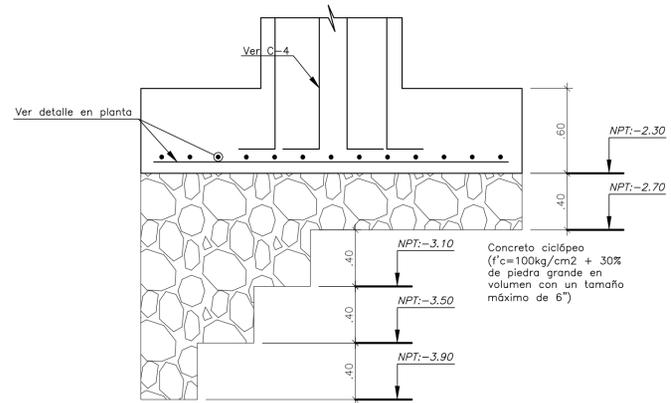
VIGA VC-8 (.30X.70)



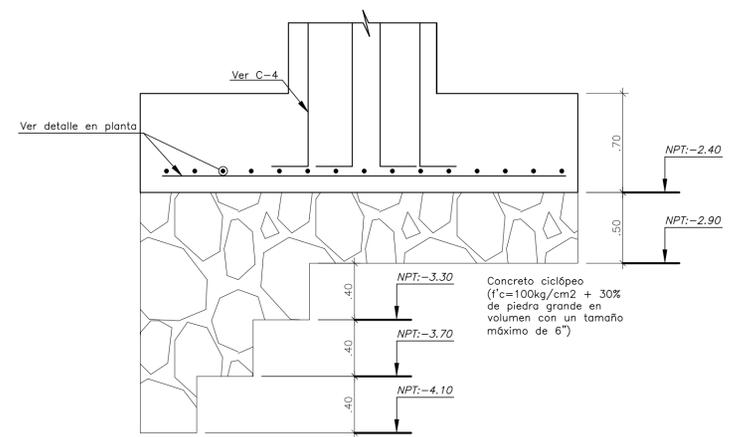
VIGA VC-12 (.25X.70)



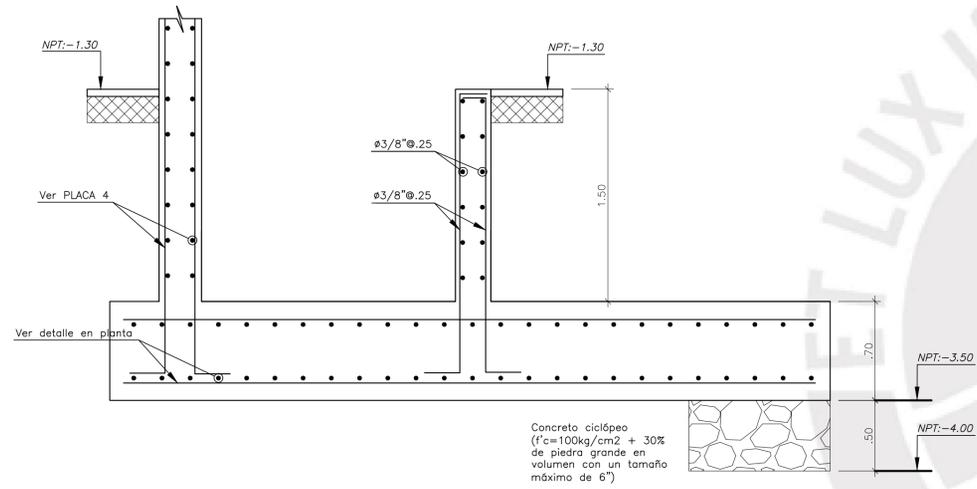
ALONSO PARRAGA			
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	E4
UBICACIÓN:	JESÚS MARÍA		
PLANO:	CIMENTACION, CORTES Y DETALLES		
PUCP	DIBUJO: A.P	ESCALA: 1:25	FECHA: DICIEMBRE-2019



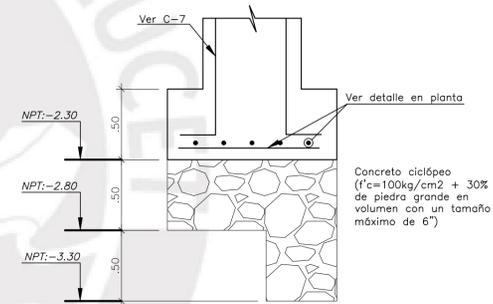
1-1



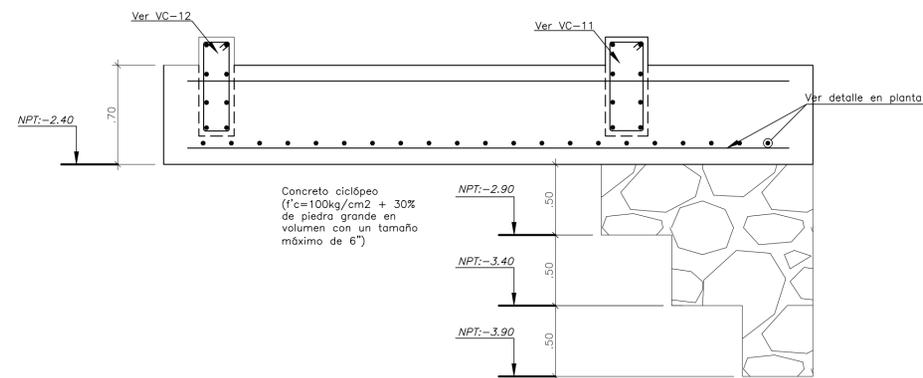
2-2



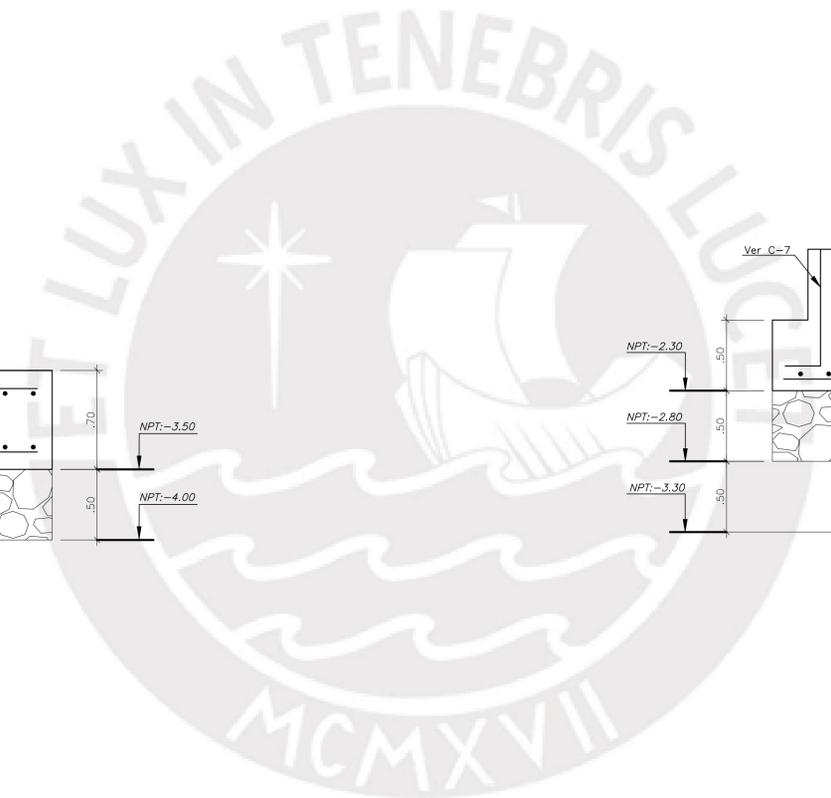
3-3



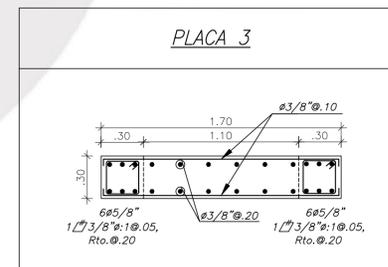
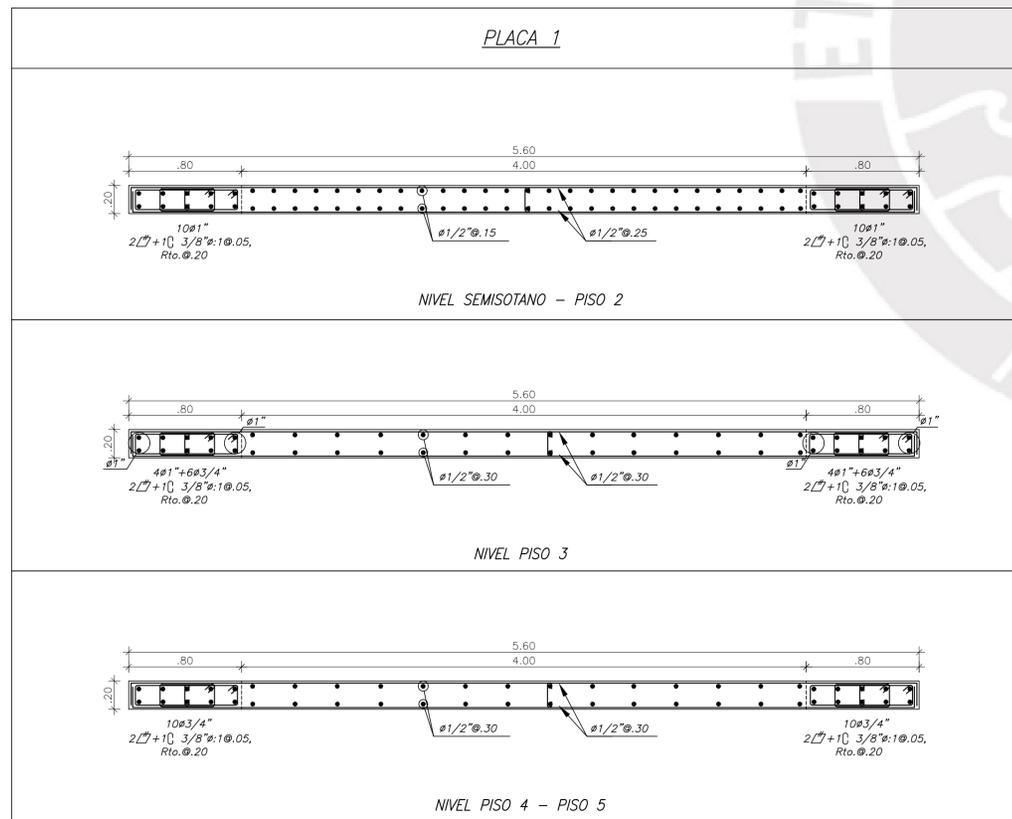
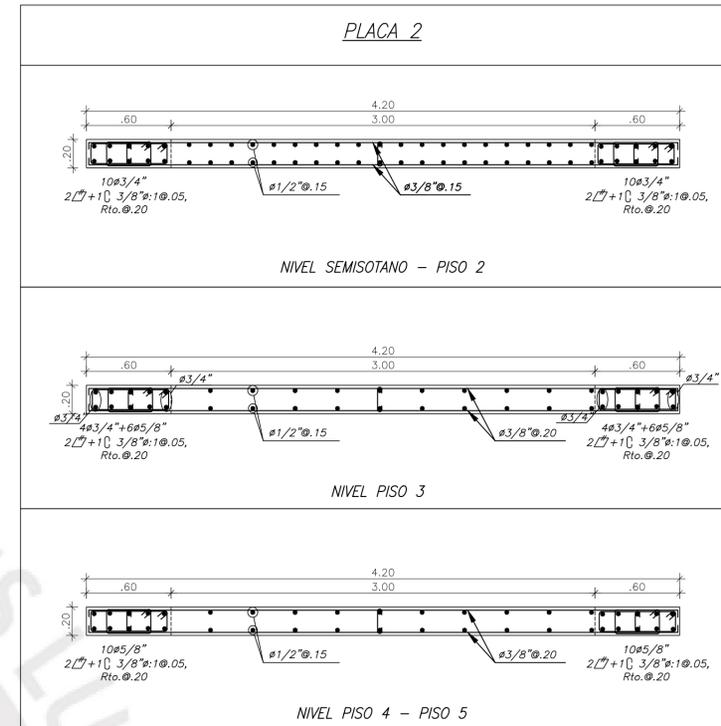
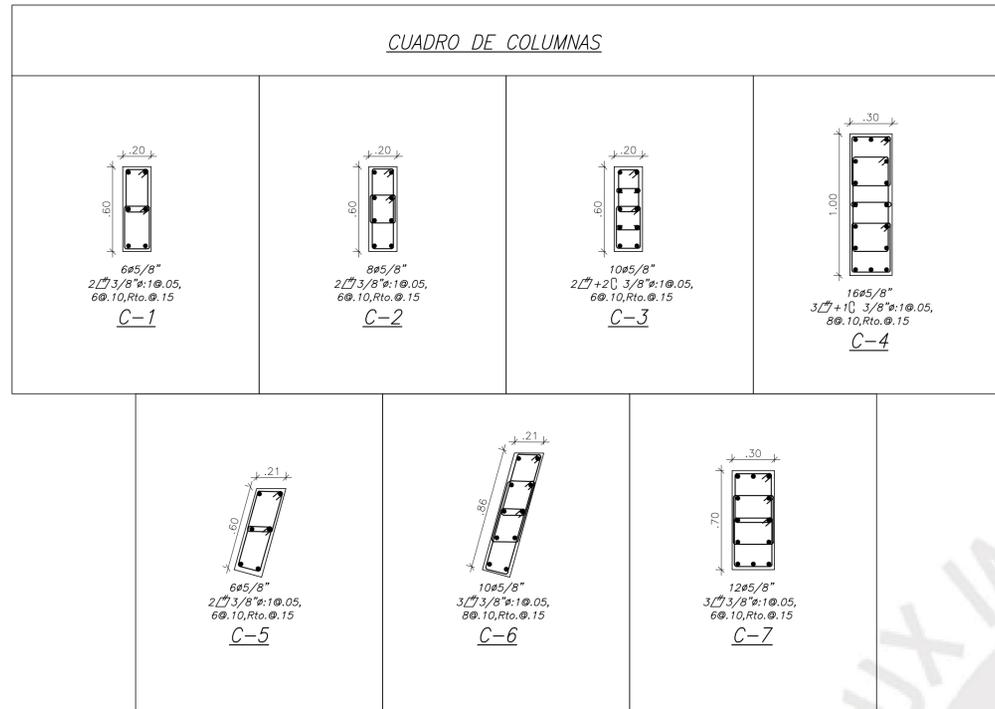
4-4



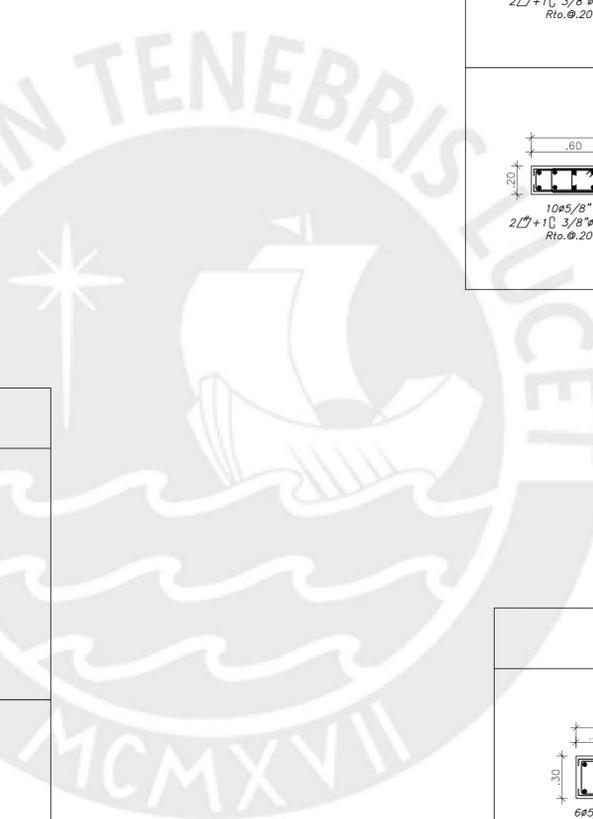
5-5



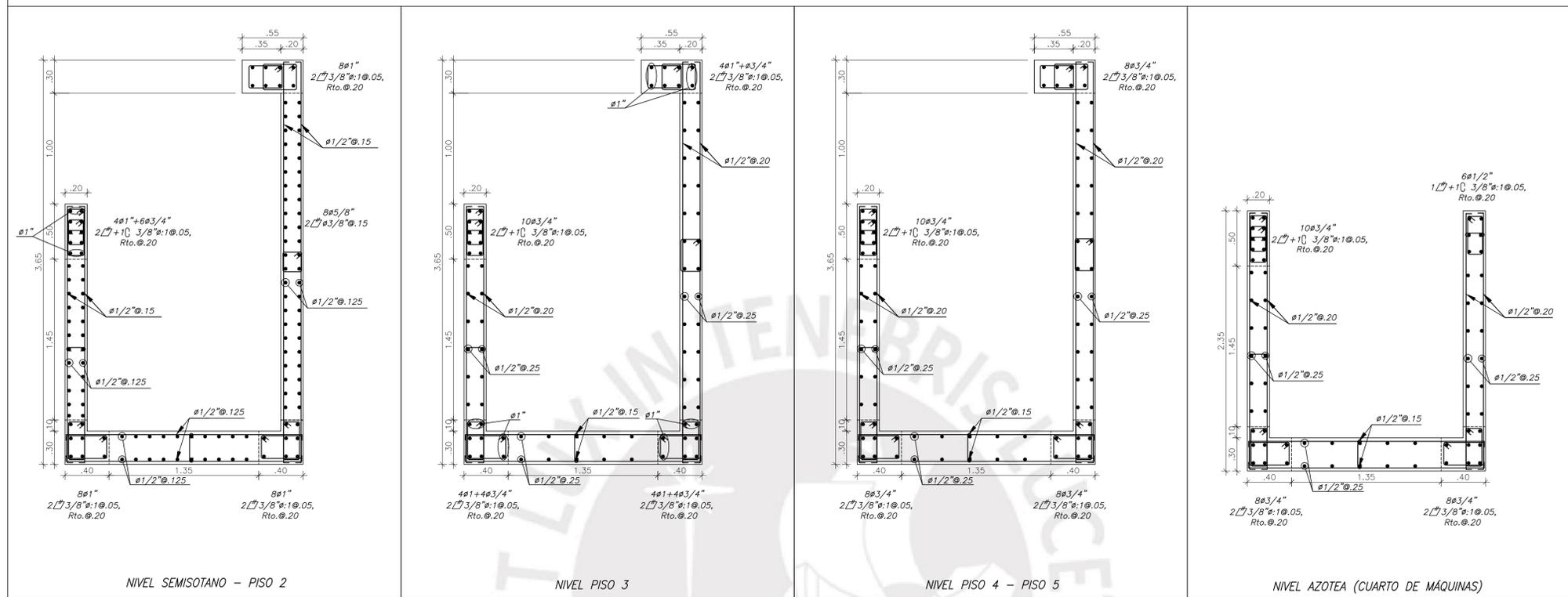
ALONSO PARRAGA			
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	E5
UBICACIÓN:	JESÚS MARÍA		
PLANO:	CORTES Y DETALLES DE CIMENTACION		
PUCP	DIBUJO: A.P	ESCALA: 1:25	FECHA: DICIEMBRE-2019



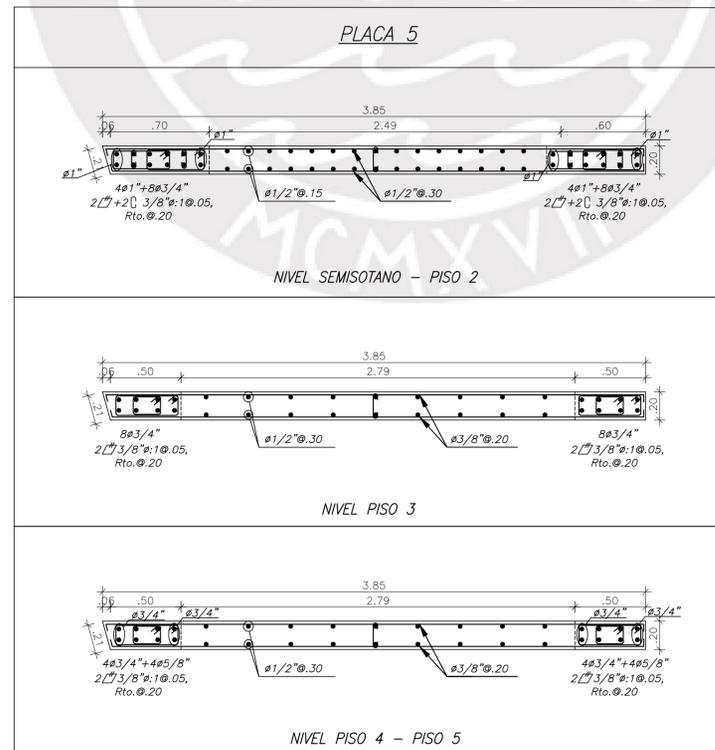
ALONSO PARRAGA			
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	E6
UBICACION:	JESÚS MARÍA		
PLANO:	DETALLES DE COLUMNAS Y PLACAS		
PUCP	DIBUJO: A.P.	ESCALA: 1:25	FECHA: DICIEMBRE-2019



PLACA 4

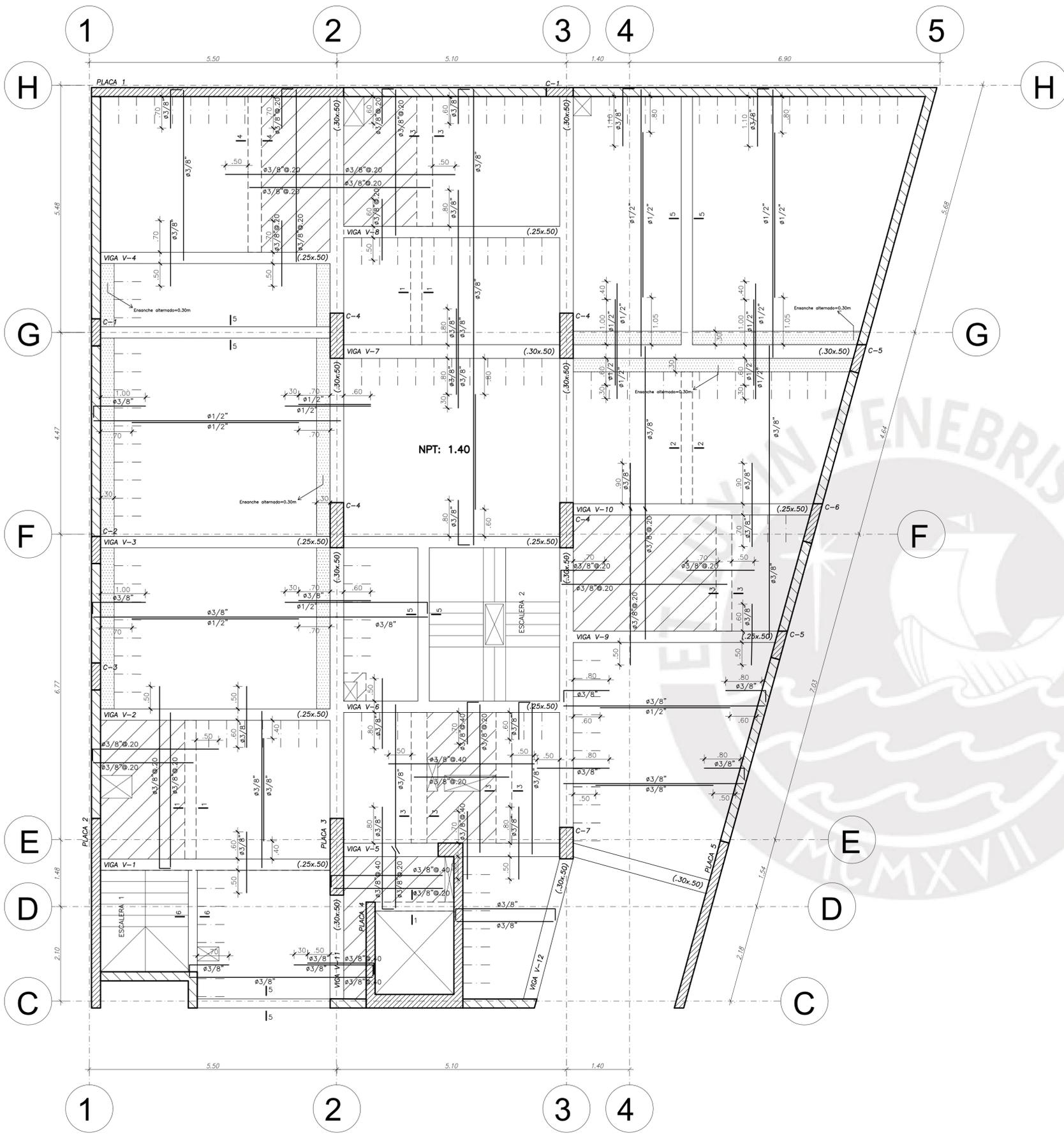


PLACA 5



ALONSO PARRAGA

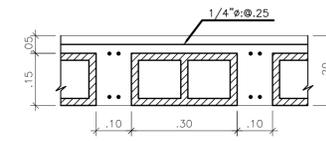
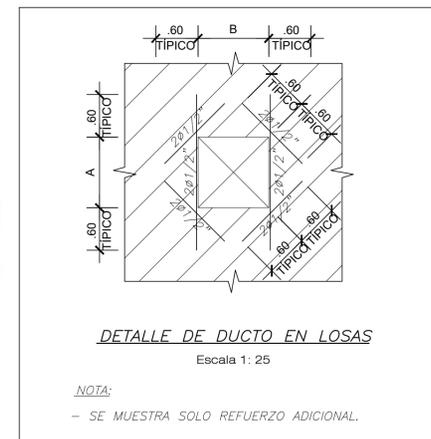
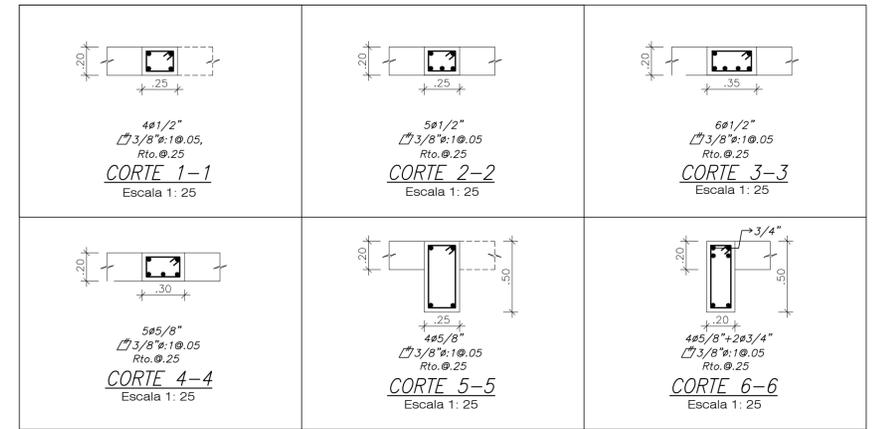
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	E7
UBICACIÓN:	JESÚS MARÍA		
PLANO:	DETALLES DE COLUMNAS Y PLACAS		
PUCP	DIBUJO: A.P	ESCALA: 1:25	FECHA: DICIEMBRE-2019



ENCOFRADO TECHO SEMISÓTANO

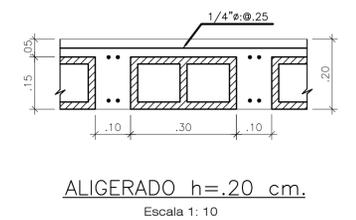
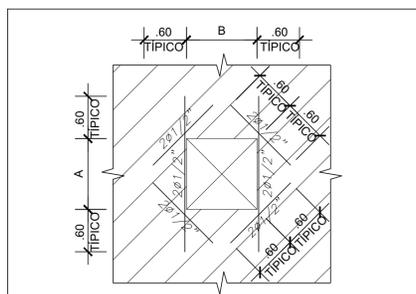
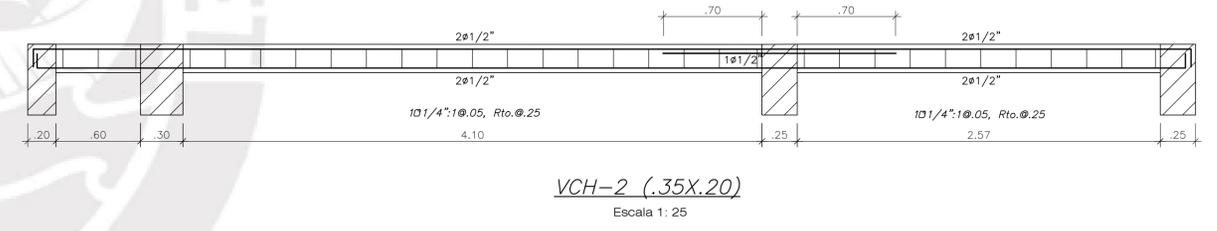
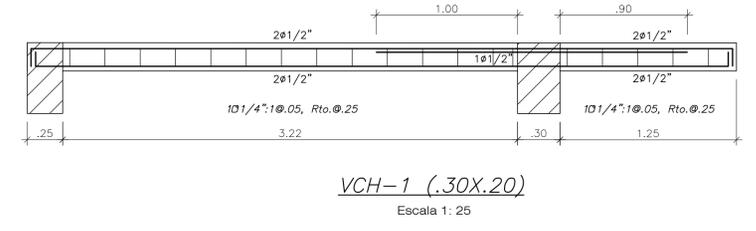
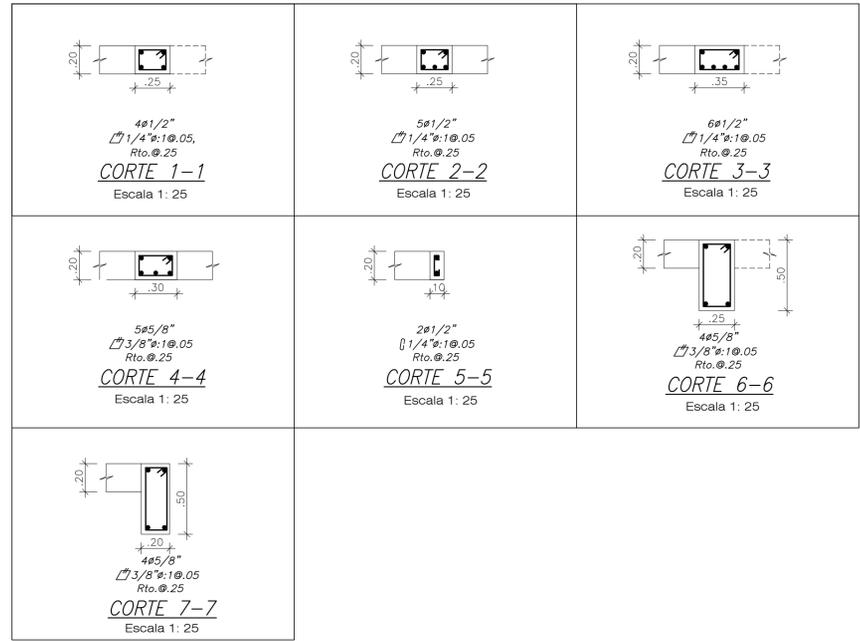
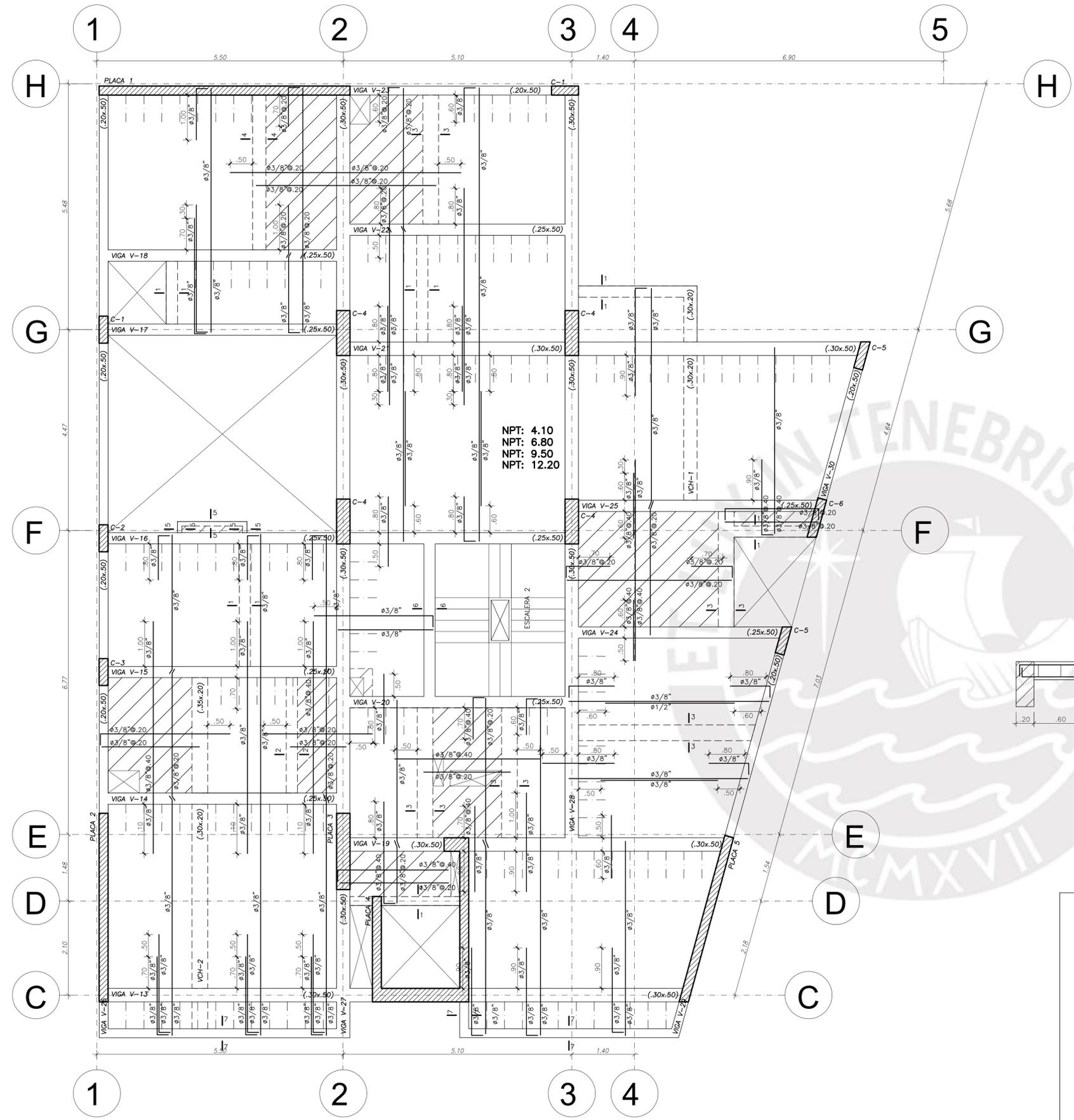
ESCALA 1:50

- LOSA ALIGERADA $h=0.20$, $S/C=200$ Kg/m²
- LOSA MACIZA $h=0.20$, $S/C=200$ Kg/m²



ALIGERADO $h=0.20$ cm.
Escala 1: 10

ALONSO PARRAGA			
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	E9
UBICACIÓN:	JESÚS MARÍA		
PLANO:	ENCOFRADO SEMISÓTANO, CORTES Y DETALLES		
PUCP	DIBUJO: A.P.	ESCALA: 1:50	FECHA: DICIEMBRE-2019

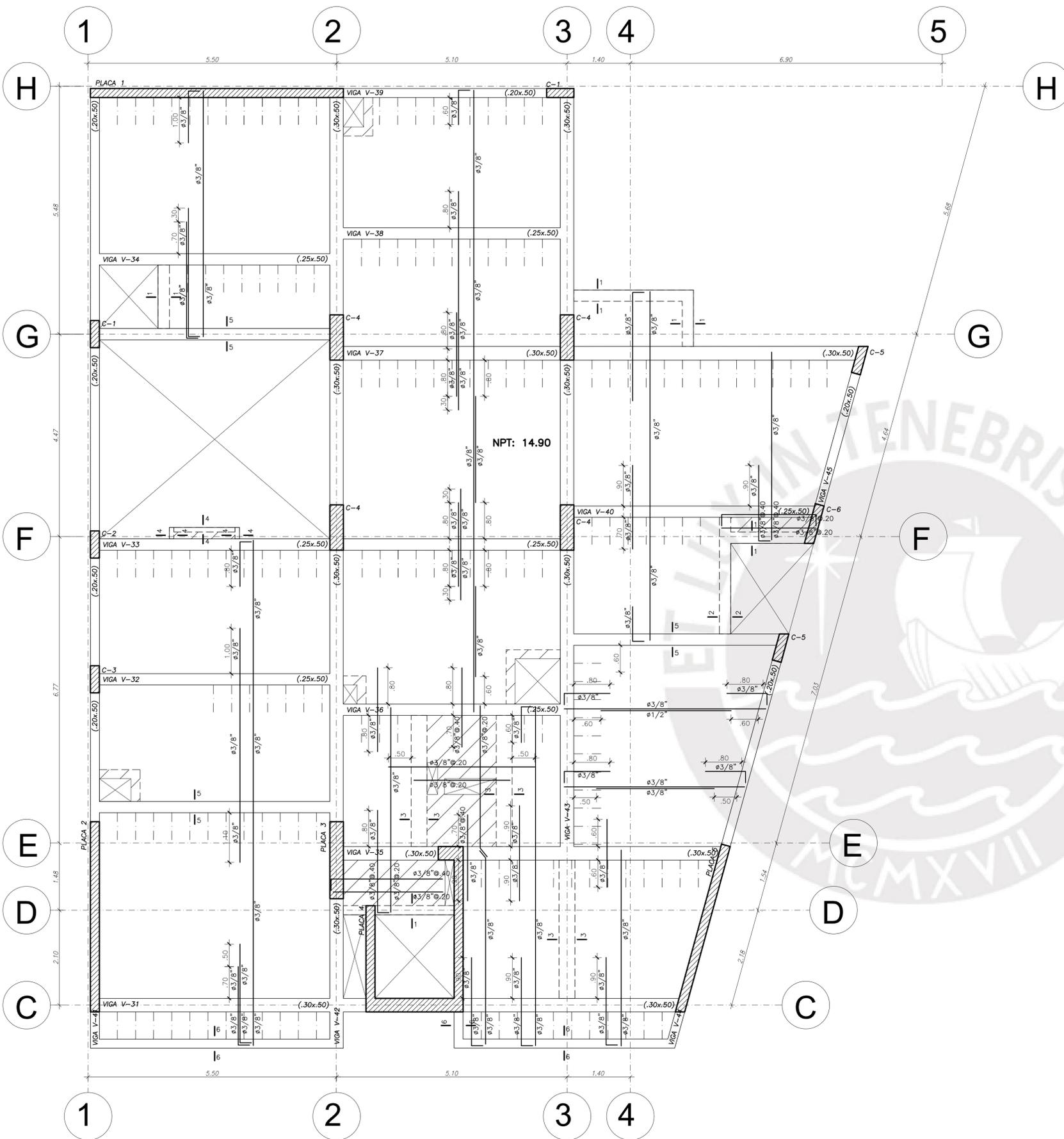


ENCOFRADO TECHO PISO TÍPICO

- ESCALA 1:50
- LOSA ALIGERADA h=0.20, S/C=200 Kg/m²
 - LOSA MACIZA h=0.20, S/C=200 Kg/m²

NOTA:
- SE MUESTRA SOLO REFUERZO ADICIONAL.

ALONSO PARRAGA			
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	
UBICACION:	JESUS MARIA	E10	
PLANO:	ENCOFRADO PISO TÍPICO, CORTES Y DETALLES		
PUCP	DIBUJO: A.P	ESCALA: 1:50	FECHA: DICIEMBRE-2019



ENCOFRADO TECHO 5TO PISO

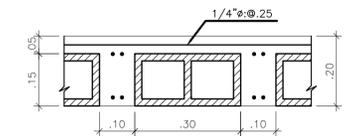
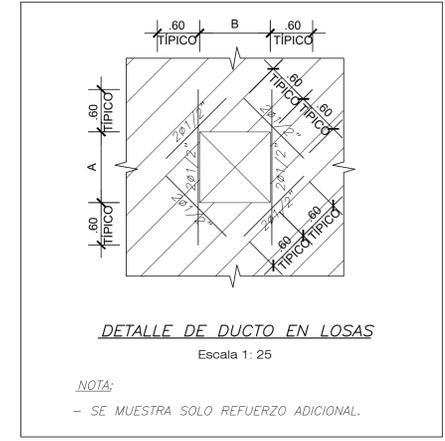
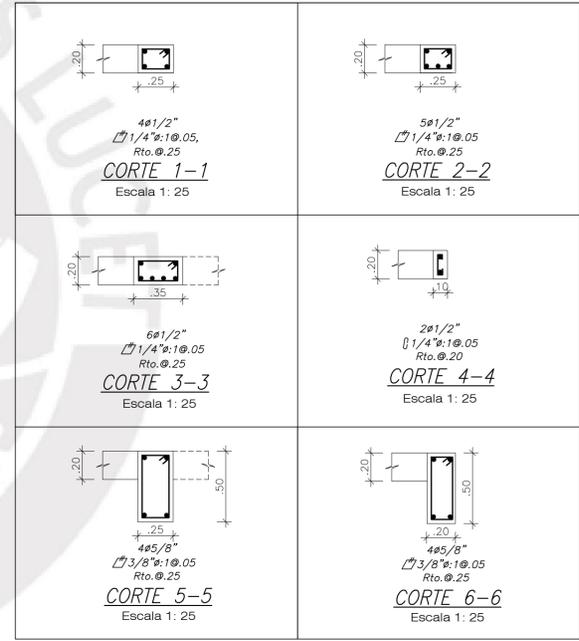
ESCALA 1:50
 [Symbol] LOSA ALIGERADA h=0.20, S/C=100 Kg/m²
 [Symbol] LOSA MACIZA h=0.20, S/C=100 Kg/m²

ENCOFRADO PISO CUARTO DE MAQUINAS

ESCALA 1:50
 [Symbol] LOSA MACIZA h=0.20, S/C=1000 Kg/m²

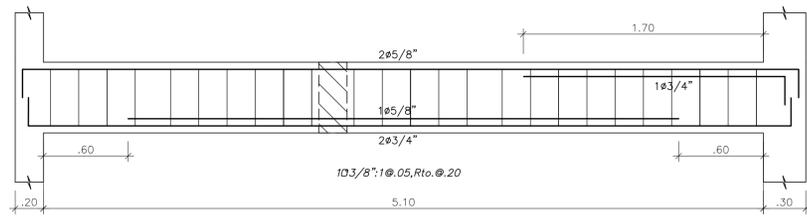
ENCOFRADO TECHO CUARTO DE MAQUINAS

ESCALA 1:50
 [Symbol] LOSA MACIZA h=0.20, S/C=100 Kg/m²

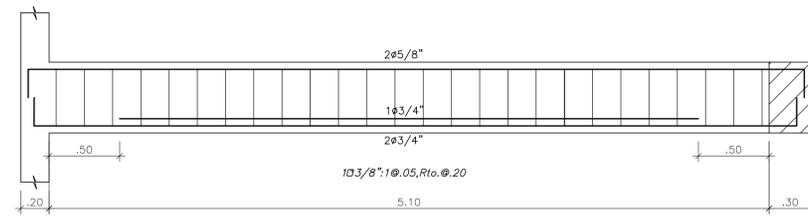


ALIGERADO h=0.20 cm.
Escala 1:10

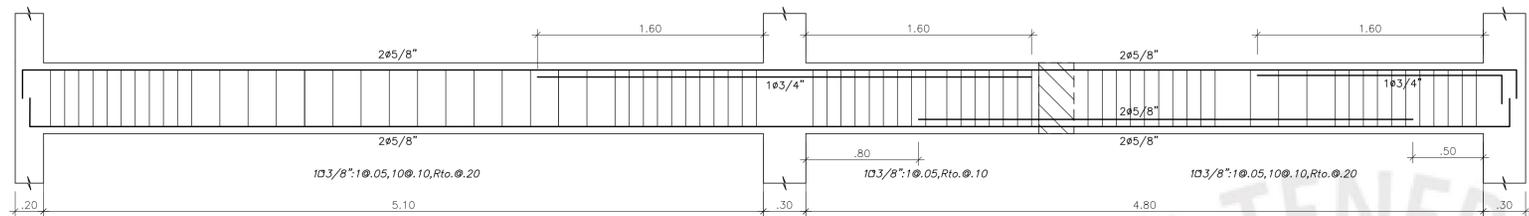
ALONSO PARRAGA			
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA		LAMINA N°:
UBICACION:	JESUS MARIA		E11
PLANO:	ENCOFRADO PISO 5, CORTES Y DETALLES		
PUCP	DIBUJO:	ESCALA:	FECHA:
	A.P	1:50	DICIEMBRE-2019



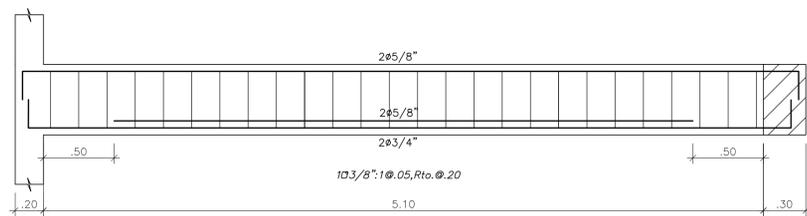
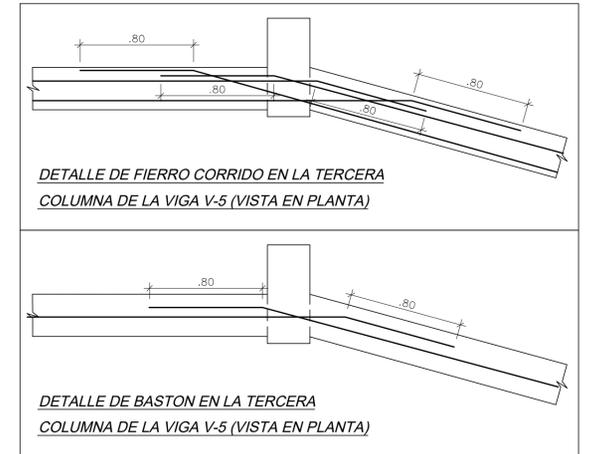
VIGA V-1 (.25X.50)



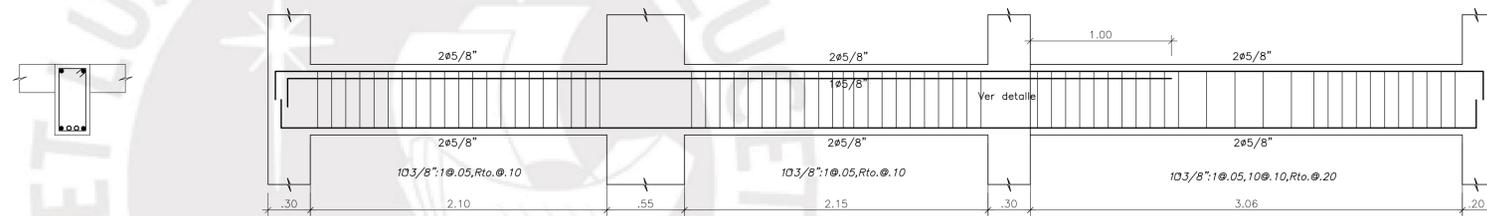
VIGA V-2 (.25X.50)



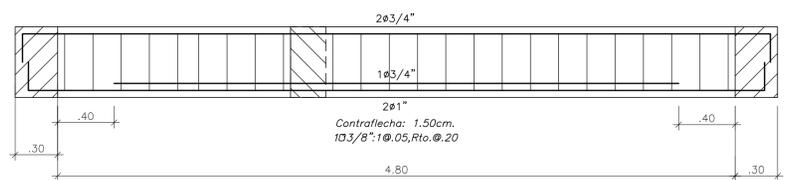
VIGA V-3 (.25X.50)



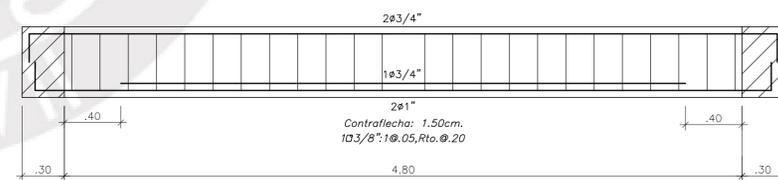
VIGA V-4 (.25X.50)



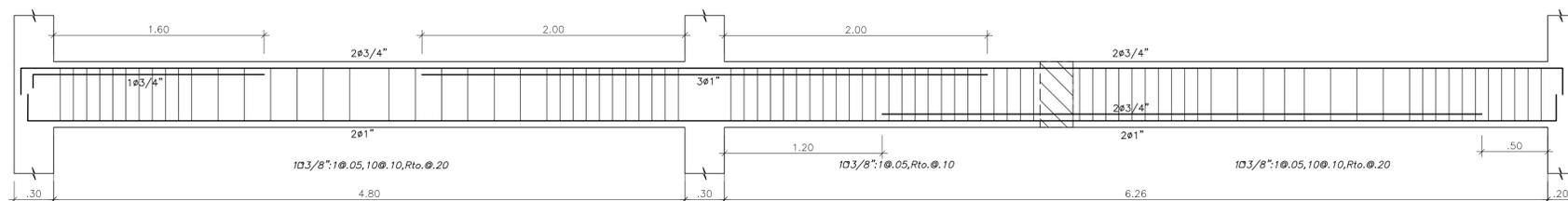
VIGA V-5 (.30X.50)



VIGA V-6 (.25X.50)

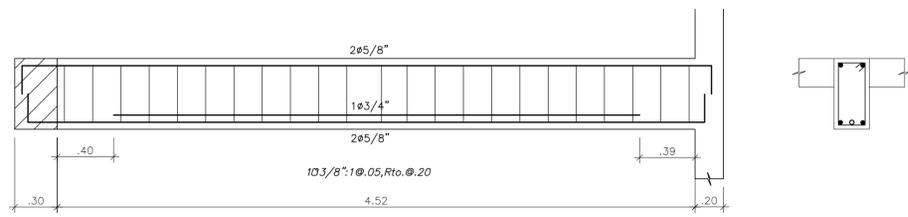


VIGA V-8 (.25X.50)

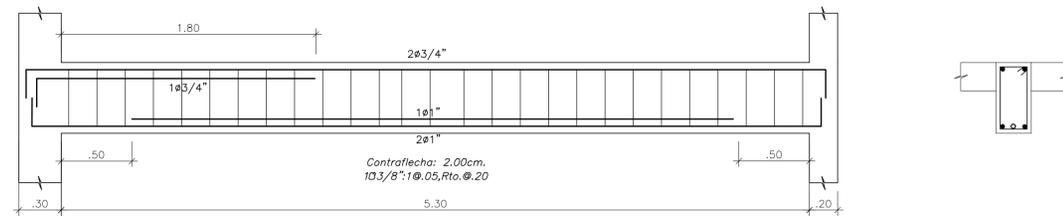


VIGA V-7 (.25X.50)

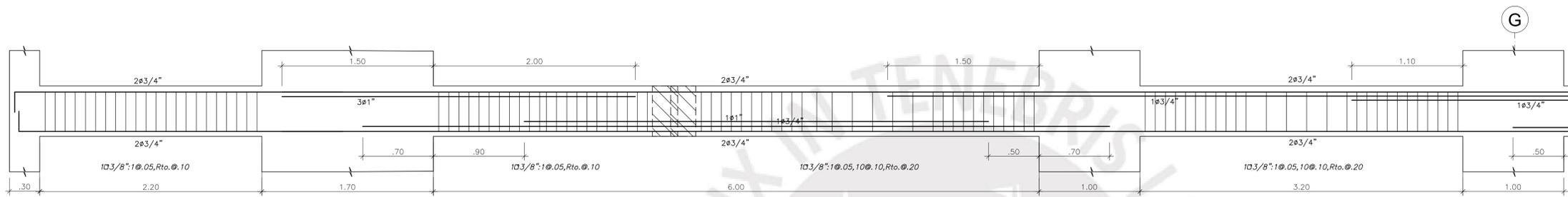
ALONSO PARRAGA			
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	
UBICACION:	JESÚS MARÍA	E12	
PLANO:	DETALLES DE VIGAS DE SEMISOTANO		
PUCP	DIBUJO: A.P	ESCALA: 1:25	FECHA: DICIEMBRE-2019



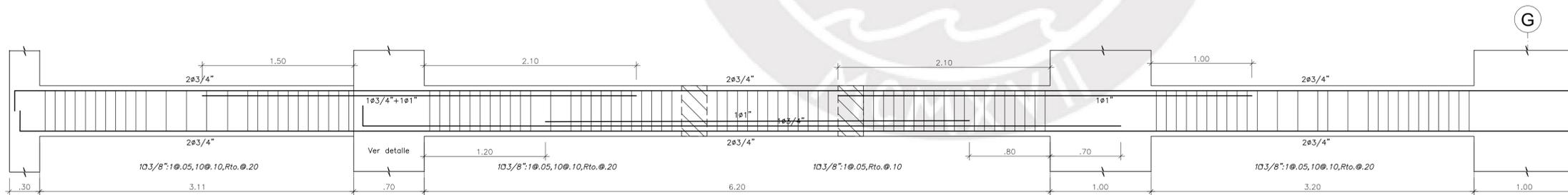
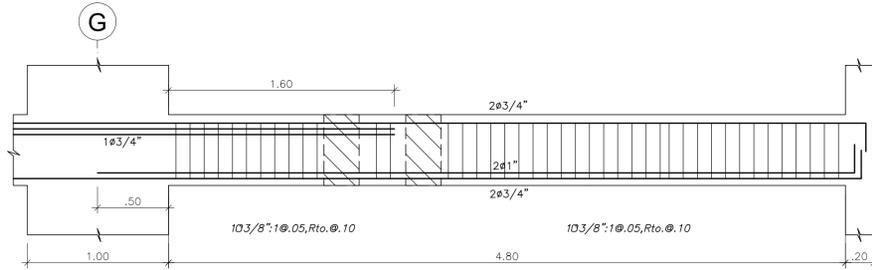
VIGA V-9 (.25X.50)



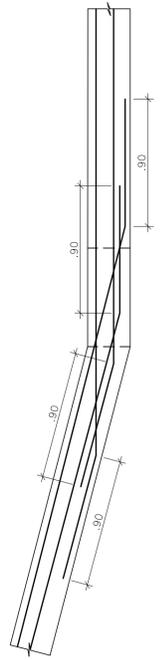
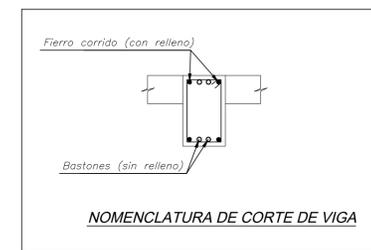
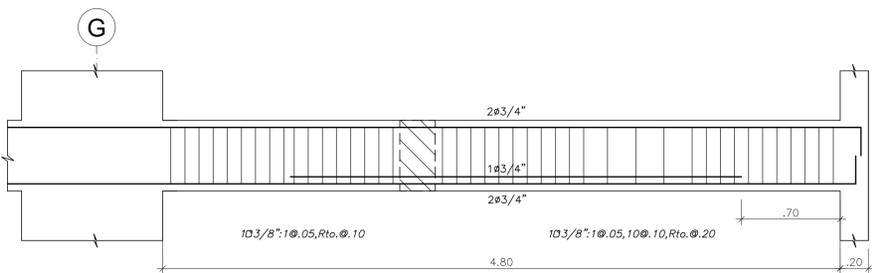
VIGA V-10 (.25X.50)



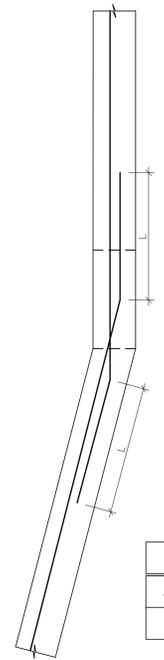
VIGA V-11 (.30X.50)



VIGA V-12 (.30X.50)



DETALLE DE FIERRO CORRIDO EN LA SEGUNDA COLUMNA DE LA VIGA V-12 (VISTA EN PLANTA)

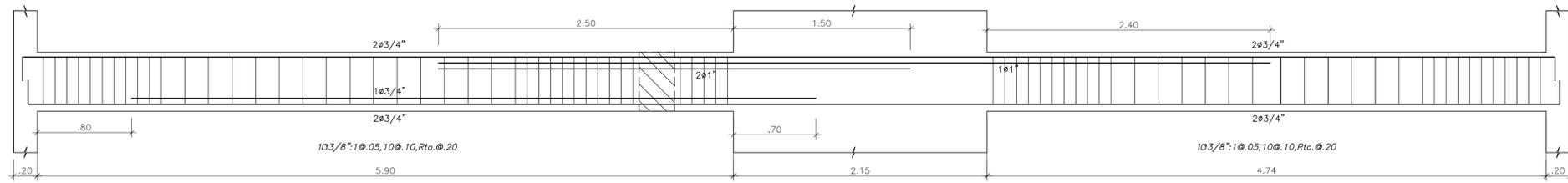


Ø	L(m)
5/8"	.90
1"	1.50

DETALLE DE BASTON EN LA SEGUNDA COLUMNA DE LA VIGA V-12 (VISTA EN PLANTA)

ALONSO PARRAGA

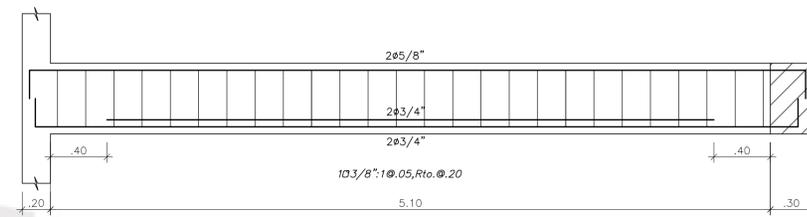
PROYECTO :	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	E13
UBICACIÓN :	JESÚS MARÍA		
PLANO :	DETALLES DE VIGAS DE SEMISOTANO		
PUCP	DIBUJO : A.P	ESCALA : 1:25	FECHA : DICIEMBRE-2019



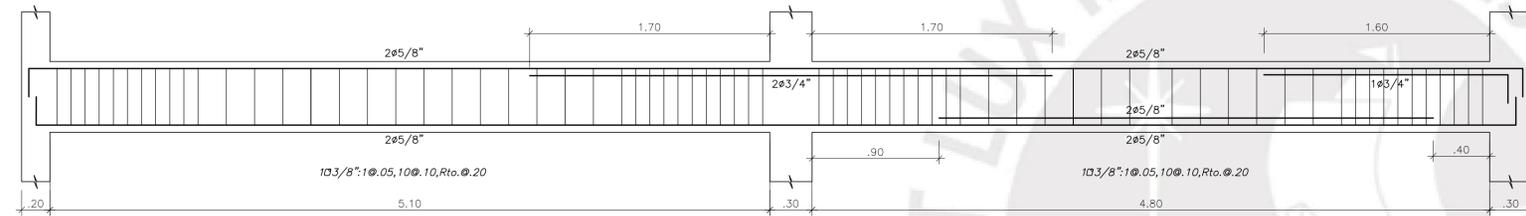
VIGA V-13 (.30X.50)



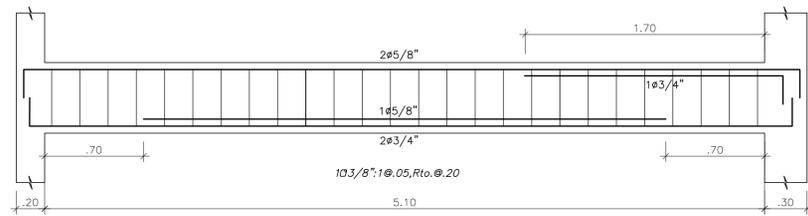
VIGA V-14 (.25X.50)



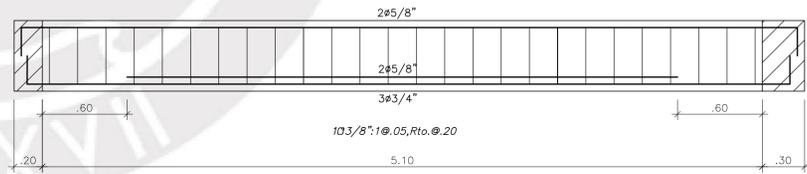
VIGA V-15 (.25X.50)



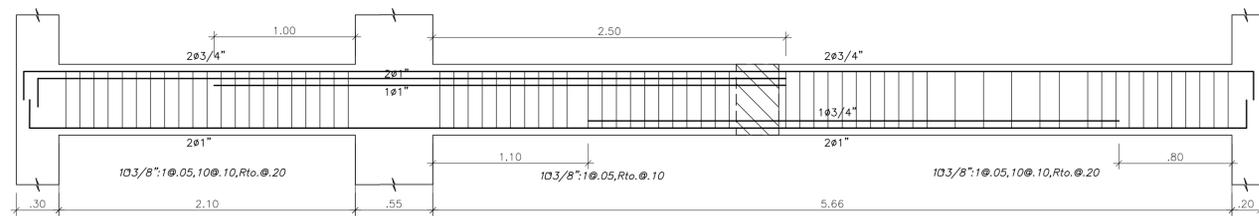
VIGA V-16 (.25X.50)



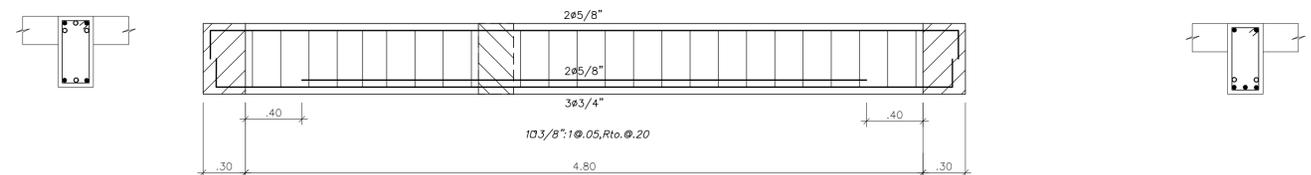
VIGA V-17 (.25X.50)



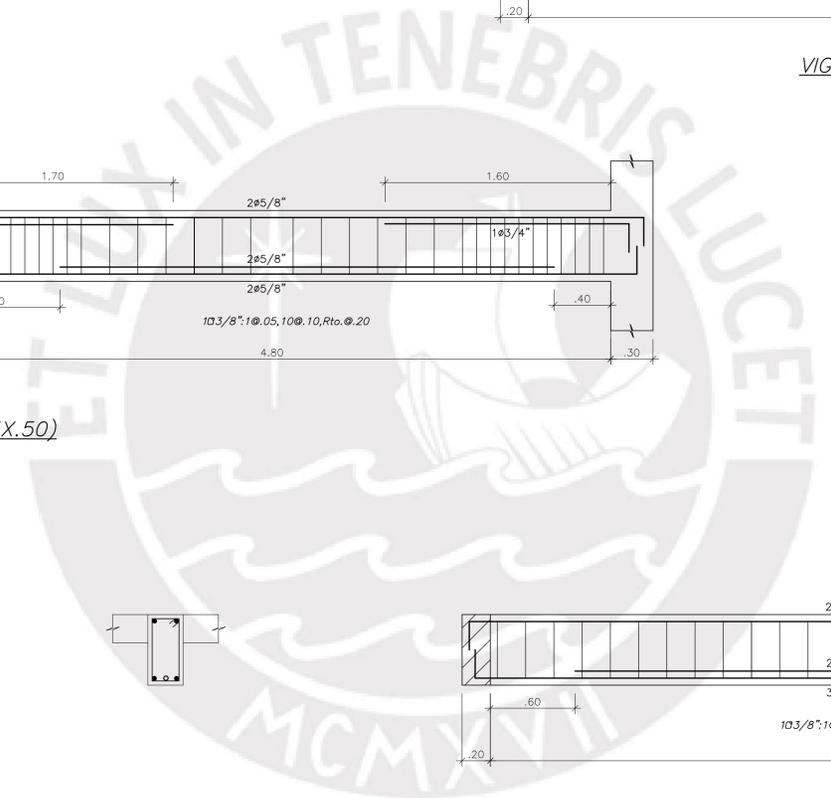
VIGA V-18 (.25X.50)



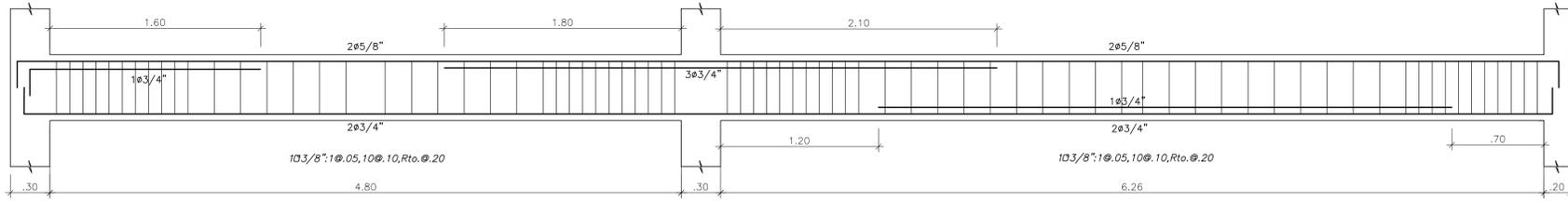
VIGA V-19 (.30X.50)



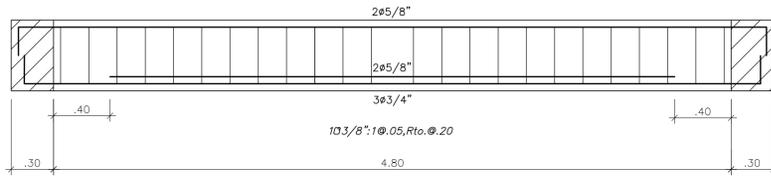
VIGA V-20 (.25X.50)



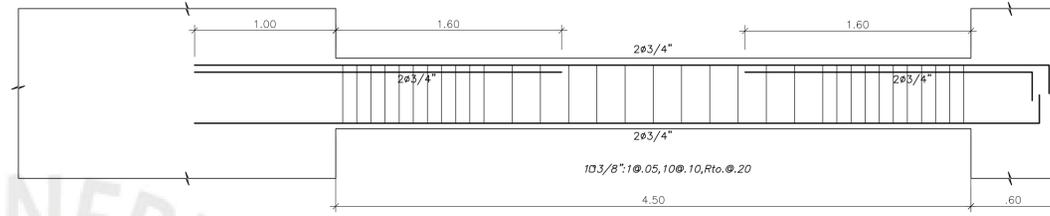
ALONSO PARRAGA			
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	
UBICACIÓN:	JESÚS MARÍA	E14	
PLANO:	DETALLES DE VIGAS DE PISO TÍPICO		
PUCP	DIBUJO: A.P	ESCALA: 1:25	FECHA: DICIEMBRE-2019



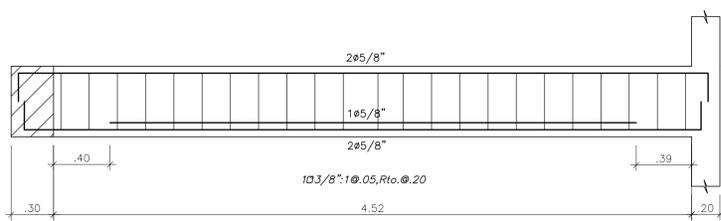
VIGA V-21 (.30X.50)



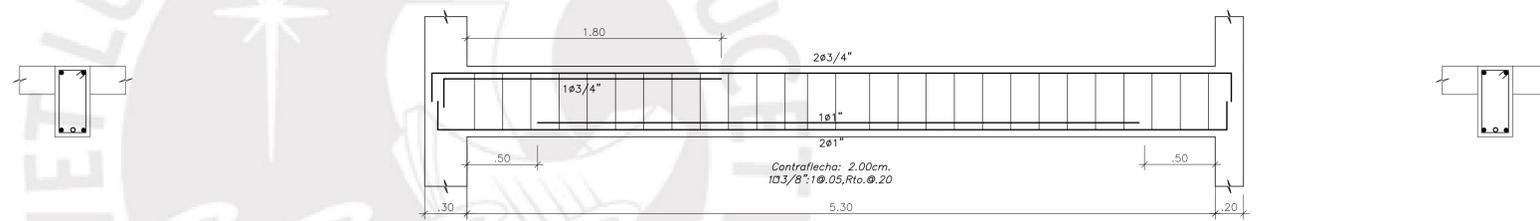
VIGA V-22 (.25X.50)



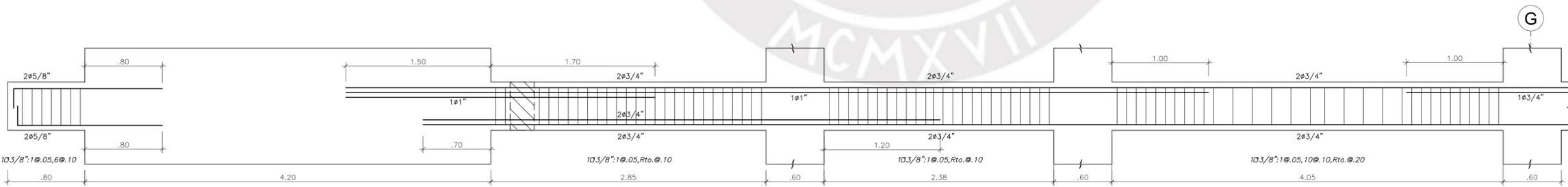
VIGA V-23 (.20X.50)



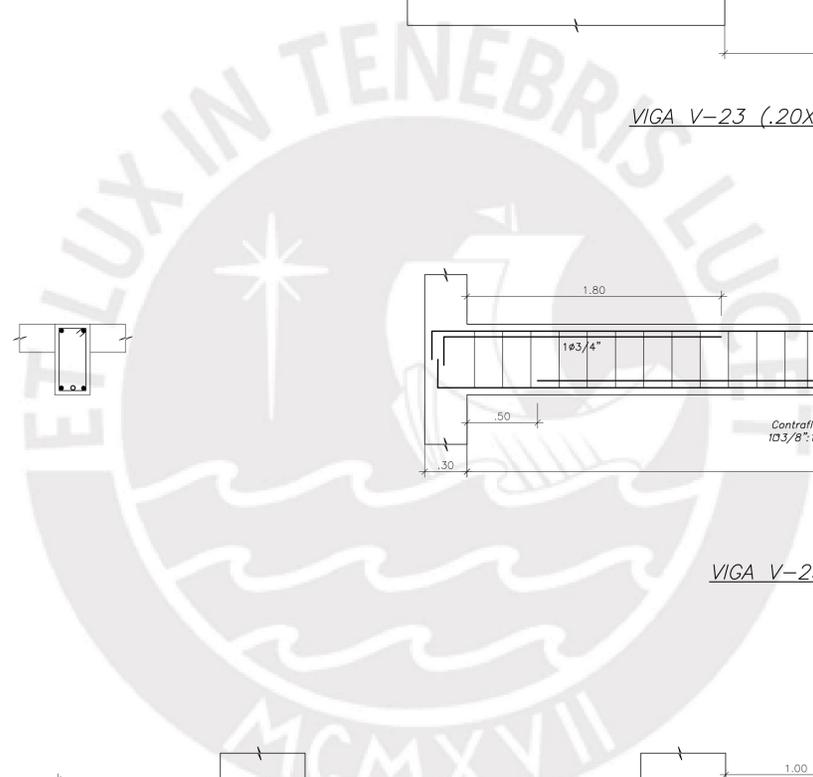
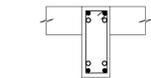
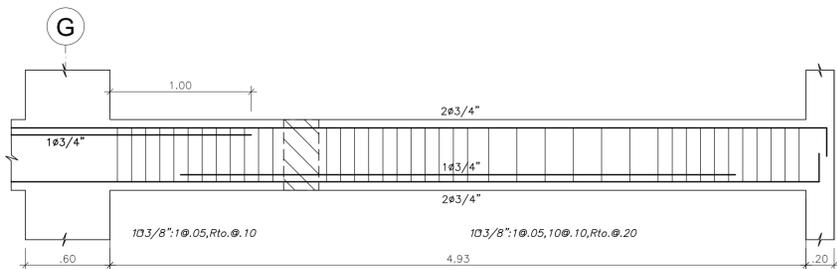
VIGA V-24 (.25X.50)



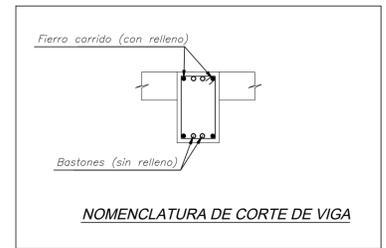
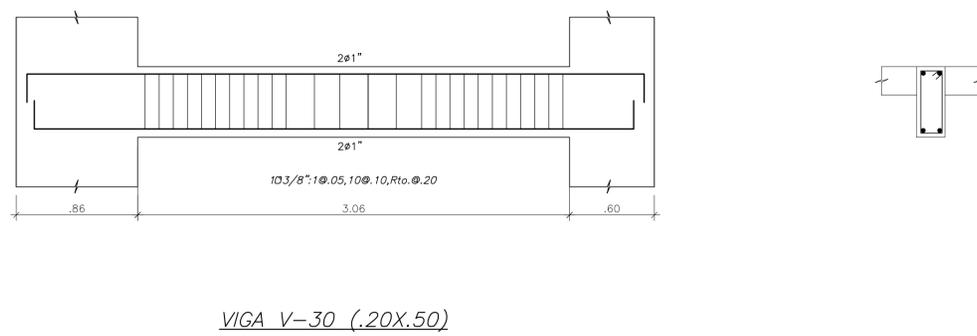
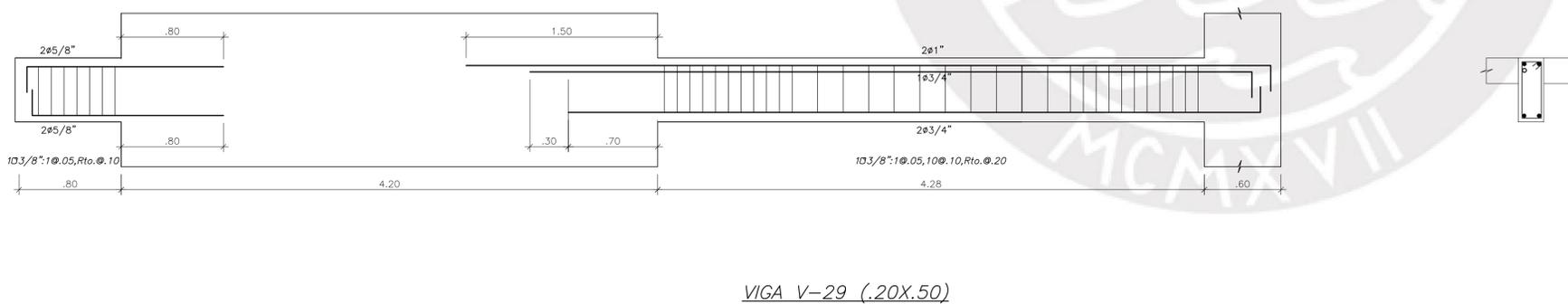
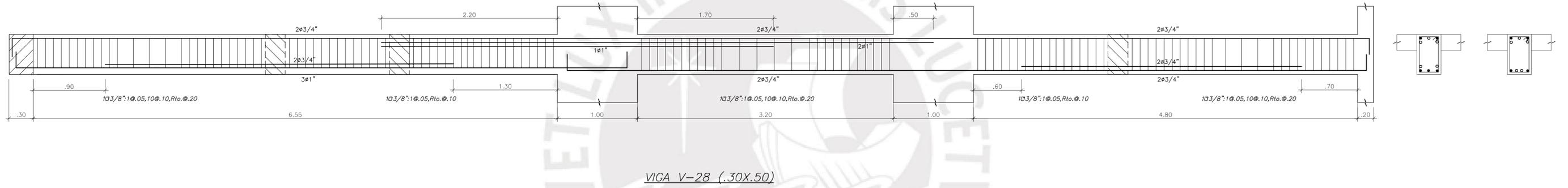
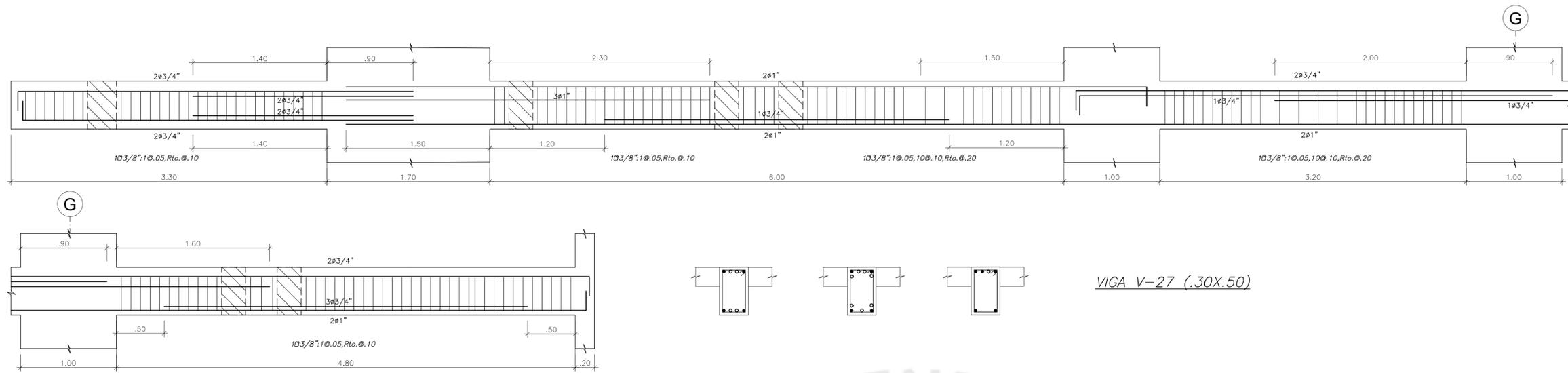
VIGA V-25 (.25X.50)



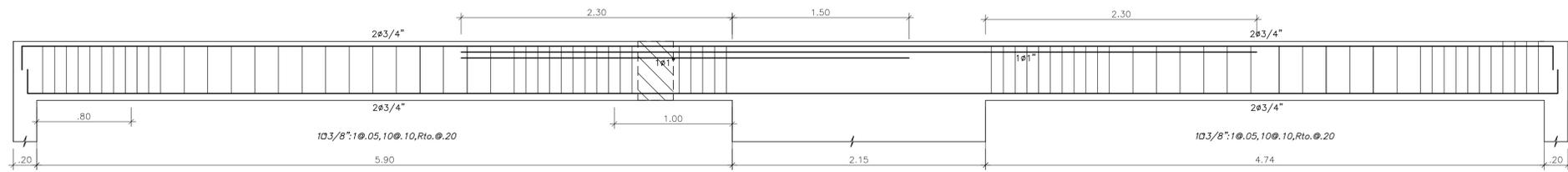
VIGA V-26 (.20X.50)



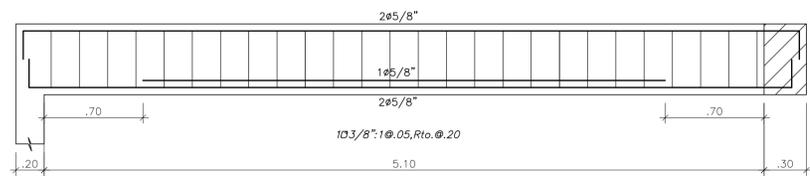
ALONSO PARRAGA			
PROYECTO :	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	
UBICACIÓN :	JESÚS MARÍA	E15	
PLANO :	DETALLES DE VIGAS DE PISO TÍPICO		
PUCP	DIBUJO : A.P	ESCALA : 1:25	FECHA : DICIEMBRE-2019



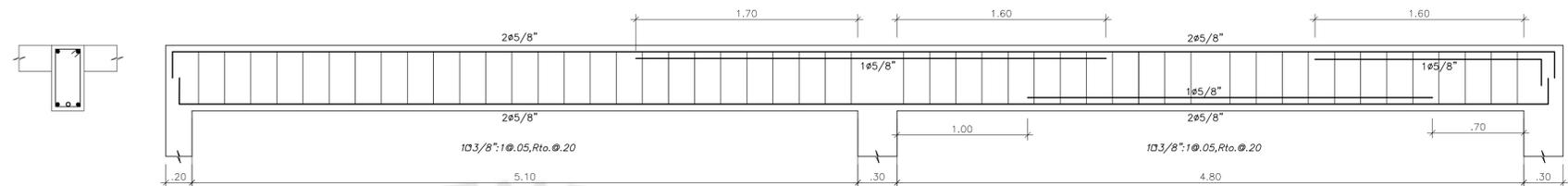
ALONSO PARRAGA			
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	E16
UBICACIÓN:	JESÚS MARÍA		
PLANO:	DETALLES DE VIGAS DE PISO TÍPICO		
PUCP	DIBUJO: A.P	ESCALA: 1:25	FECHA: DICIEMBRE-2019



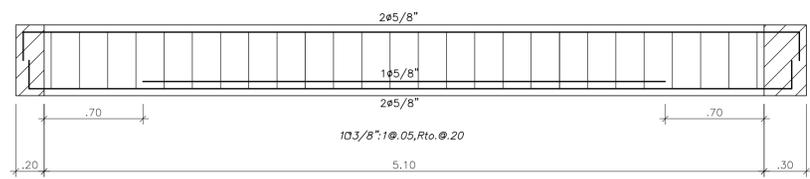
VIGA V-31 (.25X.50)



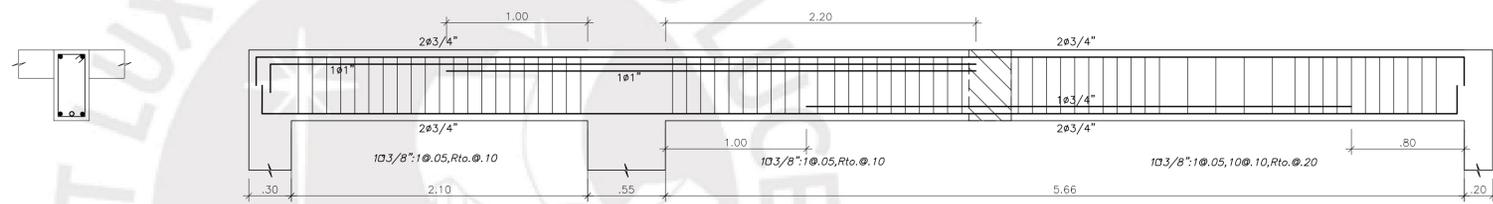
VIGA V-32 (.25X.50)



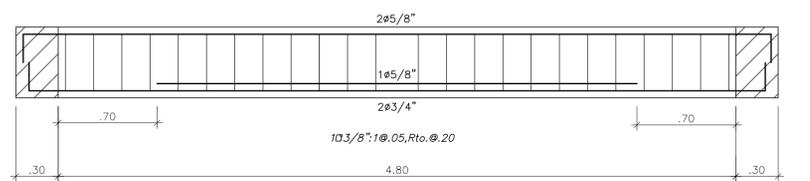
VIGA V-33 (.25X.50)



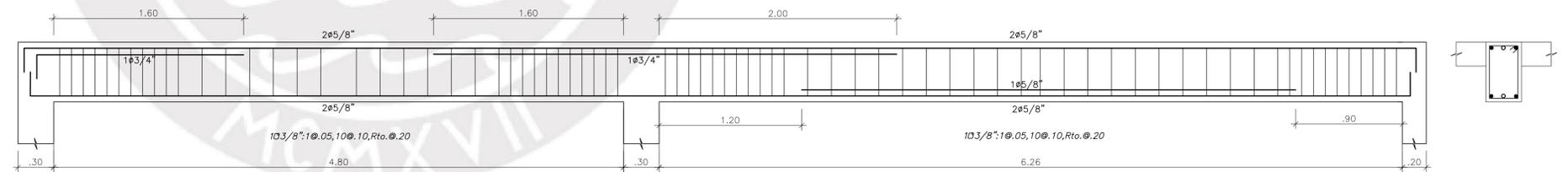
VIGA V-34 (.25X.50)



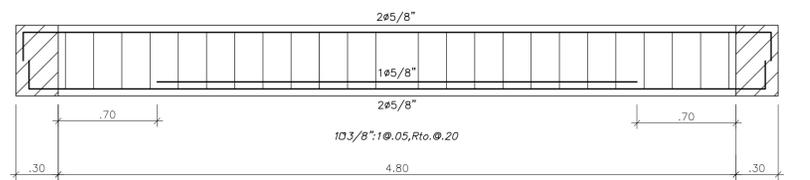
VIGA V-35 (.30X.50)



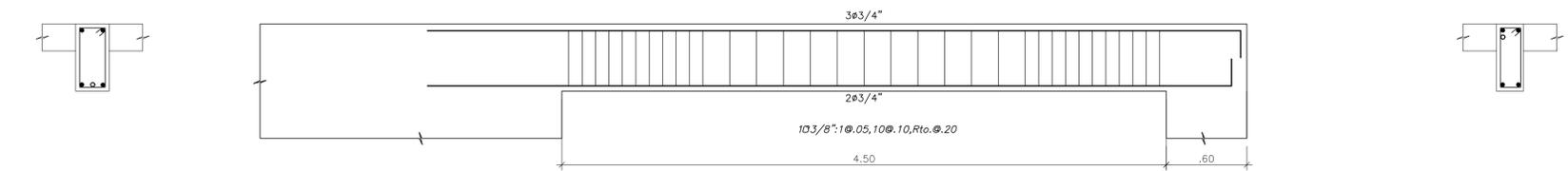
VIGA V-36 (.25X.50)



VIGA V-37 (.30X.50)

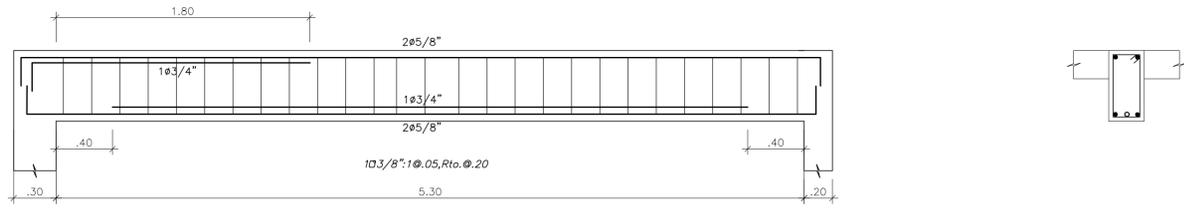


VIGA V-38 (.25X.50)

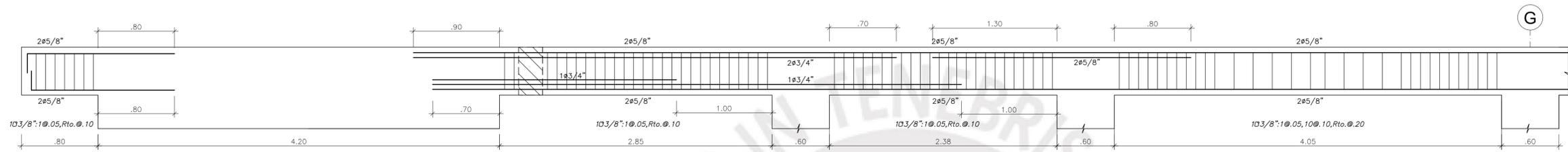


VIGA V-39 (.20X.50)

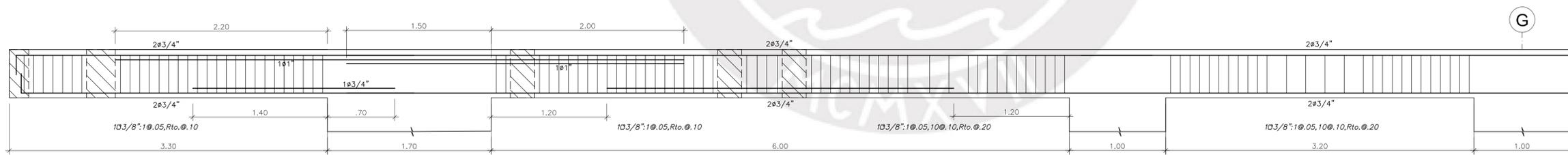
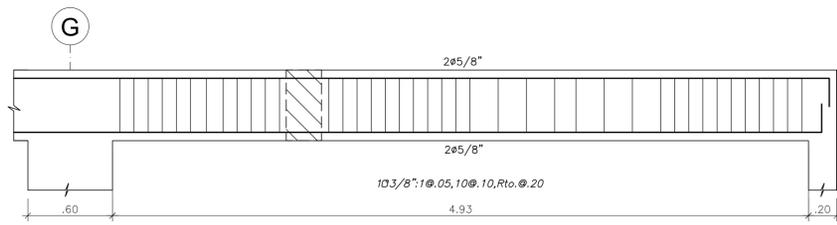
ALONSO PARRAGA			
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	E17
UBICACIÓN:	JESÚS MARÍA		
PLANO:	DETALLES DE VIGAS DEL 5TO PISO		
PUCP	DIBUJO: A.P.	ESCALA: 1:25	FECHA: DICIEMBRE-2019



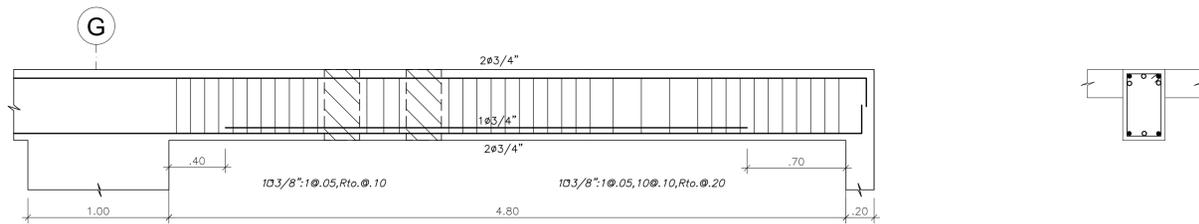
VIGA V-40 (.25X.50)



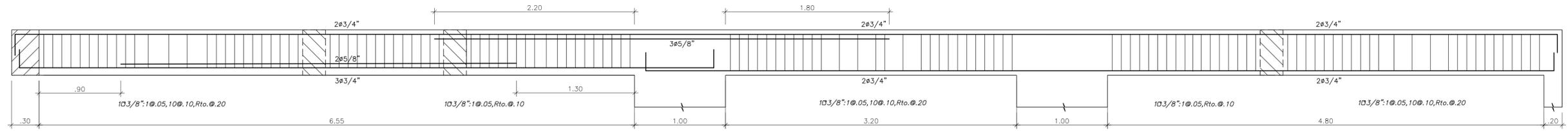
VIGA V-41 (.20X.50)



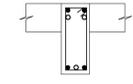
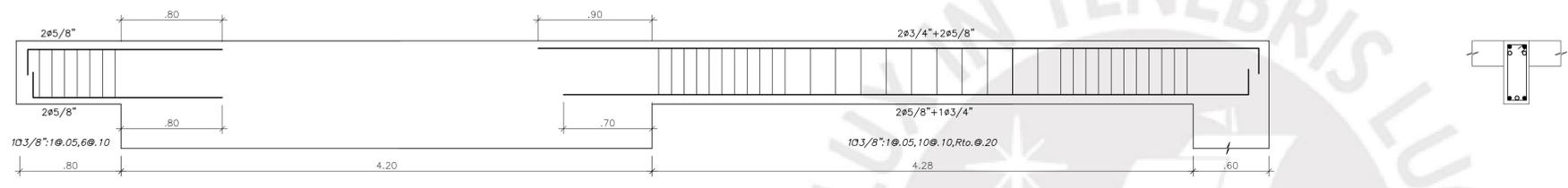
VIGA V-42 (.30X.50)



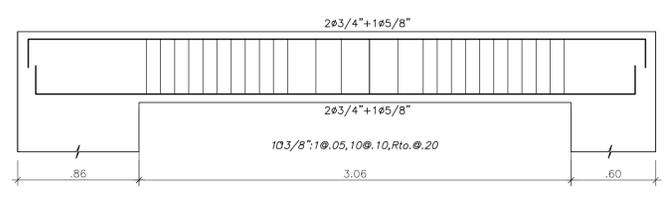
ALONSO PARRAGA			
PROYECTO :	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	
UBICACION :	JESUS MARIA	E18	
PLANO :	DETALLES DE VIGAS DEL 5TO PISO		
PUCP	DIBUJO : A.P	ESCALA : 1:25	FECHA : DICIEMBRE-2019



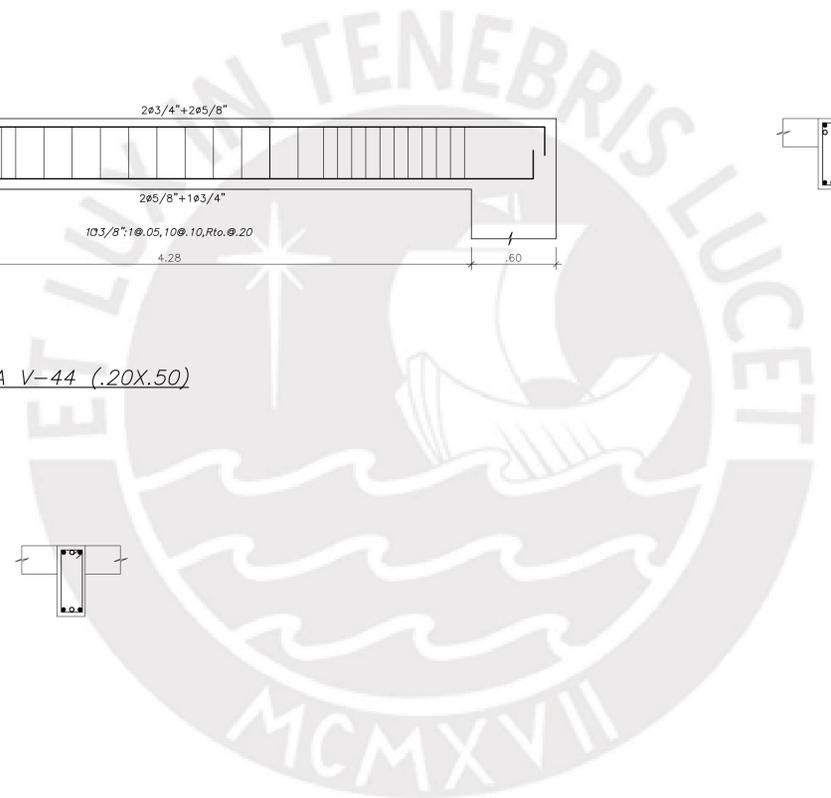
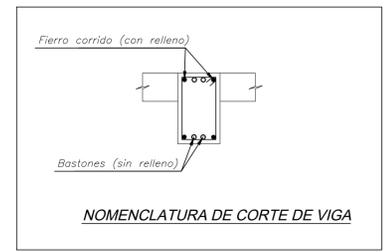
VIGA V-43 (.30X.50)



VIGA V-44 (.20X.50)



VIGA V-45 (.20X.50)



ALONSO PARRAGA			
PROYECTO:	TESIS - DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MULTIFAMILIAR EN JESUS MARIA	LAMINA N°:	E19
UBICACIÓN:	JESÚS MARÍA		
PLANO:	DETALLES DE VIGAS DEL 5TO PISO		
PUCP	DIBUJO: A.P.	ESCALA: 1:25	FECHA: DICIEMBRE-2019