

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PUCP**

**Diseño estructural de un edificio multifamiliar de 6 pisos con  
semisótano ubicado en Jesús María – Lima**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR:**

Christian Guiliano Peñaranda Villalobos

**ASESOR:**

César Antonio Huapaya Huapaya

Lima, Octubre, 2020

## RESUMEN DEL PROYECTO

La presente tesis desarrolla el análisis y diseño de un edificio de 6 pisos con semisótano. El edificio se encuentra ubicado en Jesús María - Lima, tiene un suelo rígido tipo S1 en un área de 162 m<sup>2</sup>.

El semisótano está destinado para estacionamiento vehicular; el edificio también cuenta con escaleras y un ascensor.

Se han hecho todos los pasos previos para obtener un diseño adecuado de la estructura. En primer lugar, se realiza un estudio de la propuesta arquitectónica utilizando los criterios de estructuración en los planos de arquitectura, además de realizar un análisis traslacional del edificio para verificar las derivas de entrepiso permitidas por la norma E-030. De esa manera, procedemos con el predimensionamiento de la estructura y su modelamiento en el programa ETABS.

Todos los elementos de la estructura son de concreto armado (columnas, vigas, placas y losas). Las placas cumplen un importante rol en la estructura frente a los sismos, ya que son los elementos estructurales que atraen la mayor cantidad de fuerza tipo corte por tener gran rigidez.

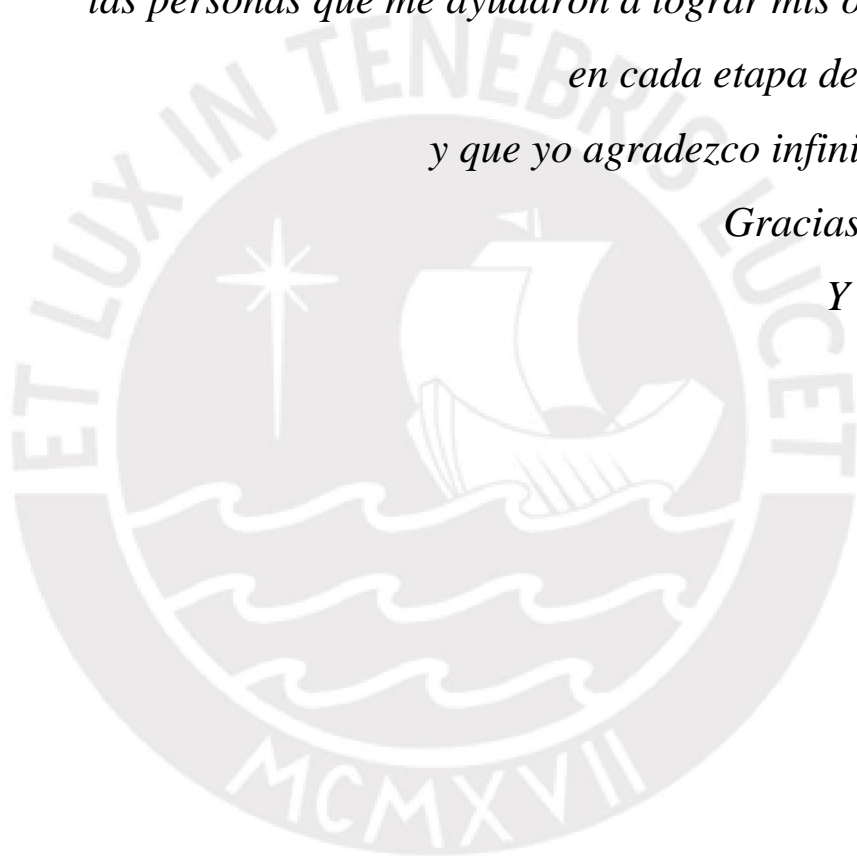
Las columnas, vigas y losas son las encargadas de transmitir las cargas verticales hasta la cimentación de la estructura. Para predimensionarlas, se utilizan valores predeterminados en relación con su longitud efectiva del elemento, explicados en varios libros de concreto armado.

Una vez realizado el predimensionamiento de los elementos, se realizará el metrado real de la estructura y se modelará el edificio con el programa ETABS. Luego, se ejecutará un análisis sismo resistente estático y dinámico que determinan el comportamiento del edificio. Después, se verificará que la estructura cumpla con las diferentes condiciones mencionadas en la norma E.030.

Finalmente, se realizará el diseño, según la norma E.060, de cada uno de los elementos de la estructura. Donde se verificará que la resistencia nominal obtenida sea mayor a la resistencia última, y así poder elaborar los planos de estructuras respectivos.

Se puede concluir que la finalidad de esta tesis es el desarrollo de los planos estructurales para su futura construcción.

*Este trabajo va a dedicado a todas  
las personas que me ayudaron a lograr mis objetivos  
en cada etapa de mi vida  
y que yo agradezco infinitamente  
Gracias a todos  
Y dale (U)*



## ÍNDICE

RESUMEN DEL PROYECTO .....	II
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN .....	1
1.1 OBJETIVOS DE PROYECTO .....	1
1.2 ALCANCE DE PROYECTO .....	1
1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO .....	2
1.4 NORMAS EMPLEADAS .....	5
1.5 CARGAS DE DISEÑO .....	5
1.6 MÉTODO DE DISEÑO .....	6
1.7 COMBINACIONES DE CARGA .....	6
1.8 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS .....	7
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN .....	8
2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN .....	8
2.2 CASO PARTICULAR DEL EDIFICIO .....	9
CAPÍTULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO .....	11
3.1 LOSAS ALIGERADAS .....	11
3.2 LOSAS MACIZAS .....	11
3.3 VIGAS PERALTADAS .....	11
3.4 VIGAS CHATAS .....	12
3.5 COLUMNAS .....	12
3.6 PLACAS .....	13
CAPÍTULO 4: METRADO DE CARGAS DE ELEMENTOS VERTICALES .....	14
4.1 GENERALIDADES .....	14
4.2 METRADO DE LA COLUMNA C-1 .....	14
4.3 PLACA P-3 .....	18
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS SISMICO .....	23
5.1 GENERALIDADES .....	23
5.2 MODELAMIENTO DEL EDIFICIO .....	23
5.3 PARÁMETROS SÍSMICOS .....	26
5.4 CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO .....	29
5.5 ANÁLISIS ESTÁTICO .....	29
5.6 ANÁLISIS DINÁMICO .....	31
5.7 FUERZAS CORTANTES EN LA BASE .....	31
5.8 DESPLAZAMIENTOS LATERALES .....	32

5.9 JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA .....	35
CAPÍTULO 6: ANÁLISIS Y DISEÑO EN CONCRETO ARMADO .....	36
6.1 DISEÑO POR FLEXIÓN.....	36
6.2 DISEÑO POR CORTANTE .....	37
6.3 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN .....	39
6.4 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SISMICO .....	40
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS .....	45
7.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS .....	45
7.2 DISEÑO POR CORTE DE LA LOSA ALIGERADA .....	46
7.3 DISEÑO POR FLEXION DE LA LOSA ALIGERADA .....	47
7.4 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LOSAS MACIZAS .....	49
7.5 DISEÑO POR CORTE DE LOSAS MACIZAS .....	50
7.6 DISEÑO POR FLEXION DE LA LOSA MACIZA .....	51
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE VIGAS .....	56
8.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS .....	56
8.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA VIGA (PORTICO) POR CAPACIDAD .....	56
8.3 VERIFICACIÓN DE DEFLEXIONES .....	63
CAPÍTULO 9: DISEÑO DE COLUMNAS .....	68
9.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS .....	68
9.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA COLUMNA POR CAPACIDAD .....	68
CAPÍTULO 10: DISEÑO DE PLACAS .....	74
10.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE PLACAS .....	74
10.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UN PLACA .....	75
CAPÍTULO 11: DISEÑO DE CIMENTACIONES .....	80
11.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES .....	80
11.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UN ZAPATA EXCENTRICA .....	82
11.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA ZAPATA CONECTADA .....	86
CAPÍTULO 12: ELEMENTOS SECUNDARIOS .....	101
CAPÍTULO 13: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	102
CAPÍTULO 14: BIBLIOGRAFÍA .....	104

# CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

## 1.1 OBJETIVOS DE PROYECTO

El objetivo principal del proyecto es el análisis y diseño sísmo resistente de un edificio multifamiliar de 6 pisos con semisótano de concreto armado, cumpliendo con las normas vigentes. El edificio se encuentra ubicado en el distrito de Jesús María, departamento de Lima, sobre un terreno de 162 m<sup>2</sup>.

Uno de los objetivos ideales en la concepción del edificio es que sea uniforme y continua tanto en planta como en elevación. La uniformidad del edificio obedece a evitar los cambios repentinos de rigidez de un piso a otro, lo que podría originar grandes concentraciones de esfuerzos en elementos que tal vez no tengan la capacidad suficiente de resistirlos.

Se debe observar que la arquitectura siga los criterios de estructuración. En caso que no se cumpla alguno, se deberá discutir con el arquitecto los cambios que se crea conveniente.

Distribuir los elementos estructurales de forma apropiada, intentando que los elementos rígidos estén ubicados en forma simétrica y en las dos direcciones del sismo.

Se busca que el modelamiento del edificio sea simple y que se comporte cercanamente al real. De esta manera se podrá predecir su comportamiento ante cargas verticales y de sismos. También se busca que al obtener una buena estructuración, el edificio esté dentro de los parámetros permitidos de daño ante sismos frecuentes, ocasionales y raros.

La estructura deberá tener una resistencia lateral en ambas direcciones que pueda garantizar el desempeño del edificio durante los sismos, controlando las deformaciones de entrepiso y verificando que sus derivas estén dentro del límite aceptado para el concreto y tabiquería. De este modo, los elementos estructurales serán diseñados para resistir las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores como se establece en la norma E. 060.

Se explicará con mayor detalle en la Descripción del Proyecto.

## 1.2 ALCANCE DE PROYECTO

El proyecto tiene los siguientes puntos de desarrollo:

- Estructuración: Se debe buscar que el edificio tenga rigidez lateral, rigidez torsional, simetría, continuidad e hiperestaticidad. Todo esto hace que el edificio tenga un buen comportamiento durante su vida útil.
- Pre dimensionamiento: Se hacen para todos los elementos estructurales de acuerdo a sus luces y cargas que soportan.
- Metrado de cargas: Teniendo en cuenta la norma E.020, se deben calcular las cargas impuestas por el edificio y sus combinaciones para poder determinar los diagramas de momento flector, fuerza cortante y la envolvente en todos los elementos estructurales.
- Análisis estructural: De acuerdo a la forma del edificio, siguiendo las condiciones de la norma E.030, se realiza un caso específico de análisis, para poder conocer el comportamiento de la estructura frente a las cargas verticales, el empuje a tierra y los sismos.
- Diseño de losas y vigas: En concordancia con la norma E.060, estos elementos se diseñarán por flexión y por corte.
- Diseño de columnas y placas: Luego de hacer los análisis, y en concordancia con el capítulo 21 de la norma E.060, se diseñará por flexo compresión y por corte
- Diseño de cimentaciones: Obtenidas las cargas que llegan a la base de las columnas y las placas, se diseñará por corte y por punzonamiento, de acuerdo con la norma E.060.
- Diseño de elementos secundarios: Se diseñarán la caja de ascensor y la escalera.
- Elaboración de los planos estructurales para construir la obra.

### 1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El edificio consta de 6 pisos, los cuales están distribuidos de la siguiente manera: 1 dúplex (1° y 2° piso) y 4 departamentos (3°,4°,5°,6° piso).

El edificio también cuenta con un semisótano que está destinado para 4 estacionamientos (ver figura 1.3.1). El acceso es por medio de una rampa vehicular con pendiente de 15%, también existe una rampa adentro en dirección contraria debido a que está por debajo de la escalera principal, evitando así que el auto no choque con la escalera (ver figura 1.3.2).

El primer piso cuenta con un hall de entrada que lleva a la sala - comedor, a su mano izquierda se encuentra el baño y la escalera secundaria. Más adelante por la izquierda se encuentra la terraza y el patio de lavandería, a su derecha está la cocina, el dormitorio de servicio y su baño (ver figura 1.3.1).

En el segundo piso, el área es reducida a 107 m<sup>2</sup>, la entrada es por la escalera principal, a su derecha se encuentra el ascensor y a su izquierda se encuentra el baño, la sala de estar y de estudio, más adelante se encuentra el hall, la escalera secundaria y, más adelante, los 2 dormitorios principales (ver figura 1.3.1).

En los pisos típicos, será una vivienda por piso, su área también es reducida a 107 m<sup>2</sup>, es parecida al 2° piso con la diferencia que en lugar de la escalera se encuentra la lavandería y la cocina; y ahora existen 3 dormitorios, 3 baños y una sala comedor.

El ascensor empieza desde el semisótano hasta el 6° piso del edificio, y se encuentra en una esquina.

Existen 3 ejes principales en la dirección de “Y”, y 5 ejes principales en la dirección de “X”. En la arquitectura, las placas no están ubicadas de forma simétrica, el lado “y” del edificio es más rígido que el lado “x”. Esto provocaría que su centro de masa se distancie de su centro de rigidez, lo cual generaría torsión y tendría que ser analizado.

Cabe resaltar que todas las placas son continuas desde el nivel del semisótano hasta el 6° piso, lo cual evita cambios bruscos de concentración de esfuerzos y la posibilidad de tener “piso blando”. Sin embargo, existe un problema de esquinas entrantes en el techo del 1° piso hasta la azotea. La forma del edificio es en forma de “L”, y debe presentarse una alternativa de solución para este problema.

También existe una parrilla entre dos vigas peraltadas, las cuales podrían tener problemas de deflexión. Por ese motivo, se debe realizar el cálculo de las deflexiones para verificar si sobrepasan las deflexiones admisibles mencionadas en la norma E.060.

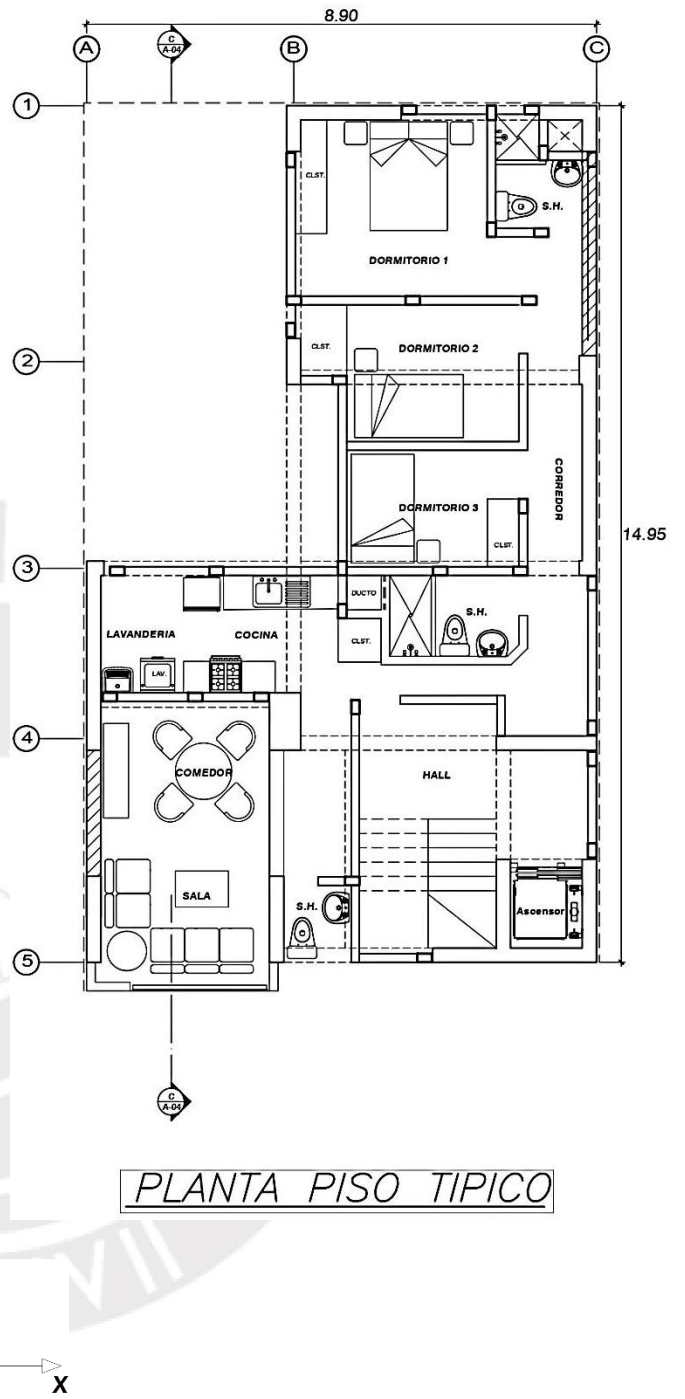
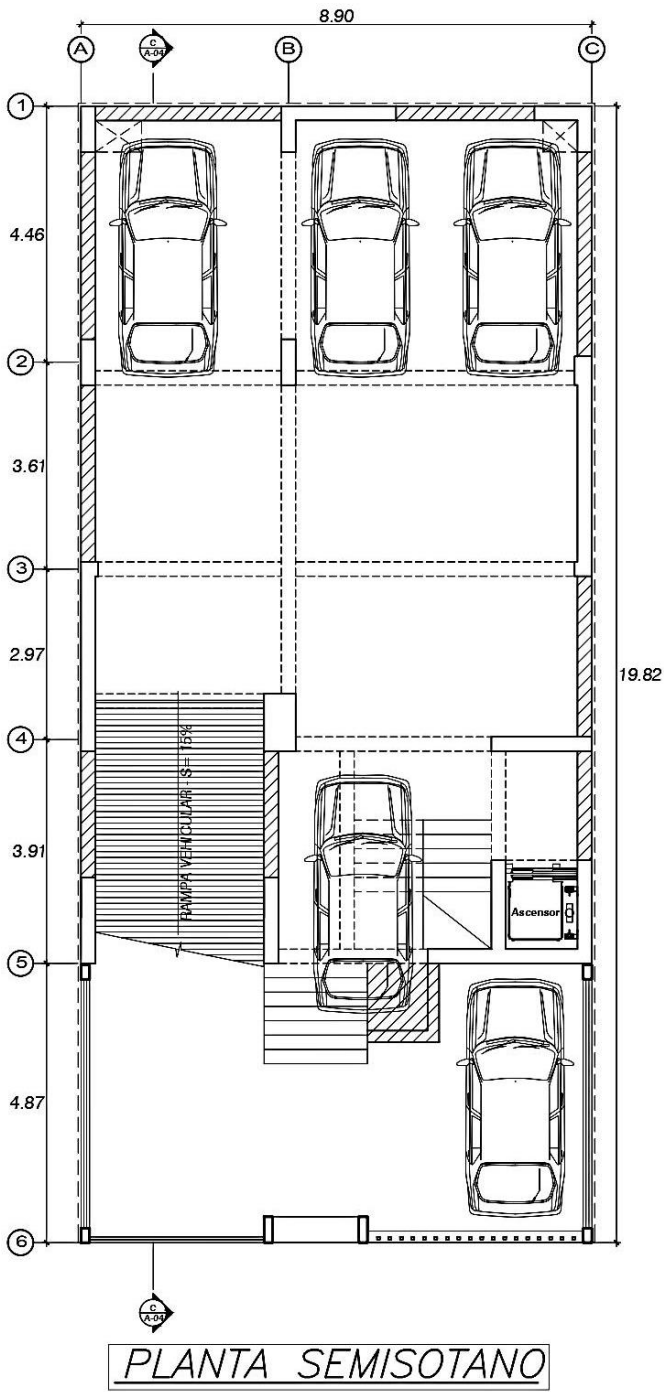
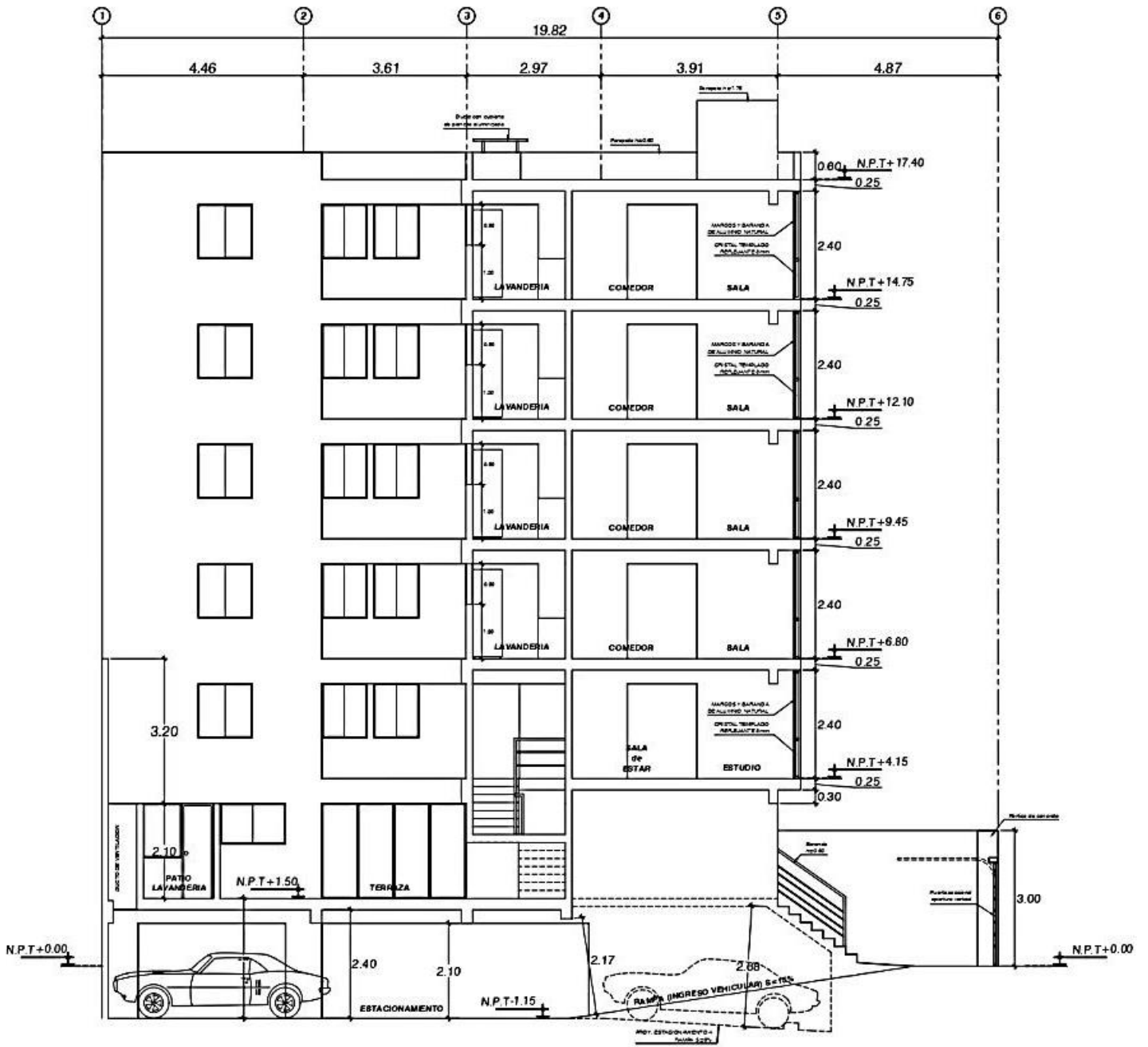


Figura 1.3.1 Plantas del semisótano y piso típico respectivamente





**CORTE C-C**

Figura 1.3.2 Corte C-C del edificio

## 1.4 NORMAS EMPLEADAS

Los cálculos y consideraciones para el análisis y diseño de este proyecto están basados en las siguientes normas peruanas de diseño:

- Reglamento de Edificaciones E-020 Cargas
- Reglamento de Edificaciones E-030 (2016\*) Diseño Sismo resistente
- Reglamento de Edificaciones E-050 Suelos y Cimentaciones
- Reglamento de Edificaciones E-060 (2009) Concreto Armado

(\*) La nueva norma E.030 (2018) tiene cambios significativos dentro del análisis sísmico, donde los principales son:

### **Irregularidad en altura: Irregularidad de Rigidez – Piso blando**

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Las rigideces pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga

### **Irregularidad en planta: Irregularidad Torsional**

Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremos del edificio en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para misma condición de carga.

Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solos si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que el 50% del desplazamiento permisible.

### **Determinación de desplazamientos laterales:**

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico. En cambio para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales serán multiplicados por 0.85 R.

## 1.5 CARGAS DE DISEÑO

Carga Muerta (CM): Son cargas permanentes que toda estructura soporta, tiene en cuenta el peso real de los materiales de construcción que constituyen el edificio, tabiques, equipos y principalmente su peso propio.

Los pesos unitarios se obtuvieron de la norma E-020:

Concreto Armado: 2.40 ton/m<sup>3</sup>

Losa aligerada (h=0.20 m): 0.30 ton/m<sup>2</sup>

Tabiquería móvil: Peso de total de los muros dentro de un paño (losa)/ Área del paño (losa)

Piso terminado: 0.10 ton/m<sup>2</sup>

Suelo: 1.9 ton/m<sup>3</sup>

Carga Viva (CV): Es una sobrecarga que incluye los pesos de los ocupantes, muebles y otros elementos.

Para este edificio tomaremos en cuenta las siguientes sobrecargas según la norma E-020 para viviendas:

Estacionamientos: 0.20 ton/m<sup>2</sup>

Escaleras: 0.20 ton/m<sup>2</sup>

Pisos típicos: 0.20 ton/m<sup>2</sup>

Azotea: 0.10 ton/m<sup>2</sup>

Cargas de Sismo (CS): Son cargas generadas debido a la acción sísmica sobre la estructura.

Estas cargas pueden calcularse mediante los parámetros de la norma E-030. Más adelante se encuentran los cálculos de dichas cargas.

Empuje de tierras: Son cargas generadas por el suelo cuando la estructura está por debajo de su nivel de terreno natural. Estas cargas son resistidas por los muros de contención de concreto armado.

## 1.6 MÉTODO DE DISEÑO

Los elementos estructurales diseñados en concreto armado deben tener la capacidad de soportar las cargas de servicio, con holgura y sin ningún problema, y también solicitaciones de carga última en estados límite tales como: flexión, cortante, carga axial, torsión, etc.

Primero se realiza un análisis de la estructura bajo cargas de servicio sin amplificar para obtener una serie de verificaciones necesarias, por ejemplo, en el cálculo de las deflexiones en las vigas.

Se asume que la estructura tiene un comportamiento lineal, por lo que es posible realizar análisis bajo cargas amplificadas y combinadas. De esta manera, si los valores de resistencia obtenidos son mayores a los valores requeridos, se procederá a diseñar los elementos estructurales.

El edificio será diseñado por carga axial, flexión, cortante y flexo compresión. Los elementos estructurales serán diseñados por las siguientes solicitaciones:

Las columnas y placas serán diseñados por cortante y flexo compresión

Las vigas y vigas de cimentación serán diseñadas por corte y flexión

Las losas aligeradas y macizas serán diseñadas por corte y flexión

Las zapatas y cimientos serán diseñados por carga axial, flexión, corte y punzonamiento.

## 1.7 COMBINACIONES DE CARGA

La norma E-060 en el acápite 10.2.1 menciona que para estos diseños se debe proporcionar factores de cargas y factores de resistencia, como se muestra a continuación:

La resistencia de diseño de un elemento es considerada como la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción ( $\phi$ ), de acuerdo al tipo de solicitación, como se muestra a continuación:

Flexión:  $\phi=0.9$

Cortante:  $\phi=0.85$

Flexo compresión:  $\phi=0.7$

Resistencia de diseño  $\geq$  Resistencia Requerida (ULTIMA)

Resistencia de Diseño ( $M_u$ )=  $\phi$  Resistencia Nominal ( $\phi M_n$ )

Para obtener los valores de resistencia ultima (U) se deben amplificar las cargas de servicio y de sismo:

$$U = 1.4CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Dónde:

U: Resistencia requerida

CM: Carga Muerta

CV: Carga Viva

CS: Carga de sismo

## 1.8 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

Se hace énfasis en los materiales principales que serán utilizados en la construcción del edificio, los cuales son:

### Concreto:

Resistencia a la compresión:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  (típico)

Módulo de Poisson:  $\nu = 0.15$

Módulo de Elasticidad:  $E_c = 15000 \sqrt{f'c} = 217\,371 \text{ kg/cm}^2$

### Albañilería:

Resistencia a la compresión  $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$  (ladrillo tipo IV)

### Acero:

Acero corrugado de refuerzo grado 60:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

### Suelo

Q admisible:  $4.0 \text{ kg/cm}^2$

## CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN

### 2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

En esta etapa, se debe estudiar con detenimiento la arquitectura y definir qué características estructurales están bien concebidas, y qué cambios podrían darse si es que algunos elementos no están debidamente dimensionados y ubicados.

Se han considerado los siguientes criterios de estructuración:

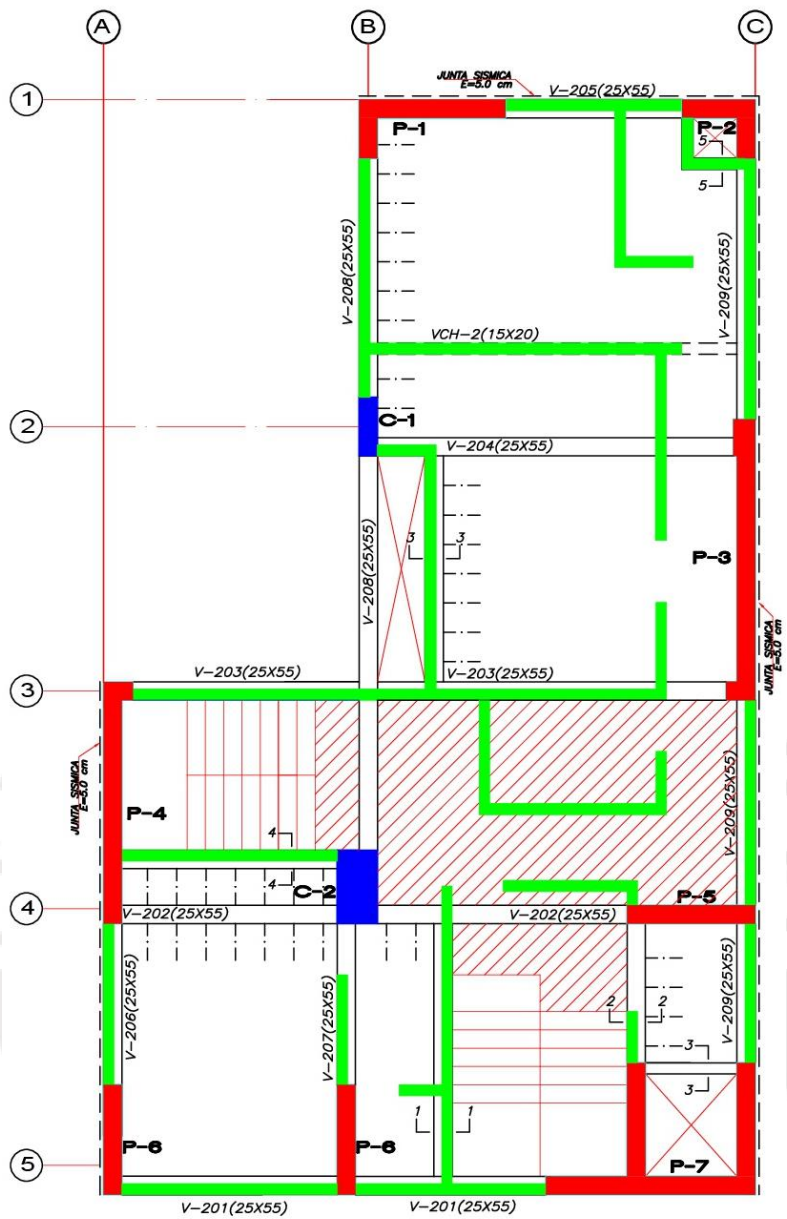
- **Simplicidad y Simetría:** Dado que se puede predecir el comportamiento e idealizar adecuadamente la estructura. Se deben aprovechar la simetría de la edificación para simplificar el diseño de los elementos y lograr que la estructura no tengan problemas de torsión. Para el caso del edificio, no cumple este criterio, ya que tiene una forma de L, y por consiguiente se debe tener en cuenta los problemas de torsión.
- **Resistencia y Ductilidad:** Es necesario que la transferencia de cargas sísmicas para cada elemento de la estructura sea adecuada, de manera que tenga ductilidad y cierta estabilidad frente a estos eventos. Para el caso del edificio, este está diseñado en concreto armado, donde se combina la resistencia a compresión del concreto y la ductilidad a los esfuerzos en tracción del acero. Lo cual le da la capacidad de afrontar los eventos sísmicos.
- **Hiperestaticidad y Monolitismo:** Se busca que la estructura tenga gran capacidad de resistencia, esto se lograría por medio de las rótulas plásticas producidas durante un sismo, para que la disipación de la energía sea lenta y no abrupta (colapso del elemento). Para el caso del edificio, los nudos de los pórticos de concreto armado son muy rígidos, lo cual le permite realizar una redistribución de las fuerzas internas durante eventos sísmicos o en sobrecargas no previstas.
- **Uniformidad y Continuidad de la Estructura:** Es importante que la estructura sea continua, tanto en planta como en altura, y que los elementos no cambien de rigidez, evitando las concentraciones de esfuerzos. Para el caso del edificio, todos los elementos verticales (placas y columnas) son continuos desde la base hasta la azotea, y no cambian sus dimensiones a lo alto de la estructura.
- **Rigidez Lateral:** Para evitar deformaciones excesivas es necesario dotar a la estructura de elementos que aporten rigidez en las direcciones principales (placas). Para el caso del edificio, cuenta con placas de 25 cm de espesor distribuidas en las 2 direcciones de análisis, estas forman pórticos con otras placas o columnas, las cuales soportan a la estructura en eventos sísmicos.
- **Diafragma Rígido:** Se debe estudiar la distribución de las losas en la planta y buscar posibles aberturas que afecten la transmisión de cargas verticales y horizontales a los otros elementos. Para el caso del edificio, todos los pisos cuentan con losas aligeradas con distribución de carga en ambas direcciones, así como también, losas macizas.
- **Elementos No Estructurales:** Saber si la tabiquería o algún elemento secundario influye en la estructura. Por ejemplo en vigas o viguetas. Para el caso del edificio, los muros de albañilería son elementos aislados que solo se ven afectados por las deflexiones de las vigas.

- Sub-Estructura o Cimentación: La cimentación debe garantizar las transmisiones de cargas verticales, horizontales y momentos al suelo. Previendo que no ocurra diferencia de niveles entre zapatas y/o cimientos, o que haya asentamiento. Para el caso del edificio, se realizarán diseños importantes de zapatas conectadas en sus dos direcciones de análisis, verificando que los esfuerzos del suelo sean menores a los admisibles.

## 2.2 CASO PARTICULAR DEL EDIFICIO

Se tuvo las siguientes consideraciones de estructuración de los elementos del edificio:

- Losas: Todas las losas aligeradas y macizas tienen un peralte de 20 cm. Existen algunos paños de losa aligerada que son simplemente apoyadas, por lo que se tendrá que verificar las deflexiones permitidas que menciona la norma. En paños donde existía gran cantidad de tabiquería se decidió utilizar una losa maciza, porque una aligerada necesitaría varias vigas chatas que soporten esa tabiquería (ver figura 2.2.1).
- Vigas: En el edificio existen vigas peraltadas y vigas chatas. Todas las vigas peraltadas son de 25x 55 cm. La razón por la que se escogió esta sección fue la arquitectura, que tiene una altura de entrepiso de 2.65 m. El arquitecto optó por utilizar el peralte máximo permitido en vigas. Además, se forman pórticos con placas de espesor de 25 cm. De esta manera el edificio tiene gran rigidez en ambos sentidos para solicitaciones sísmicas (ver figura 2.2.1).
- Columnas: Debido a que el edificio tiene forma de L, existían problemas por torsión extrema. Por este motivo las columnas tuvieron que aumentar sus dimensiones, para así otorgar mayor rigidez, afín de controlar las derivas en los extremos del edificio (ver figura 2.2.1).
- Placas: De igual forma que las columnas, las placas fueron redimensionadas, a algunos se le aumentó el ancho de 20 cm a 25 cm, otros tuvieron que ser divididos para lograr que el centro de masa no esté muy alejado del centro de rigidez, y así poder controlar las derivas (ver figura 2.2.1).



**ENCOFRADO TECHO 1° PISO**  
 S/C= 200 Kg/m<sup>2</sup>      ESC. 1/50

LOSA ALIGERADA H=0.20m     

LOSA MACIZA H=0.20m     

Figura 2.2.1 Encofrado de Techo del 1° piso

## CAPÍTULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO

### 3.1 LOSAS ALIGERADAS

Para el predimensionamiento de las losas aligeradas se tiene en cuenta una regla dada en el libro del Ing. Antonio Blanco “*Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*”. En los peraltes se incluye los 5 cm de losa (contrapiso).

Espesor del aligerado	Luz libre
17 cm	menores a 4m
20 cm	entre 4 m y 5.5 m
25 cm	entre 5 m y 6.5 m
30 cm	entre 6 m y 7.5 m

Tabla #1 Espesor de

aligerados

De acuerdo con la arquitectura la luz libre más grande mide 4.91 m, por ende se utilizará un espesor de aligerado de 20 cm para todos los paños (ver tabla #1).

### 3.2 LOSAS MACIZAS

El predimensionamiento de la losa maciza se calcula de acuerdo a las siguientes reglas prácticas:

$$(1) h \geq \frac{ln}{40}$$

$$(2) h \geq \frac{\text{Perimetro}}{180}$$

La luz libre mayor mide 4.91 m y el perímetro de ese paño mide 15.42 m

Entonces para (1)  $h \geq 12.28$  cm; (2)  $h \geq 8.57$  cm

Con el fin de tener una arquitectura uniforme, la losa maciza tendrá un espesor de 20 cm al igual que el de la losa aligerada.

### 3.3 VIGAS PERALTADAS

Para el predimensionamiento de las vigas peraltadas se tiene en cuenta las reglas dadas por el Ing. Antonio Blanco mencionado en su libro “*Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*”.

$$(1) \frac{ln}{12} \leq h \leq \frac{ln}{10}$$

$$(2) 0.5 \times h \geq b \geq 0.3 \times h$$

$$b \geq 0.25 \text{ m}$$

Para vigas que forman pórticos sismos resistentes deberán tener 25 cm de ancho como mínimo

Si la mayor luz libre en vigas es de 5.38 m. Entonces el peralte necesario sería:

$$(1) 0.45\text{m} \leq h \leq 0.54\text{m} \rightarrow h = 50 \text{ cm} \quad \text{luego: } (2) 0.25\text{m} \geq b \geq 0.15\text{m}$$

pero forma pórtico  $\rightarrow b=25\text{cm}$

Entonces, de acuerdo a las formulas, las vigas peraltadas tendrán un sección de 25x50 cm. Sin embargo, la arquitectura propuso vigas de peralte de 55 cm, por lo que se tomará este valor. De esta manera, las vigas peraltadas en el edificio tendrán una sección de: 25x55 cm.



### 3.4 VIGAS CHATAS

Las vigas chatas tienen como función principal soportar la carga muerta distribuida de la tabiquería, ya que excede la capacidad del aligerado. Al igual que en las vigas peraltadas, se debe cumplir lo siguiente:

$$\Phi V_c \geq V_u \quad \text{Donde:}$$

$$\Phi = 0.85$$

$V_u$ : fuerza cortante última de la sección crítica debido a la tabiquería.

$V_c$ : fuerza cortante nominal del concreto ( $V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$  kg/cm<sup>2</sup>)

$f'_c$ : 210 kg/cm<sup>2</sup>

Para este caso, los valores son:  $b=15$  cm;  $d=h-3=17$  cm  $\rightarrow \phi V_c=1.66$  ton

Las vigas chatas tendrán una sección de 15x20 cm

### 3.5 COLUMNAS

Para el caso de las columnas, su predimensionamiento se ve afectado por los efectos de esbeltez. Su espesor mínimo deberá ser de 25 cm si es que forma pórtico. Caso contrario, pueden disminuir su sección a lo largo de su altura.

La predimensión de las columnas se realiza por carga de compresión, debido a que existe gran rigidez por las placas en las dos direcciones y los momentos de sismo son pequeños.

Seguiremos las siguientes reglas prácticas para obtener el área de la columna:

Si no forma pórtico sísmico:  $Area \text{ de columna} = \frac{P_{SERVICIO}}{0.45f'_c}$

Si forma pórtico sísmico o columnas esquineras:  $Area \text{ de columna} = \frac{P_{SERVICIO}}{0.35f'_c}$

piso	Pu muerta	SIN REDUCCION DE CARGA VIVA				CON REDUCCION DE CARGA VIVA						
		Atrib	S/C	Pu viva	P ult	Ai	fr	Pu viva	Pult	Ps muerta	Ps viva	P Servicio
6.00	11.81	11.88	0.10	2.02	13.83	23.76	1.00	2.02	13.83	8.43	1.19	9.62
5.00	32.25	23.76	0.20	6.06	38.31	47.52	0.92	5.56	37.81	23.03	3.27	26.30
4.00	52.69	35.64	0.20	10.10	62.79	71.28	0.79	8.03	60.72	37.63	4.72	42.36
3.00	73.13	47.52	0.20	14.14	87.27	95.04	0.72	10.20	83.33	52.23	6.00	58.24
2.00	93.57	59.40	0.20	18.18	111.75	118.80	0.67	12.22	105.78	66.83	7.19	74.02
1.00	112.48	71.28	0.20	22.22	134.70	142.56	0.64	14.11	126.59	80.34	8.30	88.64
Semi-Sot	134.03	93.20	0.20	26.25	160.28	186.40	0.59	15.41	149.44	95.73	9.06	104.80

Tabla #2 Metrado de cargas de la columna C-1

Tomando como ejemplo la columna C-1, que forma parte de un pórtico sísmico, se obtendría un área de columna de:

$$Area \text{ de columna} = \frac{104800 \text{ kg}}{0.35f'_c} = 1426 \text{ cm}^2 = 25 \text{ cm} \times 57 \text{ cm}$$

De acuerdo a la fórmula, el área de la columna debería ser de 25x57 cm aproximadamente, sin embargo la arquitectura coloca una columna de 25x80 cm. Por lo que no cambiaremos la sección.

### 3.6 PLACAS

Las placas de concreto armado tienen una gran capacidad de absorber los esfuerzos por corte generados por los sismos. Para este caso, la estructura tiene placas en ambas direcciones y está clasificada como una estructura de muros estructurales ( $R_o=6$ ). En el edificio se forman pórticos sísmicos en ambos sentidos, lo que aporta una gran rigidez.

Una forma de calcular las *longitudes mínimas* de la placa en ambos sentidos es la siguiente:

$$\text{Esfuerzo de corte del concreto} = 0.53\sqrt{f^c} = 7.7\text{kg/cm}^2 = 77 \text{ Ton/m}^2$$

Parámetros	Eje X	Eje Y
Factor de zona (Z)	0.45	0.45
Factor de Uso(U)	1	1
Factor de amplificación sísmica (C)	2.5	2.5
Factor de suelo (S)	1	1
Coefficiente de reducción ( $R_o$ )	6	6
(ver tabla #13) Peso total estructura (ton)	677.69	677.69
$V=P*ZUCS/R_o$ (Ton)	127.07	127.07
Esfuerzo admisible (ton/m <sup>2</sup> )	77	77
Área necesaria (m <sup>2</sup> )	1.65	1.65
Longitud mínima (m) (placas de 25 cm)	6.60	6.60
Longitud existente (m) (placas de 25 cm)	7.61	14.33

Tabla #3 Cálculo de longitud necesaria de placas

$$\sigma_{adm} = \frac{V}{Area} \rightarrow \text{Área} = 127.07 \text{ Ton} / 77 \text{ Ton/m}^2 = 1.65 \text{ m}^2$$

$$L \text{ mínima} = 1.65 \text{ m}^2 / 0.25 \text{ m} = 6.60 \text{ m}$$

Se observa que la longitud de placas colocada es mucho mayor del mínimo necesario, por lo que la fuerza cortante generada por el sismo es tomada en gran parte por estos elementos.

Se muestra la tabla #13 ubicada en la página 30. Pesos por piso obtenidos con el programa ETABS 2016.

CENTER MASS RIGIDITY						
Story	Diaphragm	MassX	MassY	PESO (ton)	AREA m <sup>2</sup>	PESO x m <sup>2</sup>
STORY6	D6	7.917	7.917	77.67	105.00	0.74
STORY5	D5	12.380	12.380	121.44	105.00	1.16
STORY4	D4	12.380	12.380	121.44	105.00	1.16
STORY3	D3	12.380	12.380	121.44	105.00	1.16
STORY2	D2	12.380	12.380	121.44	105.00	1.16
STORY1	D1	11.646	11.646	114.25	105.00	1.09
TOTAL				677.69		

Tabla #13 Pesos por piso del edificio obtenido de *Centros de Masa y Rigidez*

## CAPÍTULO 4: METRADO DE CARGAS DE ELEMENTOS VERTICALES

### 4.1 GENERALIDADES

Se realizará el metrado de cargas correspondiente a los elementos verticales (columna y placa) con mayor área tributaria a manera de ejemplo. Cabe resaltar que las cargas transmitidas son estáticas e incluyen el peso propio del elemento, así como los pesos unitarios de las vigas, tabiques, losas y sobrecargas. Estos valores están indicados en el capítulo 1, con la finalidad de obtener la carga muerta (CM) y la carga viva (CV) de los elementos.

### 4.2 METRADO DE LA COLUMNA C-1

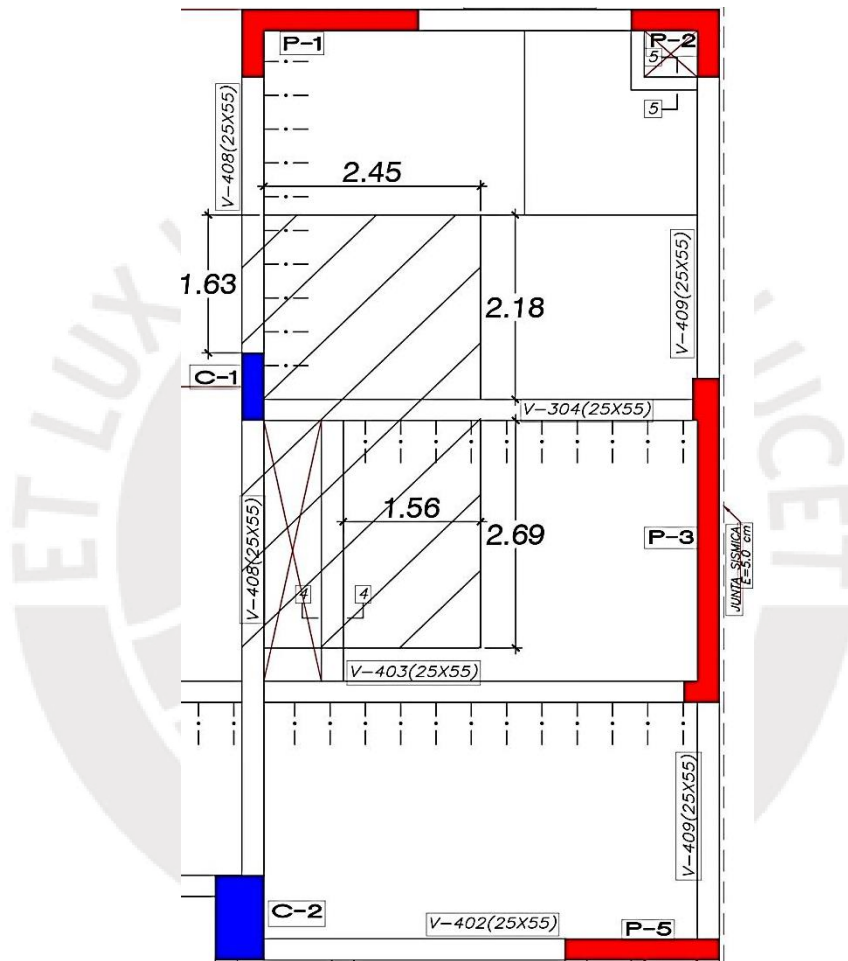


Figura 4.2.1 Planta de área tributaria de la columna C-1 en la azotea

#### Nivel: Azotea

$$\text{Área tributaria} = 2.7 \times 5.12 - 0.80 \times 0.25 - 0.65 \times 2.69 = 11.88 \text{ m}^2$$

$$\text{Área aligerado} = 2.45 \times 2.18 + 1.56 \times 2.69 = 9.53 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso piso terminado} = 11.88 \text{ m}^2 \times 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 1.19 \text{ ton}$$

$$\text{Peso aligerado} = 9.53 \text{ m}^2 \times 0.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 2.86 \text{ ton}$$

$$\text{Longitud de vigas (0.25 x 0.55)} = 1.63 + 2.45 + 2.69 + 2.69 = 9.46 \text{ m}$$

$$\text{Peso de vigas} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.25 \text{ m} \times 0.55 \text{ m} \times 9.46 \text{ m} = 3.12 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de columna} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.8 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 2.65 \text{ m} = 1.27 \text{ ton}$$

$$\text{Carga muerta} = 1.19 + 2.86 + 3.12 + 1.27 = 8.44 \text{ ton}$$

$$\text{Carga viva} = 11.88 \text{ m}^2 \times 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 1.19 \text{ ton}$$

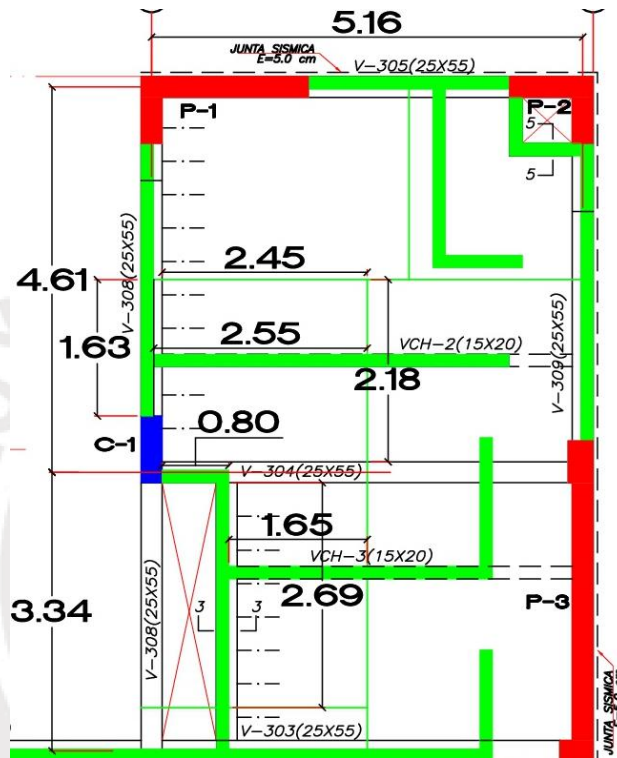


Figura 4.2.2 Planta de área tributaria de la columna C-1 del 2do al 5to piso

**Nivel: Piso típico (2°, 3°, 4° y 5°)**

$$\text{Area tributaria} = 2.7 \times 5.12 - 0.80 \times 0.25 - 0.65 \times 2.69 = 11.88 \text{ m}^2$$

$$\text{Area aligerado} = 2.45 \times 2.18 + 1.56 \times 2.69 = 9.53 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso piso terminado} = 11.88 \text{ m}^2 \times 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 1.19 \text{ ton}$$

$$\text{Peso aligerado} = 9.53 \text{ m}^2 \times 0.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 2.86 \text{ ton}$$

$$\text{Longitud de vigas (0.25 x 0.55)} = 1.63 + 2.45 + 2.69 + 2.69 = 9.46 \text{ m}$$

$$\text{Peso de vigas} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.25 \text{ m} \times 0.55 \text{ m} \times 9.46 \text{ m} = 3.12 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de columna} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.8 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 2.65 \text{ m} = 1.27 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de tabique } x \text{ ml} = 1.35 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.15\text{m} \times 2.45\text{m} = 0.496 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Longitud de tabiques} = 1.63 + 2.55 + 0.80 + 2.69 + 1.65 = 9.32 \text{ m}$$

$$\text{Peso de los tabiques} = 0.496 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 9.32\text{m} = 4.62 \text{ ton}$$

$$\text{Carga muerta} = 1.19 + 2.86 + 3.12 + 1.27 + 4.62 = 13.06 \text{ ton}$$

$$\text{Carga viva} = 11.88 \text{ m}^2 \times 0.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 2.38 \text{ ton}$$

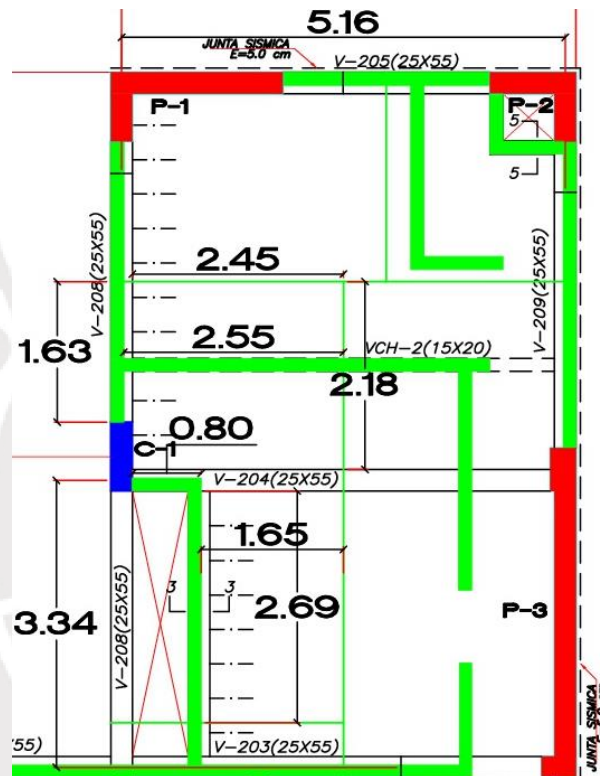


Figura 4.2.3 Planta de área tributaria de la columna C-1 del 1 piso

### Nivel: 1° Piso

$$\text{Area tributaria} = 2.7 \times 5.12 - 0.80 \times 0.25 - 0.65 \times 2.69 = 11.88 \text{ m}^2$$

$$\text{Area aligerado} = 2.45 \times 2.18 + 1.56 \times 2.69 = 9.53 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso piso terminado} = 11.88 \text{ m}^2 \times 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 1.19 \text{ ton}$$

$$\text{Peso aligerado} = 9.53 \text{ m}^2 \times 0.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 2.86 \text{ ton}$$

$$\text{Longitud de vigas } (0.25 \times 0.55) = 1.63 + 2.45 + 2.69 + 2.69 = 9.46 \text{ m}$$

$$\text{Peso de vigas} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.25 \text{ m} \times 0.55\text{m} \times 9.46\text{m} = 3.12 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de columna} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.8\text{m} \times 0.25\text{m} \times 2.65\text{m} = 1.27 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de tabique x ml} = 1.35 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.15\text{m} \times 2.45\text{m} = 0.496 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Longitud de tabiques} = 1.63 + 2.55 + 0.80 + 2.69 = 7.67 \text{ m}$$

$$\text{Peso de los tabiques} = 0.496 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 7.67\text{m} = 3.81 \text{ ton}$$

$$\text{Carga muerta} = 1.19 + 2.86 + 3.12 + 1.27 + 3.81 = 12.25 \text{ ton}$$

$$\text{Carga viva} = 11.88 \text{ m}^2 \times 0.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 2.38 \text{ ton}$$



Figura 4.2.4 Planta de área tributaria de la columna C-1 del semisótano

### Nivel: Semisótano

$$\text{Área tributaria} = 4.32 \times 5.12 - 0.80 \times 0.25 = 21.92 \text{ m}^2$$

$$\text{Área aligerado} = 1.62 \times 2.18 + 1.62 \times 2.69 + 2.46 \times 2.18 + 2.46 \times 2.69 = 19.87 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso piso terminado} = 21.92 \text{ m}^2 \times 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 2.19 \text{ ton}$$

$$\text{Peso aligerado} = 19.87 \text{ m}^2 \times 0.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 5.96 \text{ ton}$$

$$\text{Longitud de vigas (0.25 x 0.55)} = 1.62 + 1.63 + 2.46 + 2.69 = 8.40 \text{ m}$$

$$\text{Peso de vigas} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.25 \text{ m} \times 0.55\text{m} \times 8.40\text{m} = 2.77 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de columna} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.8\text{m} \times 0.25\text{m} \times 2.65\text{m} = 1.27 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de tabique x ml} = 1.35 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.15\text{m} \times 2.45\text{m} = 0.496 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Longitud de tabiques} = 1.60 + 1.76 + 0.12 + 2.46 = 5.94 \text{ m}$$

$$\text{Peso de los tabiques} = 0.496 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 5.94 \text{ m} = 2.95 \text{ ton}$$

$$\text{Carga muerta} = 2.19 + 5.96 + 2.77 + 1.27 + 2.95 = 15.14 \text{ ton}$$

$$\text{Carga viva} = 21.92 \text{ m}^2 \times 0.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 4.38 \text{ ton}$$

Con el metrado de cargas muertas y vivas de la columna, podemos calcular las cargas de servicio y las cargas últimas tal como se muestra en la Tabla # 4.

piso	SIN REDUCCION DE CARGA VIVA					CON REDUCCION DE CARGA VIVA				ETABS	ETABS			
	Pu muerta	Atrib	S/C	Pu viva	P ult	Ai	fr	Pu viva	Pult	Ps muerta	Ps viva sin reduccion	P Servicio	Ps viva con reduccion	P Servicio
6.00	11.84	11.88	0.10	2.02	13.86	23.76	1.00	2.02	13.86	8.45	1.19	9.64	1.19	9.64
5.00	30.13	23.76	0.20	6.06	36.18	47.52	0.92	5.56	35.68	21.52	3.56	25.08	3.27	24.79
4.00	48.42	35.64	0.20	10.10	58.51	71.28	0.79	8.03	56.44	34.58	5.94	40.52	4.72	39.30
3.00	66.71	47.52	0.20	14.14	80.84	95.04	0.72	10.20	76.91	47.65	8.32	55.96	6.00	53.65
2.00	85.00	59.40	0.20	18.18	103.17	118.80	0.67	12.22	97.21	60.71	10.69	71.40	7.19	67.90
1.00	102.14	71.28	0.20	22.22	124.36	142.56	0.64	14.11	116.26	72.96	13.07	86.03	8.30	81.26
Semi-Sot	123.34	93.20	0.20	26.25	149.60	186.40	0.59	15.41	138.75	88.10	15.44	103.55	9.06	97.17

Tabla #4 de Resumen de cargas para la columna C-1

### 4.3 PLACA P-3

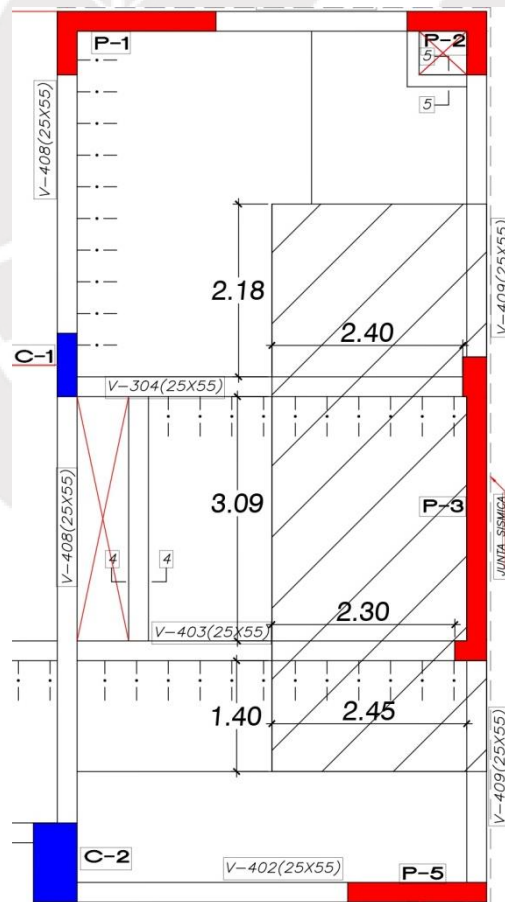


Figura 4.3.1 Planta de área tributaria de la placa P-3 de la azotea

$$\text{Area tributaria} = 2.71 \text{ m} \times 7.17 \text{ m} - 1.02 \text{ m}^2 = 18.41 \text{ m}^2$$

$$\text{Area aligerado} = 2.46 \times 2.18 + 3.09 \times 2.46 + 1.40 \times 2.46 = 16.41 \text{ m}^2$$





$$\text{Peso de vigas} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.25 \text{ m} \times 0.55 \text{ m} \times 8.05 \text{ m} = 2.66 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de placa} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 1.02 \text{ m}^2 \times 2.65 \text{ m} = 6.49 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de tabique x ml} = 1.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.15 \text{ m} \times 2.45 \text{ m} = 0.662 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Longitud de tabiques} = 1.93 + 1.70 + 1.69 + 2 \times 1.35 + 1.18 + 0.71 + 1.41 = 11.32 \text{ m}$$

$$\text{Peso de los tabiques} = 0.662 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 11.32 \text{ m} = 7.49 \text{ ton}$$

$$\text{Carga muerta} = 1.84 + 3.85 + 1.65 + 2.66 + 6.49 + 7.49 = 23.98 \text{ ton}$$

$$\text{Carga viva} = 18.41 \text{ m}^2 \times 0.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 3.68 \text{ ton}$$

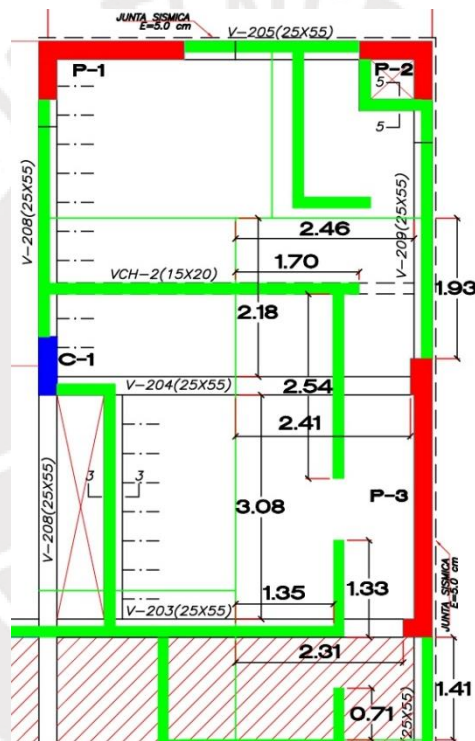


Figura 4.3.3 Planta de área tributaria de la placa P-3 del 1er piso

$$\text{Area tributaria} = 2.71 \text{ m} \times 7.17 \text{ m} - 1.02 \text{ m}^2 = 18.41 \text{ m}^2$$

$$\text{Area aligerado} = 2.46 \times 2.18 + 3.09 \times 2.46 = 12.83 \text{ m}^2$$

$$\text{Area losa maciza} = 1.40 \times 2.46 = 3.44 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso piso terminado} = 18.41 \text{ m}^2 \times 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 1.84 \text{ ton}$$

$$\text{Peso aligerado} = 12.83 \text{ m}^2 \times 0.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 3.85 \text{ ton}$$

$$\text{Peso losa maciza} = 3.44 \text{ m}^2 \times 0.2 \text{ m} \times 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 1.65 \text{ ton}$$

$$\text{Longitud de vigas (0.25 x 0.55)} = 1.93 + 2.41 + 2.31 + 1.40 = 8.05 \text{ m}$$

$$\text{Peso de vigas} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.25 \text{ m} \times 0.55 \text{ m} \times 8.05 \text{ m} = 2.66 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de placa} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 1.02 \text{ m}^2 \times 2.65 \text{ m} = 6.49 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de tabique x ml} = 1.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.15 \text{ m} \times 2.45 \text{ m} = 0.662 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Longitud de tabiques} = 1.93 + 1.70 + 2.54 + 1.33 + 1.35 + 0.71 + 1.41 = 10.97 \text{ m}$$

$$\text{Peso de los tabiques} = 0.662 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 10.97 \text{ m} = 7.26 \text{ ton}$$

$$\text{Carga muerta} = 1.84 + 3.85 + 1.65 + 2.66 + 6.49 + 7.26 = 23.75 \text{ ton}$$

$$\text{Carga viva} = 18.41 \text{ m}^2 \times 0.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 3.68 \text{ ton}$$

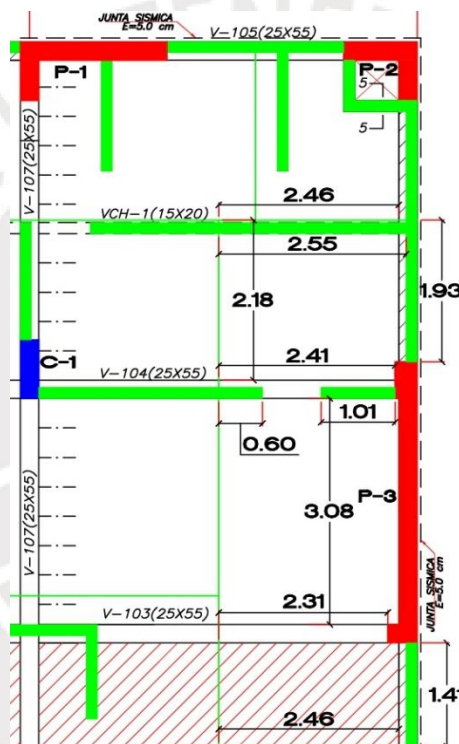


Figura 4.3.4 Planta de área tributaria de la placa P-3 del semisótano

$$\text{Area tributaria} = 2.71 \text{ m} \times 7.17 \text{ m} - 1.02 \text{ m}^2 = 18.41 \text{ m}^2$$

$$\text{Area aligerado} = 2.46 \times 2.18 + 3.09 \times 2.46 = 12.83 \text{ m}^2$$

$$\text{Area losa maciza} = 1.40 \times 2.46 = 3.44 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso piso terminado} = 18.41 \text{ m}^2 \times 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 1.84 \text{ ton}$$

$$\text{Peso aligerado} = 12.83 \text{ m}^2 \times 0.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 3.85 \text{ ton}$$

$$\text{Peso losa maciza} = 3.44 \text{ m}^2 \times 0.2 \text{ m} \times 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 1.65 \text{ ton}$$

$$\text{Longitud de vigas (0.25 x 0.55)} = 1.93 + 2.41 + 2.31 + 1.40 = 8.05 \text{ m}$$

$$\text{Peso de vigas} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.25 \text{ m} \times 0.55 \text{ m} \times 8.05 \text{ m} = 2.66 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de placa} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 1.02 \text{ m}^2 \times 2.65 \text{ m} = 6.49 \text{ ton}$$

$$\text{Peso de tabique x ml} = 1.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.15 \text{ m} \times 2.45 \text{ m} = 0.662 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Longitud de tabiques} = 1.93 + 2.55 + 0.60 + 1.01 + 1.41 = 7.5 \text{ m}$$

$$\text{Peso de los tabiques} = 0.662 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 7.5 \text{ m} = 4.97 \text{ ton}$$

$$\text{Carga muerta} = 1.84 + 3.85 + 1.65 + 2.66 + 6.49 + 4.97 = 21.46 \text{ ton}$$

$$\text{Carga viva} = 18.41 \text{ m}^2 \times 0.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 3.68 \text{ ton}$$

Al igual que la columna, la carga muerta de la placa toma los pesos de las vigas, losas, tabiques y piso terminado. Para el cálculo de las cargas vivas, las sobrecargas son iguales en todos los pisos a excepción de la azotea donde disminuye.

Cabe resaltar, que estos cálculos son menores a los resultados que calcula el programa ETABS. Teniendo en cuenta que, la masa del edificio es compuesta por un 100% de la carga muerta y un 25% de la carga viva.

piso	Pu muerta	SIN REDUCCION DE CARGA VIVA				CON REDUCCION DE CARGA VIVA				Ps muerta	Ps viva	P Servicio
		Atrib	S/C	Pu viva	P ult	Ai	fr	Pu viva	P ult			
6.00	22.27	18.41	0.10	3.13	25.40	36.82	1.00	3.13	25.40	15.91	1.84	17.75
5.00	55.83	36.82	0.20	9.39	65.22	73.64	0.79	7.38	63.21	39.88	4.34	44.22
4.00	89.40	55.23	0.20	15.65	105.04	110.46	0.69	10.76	100.16	63.85	6.33	70.18
3.00	122.96	73.64	0.20	21.91	144.87	147.28	0.63	13.78	136.74	87.83	8.11	95.93
2.00	156.52	92.05	0.20	28.17	184.69	184.10	0.59	16.59	173.11	111.80	9.76	121.56
1.00	189.76	110.46	0.20	34.43	224.18	220.92	0.56	19.26	209.02	135.54	11.33	146.87
Semi-Sot	219.78	128.87	0.20	40.69	260.47	257.74	0.54	21.83	241.61	156.99	12.84	169.83

Tabla #5 Resumen de cargas para la placa P-3

## CAPÍTULO 5: ANÁLISIS SISMICO

### 5.1 GENERALIDADES

Perú es un país que se encuentra en el cinturón de fuego, que es una zona de alta actividad tectónica. Por lo que, el análisis sísmico es carácter obligatorio para proyectar estructuras sismo resistentes.

El gran objetivo de la ingeniería sismo resistente es predecir el comportamiento de las estructuras durante un sismo, y obtener los esfuerzos producidos en todos los elementos de la misma. De forma que, la norma peruana E.030 (2019), establece una filosofía del diseño sismo resistente, la cual consiste en:

- Evitar pérdidas humanas
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- Minimizar los daños a la propiedad

También menciona que no es factible dar una protección completa frente a todos los sismos. Por lo que se deben seguir ciertos principios, los cuales son:

- La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- Para las edificaciones esenciales, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

### 5.2 MODELAMIENTO DEL EDIFICIO

El modelamiento del edificio se realizó con el programa de análisis estructural CSI ETABS 2016, teniendo en cuenta los siguientes aspectos (ver Figura 5.2.1 y Figura 5.2.2):

- Se colocaron diafragmas rígidos para cada piso.
- Los diafragmas rígidos tienen 3 grados de libertad (2 de translación y 1 de rotación).
- Las vigas que no desarrollen longitud de anclaje, tendrán momentos iguales a 0. Se utilizará *Frame release* en los extremos de la viga para modelarlo.
- Las vigas tienen un coeficiente de torsión muy bajo, cercano a 0.
- Se han colocado apoyos de empotramiento, en la base, a todos los elementos verticales.
- Se ha modelado desde el nivel de techo del 1 piso hasta el 6, excluyendo el semisótano, para el análisis sísmico.
- Se hizo una definición del peso de la estructura como 100% CM y 25% CV. Por ser una vivienda multifamiliar como se menciona en la norma E.030.
- Se hicieron las envolventes de momento flector y cortante para realizar el diseño de los elementos estructurales.
- Las placas y columnas se modelarán como elementos tipo *Shell* y se asignará *Pier label*, para poder obtener las fuerzas y momentos en todos sus pisos.
- El modelo estructural incluirá la tabiquería como una carga muerta distribuida lineal si esta encima de las vigas y como carga distribuida por metro cuadrado si se encuentra en losas.

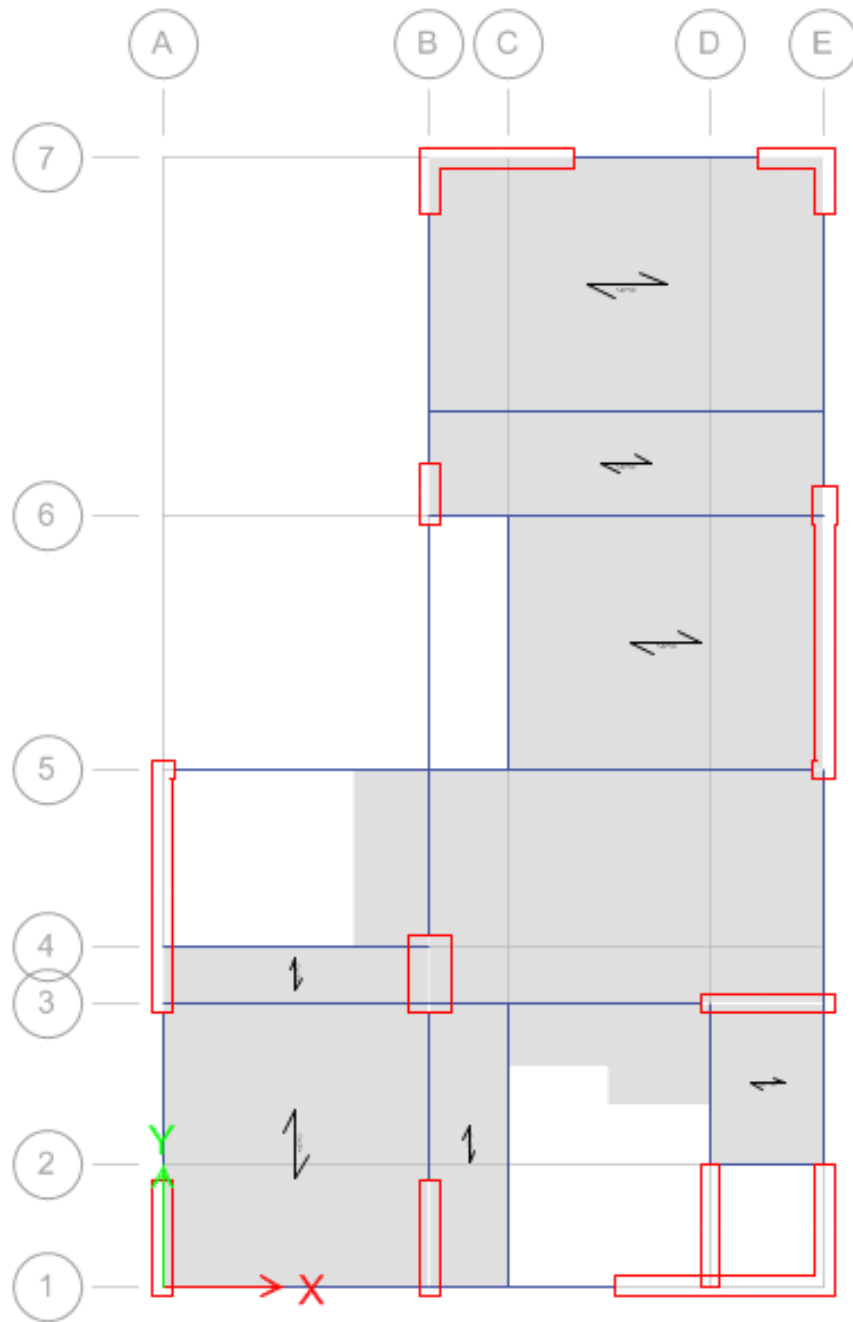


Figura 5.2.1 Planta del edificio ETABS

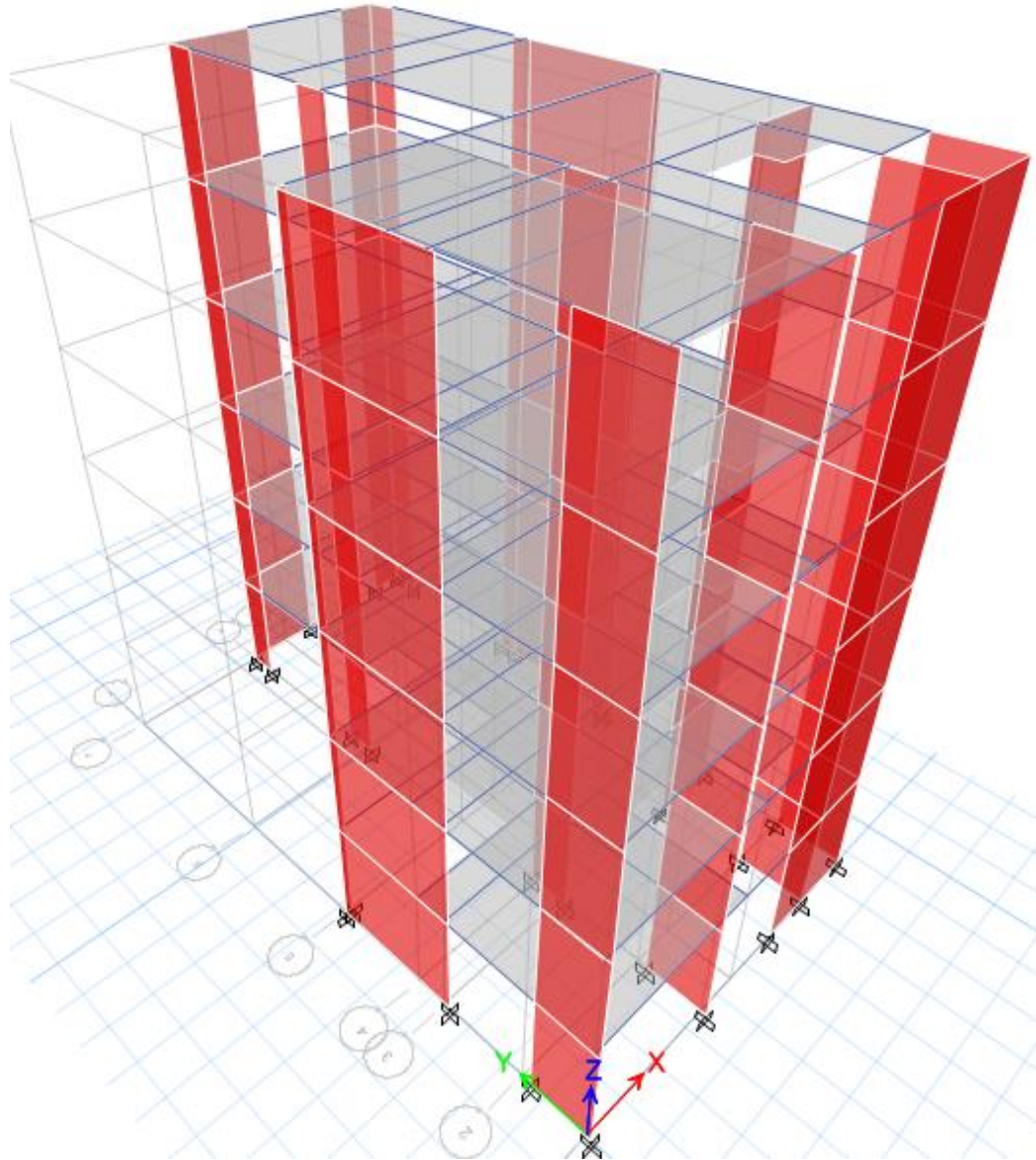


Figura 5.2.2 Vista 3D del edificio

### 5.3 PARÁMETROS SÍSMICOS

Los parámetros sísmicos son factores que intervienen en el análisis sísmico de la estructura tomando en cuenta las condiciones locales, la forma del edificio y su estructuración. De acuerdo a la norma E.030, los parámetros sísmicos son los siguientes:

- Factor de zonificación (Z): El territorio nacional está dividido en 4 zonas sísmicas como se muestra en la figura 5.3.1. Este factor es la aceleración máxima horizontal del suelo rígido, y se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. Para nuestro caso, el edificio se encuentra en Lima- Jesús María, por lo tanto el factor  $Z=0.45$ .

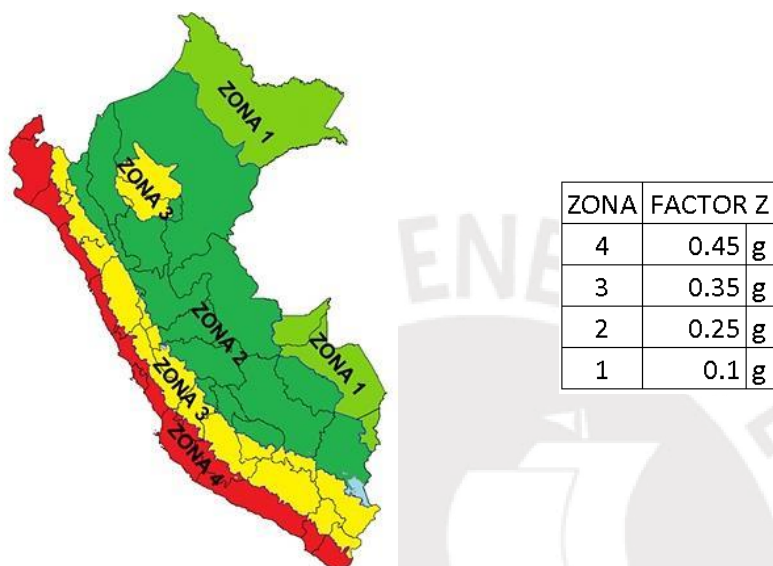


Figura 5.3.1 Zonificación del territorio peruano

- Parámetros de sitio ( $S$ ,  $T_p$ ,  $T_L$ ): De acuerdo a la norma E-030, se debe considerar el mejor tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales del suelo. Para ello, se utilizará el factor de amplificación del suelo  $S$  y de los periodos  $T_p$ ,  $T_L$  (ver tabla#6 y tabla#7). Para este caso, el perfil de suelo es  $S_1=1.0$ ,  $T_p=0.40$ ,  $T_L=2.50$ .

ZONA	PERFIL DEL SUELO			
	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla #6 Perfil del suelo x Zona

PERIODO	PERFIL DEL SUELO			
	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$
$T_p(s)$	0.30	0.40	0.60	1.00
$T_L(s)$	3.00	2.50	2.00	1.60

Tabla #7 Periodos x Perfil del suelo

- Factor de amplificación sísmica ( $C$ ): De acuerdo a las características del lugar, conociendo los valores de los periodos  $T_p$  y  $T_L$ , se puede obtener el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración. De acuerdo con la norma E.030, el periodo fundamental de vibración se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

$C_T=35$  Para edificios cuyos elementos resistentes en esa dirección de análisis sean:

- Pórticos de concreto armado sin muros de corte
- Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostamiento

- $C_T=45$  Para edificios cuyos elementos resistentes en esa dirección de análisis sean:
- Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
  - Pórticos de acero arriostrados.

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

Si la altura del edificio es:  $h_n= 15.90$  m y  $C_T=45 \rightarrow T = 0.27$  s

Se cumple las siguientes condiciones para obtener el valor de C (ver figura 5.3.2):

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

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

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

Entonces, se cumple la primera condición:  $T=0.27 < T_p=0.40 \rightarrow C= 2.5$

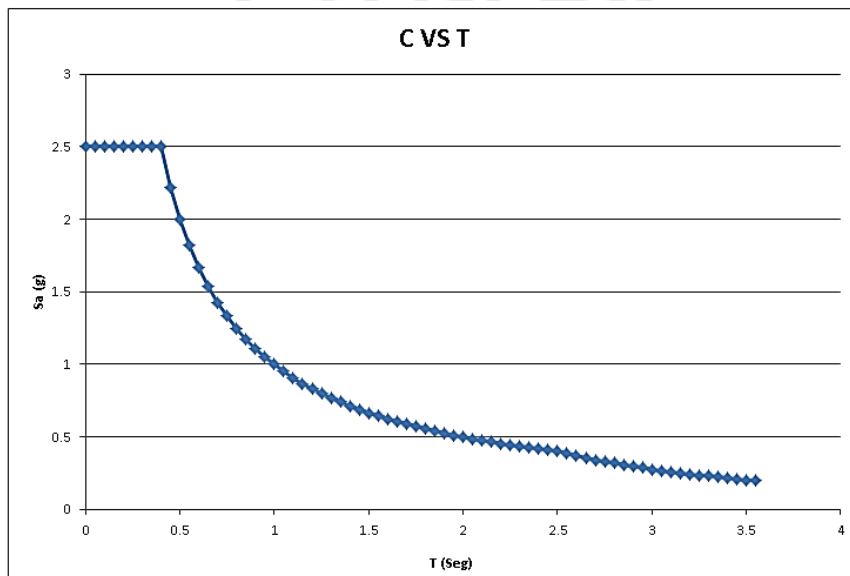


Figura 5.3.2 Gráfico C vs T

- Distribución de la fuerza sísmica en altura: De acuerdo con la norma E.030, las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel  $i$  y en cualquier dirección de análisis se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i \cdot (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot (h_j)^k}$$

Dónde:

- $n$ = número de pisos de edificio.
- $k$ = exponente relacionado con el periodo fundamental  $T$ :
  - Para  $T \leq 0.5$  s  $\rightarrow k= 1.0$
  - Para  $T > 0.5$  s  $\rightarrow k=(0.75+0.5T) \leq 2.0$

Entonces:  $T=0.27 < 0.5$  s  $\rightarrow k=1.0$



- Categoría de la edificación y factor de uso (U): Cualquier estructura en territorio peruano deberá ser clasificada dentro de estas categorías y definir el factor de uso. De acuerdo a la tabla #8, el edificio es de categoría C y su factor de uso U=1.

CATEGORÍA		FACTOR U
A1	Edificios que brinden servicios de salud	1.5 minimo
A2	Edificios esenciales que no pueden colapsar	1.5
B	Edificios que reunan gran cantidad de personas	1.3
C	Edificios comunes	1
D	Construcciones provisionales	A criterio

Tabla #8 Categoría y Factor de uso de los edificios

- Sistemas estructurales y el coeficiente básico de reducción sísmica (Ro): Todos los elementos de concreto armado que componen el sistema estructural se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo resistente:
  - **Pórticos:** Más del 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos (Ro=8).
  - **Dual:** Entre el 20% y el 70% de la fuerza cortante en la base actúa sobre los muros (Ro=7).
  - **Muros estructurales:** Más del 70% de la fuerza cortante en la base actúa sobre los muros (Ro=6).

Para nuestro caso, el edificio se compone mayormente de placas en sus dos direcciones de análisis. Por ende, se clasifica como muros estructurales en ambas direcciones y los coeficientes básicos de reducción sísmica son:  $R_{ox} = 6$  y  $R_{oy} = 6$ .

- Factores de Irregularidad ( $I_a$ ,  $I_p$ ): Los factores de irregularidad son valores menores a 1 que intervienen en el cálculo de la reducción sísmica (R). Estos factores se determinan como el menor de los valores de la tabla #9 y de la tabla #10 que correspondan a las irregularidades de altura ( $I_a$ ) y de planta ( $I_p$ ) respectivamente.

IRREGULARIDAD EN ALTURA	FACTOR $I_a$
Irregularidad de rigidez	0.75
Irregularidad de resistencia	0.75
Irregularidad de masa o peso	0.90
Irregularidad geométrica vertical	0.90
Discontinuidad en los sistemas resistentes	0.80

Tabla #9 Irregularidades en altura

IRREGULARIDAD EN PLANTA	FACTOR $I_p$
Irregularidad torsional	0.75
Irregularidad torsional extrema	0.60
Esquinas entrantes	0.90
Discontinuidad del diafragma	0.85
Sistemas no paralelos	0.90

Tabla #10 Irregularidades en planta

Utilizando el modelamiento en ETABS del edificio, se verificó todas las condiciones de las irregularidades en altura y en planta. De acuerdo a la norma E-0.30, el edificio solo presenta irregularidad de esquinas entrantes en sus dos direcciones de análisis, debido a su forma en L. Para nuestro caso, obtenemos los siguientes valores mostrados en la tabla#11.

	Irr.planta	Irr.altura
X-X	0.9	1
Y-Y	0.9	1

Tabla #11 Irregularidades del edificio en sus dos direcciones

Finalmente, el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R) para cada dirección, se determinará mediante la siguiente fórmula:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \rightarrow R_X = 6 \cdot 0.9 \cdot 1 = 5.4; R_Y = 6 \cdot 0.9 \cdot 1 = 5.4$$

## 5.4 CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO

Para realizar un análisis sísmico adecuado, utilizando el programa ETABS, se debe conocer todos los valores de los parámetros sísmicos, y así poder colocarlos en las funciones correspondientes. Se debe tener en cuenta que las estructuras de concreto armado podrán ser analizadas considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo.

Para ingresar el espectro de aceleraciones se debe seleccionar periodo vs valor, además de, agregarle un amortiguamiento del 5% (*Function Damping Ratio* = 0.05).

El edificio en forma de L presenta irregularidad de esquinas entrantes, lo que modifica el valor de R y de la cortante basal.

Por lo tanto, el análisis sísmico se realizará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico, con solicitaciones sísmicas reducidas o, en este caso, escaladas (ver tabla #12).

	Inicial	Final
Z	-	0.45
S	-	1
tp	-	0.40
tl	-	2.50
U	-	1
Rxx	6	5.4
Ryy	6	5.4
g	-	9.81
ZUSg/Rxx	0.7358	0.8180
ZUSg/Ryy	0.7358	0.8180

Tabla #12 Parámetros sísmicos del edificio

Como se puede apreciar, los factores de escala del espectro (ZUSg/R) se ven afectados por estas irregularidades del edificio. Este valor final de ZUSg/R es ingresado como un factor de escala del espectro C VS T. Este espectro de aceleraciones será llamado SPECX, SPECY.

## 5.5 ANÁLISIS ESTÁTICO

El análisis estático se representa mediante un conjunto de solicitaciones sísmicas que actúan en el centro de masa de casa piso, los cuales tienen tres grados de libertad (dos componentes ortogonales y uno rotacional).

Para lo cual, primero, se debe hallar el peso de la estructura, utilizando el programa ETABS, con el fin de obtener el cortante en la base (V) mediante la fórmula:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \text{ Peso} \quad \text{Donde se debe cumplir que: } \frac{C}{R} \geq 0.125$$

CENTER MASS RIGIDITY						
Story	Diaphragm	MassX	MassY	PESO (ton)	AREA m <sup>2</sup>	PESO x m <sup>2</sup>
STORY6	D6	7.917	7.917	77.67	105.00	0.74
STORY5	D5	12.380	12.380	121.44	105.00	1.16
STORY4	D4	12.380	12.380	121.44	105.00	1.16
STORY3	D3	12.380	12.380	121.44	105.00	1.16
STORY2	D2	12.380	12.380	121.44	105.00	1.16
STORY1	D1	11.646	11.646	114.25	105.00	1.09
TOTAL				677.69		

Tabla #13 Pesos por piso del edificio obtenido de *Centros de Masa y Rigidez*

Obtenemos los periodos fundamentales de cada dirección de análisis del edificio, mediante el programa ETABS:

Modo	Periodo (seg)	% De Masa Participante en X	% De Masa Participante en Y
1	0.379	72.22 %	0.15 %
2	0.253	0.12 %	72.11 %
3	0.221	0.01 %	0.33 %
4	0.095	16.65 %	0.06 %
5	0.063	0.11 %	16.7 %
6	0.055	0.28 %	0.05 %
7	0.045	5.64 %	0.03 %
8	0.029	2.58 %	0.28 %
9	0.029	0.06 %	5.58 %
10	0.026	0.01 %	0.0001701 %
11	0.022	1.38 %	0.001035 %
12	0.021	0.01 %	0.37 %
13	0.021	0.0001193 %	0.08 %
14	0.02	0.01 %	0.02 %
15	0.02	0.00229 %	0.15 %
16	0.02	0.000236 %	0.01 %
17	0.017	0.62 %	0.002356 %
18	0.017	0.002028 %	2.19 %

Tabla # 14 Periodos obtenidos de *Ratio de Masas Participantes*

Como se puede apreciar de la tabla #14, los periodos obtenidos de los modos de vibración, dan cuenta que existe mayor rigidez lateral de la dirección Y respecto a la dirección X. Además, que son menores que 0.5 seg, lo que resultaría en que el valor de C sea de 2.50.

	T (ModalParticipating Mass Ratios)	C	V estatica (ton)
TXX	0.379	2.500	141.19
TY Y	0.253	2.500	141.19

Tabla # 15 Cálculo de la cortante basal estática

En primer lugar, como ya tenemos los valores de los coeficientes de reducción sísmica ( $R_x$  y  $R_y$ )), se verificará la condición:

$$\frac{C}{R_x} = \frac{2.5}{5.4} = 0.462 \geq 0.125 \quad \frac{C}{R_y} = \frac{2.5}{5.4} = 0.462 \geq 0.125$$

Y así obtenemos:

$$V_x = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 1}{5.4} \cdot 677.69 = 141.19 \text{ ton}$$

$$V_y = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 1}{5.4} \cdot 667.69 = 141.19 \text{ ton}$$

En la tabla #15 se resume los valores obtenidos correspondientes del análisis estático para las direcciones X e Y del edificio.

## 5.6 ANÁLISIS DINÁMICO

Para poder realizar este análisis en el programa ETABS, se debe dotar a la estructura de un espectro de aceleraciones (C vs T), escalado por un factor: ZUSg/R en ambas direcciones X e Y. Asimismo, se debe agregar una excentricidad de 5% a los diafragmas rígidos como se muestra en la figura 5.6.1:

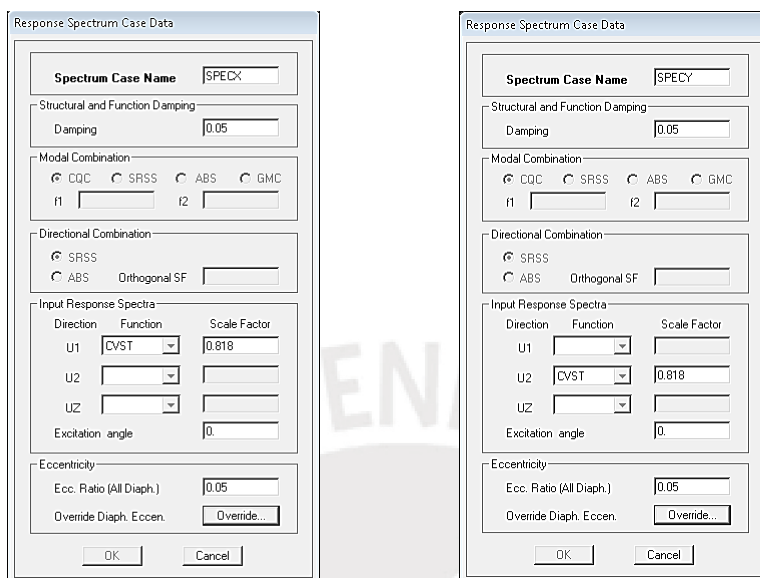


Figura 5.6.1 Escalamiento del espectro de aceleraciones en ETABS

De esta forma se podrá tener una gráfica de aceleración espectral más realista (ver figura 5.3.2), haciendo cumplir la siguiente fórmula:

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

Gracias al espectro escalado se pueden obtener los periodos en las direcciones X e Y (ver tabla #14). Para esta tesis, no es necesario realizar un análisis estático completo. Solo se efectuará hasta el cálculo de la cortante estática en ambas direcciones del edificio, debido a que con estos valores se determinarán los cortantes mínimos del análisis dinámico.

## 5.7 FUERZAS CORTANTES EN LA BASE

De acuerdo a la norma E-0.30, para cada dirección de análisis, la fuerza cortante del primer entresqueño del edificio no podrá ser menor que el 80 % del cortante estático, si el edificio es regular. Si la estructura es irregular el cortante no debe ser menor que el 90 %.

Si el cálculo de la cortante basal por el análisis dinámico es menor que la mínima establecida, se deberá escalar proporcionalmente todos los resultados obtenidos, a excepción de los desplazamientos. Se puede obtener el cortante dinámico, mediante la opción *Story Shears* del programa ETABS.

V estática (ton)	V dinámica (Story Shears)	90% V estático	factor de escala dinámica	%Peso total
141.19	116.16	127.07	1.09	18.75
141.19	116.15	127.07	1.09	18.75

Tabla #16 Fuerzas cortantes en la base

Existe una peculiaridad con el cálculo del cortante dinámico, en ambas direcciones es igual, a pesar de que los periodos obtenidos son distintos. Con la arquitectura anterior el cortante era distinto.

Al ser una estructura irregular se utilizará el 90% del V estático, para poder definir el factor de escala dinámica. Como la cortante dinámica es menor que el 90 % de la cortante estática, el factor de escala dinámica es mayor que 1 (ver tabla #16).

El factor de escala dinámica se utiliza para poder generar las combinaciones de carga en el programa ETABS, y así verificar el diseño de las placas y columnas.

### 5.8 DESPLAZAMIENTOS LATERALES

De acuerdo a la norma E.030, para las estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75 R los valores obtenidos del análisis lineal elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para el caso de las estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se multiplicarán por R como se muestra en la tabla #17.

Coef.desplaz. Lateral ¿R o 0.75R?	Caso espectral para desplazamiento Inelastico	factor de sismo resultante
5.4	4.42	0.892
5.4	4.42	0.892

Tabla #17 Factores de desplazamiento lateral

En este caso, la estructura es irregular, y por ende se multiplicará por (R=5.4). Luego, calculamos los factores de desplazamiento lateral a utilizar en el programa ETABS de la siguiente manera:

$$D_x = \frac{ZUSg}{R_x} \cdot (5.4) = 4.42 \quad D_y = \frac{ZUSg}{R_y} \cdot (5.4) = 4.42$$

Con estos valores se escalará el espectro de aceleraciones (C vs T) para obtener los desplazamientos del centro de masa de los diafragmas rígidos del edificio (ver figura 5.8.1)

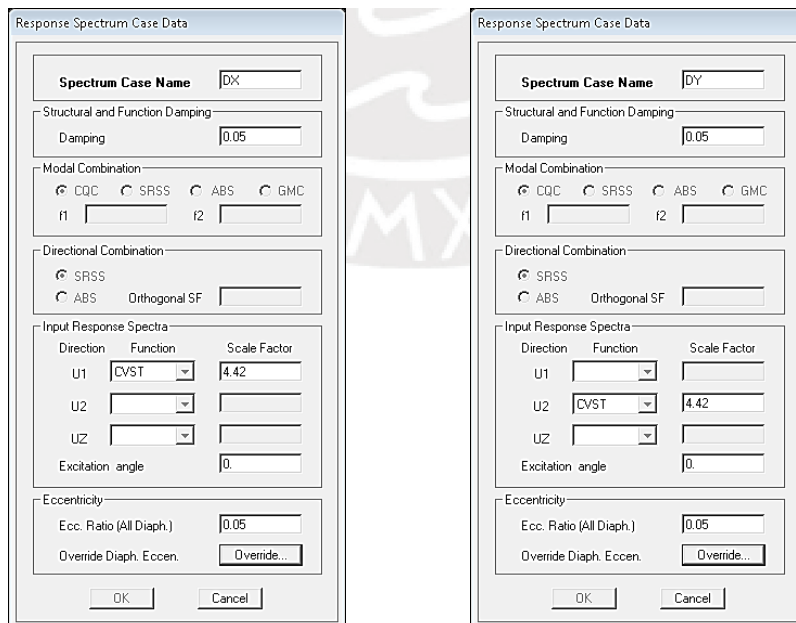


Figura 5.8.1 Escalamiento del espectro de aceleraciones para los desplazamientos

Luego verificamos los valores obtenidos de desplazamiento usando *Diaphragm CM Displacements* con los casos de carga (SPECX, SPECY) y (DX, DY). Teniendo en cuenta que los desplazamientos elásticos son obtenidos con los casos (SPECX, SPECY) y los desplazamientos inelásticos con (DX, DY). En la tabla # 18 se puede apreciar que la relación entre ambos resultados son los coeficientes de desplazamientos  $R_x=5.4$  y  $R_y=5.4$ .

Story	Diaphragm	Diaphragm CM Displacements (metros)					
		Desplazamientos laterales elásticos			Desplazamientos laterales inelásticos		
		Load	UX	UY	Load	UX	UY
STORY6	D6	SPECX	<b>0.010699</b>		DX	<b>0.05777</b>	
STORY5	D5	SPECX	<b>0.008968</b>		DX	<b>0.04843</b>	
STORY4	D4	SPECX	<b>0.006890</b>		DX	<b>0.03721</b>	
STORY3	D3	SPECX	<b>0.004672</b>		DX	<b>0.02523</b>	
STORY2	D2	SPECX	<b>0.002532</b>		DX	<b>0.01367</b>	
STORY1	D1	SPECX	<b>0.000793</b>		DX	<b>0.00428</b>	
STORY6	D6	SPECY		<b>0.00476</b>	DY		<b>0.02573</b>
STORY5	D5	SPECY		<b>0.00394</b>	DY		<b>0.02128</b>
STORY4	D4	SPECY		<b>0.00302</b>	DY		<b>0.01632</b>
STORY3	D3	SPECY		<b>0.00205</b>	DY		<b>0.01106</b>
STORY2	D2	SPECY		<b>0.00111</b>	DY		<b>0.00600</b>
STORY1	D1	SPECY		<b>0.00035</b>	DY		<b>0.00190</b>

Tabla #18 Desplazamientos elásticos e inelásticos

Con los datos obtenidos de los desplazamientos laterales inelásticos, calculamos las derivas de entrepiso para cada dirección mediante la fórmula:

$$\text{Deriva de entrepiso del piso "n"} = \frac{D_n - D_{n-1}}{h}$$

Dónde:

$D_n$ = Desplazamiento inelástico del piso n (metros)

$D_{n-1}$ = Desplazamiento inelástico del piso n-1 (metros)

$n = \{2; 3; 4; 5; 6\}$  piso

Story	Diaphragm	h (m)	Derivas de entrepiso inelásticas $(\Delta(i+1) - \Delta(i))/h$	IRREGULARIDADES DE ALTURA					
				PISO BLANDO			EXTREMA RIGIDEZ		
				1.4 mayor inmediato superior	Mayor 1.25 promedio superiores	RESULTADO	1.6 mayor inmediato superior	Mayor 1.4 promedio superiores	RESULTADO
STORY6	D6	2.65	0.00353						
STORY5	D5	2.65	0.00423	MENOR	MENOR	REGULAR	MENOR	MENOR	REGULAR
STORY4	D4	2.65	0.00452	MENOR	MENOR	REGULAR	MENOR	MENOR	REGULAR
STORY3	D3	2.65	0.00436	MENOR	MENOR	REGULAR	MENOR	MENOR	REGULAR
STORY2	D2	2.65	0.00354	MENOR	MENOR	REGULAR	MENOR	MENOR	REGULAR
STORY1	D1	2.65	0.00162	MENOR	MENOR	REGULAR	MENOR	MENOR	REGULAR
STORY6	D6	2.65	0.001679						
STORY5	D5	2.65	0.001871	MENOR	MENOR	REGULAR	MENOR	MENOR	REGULAR
STORY4	D4	2.65	0.001985	MENOR	MENOR	REGULAR	MENOR	MENOR	REGULAR
STORY3	D3	2.65	0.001909	MENOR	MENOR	REGULAR	MENOR	MENOR	REGULAR
STORY2	D2	2.65	0.001547	MENOR	MENOR	REGULAR	MENOR	MENOR	REGULAR
STORY1	D1	2.65	0.000717	MENOR	MENOR	REGULAR	MENOR	MENOR	REGULAR

Tabla # 19 Derivas de entrepiso del centro de masa y verificación de irregularidades de altura

Luego de obtener las derivas de entrepiso del centro de masa, verificamos las irregularidades de altura de piso blando y extrema rigidez. De acuerdo a la norma E.030 (2016), si una de las dos condiciones se cumple, el piso se clasificaría como irregular. Para este caso, todos los pisos, con excepción de la azotea, son regulares. Entonces su factor de irregularidad  $I_a=1$ .

Por otro lado, para obtener las derivas de entrepiso máximas elásticas de los diafragmas rígidos, se utilizará la opción *Story Drift* con los casos de carga (SPECX, SPECY) (ver tabla #20).

Story	Diaphragm	STORY DRIFT		
		Derivas de entrepiso elásticas		
		Load	UX	UY
STORY6	Max Drift X	SPECX	0.000773	
STORY5	Max Drift X	SPECX	0.000842	
STORY4	Max Drift X	SPECX	0.000926	
STORY3	Max Drift X	SPECX	0.000916	
STORY2	Max Drift X	SPECX	0.000757	
STORY1	Max Drift X	SPECX	0.000348	
STORY6	Max Drift Y	SPECY		0.000338
STORY5	Max Drift Y	SPECY		0.000378
STORY4	Max Drift Y	SPECY		0.000398
STORY3	Max Drift Y	SPECY		0.000380
STORY2	Max Drift Y	SPECY		0.000308
STORY1	Max Drift Y	SPECY		0.000142

Tabla # 20 Derivas de entrepiso máximas elásticas

Estos valores al multiplicarse con R=5.4, obtenemos las derivas de entrepiso máximas inelásticas (ver tabla # 21).

h (m)	Derivas de entrepiso inelásticas R*Drift	IRREGULARIDADES DE PLANTA					
		IRREGULARIDAD TORSIONAL			TORSIONAL EXTREMA		MAYOR A 50% PERMISIBLE
		Deriva Max/Deriva CM	Mayor 1.2 ΔCM	RESULTADO	Mayor 1.5 ΔCM	RESULTADO	
2.65	0.004174	1.18	MENOR	REGULAR	MENOR	REGULAR	SI
2.65	0.004547	1.07	MENOR	REGULAR	MENOR	REGULAR	SI
2.65	0.005000	1.10	MENOR	REGULAR	MENOR	REGULAR	SI
2.65	0.004946	1.13	MENOR	REGULAR	MENOR	REGULAR	SI
2.65	0.004088	1.15	MENOR	REGULAR	MENOR	REGULAR	SI
2.65	0.001879	1.16	MENOR	REGULAR	MENOR	REGULAR	NO
2.65	0.001825	1.08	MENOR	REGULAR	MENOR	REGULAR	NO
2.65	0.002041	1.09	MENOR	REGULAR	MENOR	REGULAR	NO
2.65	0.002149	1.08	MENOR	REGULAR	MENOR	REGULAR	NO
2.65	0.002052	1.07	MENOR	REGULAR	MENOR	REGULAR	NO
2.65	0.001663	1.07	MENOR	REGULAR	MENOR	REGULAR	NO
2.65	0.000767	1.06	MENOR	REGULAR	MENOR	REGULAR	NO

Tabla # 21 Derivas de entrepiso máximas inelásticas y verificación de irregularidades de planta

De acuerdo a la norma E.030, para determinar que la estructura no tenga irregularidad torsional, no se debe sobrepasar la siguiente relación:

$$\frac{DERIVA MAX INELASTICA}{DERIVA CM INELASTICA} \leq 1.20$$

Observando las relación de la derivas, el edificio no tiene problemas de torsión. Sin embargo, con la distribución de placas original, existía torsión extrema, superando incluso el 0.007. La norma no lo permitía, por lo que se modificó las dimensiones de las placas con el fin de quitar el problema de torsión extrema. Ahora la estructura solo tiene irregularidad por esquinas entrantes y no por torsión. Entonces su factor de irregularidad  $I_p=0.9$  para las dos direcciones de análisis. Por último, se verifica que las derivas máximas del edificio (ver tabla # 22) son menores a la deriva máxima permitida del concreto = 0.007.

DERIVAS MAXIMAS	
Drift X	0.00498
Drift Y	0.00214

Tabla # 22 Derivas de entrepiso máximas inelásticas

## 5.9 JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA

De acuerdo con la norma E.030, toda estructura necesita tener una separación de las estructuras vecinas desde el terreno natural hasta la parte más alta que ambos edificios comparten. Esa separación (s) cumplirá las siguientes condiciones:

Entre ambas edificaciones:

$$s_{min} \geq 3 \text{ cm y } s = 0.006 \cdot h$$

Dónde:

h = altura medida desde el nivel del terreno hasta el nivel considerado para evaluar “s” en (cm)

→h = 1590 cm

Separacion de edificio			
entre ambos	s mínimo (cm)	3.0	cm
	s(cm)	9.5	cm

Tabla # 23 Separación del edificio con los vecinos

Se escoge el mayor valor entre estos dos. Luego el edificio tendrá una junta sísmica de s/2, mientras que el vecino la otra mitad.

Después este valor obtenido se compara con el siguiente:

$$s = \frac{2}{3} (\text{desplazamiento máximo en las dos direcciones})$$

Desplazamientos maximos	
X(cm)	Y(cm)
5.777	2.573

Tabla # 24 Desplazamientos máximos del edificio en ambas direcciones

Se escoge también el mayor valor entre estos dos, y se aplica la fórmula. De esta forma obtenemos estos resultados:

del limite de propiedad	S/2 (entre ambos)	4.77	cm
	2/3 (despl.max)	3.87	cm
		4.77	cm

Tabla # 25 Junta sísmica del edificio

Concluyendo que en este caso el edificio tendrá un junta sísmica como mínimo de 5 cm aproximadamente desde el terreno natural hasta la altura que se crea conveniente.



# CAPÍTULO 6: ANÁLISIS Y DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

## 6.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

De acuerdo a lo mencionado en la norma E-060 , las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones *resistencias de diseño* ( $\phi R_n$ ) por lo menos iguales a las *resistencias requeridas* ( $\phi R_u$ ), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma.

$$\phi R_n \geq \phi R_u$$

Para el caso del diseño por flexión simple:

$$\phi M_n \geq \phi M_u$$

Cualquiera que sea el método de análisis o diseño utilizado, se deberán cumplir los tres bloques fundamentales:

- Equilibrio
- Compatibilidad
- Relaciones constitutivas ( $\sigma$ - $\epsilon$ )

Existen hipótesis básicas y simplificadoras para el análisis y diseño por flexión, de acuerdo con el libro del Ing. Ottazi: “*APUNTES DEL CURSO DE CONCRETO ARMADO I*”:

1. Las secciones planas permanecen planas (Hipótesis de Navier)
2. Adherencia entre el acero y el concreto que lo rodea. No hay deslizamiento.
3. Se puede despreciar la resistencia en tracción del concreto en los cálculos de la resistencia de una sección.
4. Los esfuerzos en el concreto y el acero se pueden calcular a partir de las deformaciones utilizando las relaciones constitutivas ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) del acero y el concreto.
5. El diagrama constitutivo del acero de refuerzo se puede asumir elastoplástico
6. Se asume que el concreto falla cuando la fibra extrema sometida a compresión alcanza el valor de  $\epsilon_{cu} = 0.003$ .
7. La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión y su deformación correspondiente ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) puede asumirse como: Rectangular, trapezoidal, parabólica o cualquier otra que prediga la resistencia acorde con los resultados experimentales (ver figura 6.1.1)

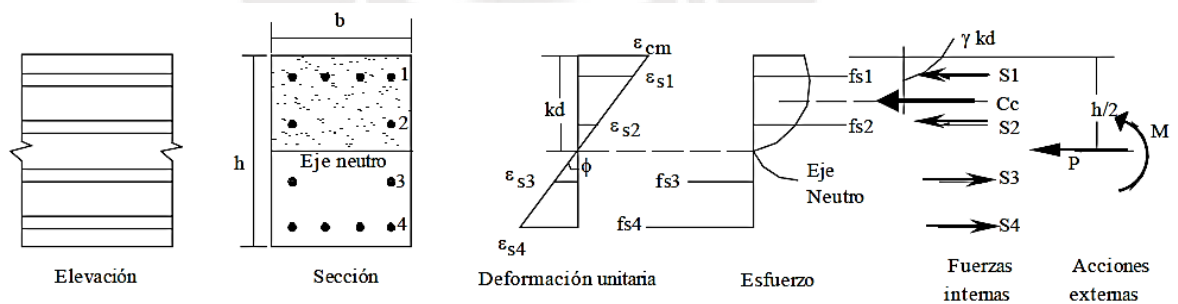


Figura 6.1.1 Bloque de compresiones y fuerzas internas

## 6.2 DISEÑO POR CORTANTE

La falla cortante es una falla frágil, y es una más impredecible que una falla por flexión. El diseño de las secciones transversales sujetos a las fuerzas cortantes últimas cumple la siguiente fórmula:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Dónde:

$V_n$ : Resistencia nominal al corte de la sección

$V_c$ : Resistencia al corte del concreto de la sección

$V_s$ : Resistencia al corte del acero de la sección

$V_u$ : Resistencia última requerida de la sección crítica

La norma permite calcular la resistencia del concreto con las siguientes expresiones:

- Vigas (flexión)

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

- Columnas (compresión)

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

- Elementos en tracción Axial

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \left(1 - \frac{Nu}{35 Ag}\right) bw d$$

- Secciones circulares

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} (0.8 \times \text{Diametro}^2)$$

Los estribos perpendiculares al eje vertical de la sección serán calculados de la siguiente manera:

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

Dónde:

$s$ : es el espaciamiento entre los estribos

$A_v$ : Área total de las secciones de estribos perpendiculares a la fuerza cortante

$d$ : peralte efectivo de la sección

Metodología para el diseño por Corte:

La ecuación básica para el diseño por corte es:

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

1. Construir el diagrama de fuerza cortante  $V_u$ , calcular los valores de  $V_u$  a  $d$  de la cara
2. Seleccionar el tipo de refuerzo por cortante que se va a utilizar, por lo general aquí en Perú se usa estribos cerrados.
3. Seleccionar el diámetro de los estribos y calcular  $A_v$  si es que existen estribos simples, dobles o múltiples.
4. Calcular la contribución de resistencia al corte del concreto  $V_c$ .
5. Verificar si  $V_u \leq \phi V_c$ . En este caso se utilizará estribos mínimos con un espaciamiento que no exceda el menor de los dos siguientes valores:

$$S_{max} = \frac{A_v f_y}{0.2 \sqrt{f'_c} b_w}$$
$$S_{max} = \frac{A_v f_y}{3.5 b_w}$$

6. Si  $V_u > \phi V_c$ , es necesario refuerzo por corte, entonces se obtiene el valor de resistencia al corte del acero de la sección:

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

7. Verificar que  $V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$ . Si excede de este valor es necesario aumentar la dimensión de la sección o aumentar la resistencia del concreto.
8. Calcular el espaciamiento de refuerzo

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

Calcular:  $V_s \text{ lim} = 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$

Si  $V_s < V_s \text{ lim} \rightarrow S_{max} = d/2$  ó 60 cm

Si  $V_s > V_s \text{ lim} \rightarrow S_{max} = d/4$  ó 30 cm

### 6.3 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

En la estructura de un edificio, los elementos sometidos a carga axial y flexión son generalmente columnas, placas o muros de corte.

Las columnas se diseñan por flexo compresión y cortante, teniendo en cuenta las combinaciones de cargas estipuladas en la norma E-060 de concreto armado. Si es que la carga axial es pequeña, el elemento vertical se comporte tal vez como una viga. Para este caso, el elemento deberá diseñarse y detallarse como una viga en flexión simple cuando se cumpla que la carga axial ( $P_u$ ) sea menor que:

$$P_u \leq 0.1 f'c A_g$$

Dónde:

$A_g$ : área bruta de la sección transversal

El diseño de flexo compresión en columnas o placas comprende la realización de diagramas de iteración.

Para una sección transversal de concreto y con una armadura de acero, se pueden obtener innumerables combinaciones de Momento-Carga axial, las cuales forman una gráfica, llamada diagrama de iteración.

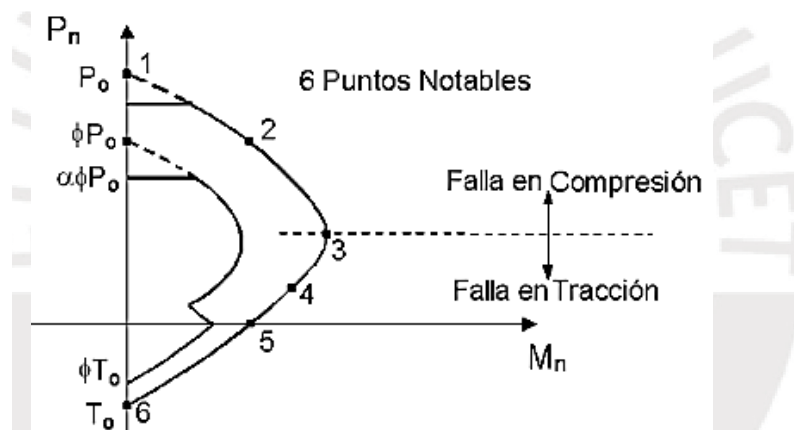


Figura 6.3.1 Diagrama de iteración con sus puntos notables

De acuerdo con el libro: “APUNTES DEL CURSO DE CONCRETO ARMADO I”:

Para una columna con estribos los seis puntos notables indicados en la figura 6.3.1, podrían ser:

- Punto 1: Compresión pura  $P_o$ ,  $\phi = 0.7$
- Punto 2: Fisuración incipiente. Esfuerzo nulo en el acero más alejado del borde en compresión.  $\alpha = 0$ ,  $\epsilon_1 = 0$ ,  $\phi = 0.7$
- Punto 3: Falla Balanceada. Las barras más alejadas del borde en compresión inician su fluencia en tracción.  $\alpha = -1$ ,  $\epsilon_1 = \epsilon_y$ ,  $\phi = 0.7$
- Punto 4: Inicio en el cambio del valor de  $\phi$ . Este punto es opcional se podría trabajar conservadoramente con  $\phi = 0.7$  hasta el punto 5.
- Punto 5: Corresponde a la flexión pura. Suele ser un punto que requiere de varios tanteos para su determinación, basta con un punto cercano.  $\phi = 0.9$
- Punto 6: Tracción pura  $T_o$ ,  $\phi = 0.9$ .

### Metodología para el diseño por flexo compresión

1. Por lo general, se utiliza una cuantía de acero un poco mayor al 1% del área bruta de la sección, luego se distribuye el refuerzo de manera simétrica
2. Se calculan los puntos notables nominales ( $M_n, P_n$ ) para ambas direcciones
3. Se calculan los valores de diseño ( $\phi M_n, \phi P_n$ ) para ambas direcciones
4. El punto de compresión pura es cambiado por el punto de compresión admisible  $P_{adm} = 0.8\phi P_o$
5. Se comprueba que todos los puntos correspondientes a las combinaciones de carga ( $M_u, P_u$ ), se encuentren dentro del área del diagrama de iteración de diseño, en caso contrario se aumentara el acero de refuerzo.

### 6.4 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SISMICO

La norma E-060 de Concreto Armado, publicada en el año 2009, ha incluido un capítulo con el tema de disposiciones especiales para el diseño sísmico. Este capítulo explica los puntos a tomar en cuenta con el objetivo de que los elementos estructurales tengan una falla dúctil (flexión) antes que un falla frágil (corte).

Existen dos sistemas resistentes definidos en la norma

1. Sistema resistente a fuerzas laterales del tipo Muros estructurales ( $R=6$ ) o Dual tipo I ( $R=7$ )
2. Sistema resistente a fuerzas laterales del tipo Pórticos ( $R=8$ ) o Dual tipo II ( $R=7$ )

La forma en que se determina el tipo de sistema resistente del edificio, es calculando el porcentaje de la fuerza cortante basal absorbida por los elementos verticales (columnas y placas). De acuerdo a la norma E-030 (2016), los sistemas estructurales se definen así:

- Pórticos: Por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos
- Muros estructurales: Por lo menos el 70% de la fuerza cortante en la base actúa sobre los muros o placas de concreto
- Dual: La fuerza cortante sobre los muros o placas oscila entre el 20% y 70% del cortante total. La fuerza cortante sobre las columnas es de por lo menos el 30%. Y pueden clasificarse también como:
  - Dual tipo I: Cuando la fuerza cortante sobre los muros es mayor o igual al 60% del cortante total y menor o igual al 80%
  - Dual tipo II: Cuando la fuerza cortante sobre los muros es menor al 60% del cortante total.

Existen Requisitos para las vigas y columnas de los edificios en ambos sistemas resistentes de acuerdo a la norma E-060. Solo abarcaremos el primero porque es una estructura de muros. Requisitos para vigas y columnas con sistema de muros estructurales o dual tipo I. La fuerza cortante de diseño  $V_u$  de las vigas y columnas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de (a) y (b):

- La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales ( $M_n$ ) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas. En los elementos en flexo compresión los momentos nominales en los extremos de la luz libre del elemento, estarán asociados a la fuerza axial  $P_u$  que dé como resultado el mayor momento nominal posible (ver figura 6.4.1 y figura 6.4.2).
- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5.

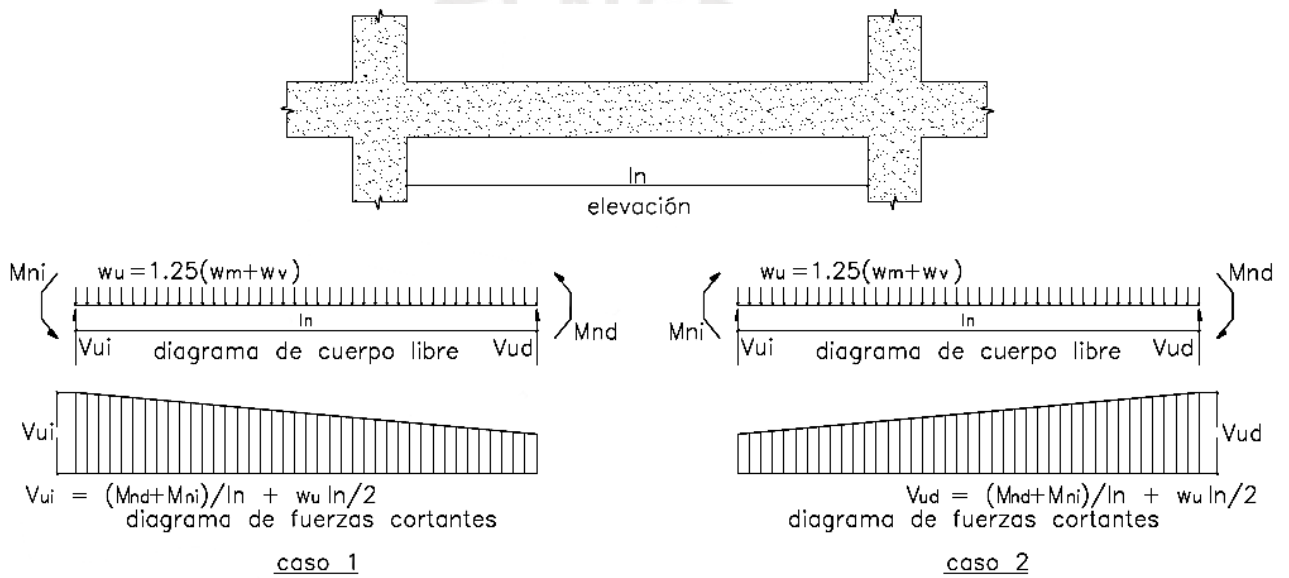


Figura 6.4.1 Fuerzas cortantes de diseño en vigas

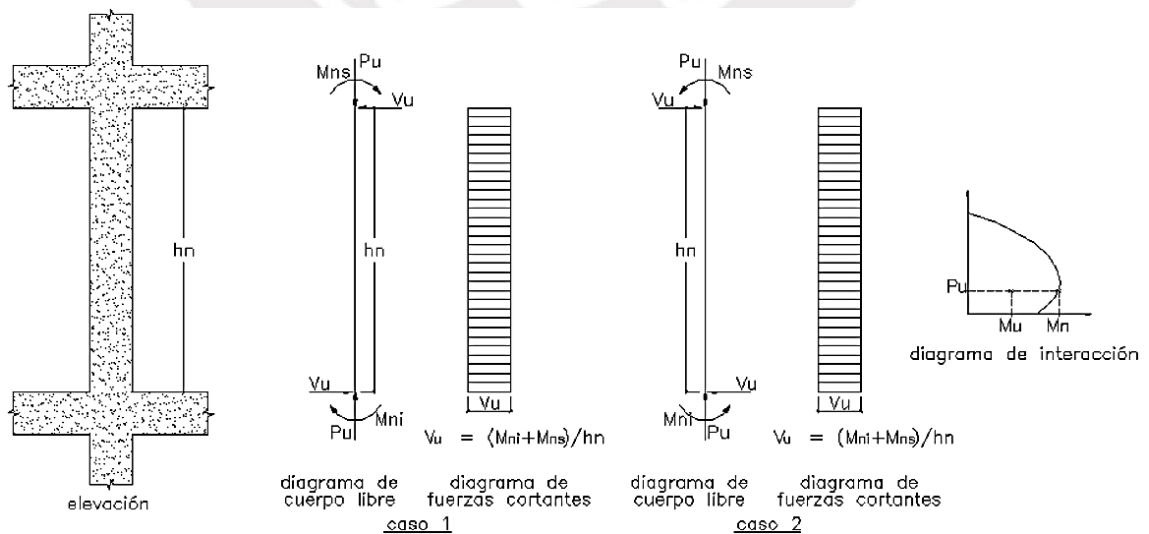


Figura 6.4.2 Fuerzas cortantes de diseño en columnas

Para el diseño por flexión en las vigas

- a) Deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior.
- b) No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.
- c) La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.
- d) En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro (ver figura 6.4.3). El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de :
  - i.  $d/4$ , pero no menor que 150 mm
  - ii. 10 veces Diámetro de barra longitudinal de menor diámetro
  - iii. 24 veces Diámetro de estribo confinado
  - iv. 300 mm
- e) Los estribos deben estar espaciados a no más de  $0,5d$  a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

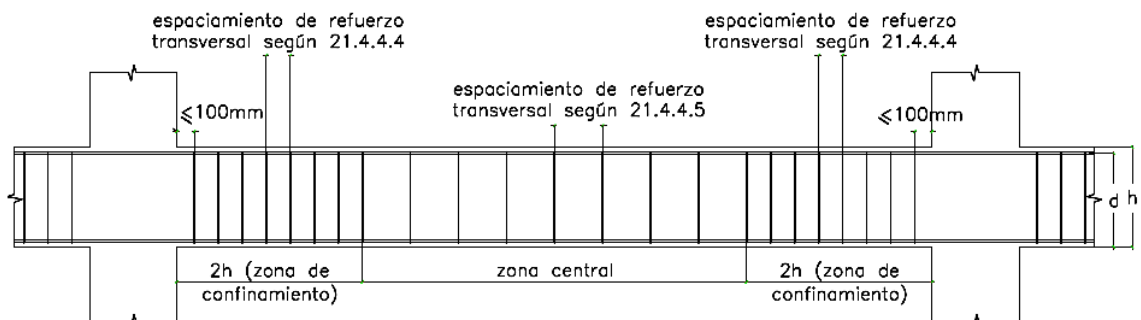


Figura 6.4.3 Requerimiento de estribos en vigas

Para el diseño por flexo compresión en las columnas

- a) La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%. Cuando la cuantía exceda de 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.
- b) En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento  $S_o$  por una longitud  $L_o$  medida desde la cara del nudo (ver figura 6.4.4). Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

El espaciamiento  $S_o$  no debe exceder al menor entre:

- i. 8 veces diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- ii. La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento
- iii. 100 mm

La longitud  $L_o$  no debe ser menor que el mayor entre:

- i. Una sexta parte de la luz libre del elemento
- ii. La mayor dimensión de la sección transversal del elemento
- iii. 500 mm

- c) En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300 mm



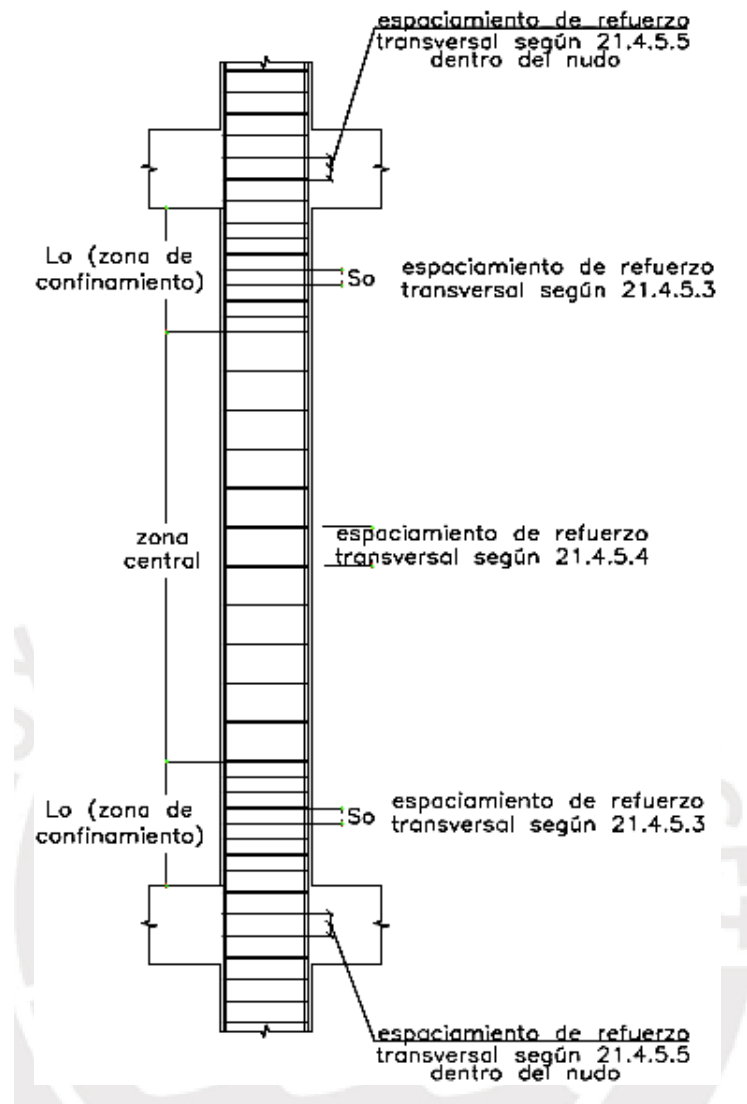


Figura 6.4.4 Requerimiento de estribos en columnas

## CAPÍTULO 7: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

### 7.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Las losas aligeradas en nuestro país, son vigas en forma de T, han sido diseñadas para resistir las solicitaciones de flexión y cortante, generadas por las cargas muertas, vivas y sísmicas.

De acuerdo con el libro del Ing. Ottazi: “*APUNTES DEL CURSO DE CONCRETO ARMADO I*”. Las losas aligeradas son un conjunto de viguetas espaciadas regularmente en una o dos direcciones per

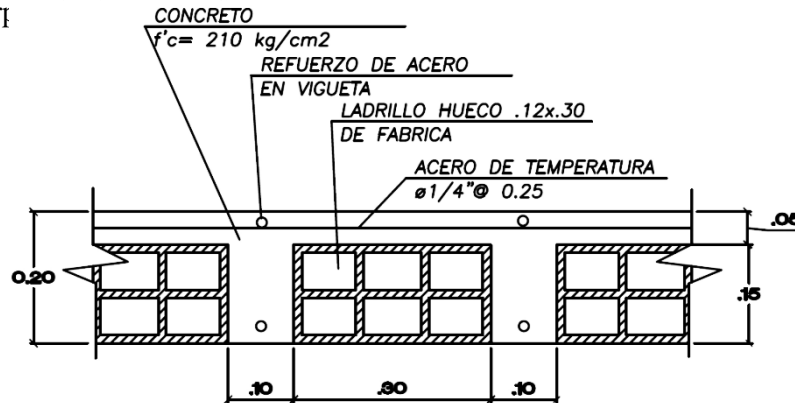


Figura 7.1.1 Geometría de los aligerados convencionales

Recomendaciones para el armado de aligerados:

1. No llevan barras corridas en la parte superior
2. El  $A_s+$  no debe ser menor que el  $A_s + \text{min}$ . Si el  $A_s-$  calculado es excesivo, conviene colocar 1.3 veces  $A_s-$  calculado
3. Se debe colocar la armadura de retracción y temperatura sin excepción, dentro de la losa superior de 5 cm
4. Los aligerados se arman con barras de 8mm, 3/8", 1/2" y 5/8".
5. La armadura negativa son bastones.
6. Ningún bastón positivo o negativo debe tener una longitud menor que su longitud de anclaje
7. Debido a los 10 cm de espesor del nervio, solo es posible colocar 2 barras tanto en la parte superior e inferior.

En nuestro caso, el aligerado utilizado en todos los niveles de la estructura tiene un espesor de 20 cm (ver figura 7.1.2). De modo que, se pueden obtener los siguientes datos importantes:

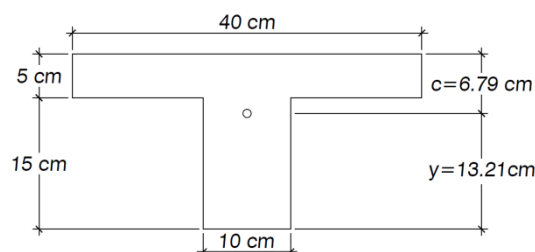


Figura 7.1.2 Sección del aligerado utilizado en el edificio

La inercia de la sección y los módulos de sección elástica:

$$I_g = 11800.59 \text{ cm}^4 \quad S^+ = \frac{I_g}{y} \quad S^- = \frac{I_g}{c}$$

$$S^+ = 893.04 \text{ cm}^3 \quad S^- = 1738.96 \text{ cm}^3$$

Si  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$  Esfuerzo de rotura en tracción del concreto es  $f_r = 2\sqrt{f'c} = 28.98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Si  $d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$ , los aceros mínimos positivos y negativos:

$$A_{min}^+ = \frac{1.2 S^+ f_r}{0.9 f_y (0.95d)} \approx 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^- = \frac{1.2 S^- f_r}{0.9 f_y (0.95d)} \approx 0.99 \text{ cm}^2$$

Se cumple la relación:  $A_{min}^- = 2 A_{min}^+$

Por lo tanto, los aceros mínimos colocados en el aligerado serán:

$$A_{min}^+ = 1 \emptyset 8 \text{ mm} \quad A_{min}^- = 2 \emptyset 8 \text{ mm}$$

## 7.2 DISEÑO POR CORTE DE LA LOSA ALIGERADA

A manera de ejemplo, se va a tomar la vigueta ubicada entre el eje B y C (ver figura 7.2.1). Se mostrarán las cargas muertas y vivas aplicadas.

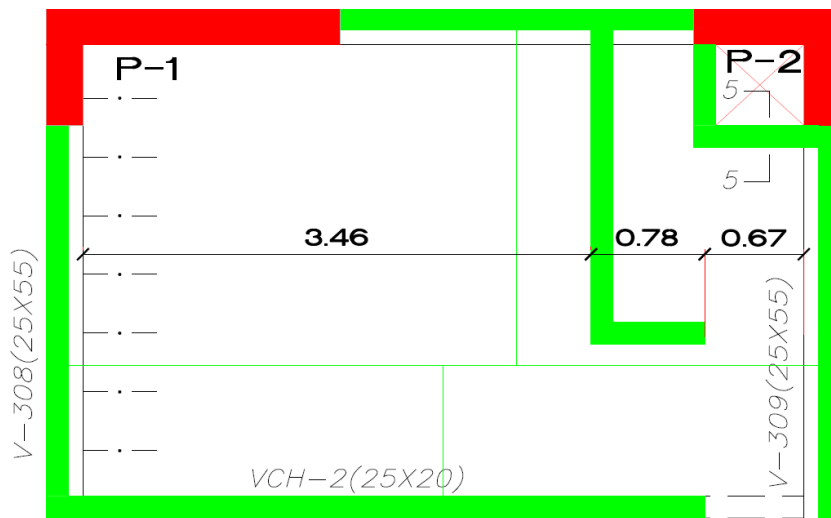


Figura 7.2.1 Franja de aligerado con mayor carga

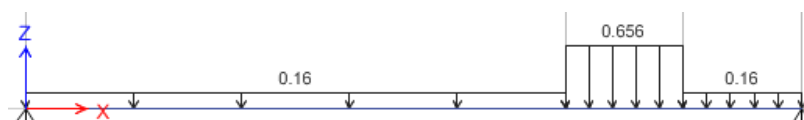


Figura 7.2.2 CARGAS MUERTAS (Ton/m)

$$W_{aligerado} = (0.1 + 0.3) \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 0.4 \text{ m} = 0.16 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$W_{tabiqueria} = 1.35 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.15 \text{ m} \times 2.45 \text{ m} = 0.496 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

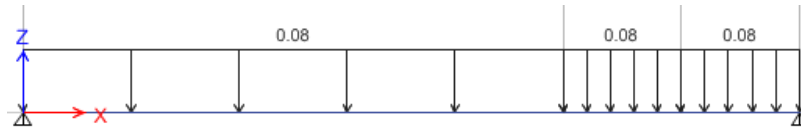


Figura 7.2.3 CARGAS VIVAS (Ton/m)

$$W_s/c = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 0.4 \text{ m} = 0.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

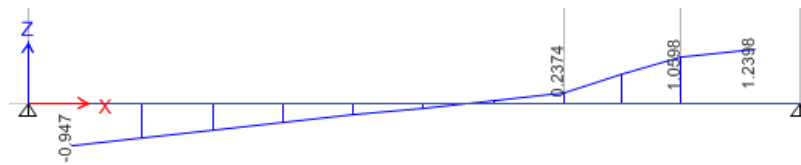


Figura 7.2.4 Diagrama de fuerzas cortantes últimas (Ton)

$$\Phi V_c = 1.1(0.53\sqrt{f'_c} bw d) = 0.85 \times 1.1(0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17) = 1.22 \text{ ton}$$

Los cortantes obtenidos son a una distancia  $d = 17 \text{ cm}$  de la cara de la viga.

Extremo izquierdo:  $\Phi V_c = 1.22 \text{ ton} > 0.947 \text{ ton} \rightarrow$  No necesita ensanches

Extremo derecho:  $\Phi V_c = 1.22 \text{ ton} < 1.239 \text{ ton} \rightarrow$  Si necesita ensanches, pero al estar muy cerca de la capacidad del concreto no se coloca.

Observamos que la vigueta no necesita de ensanches, porque las solicitaciones de carga última no sobrepasan la resistencia de corte del concreto.

### 7.3 DISEÑO POR FLEXION DE LA LOSA ALIGERADA

Siguiendo con el mismo ejemplo. La vigueta al estar simplemente apoyada, mostrara solo momentos positivos.

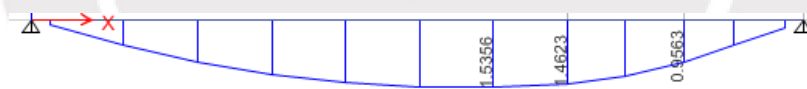


Figura 7.3.1 Diagrama de momentos flectores últimos (Ton-m)

Si  $Mu^+ = 1.54 \text{ ton}$ ,  $b = 40 \text{ cm}$ ,  $d = 17 \text{ cm}$  y se asume que el bloque de compresiones se encuentra dentro de los  $5 \text{ cm} \rightarrow$  se utilizará la siguiente fórmula para obtener los aceros en secciones rectangulares, en este caso también cumplirá para la vigueta:

$$Mu = \phi d A_s f_y \left(1 - \frac{0.59 A_s f_y}{b \times d \times f'_c}\right) \rightarrow A_s^+ = 2.40 \text{ cm}^2 \quad 1.3 A_s^+ = 3.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{colocado}^+ = 2\phi 1/2''$$

Para calcular los aceros negativos de la vigueta, se utilizará la relación del método de los coeficientes, donde  $b = 10 \text{ cm}$  y  $d = 17 \text{ cm}$ :

$$Mu^- = \frac{Wu \times Ln^2}{24} = \frac{0.36 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 4.91 \text{ m}}{24} = 0.36 \text{ ton} - \text{m} \rightarrow A_s^- = 0.58 \text{ cm}^2$$

$$1.3A_s^- = 0.76 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{colocado}^- = 1\phi 3/8''$$

Para hallar el corte de acero en los bastones positivos se realiza un diagrama (ver figura 7.3.1) con las cargas últimas, fuerzas y momentos últimos:

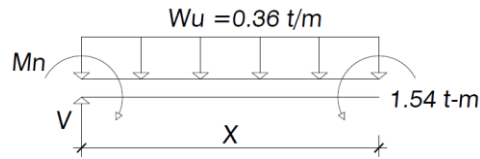


Figura 7.3.2 Tramo central del aligerado

Se asume que la longitud X del tramo central del aligerado es aproximadamente la mitad de la longitud del bastón positivo de  $\phi 1/2''$ .

Primero se calculará el momento nominal (Mn) del extremo izquierdo sabiendo que:

$$A_s = \phi 1/2'' \quad b = 40 \text{ cm} \quad d = 17 \text{ cm} \rightarrow M_n = 0.9 \text{ ton-m}$$

De acuerdo con el diagrama de momento flector y cortante, para el momento positivo máximo  $M_u = 1.54 \text{ ton-m}$  le corresponde una fuerza cortante igual a 0.

Entonces se aplica sumatoria de momentos en el lado izquierdo dando como resultado:

$$\sum M = 0 \rightarrow 0.9 + \frac{0.36X^2}{2} - 1.54X = 0 \quad \therefore X \approx 1.89 \text{ m}$$

A este valor obtenido de X se le debe agregar una longitud  $d = 17 \text{ cm}$ . De esta forma, se puede obtener la longitud total del bastón positivo:

$$\text{Longitud del bastón} = 2(1.89 + 0.17) = 4.12 \text{ m} \rightarrow \text{Espacio libre} = 5.16 - 4.12 = 1.04 \text{ m}$$

En cada extremo debe existir un espacio libre de 50 cm para el bastón positivo de  $\phi 1/2''$ .

En cuanto al corte de acero negativo, para los bastones superiores será de:  $L_n/5 = 1.0 \text{ m}$

El acero por retracción será colocado en los 5 cm de losa superior de forma perpendicular al acero por flexión.

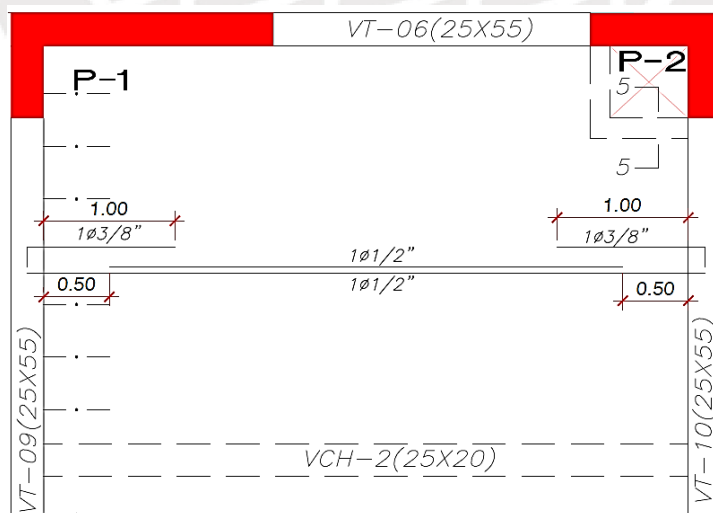


Figura 7.3.3 Planta del paño del aligerado

## 7.4 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Las losas macizas son elementos de concreto armado que usan la totalidad del volumen otorgado. Son elementos mucho más resistentes que las losas aligeradas, poseen una mayor rigidez y casi no tiene problemas con las deflexiones. También puede haber losas en una dirección:

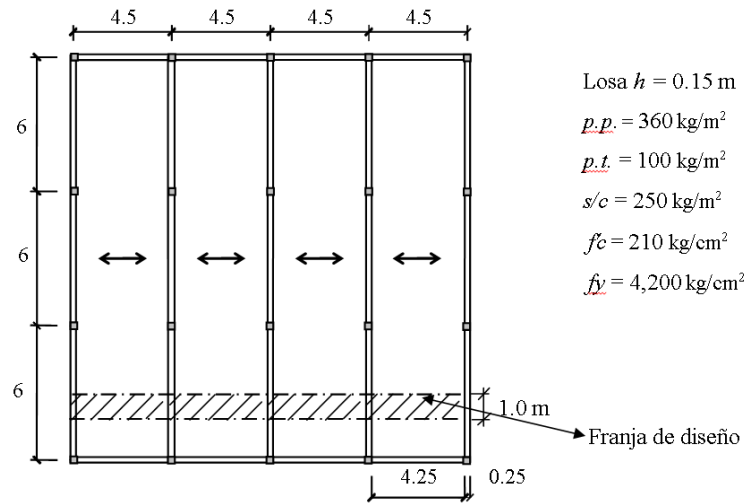


Figura 7.4.1. Franja de diseño para una losa maciza en una dirección

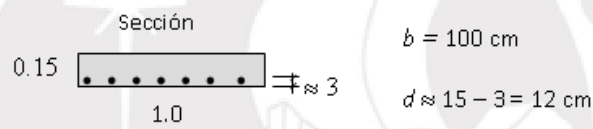


Figura 7.4.2 Sección de una losa aligerada de 15 cm x 1m de ancho

De acuerdo con el libro del Ing. Ottazi: *APUNTES DEL CURSO DE CONCRETO ARMADO I*.

Tener en cuenta las siguientes recomendaciones para el armado de losas macizas:

1. El espesor de las losas debe dimensionarse para no requerir refuerzo por cortante.
2. Las losas macizas no llevan refuerzo corrido en la parte superior
3. La armadura positiva no debe ser menor que la armadura por retracción y temperatura
4. Perpendicularmente a la armadura positiva debe colocarse, sin excepción la armadura de retracción y temperatura
5. En las losas gruesas puede repartirse la armadura de retracción y temperatura, en las caras superior e inferior.
6. Las losas se arman por lo general, con barras de acero de: 8 mm, 3/8", 1/2" y 5/8"
7. Deben evitarse los espaciamientos con decimales por ejemplo: 3/8" @ 20.5
8. La armadura negativa son bastones de: 8 mm, 3/8", 1/2" y 5/8"
9. Ningún bastón positivo o negativo debe tener una longitud menor que su longitud de anclaje
10. La armadura positiva son barras longitudinales y si fuera necesario bastones.

## 7.5 DISEÑO POR CORTE DE LOSAS MACIZAS

A manera de ejemplo, se va a tomar la losa ubicada entre los ejes B, C, 3 y 4. No existe refuerzo por corte en losas macizas, así que todo el cortante lo toma el concreto. Para calcular el cortante último, se realizó un modelamiento en ETABS 2016, en donde la losa está simplemente apoyada en sus 4 lados. El peso total de los tabiques es calculado y dividido entre el área de la losa, para poder asignar la carga muerta. Se realiza un mesh a la losa para poder asignar los apoyos. Las cargas actuantes son:  $CM = 0.84 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$  ;  $CV = 0.20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$

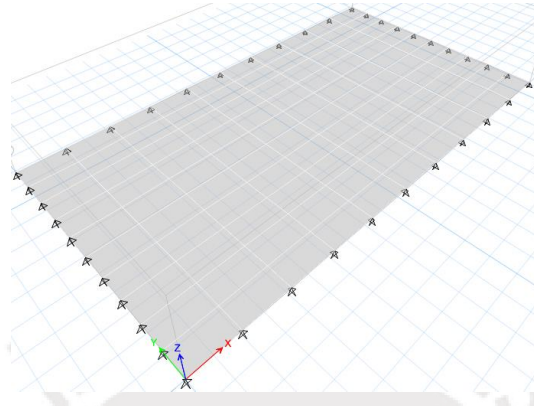


Figura 7.5.1 Vista 3D de la losa maciza

Una vez asignadas las cargas muertas y vivas de la losa, se corre el programa y se mira los resultados.

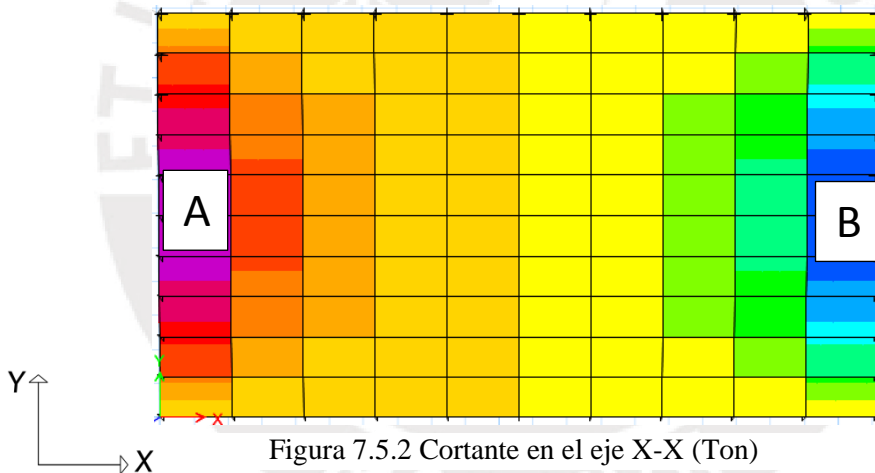


Figura 7.5.2 Cortante en el eje X-X (Ton)

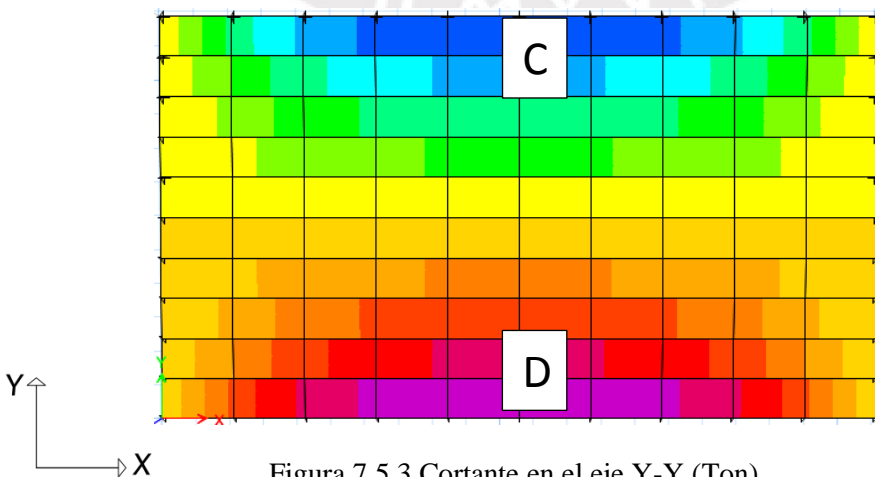


Figura 7.5.3 Cortante en el eje Y-Y (Ton)

SECCION	DIRECCION X-X		DIRECCION Y-Y	
	A	B	C	D
$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	210.00	210.00	210.00	210.00
$bw$ (cm)	100.00	100.00	100.00	100.00
$d$ (cm)	17.00	17.00	17.00	17.00
$\phi Vc$ (ton)	12.21	12.21	12.21	12.21
$Vu$ (ton)	1.00	1.00	1.70	1.70
$\phi Vc \geq Vu$	SI	SI	SI	SI

Tabla # 26 Verificación de la resistencia al corte del concreto

Se verifica que la resistencia al corte del concreto es mucho mayor que el cortante último calculado.

## 7.6 DISEÑO POR FLEXION DE LA LOSA MACIZA

El diseño por flexión se realizará mediante los resultados obtenidos del programa ETABS 2016.

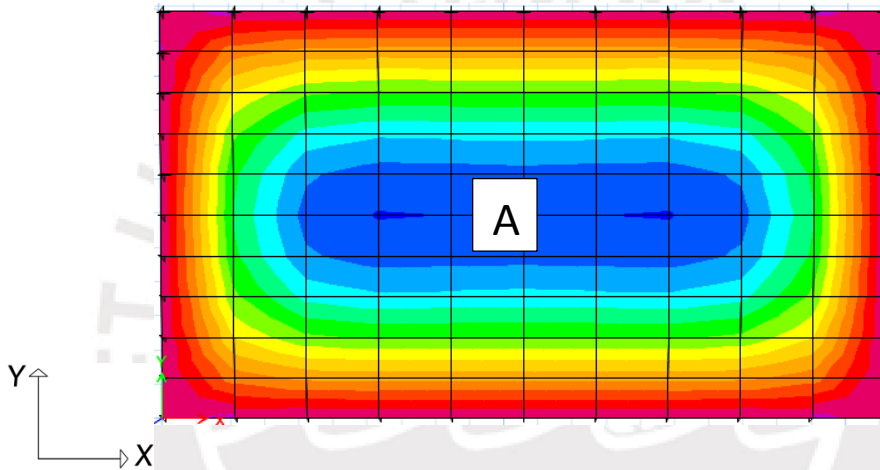


Figura 7.6.1 Momentos flectores en el eje X-X (Ton-m)

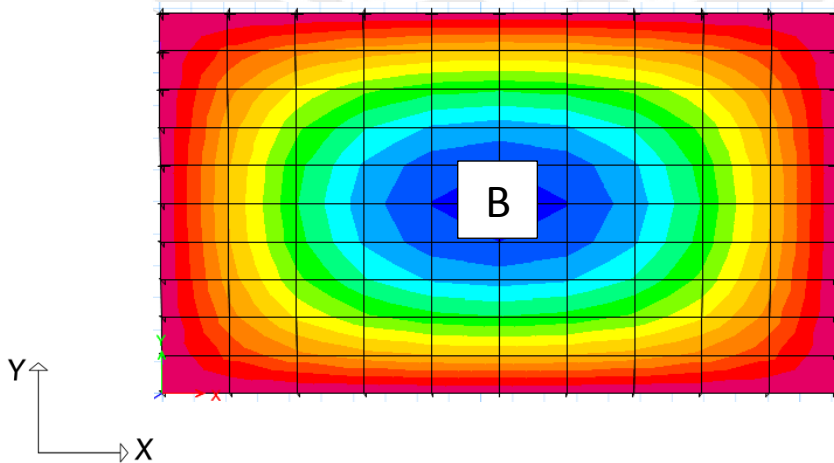


Figura 7.6.2 Momentos flectores en el eje Y-Y (Ton-m)



	DIRECCION X-X	DIRECCION Y-Y
SECCION	A	B
MU (ton-m)	0.53	1.24
b ( cm)	100	100
d ( cm)	17	17
h (cm)	20	20
<b>As calculado cm<sup>2</sup>/ml</b>	<b>0.83</b>	<b>1.96</b>
1.33As calculado cm <sup>2</sup> /ml	1.10	2.60
<b>As min cm<sup>2</sup>/ml</b>	<b>4.11</b>	<b>4.11</b>
<b>Atemp = 0.0018(b)(h) cm<sup>2</sup>/ml</b>	<b>3.6</b>	<b>3.6</b>
At sup = 0.0006(b)(h) cm <sup>2</sup> /ml	1.2	1.2
At inf = 0.0012(b)(h) cm <sup>2</sup> /ml	2.4	2.4
<b>As temp sup colocado</b>	<b>φ8 mm@0.4 m</b>	<b>φ8 mm@0.4 m</b>
As temp inf colocado	φ8mm@0.2 m	φ8mm@0.2 m
<b>As inf necesario</b>	<b>3.50</b>	<b>4.11</b>
<b>As inf colocado</b>	<b>φ3/8 @0.20 m</b>	<b>φ3/8 @0.20 m</b>

Tabla # 26 Tabla de cálculo de acero de refuerzo para losas macizas

De acuerdo a los momentos últimos, los aceros calculados de la losa maciza, en cada dirección, son menores que el acero mínimo (secciones rectangulares). Por lo que, el refuerzo necesario deberá ser mayor que el acero calculado amplificado (1.33 As), teniendo en cuenta el acero por temperatura.

Entonces, de acuerdo a la tabla #26, el acero superior colocado será por temperatura. Y el acero inferior será determinado por la suma del acero inferior por temperatura más el acero calculado amplificado (1.33 As).

Sin embargo, la losa maciza tiene continuidad con una losa aligerada en la dirección Y. Por lo que, el refuerzo será calculado en una franja de 40 cm de ancho, de la siguiente forma:

Carga muerta:

$$W_{alig} = (0.1 + 0.3) \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 0.4 \text{ m} = 0.16 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad W_{mac} = (0.84) \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 0.4 \text{ m} = 0.336 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

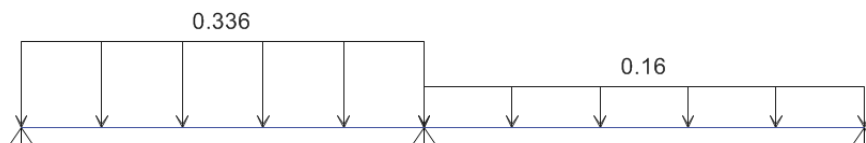


Figura 7.6.3 Diagrama de carga muerta para una franja de 40 cm de ancho

Carga viva:

$$W_{s/c} = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 0.4 \text{ m} = 0.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

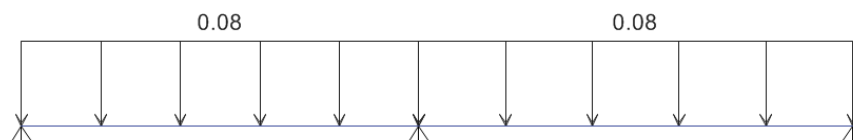


Figura 7.6.4 Diagrama de carga viva para una franja de 40 cm de ancho

Con estos diagramas se puede obtener las envolventes de momentos flectores y de cortante, usando alternancia de carga viva:

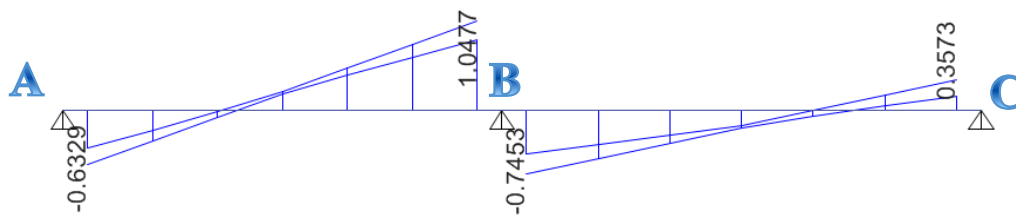


Figura 7.6.5 Envolvente fuerzas cortantes últimas (Ton)

Cabe resaltar que los cortantes obtenidos son a una distancia  $d = 17$  cm de la cara de la viga.

Para el tramo AB: (losa maciza)  $b = 40$  cm  $d = 17$  cm

$$\Phi V_c = 1.1(0.53\sqrt{f'_c} bw d) = 0.85 \times 1.1(0.53 \times \sqrt{210} \times 40 \times 17) = 5.74 \text{ ton}$$

Extremo izquierdo:  $\Phi V_c = 5.74 \text{ ton} > 0.6329 \text{ ton}$

Extremo derecho:  $\Phi V_c = 5.74 \text{ ton} > 1.047 \text{ ton}$

Para el tramo BC: (losa aligerada)  $b = 10$  cm  $d = 17$  cm

$$\Phi V_c = 1.1(0.53\sqrt{f'_c} bw d) = 0.85 \times 1.1(0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17) = 1.22 \text{ ton}$$

Extremo izquierdo:  $\Phi V_c = 1.22 \text{ ton} > 0.745 \text{ ton} \rightarrow$  No necesita ensanches

Extremo derecho:  $\Phi V_c = 1.22 \text{ ton} > 0.357 \text{ ton} \rightarrow$  No necesita ensanches

Observamos que la vigueta no necesita de ensanches, porque las solicitaciones de carga última no sobrepasan la resistencia de corte del concreto.

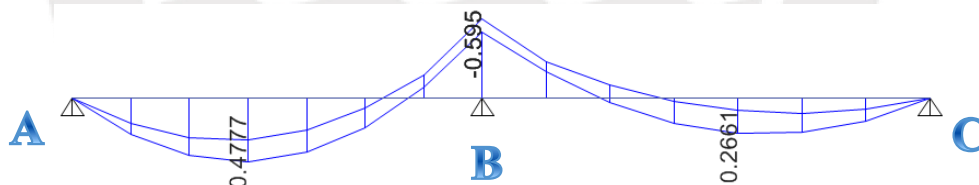


Figura 7.6.6 Envolvente de momentos flectores (Ton-m)

El tramo AB ( $L_n = 2.80$  m) le pertenece a la losa maciza:

Si  $Mu^+ = 0.4777$  Ton-m,  $b = 40$  cm,  $d = 17$  cm

Se utilizará la siguiente fórmula para obtener los aceros en secciones rectangulares:

$$Mu^+ = \phi d A_s f_y \left(1 - \frac{0.59 A_s f_y}{b \times d \times f'_c}\right) \rightarrow A_s^+ = 0.75 \text{ cm}^2 \quad 1.33 A_s^+ = 1.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^+ = 1.64 \text{ cm}^2; A_{colocado}^+ = 1\phi 1/2''$$

Si  $Mu^- = 0.595$  Ton-m,  $b = 40$  cm,  $d = 17$  cm

$$Mu^- = \phi d A_s f_y \left(1 - \frac{0.59 A_s f_y}{b \times d \times f'_c}\right) \rightarrow A_s^- = 0.94 \text{ cm}^2 \quad 1.33 A_s^- = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^- = 1.64 \text{ cm}^2; A_{colocado}^- = 1\phi 8mm + 1\phi 3/8''$$

Para calcular los aceros negativos en el extremo izquierdo, se utilizará la relación del método de los coeficientes:

$$Mu^- = \frac{Wu \times Ln^2}{24} = \frac{0.6064 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times (2.80 \text{ m})^2}{24} = 0.198 \text{ ton} - \text{m} \rightarrow A_s^- = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$1.33A_s^- = 0.41 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{colocado}^- = 1\phi 8\text{mm}$$

El tramo BC (Ln = 3.08 m) le pertenece a la losa aligerada:

Si  $Mu^+ = 0.2661 \text{ Ton-m}$ ,  $b = 40 \text{ cm}$ ,  $d = 17 \text{ cm}$  y se asume que el bloque de compresiones se encuentra dentro de los 5 cm.

Se utilizará la siguiente fórmula para obtener los aceros en secciones rectangulares, en este caso también cumplirá para la vigueta:

$$Mu^+ = \phi d A_s f_y \left(1 - \frac{0.59 A_s f_y}{b \times d \times f'_c}\right) \rightarrow A_s^+ = 0.42 \text{ cm}^2 \quad 1.33 A_s^+ = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^+ = 0.5 \text{ cm}^2; A_{colocado}^+ = 1\phi 1/2''$$

Si  $Mu^- = 0.595 \text{ Ton-m}$ ,  $b = 10 \text{ cm}$ ,  $d = 17 \text{ cm}$

$$Mu^- = \phi d A_s f_y \left(1 - \frac{0.59 A_s f_y}{b \times d \times f'_c}\right) \rightarrow A_s^- = 0.99 \text{ cm}^2 \quad 1.33 A_s^- = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^- = 1.0 \text{ cm}^2; A_{colocado}^- = 1\phi 8\text{mm} + 1\phi 3/8''$$

Para calcular los aceros negativos en los extremos, se utilizará la relación del método de los coeficientes:

$$Mu^- = \frac{Wu \times Ln^2}{24} = \frac{0.36 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times (3.08 \text{ m})^2}{24} = 0.1422 \text{ ton} - \text{m} \rightarrow A_s^- = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$1.33A_s^- = 0.30 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{colocado}^- = 1\phi 8\text{mm}$$

A continuación, en la figura 7.6.7 se presenta el refuerzo colocado en la losa aligerada y en la losa maciza:

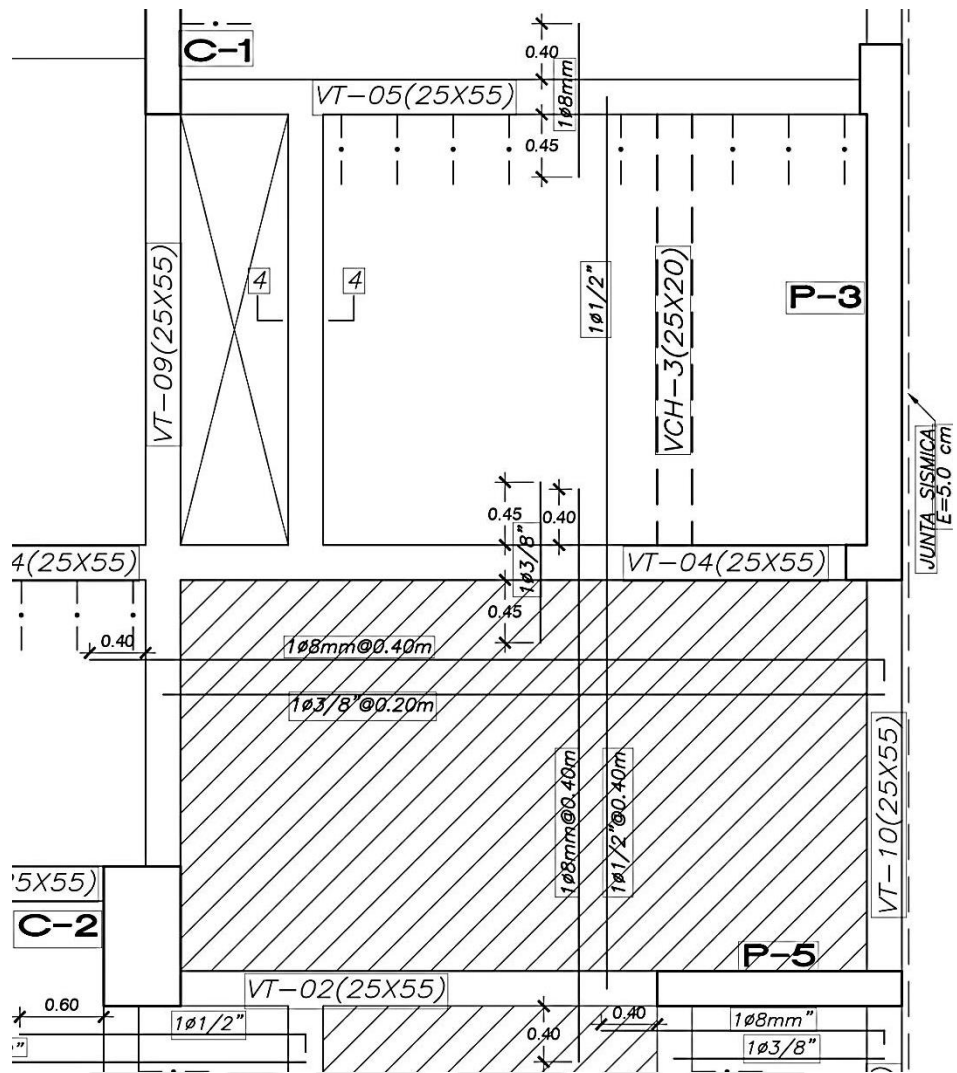


Figura 7.6.7 Refuerzo de la losa maciza y la losa aligerada para pisos típicos

## CAPÍTULO 8: DISEÑO DE VIGAS

### 8.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE VIGAS

Las vigas de concreto armado son los elementos estructurales encargados de transmitir las cargas muertas y vivas de las losas y tabiques hacia las placas o columnas. Forma pórticos con las columnas y con los muros de corte para poder rigidizar lateralmente la estructura contra las fuerzas sísmicas y transmitir las adecuadamente.

Las vigas serán diseñadas por resistencia a flexión y cortante, donde se utiliza las combinaciones de carga amplificadas para su diseño. Y además, que el elemento tenga un comportamiento dúctil en vez de uno frágil.

También, se debe verificar si el diseño obtenido de la viga es capaz de controlar las deflexiones.

De acuerdo con el libro del Ing. Ottazi: “*APUNTES DEL CURSO DE CONCRETO ARMADO I*”.

Recomendaciones para el armado de Flexión en vigas:

1. Es conveniente disponer tanto de la parte superior como inferior de la viga, armadura corrida que le permita armado de estribos (mínimo dos barras superiores e inferiores).
2. Es conveniente colocar un número mínimo de barras que guarde relación con el ancho de viga.
3. No es conveniente dentro de una viga utilizar diámetros de barra muy distintos
4. El diámetro de las barras debe ser consistente con las dimensiones de la sección de las vigas
5. El número de varillas que se pueden colocar en cada capa debe estar de acuerdo con el ancho de la viga y con el espaciamiento mínimo entre las barras
6. Por el punto de inflexión debe pasar por lo menos la tercera parte del acero negativo y extenderse más allá una distancia no menor que :  $d, 12 db, ln/16$
7. Ningún bastón positivo o negativo debe tener una longitud menor que su longitud de anclaje
8. La longitud de los bastones debe aproximarse a múltiplos de 0.10 m
9. La armadura positiva debe consistir en barras corridas y si fueran necesarios, bastones adicionales.
10. Estas recomendaciones deben modificarse para vigas con responsabilidad sísmicas, tal que se especifica en el capítulo 21 de norma E-060.

El diseño de las vigas incluirá las indicaciones del capítulo 21 de la norma E.060. Las cuales afectan al diseño de refuerzo por cortante, con el fin de darle un diseño por capacidad adecuado.

### 8.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA VIGA (PORTICO) POR CAPACIDAD

A manera de ejemplo, se va a tomar la viga VT-09 (25X55) ubicada en el eje B. Se mostrará las cargas muertas y vivas. Así como los diagramas de corte y de momentos respecto a cada carga:

$$\text{VIGA VT-09(25X55): } b=25\text{cm; } d=49\text{cm; } f'c= 210 \text{ kg/ cm}^2; A_{s_{min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{f_y} = 2.96 \text{ cm}^2$$

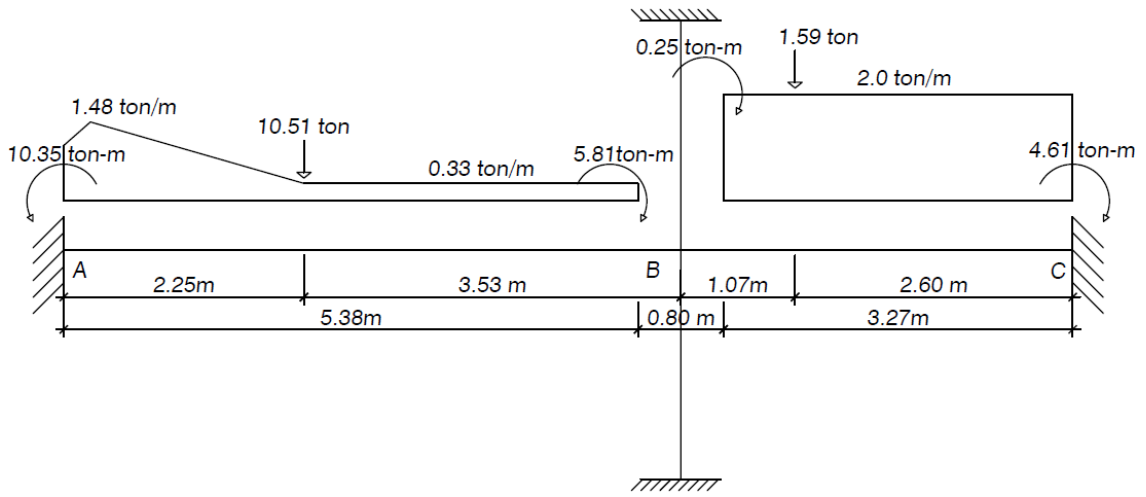


Figura 8.2.1 Diagrama de carga muerta (incluyendo peso propio)

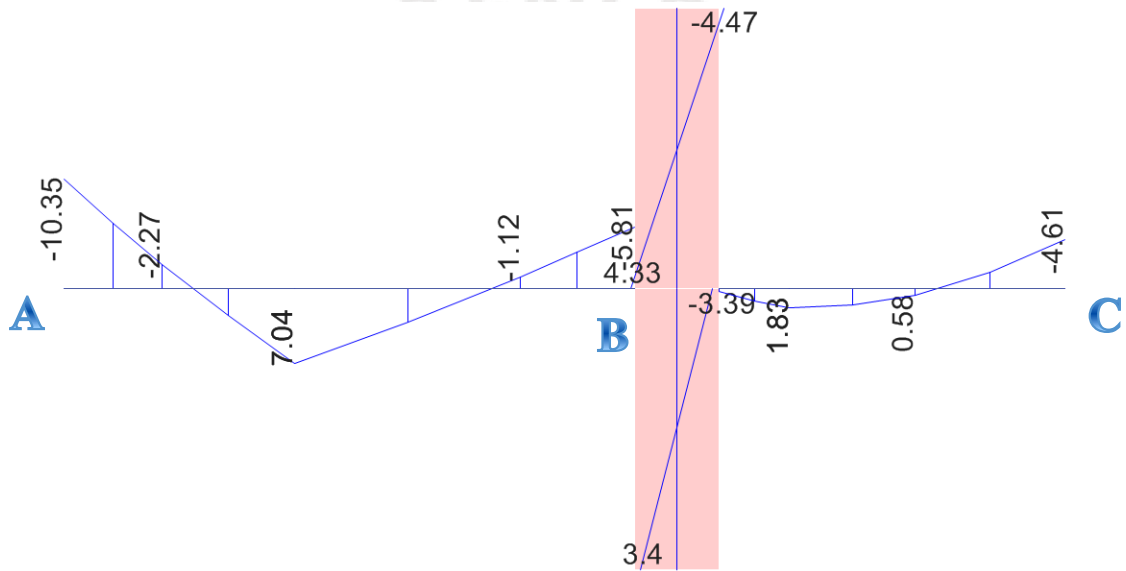


Figura 8.2.2 Diagrama de momentos flectores de CM (Ton-m) (ETABS)

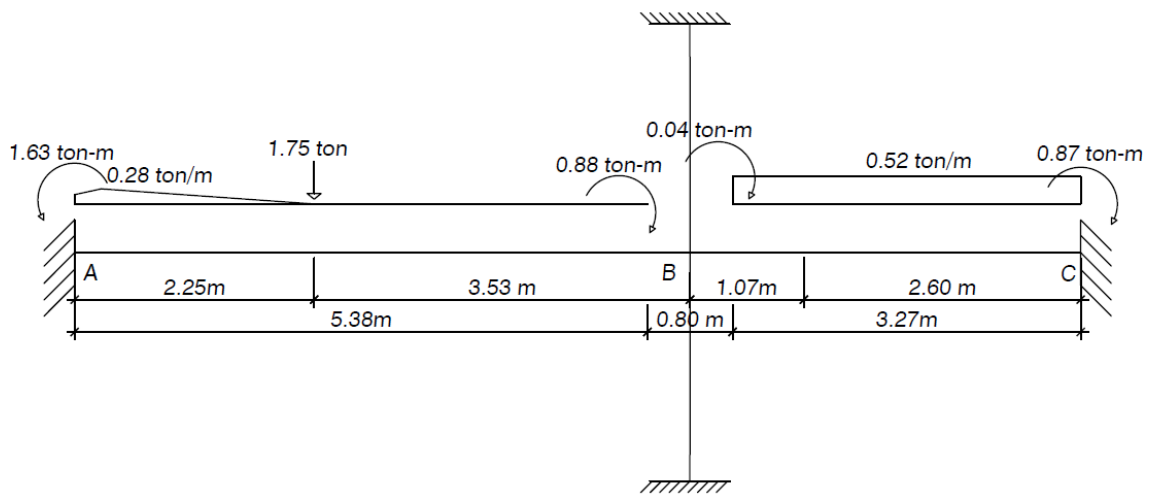


Figura 8.2.3 Diagrama de carga viva

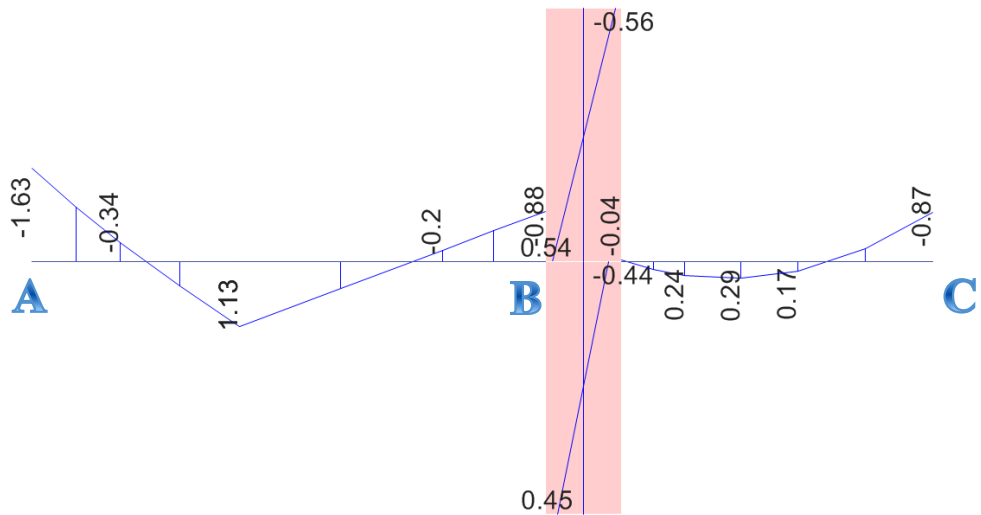


Figura 8.2.4 Diagrama de momentos flectores de CV (Ton-m) (ETABS)

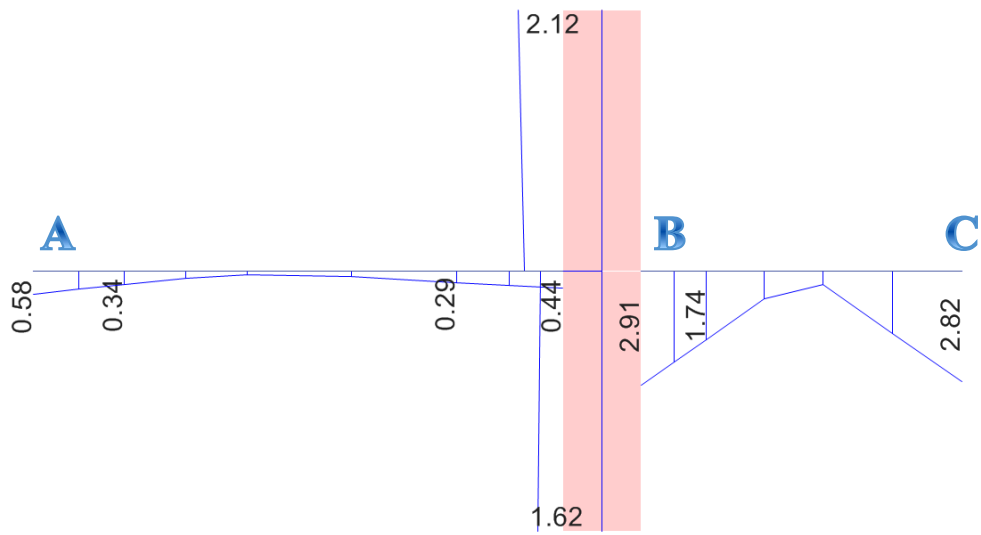


Figura 8.2.5 Diagrama de momentos flectores de SISMO X (Ton-m) (ETABS)

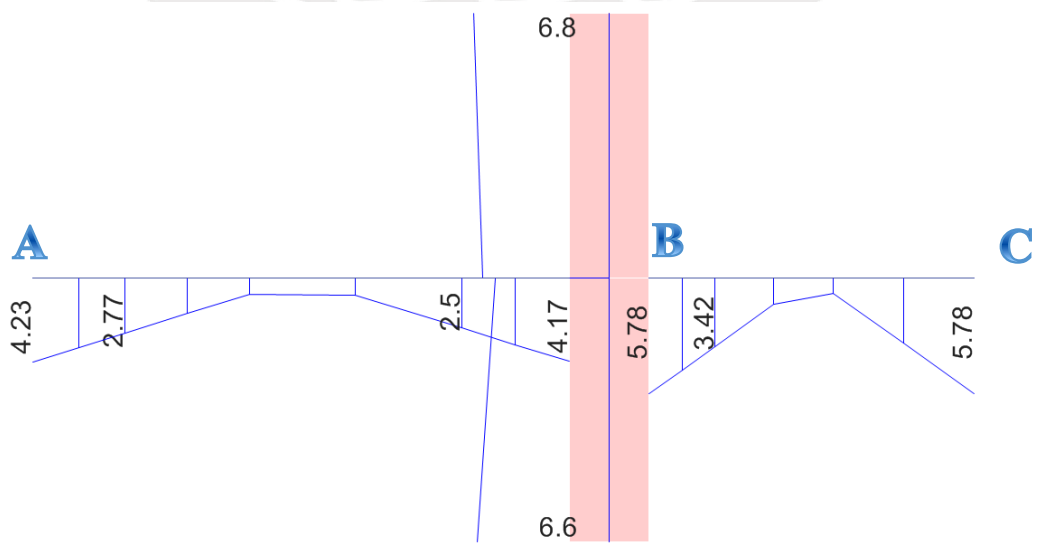


Figura 8.2.6 Diagrama de momentos flectores de SISMO Y (Ton-m) (ETABS)

Tal como se explica en el acápite 1.7, las combinaciones de carga son utilizadas para obtener una envolvente de fuerzas cortantes y momentos flectores. El programa ETABS tiene la opción de ingresar estos factores y generar los diagramas.

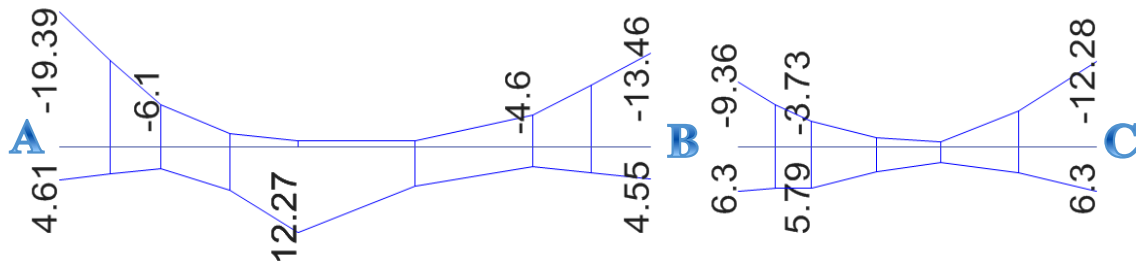


Figura 8.2.7 Envolvente de momentos flectores (Ton-m) (ETABS)

Se calculará el acero con:  $Mu = \phi \cdot d \cdot As \cdot fy \left( 1 - \frac{0.59 \cdot As \cdot fy}{b \cdot d \cdot f'c} \right)$

El diseño por capacidad calcula el cortante utilizando los momentos nominales (Mn) de los aceros colocados y las cargas de servicio amplificadas en un 25%.

**Tramo:** Entre los ejes A y B: Luz libre = 5.38 m

- $Mu_{izq}^- = 19.39 \text{ t-m}$   $As^- = 12.48 \text{ cm}^2$   $1.33As^- = 16.60 \text{ cm}^2$   
 **$As^- \text{ colocado} = 2\phi 3/4'' + 4\phi 5/8''$   $Mn_{izq}^- = 23.29 \text{ t-m}$**
- $Mu_{der}^- = 13.42 \text{ t-m}$   $As^- = 7.86 \text{ cm}^2$   $1.33As^- = 10.46 \text{ cm}^2$   
 **$As^- \text{ colocado} = 3\phi 3/4''$   $Mn_{der}^- = 16.10 \text{ t-m}$**
- $Mu_{cen}^+ = 12.27 \text{ t-m}$   $As^+ = 7.11 \text{ cm}^2$   $1.33As^+ = 9.46 \text{ cm}^2$   
 **$As^+ \text{ colocado} = 4\phi 5/8''$   $Mn_{cen}^+ = 15.20 \text{ t-m}$**
- $Mu_{izq}^+ = 4.61 \text{ t-m}$   $As^+ = 2.55 \text{ cm}^2$   $1.33As^+ = 3.39 \text{ cm}^2$   
 **$As^+ \text{ colocado} = 2\phi 5/8''$   $Mn_{izq}^+ = 7.91 \text{ t-m}$**
- $Mu_{der}^+ = 4.55 \text{ t-m}$   $As^+ = 2.52 \text{ cm}^2$   $1.33As^+ = 3.35 \text{ cm}^2$   
 **$As^+ \text{ colocado} = 2\phi 5/8''$   $Mn_{der}^+ = 7.91 \text{ t-m}$**



**Tramo:** Entre los ejes **B y C**: Luz libre = 3.27 m

- $Mu_{izq}^- = 9.36 \text{ t-m}$   $As^- = 5.33 \text{ cm}^2$   $1.33As^- = 7.08 \text{ cm}^2$   
 **$As^- \text{ colocado} = 2\phi 3/4$**   **$Mn_{izq}^- = 11.05 \text{ t-m}$**
- $Mu_{der}^- = 12.28 \text{ t-m}$   $As^- = 7.12 \text{ cm}^2$   $1.33As^- = 9.47 \text{ cm}^2$   
 **$As^- \text{ colocado} = 2\phi 3/4 + 1\phi 5/8$**   **$Mn_{der}^- = 14.64 \text{ t-m}$**
- $Mu_{izq}^+ = 6.30 \text{ t-m}$   $As^+ = 3.52 \text{ cm}^2$   $1.33As^+ = 4.68 \text{ cm}^2$   
 **$As^+ \text{ colocado} = 2\phi 5/8$**   **$Mn_{izq}^+ = 7.91 \text{ t-m}$**
- $Mu_{der}^+ = 6.30 \text{ t-m}$   $As^+ = 3.52 \text{ cm}^2$   $1.33As^+ = 4.68 \text{ cm}^2$   
 **$As^+ \text{ colocado} = 2\phi 5/8$**   **$Mn_{der}^+ = 7.91 \text{ t-m}$**

Buscando que la falla de la viga sea por flexión y no por corte, tal como se explica en el acápite 6.4, se debe escoger el menor valor de  $V_u$  para cada extremo:

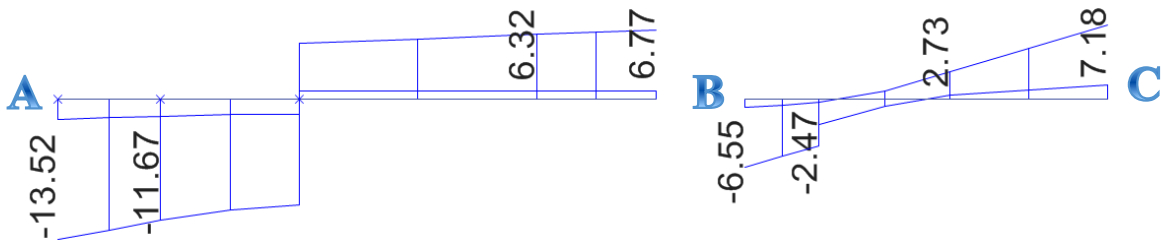


Figura 8.2.8 Diagrama de fuerza cortante (Ton):  $W_u = 1.25 (W_m + W_v)$  (ETABS)

**Tramo:** Entre los ejes **A y B** Luz libre = 5.38 m;  $V_{izq} = 13.52 \text{ Ton}$ ,  $V_{der} = -6.77 \text{ Ton}$

**Tramo:** Entre los ejes **B y C** Luz libre = 3.27 m;  $V_{izq} = 6.55 \text{ Ton}$ ,  $V_{der} = -7.18 \text{ Ton}$

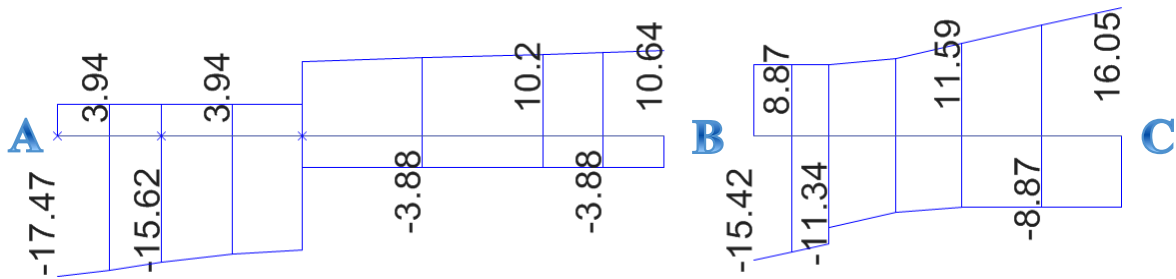


Figura 8.2.9 Envolvente de fuerzas cortantes (Ton) con factor de sismo de 2.5 (ETABS)

**Tramo:** Entre los ejes **A y B**: Luz libre = 5.38 m

$$Vu_{izq} = \frac{Mn_{der}^+ + Mn_{izq}^-}{Ln} + V_{izq} = 19.32 \text{ ton} \quad Vu_{der} = \frac{Mn_{izq}^+ + Mn_{der}^-}{Ln} + V_{der} = 11.22 \text{ ton}$$

$$Vu_{izq} = 17.47 \text{ Ton}$$

$$Vu_{der} = 10.64 \text{ Ton}$$

**Se escogen los menores valores:**

$$Vu_{izq} = 17.47 \text{ Ton}$$

$$Vu_{der} = 10.64 \text{ Ton}$$

**Tramo:** Entre los ejes **B y C:** Luz libre = 3.27 m

$$Vu_{izq} = \frac{Mn_{der^+} + Mn_{izq^-}}{Ln} + V_{izq} = 12.35 \text{ ton} \quad Vu_{der} = \frac{Mn_{izq^+} + Mn_{der^-}}{Ln} + V_{der} = 14.08 \text{ ton}$$

$$Vu_{izq} = 15.42 \text{ Ton}$$

$$Vu_{der} = 16.05 \text{ Ton}$$

**Se escogen los menores valores:**

$$Vu_{izq} = 12.35 \text{ Ton}$$

$$Vu_{der} = 14.08 \text{ Ton}$$

→ Para el diseño por cortante se toma el mayor valor por tramo:

$$\phi V_c = (0.85) \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 8 \text{ Ton}$$

**Tramo:** Entre los ejes **A y B:**

$$Vu_{izq} > \phi V_c \rightarrow V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = 11.10 \text{ Ton}$$

$$Av: \text{área total de cada estribo paralela al corte} \rightarrow Av = 2\phi 3/8'' = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$V_{s\text{lim}} = 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 19.52 \text{ Ton} \quad \text{Se cumple que: } V_{s\text{lim}} > V_s \rightarrow S = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{V_s} = 26 \text{ cm}$$

$$S_{max_1} = d/2 = 24.5 \text{ cm} \quad S_{max_2} = 60 \text{ cm} \quad \text{Se escoge el menor de los dos valores}$$

$S \leq (a), (b), (c), (d)$

(a)  $d/4 = 12.25 \text{ cm}$  ó  $15 \text{ cm}$

(b) 10 dbarra long. =  $10 (1.91) = 19.1 \text{ cm}$

(c) 24 dbarra estribo =  $24 (0.95) = 22.8 \text{ cm}$

(d)  $30 \text{ cm}$

El menor valor es :  $S = 15 \text{ cm}$ ,

Confinamiento:  $Ln/2 = 2.69 \text{ m}$  o  $2h = 1.10 \text{ m}$

Long. Confinamiento =  $1.10 \text{ m}$

$$\# \text{ Estribos} = \frac{1.10 - 0.05}{0.15} = 7$$

Estribos: 1 de  $\phi 3/8''$ : 1@0.05 m; 7@0.15 m Resto@0.20 m c/ext.

**Tramo:** Entre los ejes **B y C:**

$$Vu_{der} > \phi V_c \rightarrow V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c = 7.15 \text{ Ton}$$

$$Av: \text{área total de cada estribo paralela al corte} \rightarrow Av = 2\phi 3/8'' = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$V_{s\text{lim}} = 1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 19.52 \text{ Ton} \quad \text{Se cumple que: } V_{s\text{lim}} > V_s \rightarrow S = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{V_s} = 40 \text{ cm}$$

$$S_{max_1} = d/2 = 24.5 \text{ cm} \quad S_{max_2} = 60 \text{ cm} \quad \text{Se escoge el menor de los dos valores}$$

$S \leq (a), (b), (c), (d)$

(a)  $d/4 = 12.25 \text{ cm}$  ó  $15 \text{ cm}$

(b) 10 dbarra long. =  $10 (1.91) = 19.1 \text{ cm}$

(c) 24 dbarra estribo =  $24 (0.95) = 22.8 \text{ cm}$

(d)  $30 \text{ cm}$

El menor valor es :  $S = 15 \text{ cm}$ ,

Confinamiento:  $Ln/2 = 1.63 \text{ m}$  o  $2h = 1.10 \text{ m}$

Long. Confinamiento =  $1.10 \text{ m}$

$$\# \text{ Estribos} = \frac{1.10 - 0.05}{0.15} = 7$$

Estribos: 1 de  $\phi 3/8''$ : 1@0.05 m; 7@0.15 m Resto@0.20 m c/ext.

**Corte de acero:** Para el cálculo de los cortes de acero de la viga hay que tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se utiliza el punto de corte teórico de la barra longitudinal
- Utilizando el  $M_n$  de la barra longitudinal, se busca ese valor en el programa ETABS y se obtiene la distancia del extremo de la viga hasta el punto de corte teórico.
- Se agrega, a esa longitud obtenida, el mayor valor entre:  $d$ ,  $12$  diámetro barra ó  $l_n/16$
- Se debe tener en cuenta que la longitud total calculada debe ser mayor o igual a la longitud de anclaje.

Ejemplo: Bastón de  $4\phi 5/8''$  (Extremo izquierdo)

Así colocado =  $2\phi 3/4''$   $M_n$  izq = 11.05 t-m → Se busca el valor del  $M_n$  en la envolvente de momentos (ETABS): Long. punto teórico = 66 cm

$d = 49$  cm;  $12 db = 12(1.59) = 19.08$  cm;  $l_n/16 = 538$  cm/16 = 33.62 cm → El mayor valor ( $l_d$ ) = 49 cm

Long. Total = 66 + 49 = 115 cm > Long. Anclaje = 75 cm... Correcto

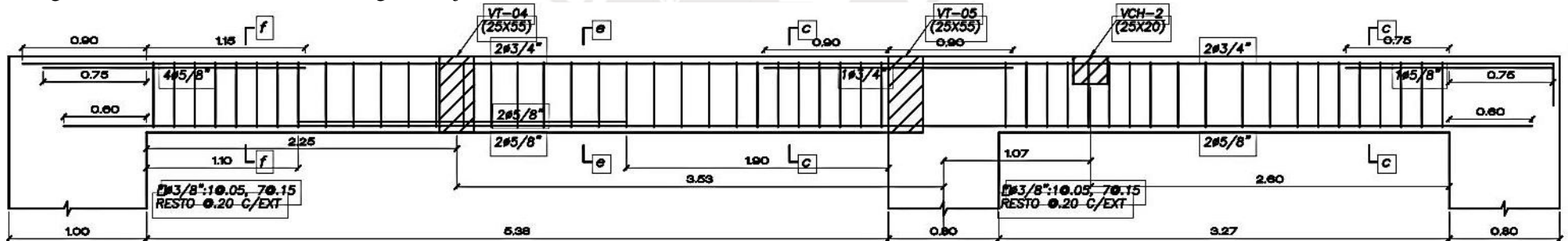


Figura 8.2.10 Detalle de viga VT-09(0.25x0.55)

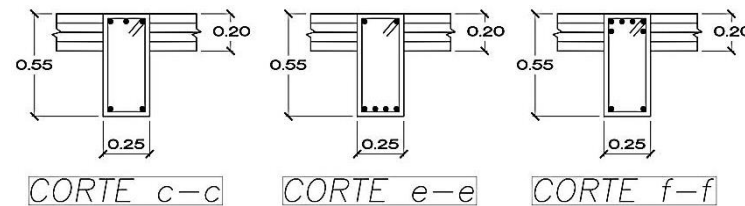


Figura 8.2.11 Cortes de viga VT-09(0.25x0.55)

### 8.3 VERIFICACIÓN DE DEFLEXIONES

El diseño por resistencia de la viga no garantiza que su comportamiento sea satisfactorio. Es indispensable que las vigas o viguetas no excedan los Estados Límites de Servicio.

Uno de los estados límites de servicio son las deflexiones. Para este caso, se estimarán las deflexiones originadas por la flexión utilizando la sección transformada agrietada o no.

La norma peruana tiene en cuenta la incertidumbre asociada al cálculo de las deflexiones, y propone los siguientes criterios:

- Cuando a lo largo de todo el elemento, bajo cargas de servicio, se cumple que:  
Momento Máximo Actuante < Momento de Agrietamiento  $\rightarrow I_{ef} = I_g$
- Cuando en alguna sección (o en varias) se cumple que:  
Momento Máximo Actuante > Momento de Agrietamiento  $\rightarrow I_{ef} = I_{cr}$

Para las vigas que forman pórtico se debe emplear el momento de inercia efectivo, donde se necesita los momentos de inercia agrietados o no en las secciones de apoyo y centro. Se calculará el momento de inercia efectivo para tramos interiores con la siguiente fórmula:

$$I_{ef} = \frac{I_{cr1}^- + I_{cr2}^- + 2I_{cr3}^+}{4}$$

A manera de ejemplo, se va a tomar la viga VT-09 (25X55) ubicada en el eje B.

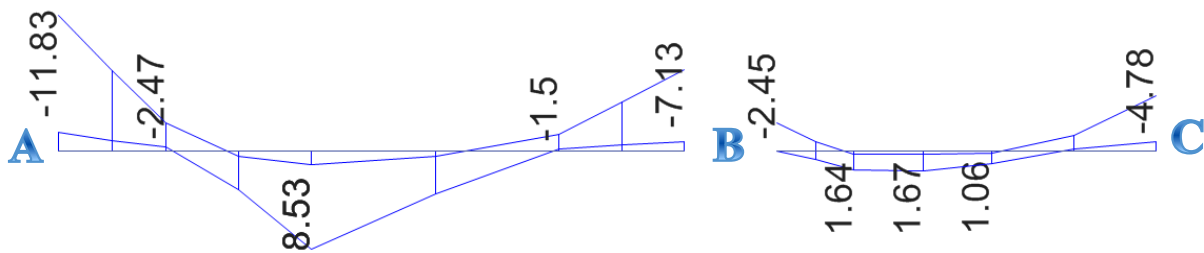


Figura 8.3.1 Diagrama de momentos flectores en servicio (Ton-m) (ETABS)

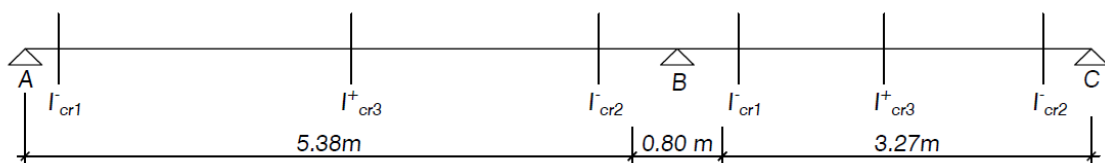


Figura 8.3.2 Secciones de cálculo de inercias agrietadas en la viga

**Tramo:** Entre los ejes **A** y **B**: Luz libre = 5.38 m

Extremo izquierdo: **Asup** = 2φ3/4”+ 4φ5/8”      **Ainf** = 2φ5/8”

Sección Transformada No Agrietada: C = 28.52 cm       $I_g = 400171.07 \text{ cm}^4$

$\bar{M}_{cr1} = 4.38 \text{ Ton-m} < \bar{M}_{serv} = 11.83 \text{ Ton-m} \rightarrow$  La sección se fisura

Sección Transformada Agrietada: C = 15.25 cm       $I_g = 166007.25 \text{ cm}^4 \rightarrow \bar{I}_{cr1} = 166007.25 \text{ cm}^4$

Extremo derecho: **Asup** = 2φ3/4”+ 1φ3/4”      **Ainf** = 2φ5/8”

Sección Transformada No Agrietada:  $C = 27.7 \text{ cm}$   $I_g = 383249.72 \text{ cm}^4$

$M_{cr2}^- = 4.07 \text{ Ton-m} < M_{serv}^- = 7.13 \text{ Ton-m} \rightarrow$  La sección se fisura

Sección Transformada Agrietada:  $C = 10.60 \text{ cm}$   $I_g = 90444.97 \text{ cm}^4 \rightarrow I_{cr2}^- = 90444.97 \text{ cm}^4$

Centro: **Asup = 2φ3/4"** **Ainf = 4φ5/8"**

Sección Transformada No Agrietada:  $C = 27.78 \text{ cm}$   $I_g = 398360.95 \text{ cm}^4$

$M_{cr3}^+ = 4.24 \text{ Ton-m} < M_{serv}^+ = 8.53 \text{ Ton-m} \rightarrow$  La sección se fisura

Sección Transformada Agrietada:  $C = 11.94 \text{ cm}$   $I_g = 121604.64 \text{ cm}^4 \rightarrow I_{cr3}^+ = 121604.64 \text{ cm}^4$

$$I_{ef} = \frac{I_{cr1}^- + I_{cr2}^- + 2I_{cr3}^+}{4} = 124915.68 \text{ cm}^4$$

**Tramo:** Entre los ejes **B y C:** Luz libre = 3.27 m

Extremo izquierdo: **Asup = 2φ3/4"** **Ainf = 2φ5/8"**

Sección Transformada No Agrietada:  $C = 27.7 \text{ cm}$   $I_g = 383249.72 \text{ cm}^4$

$M_{cr1}^- = 4.07 \text{ Ton-m} > M_{serv}^- = 2.45 \text{ Ton-m} \rightarrow$  La sección No se fisura

$\rightarrow I_{cr1}^- = 383249.72 \text{ cm}^4$

Extremo derecho: **Asup = 2φ3/4"+ 1φ5/8"** **Ainf = 2φ5/8"**

Sección Transformada No Agrietada:  $C = 27.94 \text{ cm}$   $I_g = 390605.51 \text{ cm}^4$

$M_{cr2}^- = 4.18 \text{ Ton-m} < M_{serv}^- = 4.78 \text{ Ton-m} \rightarrow$  La sección se fisura

Sección Transformada Agrietada:  $C = 12.07 \text{ cm}$   $I_g = 116520.39 \text{ cm}^4 \rightarrow I_{cr2}^- = 116520.39 \text{ cm}^4$

Centro: **Asup = 2φ3/4"** **Ainf = 2φ5/8"**

Sección Transformada No Agrietada:  $C = 27.30 \text{ cm}$   $I_g = 383249.72 \text{ cm}^4$

$M_{cr3}^+ = 4.01 \text{ Ton-m} > M_{serv}^+ = 1.67 \text{ Ton-m} \rightarrow$  La sección No se fisura

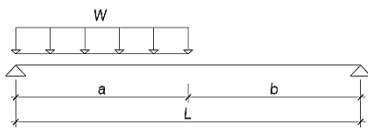
$\rightarrow I_{cr3}^+ = 383249.72 \text{ cm}^4$

$$I_{ef} = \frac{I_{cr1}^- + I_{cr2}^- + 2I_{cr3}^+}{4} = 316567.39 \text{ cm}^4$$

Para el cálculo de las deflexiones instantáneas de la viga, es necesario separar, del diagrama de cargas muertas y vivas, las fuerzas distribuidas, los momentos y las fuerzas verticales. Para luego, calcular sus deformaciones de cada una y obtener la deformación total.

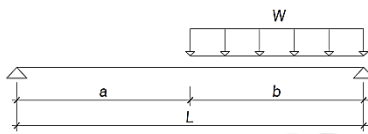
Utilizando los diagramas de carga muerta y viva mostrados en las figuras 8.2.1 y 8.2.3 respectivamente, se calcularán las deflexiones instantáneas con las siguientes fórmulas:

**Tramo:** Entre los ejes **A y B:** Luz libre (L) = 5.38 m



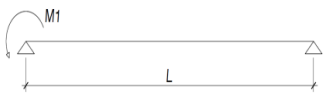
$$\Delta CM = \frac{-W_o a}{24 Ec Ief L} [3 a^4 - 7a^3L + 4a^2L^2] = 0.222 \text{ cm}$$

$$\Delta CV = \frac{-W_o a}{24 Ec Ief L} [3 a^4 - 7a^3L + 4a^2L^2] = 0.042 \text{ cm}$$

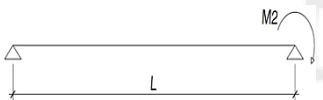


$$\Delta CM = \frac{-W_o b}{24 Ec Ief L} [3 b^4 - 7b^3L + 4b^2L^2] = 0.069 \text{ cm}$$

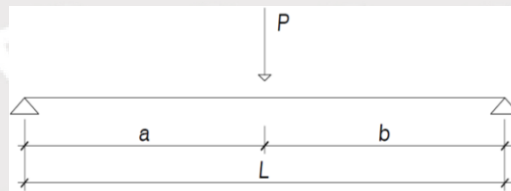
$$\Delta CV = \frac{-W_o b}{24 Ec Ief L} [3 b^4 - 7b^3L + 4b^2L^2] = 0.00 \text{ cm}$$



$$\Delta CM = \frac{+M1 L^2}{16 Ec Ief} = -0.69 \text{ cm}; \Delta CV = \frac{+M1 L^2}{16 Ec Ief} = -0.109 \text{ cm}$$



$$\Delta CM = \frac{+M2 L^2}{16 Ec Ief} = -0.387 \text{ cm}; \Delta CV = \frac{+M2 L^2}{16 Ec Ief} = -0.059 \text{ cm}$$



$$\Delta CM = \frac{-P b a}{6 Ec Ief L} [L^2 - b^2 - a^2] = 1.189 \text{ cm}; \Delta CV = \frac{-P b a}{6 Ec Ief L} [L^2 - b^2 - a^2] = 0.198 \text{ cm}$$

### Deflexiones Instantáneas

$$\Delta Ins \text{ CM} = 0.222 + 0.069 - 0.69 - 0.387 + 1.189 = 0.403 \text{ cm}$$

$$\Delta Ins \text{ 100\% CV} = 0.042 + 0 - 0.109 - 0.059 + 0.198 = 0.072 \text{ cm}$$

$$\Delta Ins \text{ 30\% CV} = 0.0216 \text{ cm}$$

### Deflexiones Diferidas

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad E_c = 217370.65 \text{ kg/cm}^2 \quad A_{\text{centro comp}} = 5.68 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.00464 \quad \lambda = \frac{2}{1+50\rho} = 1.62$$

$$\Delta_{\text{Dif CM}} = \lambda * \Delta_{\text{Ins CM}} = 0.654 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{Dif 30\% CV}} = \lambda * \Delta_{\text{Ins 30\% CV}} = 0.035 \text{ cm}$$

### Deflexiones Totales

$$\Delta_{\text{Total}} = \Delta_{\text{Ins CM}} + \Delta_{\text{Ins 30\% CV}} + \Delta_{\text{Dif CM}} + \Delta_{\text{Dif 30\% CV}} = 1.114 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{Máxima}} = \Delta_{\text{Ins CM}} + \Delta_{\text{Ins 100\% CV}} + \Delta_{\text{Dif CM}} + \Delta_{\text{Dif 30\% CV}} = 1.164 \text{ cm}$$

### Verificación

$$\Delta_{\text{Admisible}} = \frac{100 (L)}{480} = 1.121 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{Limite}} = \Delta_{\text{Ins 100\% CV}} + \Delta_{\text{Dif CM}} + \Delta_{\text{Dif 30\% CV}} = 0.761 \text{ cm}$$

**Modelamiento en ETABS:** Se colocaran las cargas muertas y vivas, y se determinará las deflexiones de cada una. Cabe resaltar, que el programa ETABS calcula estas deflexiones sin que la sección llegue a fisurarse, por lo que los resultados serán diferentes del cálculo manual. De esta manera, se deberá escalar las deformaciones con el momento de inercia efectiva.

ETABS	+ I seccion	346,614.58	cm4
Sec. Ag	+ I efectiva	124,915.38	cm4
	Factor de escala	2.775	
ETABS	$\Delta_{\text{Ins CM}}$	0.1562	cm
ETABS	$\Delta_{\text{Ins 100\%CV}}$	0.0272	cm

Tabla #27 Datos obtenidos del modelo de ETABS

Se escala las deflexiones de CM Y CV:

### Deflexiones Instantáneas

$$\Delta_{\text{Ins CM}} = 0.1562 (2.775) = 0.433 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{Ins 100\% CV}} = 0.0272 (2.775) = 0.075 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{Ins 30\% CV}} = 0.0230 \text{ cm}$$

### Deflexiones Diferidas

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad E_c = 217370.65 \text{ kg/cm}^2 \quad A_{\text{centro comp}} = 5.68 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.00464 \quad \lambda = \frac{2}{1+50\rho} = 1.62$$

$$\Delta_{\text{Dif CM}} = \lambda * \Delta_{\text{Ins CM}} = 0.704 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{Dif 30\% CV}} = \lambda * \Delta_{\text{Ins 30\% CV}} = 0.037 \text{ cm}$$

### Deflexiones Totales

$$\Delta_{\text{Total}} = \Delta_{\text{Ins CM}} + \Delta_{\text{Ins 30\% CV}} + \Delta_{\text{Dif CM}} + \Delta_{\text{Dif 30\% CV}} = 1.197 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{Máxima}} = \Delta_{\text{Ins CM}} + \Delta_{\text{Ins 100\% CV}} + \Delta_{\text{Dif CM}} + \Delta_{\text{Dif 30\% CV}} = 1.249 \text{ cm}$$

### Verificación

$$\Delta_{\text{Admisible}} = \frac{100 (L)}{480} = 1.121 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{Limite}} = \Delta_{\text{Ins 100\% CV}} + \Delta_{\text{Dif CM}} + \Delta_{\text{Dif 30\% CV}} = 0.816 \text{ cm}$$

Finalmente, podemos decir que tanto el cálculo manual como del modelo en ETABS muestran valores resultantes similares y, lo más importante, que ambos no superan la deflexión admisible definida por la norma para vigas continuas.

Para el tramo entre los ejes B y C de la viga, al tener una menor longitud y no tener cargas verticales grandes, se asume que su deflexión no superará a la admisible.

El diseño final y detalles de refuerzo de todas las vigas se encontrarán en el ANEXO.





## CAPÍTULO 9: DISEÑO DE COLUMNAS

### 9.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos del edificio que forman pórticos con las vigas. Su siguiente función es transmitir las cargas hacia las zapatas y estas al suelo. Un diseño adecuado ayuda a que las columnas tengan un desempeño muy importante durante los sismos. Evitaría que la estructura colapse, para que las personas puedan salir a tiempo.

Se utilizará un diseño por flexo-compresión, donde las columnas tienen solicitaciones de flexiones y de carga axial. Luego de obtener el diagrama de interacción se realizará el diseño por cortante.

De acuerdo con el libro del Ing. Ottazi: “*APUNTES DEL CURSO DE CONCRETO ARMADO I*”.

Recomendaciones para el armado de Flexo compresión en columnas:

1. Es importante una adecuada selección de las dimensiones de la sección transversal, de tal modo que la cuantía total de acero longitudinal no exceda del 4%
2. Respetar los recubrimientos mínimos especificados en la norma E.060 y el espaciamiento mínimo de barras
3. Los paquetes de barras, que sean como máximo dos
4. Respetar la cuantía mínima de acero del 1%
5. Si existe limitaciones en aumentar el área de la sección transversal, intente usar concreto de mayor resistencia
6. En edificios altos se pueden realizar cambios de sección cada tres o cuatro pisos, de este modo se ahorra concreto y acero.
7. No es conveniente usar barras de diámetros muy distintos.
8. Es conveniente para secciones rectangulares utilizar una distribución simétrica de las armaduras.
9. Colocar un número de barras que guarde relación con el ancho de la columna.
10. Lograr una configuración de estribos uniforme en toda la altura de la columna.

### 9.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA COLUMNA POR CAPACIDAD

A manera de ejemplo, se mostrará el diseño de la columna C-1(0.25x0.80) en el primer piso

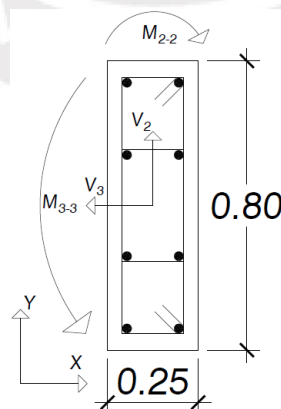


Figura 9.2.1 Sección y refuerzo ( $8 \phi 3/4''$ ) de la columna C-1

En el programa ETABS, se asignó el comando PIER LABEL a todos los elementos Wall, con la finalidad de obtener las cargas verticales, de sismo y los momentos de cada eje. Se escaló las fuerzas de sismo en ambas direcciones, obtenido del factor de escala dinámica ( $f_{dina} = 1.09$ ).

Se debe introducir, al programa ETABS, los factores de reducción de resistencia por flexocompresión:

$\phi = 0.7$  para fuerzas de compresión y flexión

$\phi = 0.9$  para fuerzas de tracción y flexión

$\alpha = 0.8$  Factor de Carga máxima en compresión

Wall Pier/Spandrel Design Preferences	
Design Code	ACI 318-99
Rebar Units	in <sup>2</sup>
Rebar/Length Units	in <sup>2</sup> /ft
Phi (Bending-Tension)	0.9
Phi (Compression)	0.7
Phi (Shear)	0.85
Phi (Shear Seismic)	0.6
Pmax Factor	0.8
Number of Curves	24
Number of Points	15
Edge Design PT-Max	0.06
Edge Design PC-Max	0.04
Section Design IP-Max	0.02
Section Design IP-Min	0.0025
Utilization Factor Limit	0.95

Figura 9.2.2 Preferencias de diseño para los elementos Wall Pier (ETABS)

Luego, para obtener el diagrama de interacción usando *section designer*, se tuvo que colocar el acero de cada barra, su espaciamiento, su recubrimiento y la resistencia de concreto ( $f'_c$ ).

Como la sección tenía un área de 2000 cm<sup>2</sup>, se pretendía colocar el acero mínimo de 20 cm<sup>2</sup>. La primera distribución de acero fueron 8 barras de 3/4", lo cual daba un acero total de 20.32 cm<sup>2</sup>. Y con esa distribución se obtenía el diagrama de interacción, que debía contener todos los puntos de las combinaciones de carga que se muestran a continuación:

CARGAS	PARTE	P	V2	V3	M2	M3
MUERTAS	INFERIOR	-89.132	2.017	0.222	0.196	2.497
VIVAS	INFERIOR	-15.056	0.805	0.005	0.005	0.997
SISMOX	INFERIOR	9.065	0.355	0.170	0.772	0.511
SISMOY	INFERIOR	9.470	3.534	0.012	0.054	6.920

Tabla #28 Cargas en servicio de la parte inferior de la columna C-1

CARGAS	PARTE	P	V2	V3	M2	M3
MUERTAS	SUPERIOR	-87.86	2.02	0.22	-0.39	-2.85
VIVAS	SUPERIOR	-15.06	0.81	0.01	-0.01	-1.14
SISMOX	SUPERIOR	9.13	0.36	0.17	0.33	0.55
SISMOY	SUPERIOR	9.54	3.56	0.01	0.02	2.48

Tabla #29 Cargas en servicio de la parte superior de la columna C-1

Luego de obtener las cargas de servicio de la columna, se procede a utilizar las combinaciones de carga para generar las fuerzas de diseño en ambas direcciones:

COMBOS	PARTE	P	V2	V3	M2	M3
0.9 CM + F.sisxx	INFERIOR	71.15	2.17	0.37	-0.60	1.74
0.9 CM - F.sisxx	INFERIOR	89.28	1.46	0.03	0.95	2.76
0.9 CM + F.sisyy	INFERIOR	70.75	5.35	0.21	0.12	-4.67
0.9 CM - F.sisyy	INFERIOR	89.69	-1.72	0.19	0.23	9.17
1.25(CM+CV) +F.sisxx	INFERIOR	121.17	3.88	0.45	-0.52	3.86
1.25(CM+CV) -F.sisxx	INFERIOR	139.30	3.17	0.11	1.02	4.88
1.25(CM+CV) +F.sisyy	INFERIOR	120.76	7.06	0.30	0.20	-2.55
1.25(CM+CV) -F.sisyy	INFERIOR	139.70	-0.01	0.27	0.30	11.29
1.4 CM + 1.7 CV	INFERIOR	150.38	4.19	0.32	0.27	1.80
<b>1.25(CM+CV) + 2.5(F.sisxx)</b>	INFERIOR	152.90	4.42	0.71	2.18	5.65
<b>1.25(CM+CV) + 2.5(F.sisyy)</b>	INFERIOR	<b>153.91</b>	<b>12.36</b>	0.32	0.39	21.67

Tabla #30 Combinaciones de carga de la parte inferior de la columna C-1

COMBOS	PARTE	P	V2	V3	M2	M3
0.9 CM + F.sisxx	SUPERIOR	69.94	2.18	0.37	-0.68	-3.11
0.9 CM - F.sisxx	SUPERIOR	88.20	1.46	0.03	-0.02	-2.01
0.9 CM + F.sisyy	SUPERIOR	69.53	5.38	0.21	-0.37	-5.04
0.9 CM - F.sisyy	SUPERIOR	88.61	-1.74	0.19	-0.33	-0.08
1.25(CM+CV) +F.sisxx	SUPERIOR	119.51	3.89	0.45	-0.83	-5.53
1.25(CM+CV) -F.sisxx	SUPERIOR	137.77	3.17	0.11	-0.17	-4.43
1.25(CM+CV) +F.sisyy	SUPERIOR	119.10	7.09	0.29	-0.52	-7.46
1.25(CM+CV) -F.sisyy	SUPERIOR	138.18	-0.03	0.27	-0.48	-2.50
1.4 CM + 1.7 CV	SUPERIOR	148.60	4.19	0.32	-0.53	-2.05
<b>1.25(CM+CV) + 2.5(F.sisxx)</b>	SUPERIOR	151.47	4.43	0.71	0.32	-3.61
<b>1.25(CM+CV) + 2.5(F.sisyy)</b>	SUPERIOR	<b>152.49</b>	<b>12.43</b>	0.31	-0.45	1.22

Tabla #31 Combinaciones de carga de la parte inferior de la columna C-1

Finalmente, se obtiene el diagrama de interacción para 8  $\phi$  3/4 “en las dos direcciones de análisis de la columna C-1.

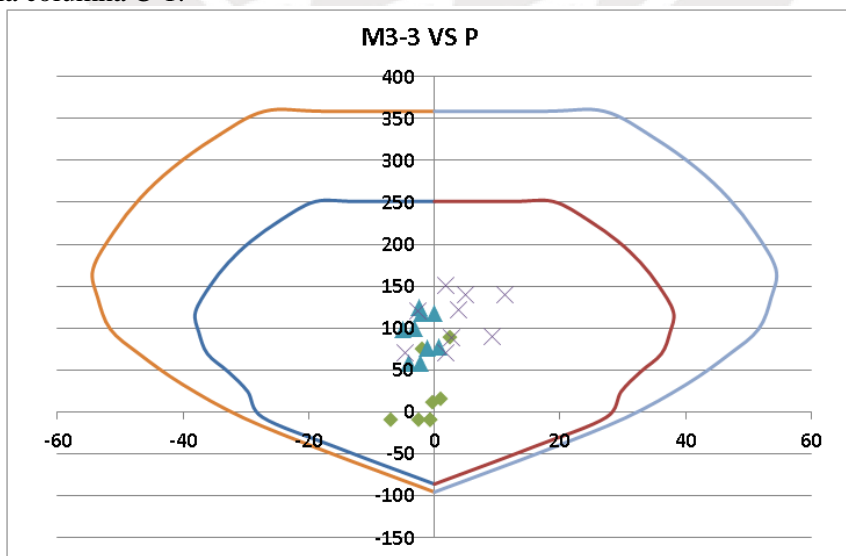


Figura 9.2.3 Diagrama de interacción en la dirección Y-Y

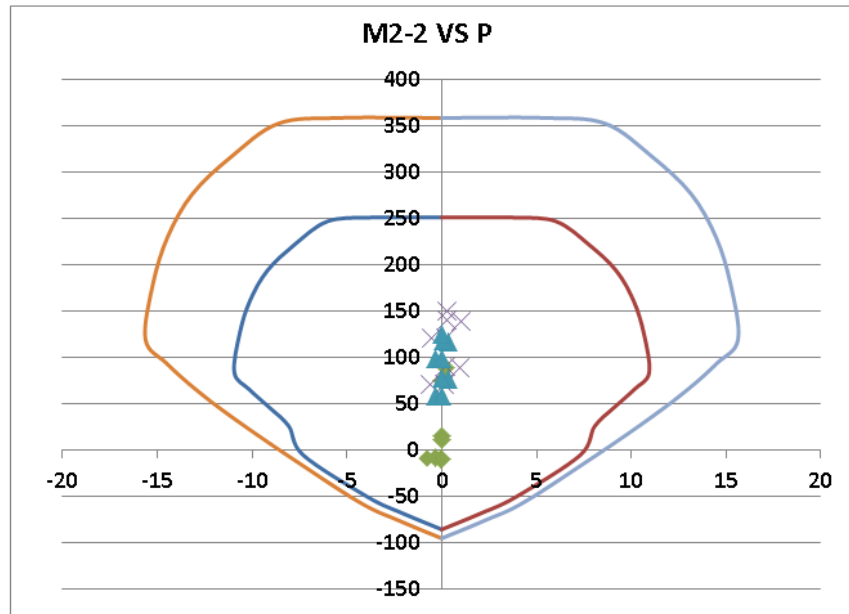


Figura 9.2.4 Diagrama de interacción en la dirección X-X

Como se puede apreciar, todos los puntos obtenidos de las combinaciones de carga están dentro del diagrama de interacción. Lo que significa que la distribución de acero utilizado es correcta.

### Diseño por capacidad

De acuerdo con el capítulo 21 de la norma E.060, se calculará un nuevo valor del cortante debido al momento máximo nominal obtenido del diagrama de interacción.

Para el cálculo del cortante se utilizará la siguiente fórmula:

$$V_u = \left( \frac{Mn_{sup} + Mn_{inf}}{Luz\ libre} \right)$$

Mn sup, Mn inf: Momentos nominales superior e inferior en los extremos de la columna

Y también deberá se calcular el cortante con la siguiente combinación de carga:

$$1.25 (CM + CV) + 2.5 CS$$

Finalmente, se escogerá el menor entre los dos

### Datos de la columna C-1:

$$b = 25\text{ cm} \quad h = 80\text{ cm} \quad d = 74\text{ cm} \quad f'c = 210\text{ kg/cm}^2 \quad Ln = 2.4\text{ m} \quad \phi = 0.7$$

$$As = 22.72\text{ cm}^2 \quad Ag (\text{Área bruta}) = 1977.28\text{ cm}^2$$

Cortante máximo de la sección:

$$V_u\ max = 2.6\phi\sqrt{f'c}\ bw\ d = 59.25\ Ton$$

- Del diagrama M33 vs P:  $\phi M_n \max = M_u = 38.06 \text{ T-m} \rightarrow P_u = 119.36 \text{ Ton}$   
 $V_u = \frac{2 \phi M_n}{0.7 L_n} = 45.31 \text{ Ton}$      $V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{P_u}{140 A_g}\right) b d = 20.27 \text{ Ton}$   
 Se cumple que:  $V_u > \phi V_c \rightarrow V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c = 33.04 \text{ Ton}$
- De las combinaciones :  $P_u \min = 69.9 \text{ Ton} \rightarrow \phi M_n = M_u = 36.5 \text{ T-m}$   
 $V_u = \frac{2 \phi M_n}{0.7 L_n} = 43.45 \text{ Ton}$      $V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{P_u}{140 A_g}\right) b d = 17.80 \text{ Ton}$   
 Se cumple que:  $V_u > \phi V_c \rightarrow V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c = 33.32 \text{ Ton}$
- De las combinaciones(2.5CS)(Inferior):  $P_u \max = 153.91 \text{ Ton} \rightarrow \phi M_n = M_u = 36 \text{ T-m}$   
 $V_u = 12.36 \text{ Ton}$      $V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{P_u}{140 A_g}\right) b d = 22.02 \text{ Ton}$   
 Se cumple que:  $V_u < \phi V_c$
- De las combinaciones(2.5CS)(Superior):  $P_u \max = 152.91 \text{ Ton} \rightarrow \phi M_n = M_u = 36 \text{ T-m}$   
 $V_u = 12.43 \text{ Ton}$      $V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{P_u}{140 A_g}\right) b d = 21.97 \text{ Ton}$   
 Se cumple que:  $V_u < \phi V_c$

De estos casos, se concluye que el  $V_u$  menor = 12.36 Ton y  $V_c = 22.02 \text{ Ton} \rightarrow V_u < \phi V_c$

Por lo tanto: el espaciamiento de la columna será controlado por las siguientes condiciones

**Zona de Confinamiento** (Lados extremos):  $S_o \leq (a), (b), (c)$  y  $L_o \geq (a), (b), (c)$

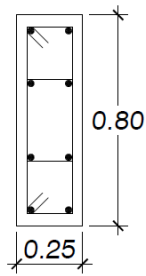
- |  |   |
|--|---|
| (a) 8 d barra long = 8 (1.91) = 15.24 cm | } El menor valor de espaciamiento es: <b><math>S_o = 10 \text{ cm}</math></b> |
| (b) Lado menor/2 = 25/2 = 12.50 cm       |   |
| (c) 10 cm                                |   |

- |                                 |   |
|---------------------------------|---|
| (a) Luz libre/6 = 240/6 = 40 cm | } El mayor valor de confinamiento es: <b><math>L_o = 80 \text{ cm}</math></b> |
| (b) Lado mayor = 80 cm          |   |
| (c) 50 cm                       |   |

**Zona Central:**  $S \leq (a), (b), (c), (d)$

- |   |   |
|---|---|
| (a) 16 d barra long = 16 (1.91) = 30.48 cm  | } El menor valor de espaciamiento es: <b><math>S = 25 \text{ cm}</math></b> |
| (b) 48 d barra estribo = 48(0.95) = 45.6 cm |   |
| (c) Lado menor = 25 cm                      |   |
| (d) 30 cm                                   |   |

$$\# \text{ Estribos} = \frac{0.80 - 0.05}{0.10} = 7 \rightarrow 2 \text{ de } \phi 3/8": 1 @ 0.05 \text{ m}; 7 @ 0.10 \text{ m Resto} @ 0.25 \text{ m c/ext.}$$

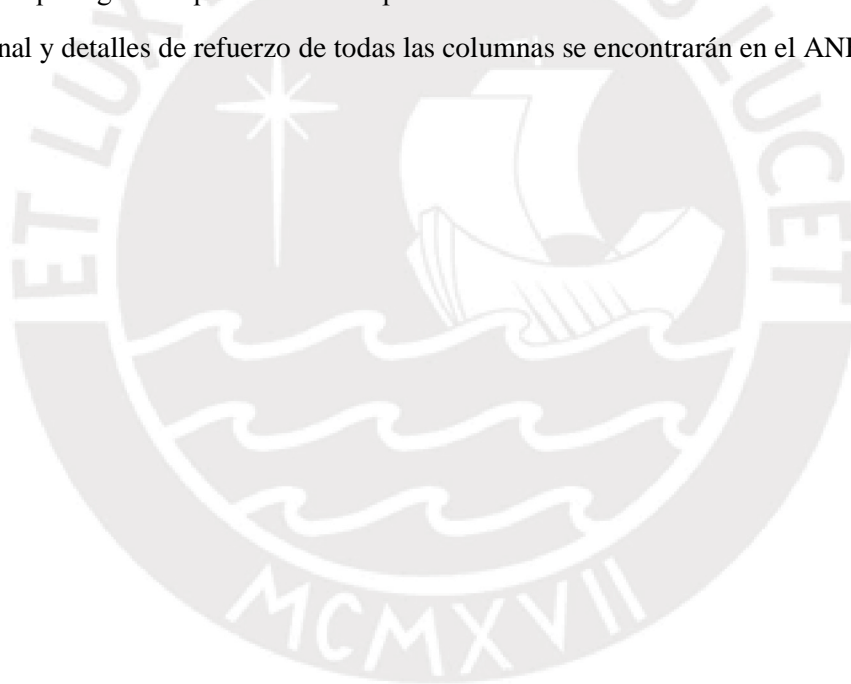


$8\phi 3/4''$   
 $2\phi 3/8'' : 1@.05, 7@.10$   
 RESTO @.25 c/ext

Figura 9.2.5 Refuerzo de columna C-1

Tal como lo muestra la figura, el refuerzo de la columna C-1 ( $8\phi 3/4''$ ) tiene una cuantía mínima  $\rho = 1.14\%$ , lo que significa que en todos los pisos tendrá el mismo refuerzo.

El diseño final y detalles de refuerzo de todas las columnas se encontrarán en el ANEXO.



## CAPÍTULO 10: DISEÑO DE PLACAS

### 10.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE PLACAS

Las placas al igual que las columnas son elementos estructurales verticales que resisten cargas axiales, cargas laterales como cargas de sismo. A diferencia de las columnas, las placas absorben grandes momentos y cortantes durante un sismo.

El diseño por flexo compresión de las placas es igual que al de una columna.

Debe cumplirse una relación de esbeltez, para que la placa no sea considerada muy esbelta:

$$H/L > 1$$

Dónde:

H= altura total de la placa

L= largo de la placa

Por ejemplo, la placa P-3: H= 17.40m L= 3.83 m → H/L=4.54>1 OK

Cabe resaltar que todas las placas cumplen esta relación de esbeltez.

El acero de refuerzo mínimo viene dado por la norma E.060 en la siguiente tabla:

$\rho$ NORMA	$\rho_h$	$\rho_v$
$\forall u > 0.5\phi V_c$	0.0025	0.0025
$\forall u = \phi V_c$	0.002	0.002
$\forall u < 0.5\phi V_c$	0.002	0.0015

Tabla #32 Cuantías mínimas para placas en relación al cortante último

Dónde:

$\rho_h$  = Cuantía horizontal

$\rho_v$  = Cuantía vertical

De acuerdo a la norma E-060:

- El espesor del alma de los muros no deberá ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor que 15 cm.
- El espaciamiento del refuerzo horizontal y vertical no será mayor a 40 cm o tres veces el espesor del muro.
- Para espesores mayores o iguales a 25 cm, el refuerzo debe ser a dos caras.
- Mayormente el refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos, a menos que su cuantía exceda el 1%.
- El peralte efectivo de la placa (d) será 0.8 lm (longitud total del elemento).
- Cuando se requiera elementos de borde confinados, su espesor mínimo será de 15 cm.

## 10.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UN PLACA

Graficamos la placa P-3 en el section designer del programa ETABS. Colocamos fierro de 5/8" en los núcleos extremos, y fierro de 3/8" @ 0.20 m en el tramo central.

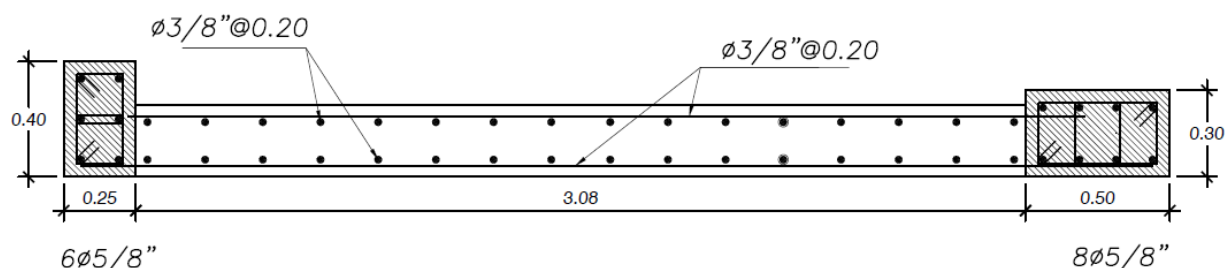


Figura 10.2.1 Sección y refuerzo inicial de acero de la placa P-3

La sección de la placa tiene un área de 10200 cm<sup>2</sup>, su acero colocado vertical es de 50.72 cm<sup>2</sup> (14  $\phi$ 5/8" + 32 $\phi$ 3/8"). Lo que nos da una cuantía ( $\rho$ ) de 0.5%.

En el programa ETABS, se asignó el comando PIER LABEL a todos los elementos Wall, con la finalidad de obtener las cargas verticales, de sismo y los momentos de cada eje. Se escaló las fuerzas de sismo en ambas direcciones, obtenido del factor de escala dinámica ( $f_{dina} = 1.09$ ).

Tal como se hizo con las columnas se introdujo, al programa ETABS, los factores de reducción de resistencia por flexocompresión:

$\phi = 0.7$  para fuerzas de compresión y flexión

$\phi = 0.9$  para fuerzas de tracción y flexión

$\alpha = 0.8$  Factor de Carga máxima en compresión

Con esa distribución de acero se obtiene el diagrama de interacción con el *section designer*, que debe contener todos los puntos de las combinaciones de carga que se muestran a continuación:

CARGAS	PARTE	P	V2	V3	M2	M3
MUERTAS	INFERIOR	-157.54	-0.98	-0.33	-0.40	0.10
VIVAS	INFERIOR	-22.78	-0.46	-0.09	-0.11	0.28
SISMOX	INFERIOR	16.16	10.79	1.59	5.17	71.47
SISMOY	INFERIOR	5.93	42.41	0.47	3.72	302.94

Tabla #32 Cargas en servicio de la parte inferior de la placa P-3

CARGAS	PARTE	P	V2	V3	M2	M3
MUERTAS	SUPERIOR	-151.043	-0.9769	-0.3276	0.472	2.6905
VIVAS	SUPERIOR	-22.7794	-0.4601	-0.0869	0.1164	1.5001
SISMOX	SUPERIOR	16.28	10.9	1.6	1.09	43.79
SISMOY	SUPERIOR	5.97	42.76	0.47	2.53	193.66

Tabla #33 Cargas en servicio de la parte superior de la placa P-3



Luego de obtener las cargas de servicio de la placa, se procede a utilizar las combinaciones de carga para generar las fuerzas de diseño en ambas direcciones:

COMBOS	PARTE	P	V2	V3	M2	M3
0.9 CM + F.sisxx	INFERIOR	125.62	9.91	1.30	4.81	71.56
0.9 CM - F.sisxx	INFERIOR	157.95	-11.67	-1.89	-5.53	-71.38
0.9 CM + F.sisyy	INFERIOR	135.85	41.54	0.17	3.36	303.03
0.9 CM - F.sisyy	INFERIOR	147.71	-43.29	-0.76	-4.08	-302.85
1.25(CM+CV) +F.sisxx	INFERIOR	209.24	8.99	1.07	4.53	71.95
1.25(CM+CV) -F.sisxx	INFERIOR	241.56	-12.59	-2.11	-5.81	-70.99
1.25(CM+CV) +F.sisyy	INFERIOR	219.47	40.62	-0.05	3.08	303.42
1.25(CM+CV) -F.sisyy	INFERIOR	231.33	-44.21	-0.99	-4.36	-302.46
1.4 CM + 1.7 CV	INFERIOR	259.28	-2.15	-0.61	-0.75	0.62
<b>MAXIMO VALOR</b>		259.28	<b>44.21</b>	<b>2.11</b>	12.28	179.15

Tabla #34 Combinaciones de carga de la parte inferior de la placa P-3

COMBOS	PARTE	P	V2	V3	M2	M3
0.9 CM + F.sisxx	SUPERIOR	119.66	10.02	1.31	1.51	46.21
0.9 CM - F.sisxx	SUPERIOR	152.22	-11.78	-1.89	-0.67	-41.37
0.9 CM + F.sisyy	SUPERIOR	129.97	41.88	0.18	2.95	196.08
0.9 CM - F.sisyy	SUPERIOR	141.91	-43.64	-0.76	-2.11	-191.24
1.25(CM+CV) +F.sisxx	SUPERIOR	201.00	9.10	1.08	1.83	49.03
1.25(CM+CV) -F.sisxx	SUPERIOR	233.56	-12.70	-2.12	-0.35	-38.55
1.25(CM+CV) +F.sisyy	SUPERIOR	211.31	40.96	-0.05	3.27	198.90
1.25(CM+CV) -F.sisyy	SUPERIOR	223.25	-44.56	-0.99	-1.79	-188.42
1.4 CM + 1.7 CV	SUPERIOR	250.19	-2.15	-0.61	0.86	6.32
<b>MAXIMO VALOR</b>		250.19	<b>44.56</b>	<b>2.12</b>	3.46	114.71

Tabla #35 Combinaciones de carga de la parte superior de la placa P-3

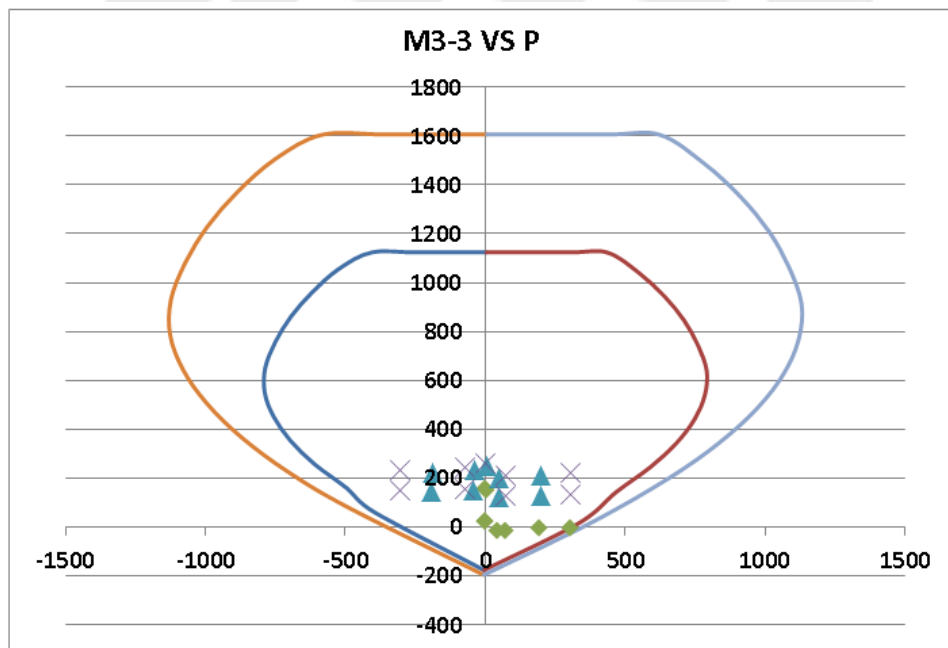


Figura 10.2.2 Diagrama de interacción en la dirección Y-Y

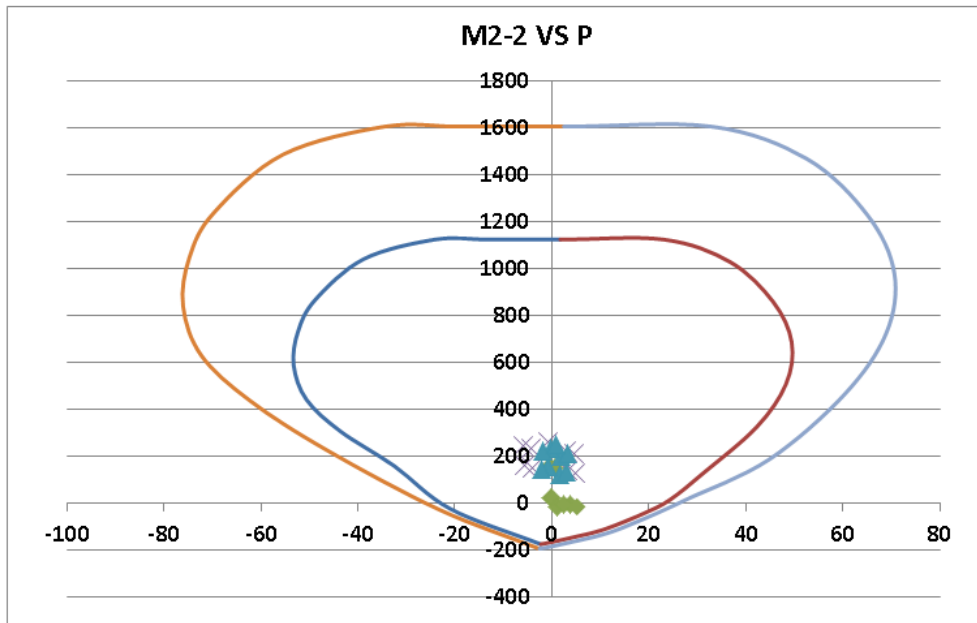


Figura 10.2.3 Diagrama de interacción en la dirección X-X

Después de varios tanteos en la selección y distribución de refuerzo, se encontró: **14  $\phi 5/8''$  + 32  $\phi 3/8''$** . Usando el acero mínimo posible para que todas las cargas de las combinaciones se encuentren dentro del diagrama de iteración de diseño.

### Diseño por corte

Las placas serán diseñadas por corte por las siguientes expresiones:

$$\phi V_n \geq V_u ; V_n = V_c + V_s \rightarrow V_u = \phi V_c + \phi V_s$$

Dónde:

$$\phi V_c = 0.85 * \alpha * A_{cw} * \sqrt{f'_c}$$

$A_{cw} = 0.8 (l_m) (t)$

t: Espesor de muro

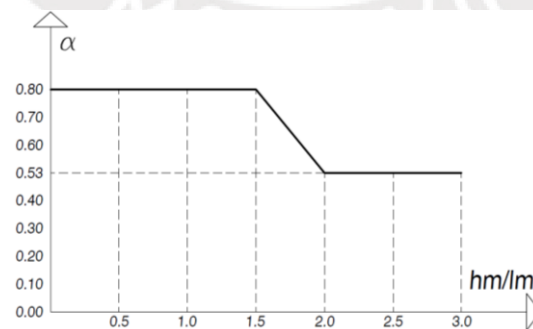


Figura 10.2.4 Gráfico del factor de resistencia vs relación hm/lm

$\alpha$ : El valor dependerá de la relación hm/lm de la placa

hm: Altura total del muro

lm: Longitud total del muro o del segmento considerado

Para el cálculo de la fuerza cortante se utilizará esta expresión:

$$Vu_{diseño} \geq Vu_{análisis} \left( \frac{\phi Mn}{0.7 Mu_{max}} \right); \text{ Donde: } \left( \frac{\phi Mn}{0.7 Mu_{max}} \right) \leq R$$

$Vu$  análisis: Cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga

$\phi Mn$ : Momento flector de diseño proporcionado por el acero vertical, asociado a  $Pu$

$Mu_{max}$ : Momento flector último máximo obtenido de las combinaciones de carga

$Pu$ : Carga vertical asociada a  $Mu_{max}$

De acuerdo a la norma E.060, esta disposición se limita a una altura del muro medida desde la base, donde se escoge el mayor entre estos 3 valores:

- Longitud del muro ( $lm$ )
- $\frac{Mu}{4Vu}$
- Altura de los 2 primeros pisos

Para el caso de la placa P-3 tenemos los siguientes datos:

$Vu$  análisis= 44.56 ton                       $\phi Mn = 471.38$  t-m                       $Mu_{max} = 303.42$  ton

$$\left( \frac{\phi Mn}{0.7 Mu_{max}} \right) = 2.22 \leq R = 6 \rightarrow Vu_{diseño} \geq 98.92 \text{ ton}$$

$lm = 383$  cm     $hm = 1740$  cm     $\alpha = 0.53$     Espesor ( $t$ ) = 25 cm (2 caras)     $f'c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>

$Acw = 7660$  cm<sup>2</sup>  $\rightarrow \phi Vc = 0.85 * \alpha * Acw * \sqrt{f'c} = 50.01$  ton

Luego se calcula las cuantías mínimas horizontal y vertical:

De acuerdo a la tabla #32 de cuantías, como  $Vu_{diseño} \geq \frac{\phi Vc}{2} \rightarrow \rho_v \geq \rho_h \geq 0.0025$

Del cual se puede obtener la cuantía horizontal si:  $Vu = \phi Vc + \phi Vs$ ;  $Vs = Acw \rho_h fy$

$$\rho_h = \frac{Vu - \phi \alpha Acw \sqrt{f'c}}{\phi Acw fy} = 0.00178 \rightarrow \rho_h = 0.0025$$

$\phi Vs = \phi Acw \rho_h fy = 68.37$  ton ;  $\phi Vc = 50.01$  ton  $\rightarrow Vu = \phi Vn = 118.38$  ton

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0.0025) = 0.0025$$

Gracias a la cuantía mínima se obtendrá el espaciamiento del refuerzo:

**Malla horizontal x 1 metro:**

$$2 \text{ capas } \phi 3/8'' \text{ t} = 25 \text{ cm } S_h = \frac{2(0.71)}{\rho_h t (100)} = 22.72 \frac{cm}{m} \rightarrow \phi 3/8'' @ 0.20m$$

**Malla vertical x 1 metro:**

$$2 \text{ capas } \phi 3/8'' \text{ t} = 25 \text{ cm } S_v = \frac{2(0.71)}{\rho_h t (100)} = 22.72 \frac{cm}{m} \rightarrow \phi 3/8'' @ 0.20m$$

**Elementos de borde:**

De acuerdo a la distribución inicial, se tiene dos núcleos extremos con refuerzos verticales de  $\phi 5/8''$  que deben tener estribos para su confinamiento.

De acuerdo al capítulo 21 de la norma E.060, los estribos serán de  $3/8''$  para barras longitudinales de hasta  $1''$  de diámetro. Su espaciamiento máximo será el menor valor de las siguientes longitudes:

Maximo Espaciamiento de Estribos para Elementos de borde		
10 db longitudinal menor $\phi$	5/8	15.00 cm
Menor dimension transversal	0.25	25.00 cm
25 cm	0.25	25.00 cm
		15.00 cm

Tabla #36 Espaciamiento de los estribos en los núcleos extremos

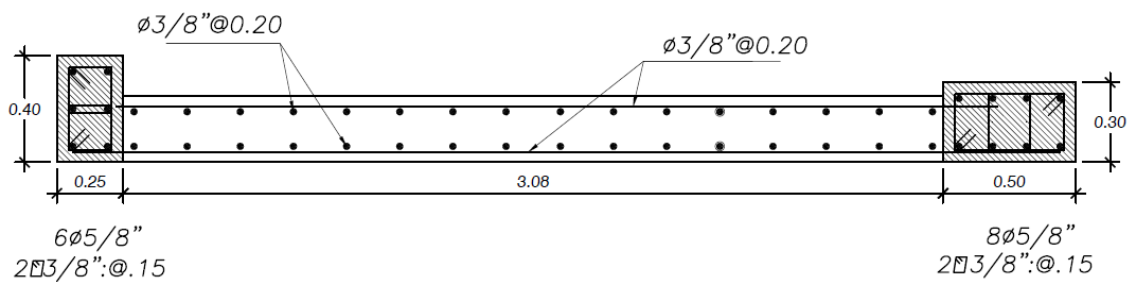


Figura 10.2.5 Detalle de refuerzo de la placa P-3

El diseño final y detalles de refuerzo de todas las placas se encontrarán en el ANEXO.

## CAPÍTULO 11: DISEÑO DE CIMENTACIONES

### 11.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE CIMENTACIONES

La cimentación de un edificio tiene la función de transmitir todas las cargas de los elementos estructurales verticales (columnas y placas) al suelo, sin que este tenga asentamientos y no sobrepase los esfuerzos admisibles del terreno.

Se debe tener en cuenta, las propiedades del terreno para poder realizar el diseño de la cimentación. De acuerdo al estudio de mecánica de suelos (EMS), se puede conocer los valores de las propiedades del terreno. Cabe resaltar, que para esta tesis se ha asumido un valor del esfuerzo permisible del suelo de 40 ton/m<sup>2</sup>.

La ecuación de Meyerhoff asume una distribución rectangular, haciendo coincidir el centro de presiones con el centro de la resultante. Se utiliza esta ecuación para zapatas céntricas aisladas en una dirección. Tal como se muestra en la figura 11.1.1:

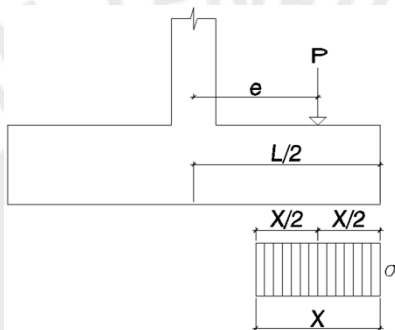


Figura 11.1.1 Diagrama rectangular de Meyerhoff

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{P}{XB} = \frac{P}{2\left(\frac{L}{2} - e\right)B} = \frac{P}{\left[2B * \left(\frac{L}{2} - e\right)\right]} ; \quad e = \frac{M}{P}$$

Para zapatas excéntricas rectangulares en una dirección (no se utiliza la ecuación de Meyerhoff), los momentos aumentan y generan esfuerzos en tracciones en el suelo teóricamente. Sin embargo esos esfuerzos no existen, por lo que se utiliza un diagrama de compresiones triangular, haciendo coincidir el centro de presiones con el centro de la resultante. Tal como se muestra en la figura 11.1.2:

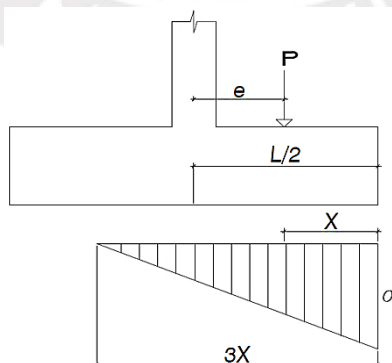


Figura 11.1.2 Diagrama triangular para zapatas excéntricas

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{P}{(3XB)/2} = \frac{2P}{3XB} = \frac{2P}{3B\left(\frac{L}{2} - e\right)} ; \quad e = \frac{M}{P}$$

Por otro lado, las características del terreno con las que se calcularán los esfuerzos de las zapatas y cimentaciones se muestran en la tabla #37

PARAMETROS	VALOR
Tipo de suelo	S1
Presion admisible del suelo ( $q_{adm}$ )	40 ton/m <sup>2</sup>
Peso unitario del suelo ( $\gamma$ )	2.10 ton/m <sup>3</sup>
Profundidad minima de cimentacion (Df)	1.50 m

Tabla #37 Parámetros del terreno

En este capítulo se desarrollará los ejemplos de zapatas aisladas excéntricas y zapatas conectadas.

### **Predimensionamiento de la zapata**

Primero se deben calcular todas las cargas de servicio y de sismos en las dos direcciones (P, Mx, My). Luego, utilizando los valores de las cargas y momentos en servicio se obtiene un área, que cumpla con no sobrepasar la presión admisible del suelo ( $q_{adm} = 40 \text{ ton/m}^2$ ).

### **Verificación con las cargas de sismo**

Luego de obtener los valores de los lados de la zapata (L y B), se podrá verificar las hipótesis de cargas verticales más sismo. Para este caso, la presión admisible del suelo es amplificada por el siguiente valor:  $3/2.5 = 1.2 \rightarrow (q_{adm} = 48 \text{ ton/m}^2)$ .

### **Amplificación de las cargas**

Una vez definida la zapata, se amplifican las cargas de acuerdo a las combinaciones mencionadas en el acápite 1.5. Luego se observa cual combinación es la más crítica, para poder utilizar ese valor para el diseño de la zapata.

### **Diseño por cortante**

Este diseño calcula el valor del peralte de la zapata, sabiendo que debe ser lo suficientemente grande para poder resistir la fuerza cortante última en la sección crítica, ya que no se coloca acero de refuerzo. Se cumple que:

$$\text{Peralte (h)} = \text{peralte efectivo (d)} + 10 \text{ cm}$$

### **Diseño por flexión**

Una vez obtenido el peralte de la zapata, se realiza el diseño por flexión. En el que se calcula el acero de refuerzo en cada dirección para resistir el momento último en la sección crítica.

Para el cálculo de acero de refuerzo se utilizara la siguiente formula:

$$Mu = \phi * d * As * fy * \left(1 - \frac{0.59 As fy}{b d f'c}\right)$$

Dónde:

Mu: momento último (kg/cm<sup>2</sup>)

d: peralte efectivo (cm)

b: ancho (100 cm)

As: acero de refuerzo (cm<sup>2</sup>)

Teniendo en cuenta, que los datos de ETABS hay que saber interpretarlos. Se utiliza la opción Pier Axes, para que se muestren los ejes locales (2 y 3). Dando como resultado la siguiente relación:

Si:  $M_{x-x} > M_{y-y} \rightarrow M_{yy} // -M33, M_{x-x} // M22$

$$\sigma = \frac{Px1.05}{A} + \frac{6 Mx}{B L^2} + \frac{6 My}{L B^2}$$

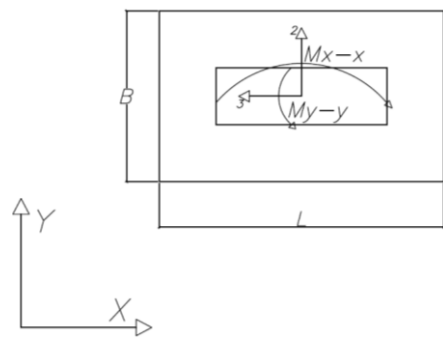


Figura 11.1.2 Dirección de momentos en una zapata rectangular horizontal

Si:  $M_{y-y} > M_{x-x} \rightarrow M_{yy} // -M33, M_{x-x} // M22$

$$\sigma = \frac{Px1.05}{A} + \frac{6 My}{B L^2} + \frac{6 Mx}{L B^2}$$

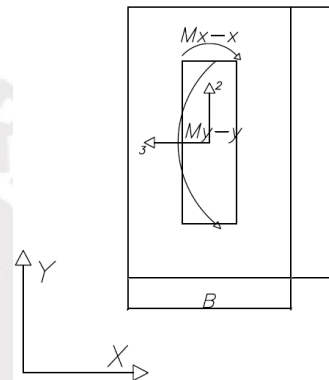


Figura 11.1.3 Dirección de momentos en una zapata rectangular vertical

Cabe resaltar que estas fórmulas son solo aplicables cuando las excentricidades se encuentran dentro del núcleo de la zapata:  $e < B/6$  y  $e < L/6$

## 11.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE UN ZAPATA EXCÉNTRICA

Se diseñará la zapata de la columna C-4, que se encuentra en el límite de propiedad. De acuerdo a la norma E-060, las cargas de sismos pueden reducirse en un 20 % de los valores de análisis.

B(m)	1.00	ex (m)	0.375
L (m)	1.20	ey(m)	0.000
H (m)	0.60	Ppropio (Ton)	1.728
PM (ton)	7.527	Pservicio (Ton)	8.986
PV(ton)	1.459	Ptotal serv (Ton)	10.714
PSx(ton) * (80%)	0.502	P total X (Ton)	11.216
PSy(ton) * (80%)	0.941	P total Y (Ton)	11.655
Mmx *(80%) // M2 (ton-m)	0.080		
Mvx *(80%) // M2 (ton-m)	0.053	MservicioX (Ton - m)	0.134
MSx *(80%)// M2 (ton-m)	0.314	MX (Ton - m)	0.447
M1= ex(Pservicio)	3.370	M1 total X (Ton - m)	3.503
M2 = ex (Pservicio + PSx)	3.558	M2 total X (Ton - m)	4.005
Mmy *(80%) // M3 (ton-m)	1.458		
Mvy *(80%) // M3 (ton-m)	0.745	MservicioY (Ton - m)	2.203
MSy *(80%)// M3 (ton-m)	1.469	MY (Ton - m)	3.672
M1= ey(Pservicio)	0.000	M1 total Y (Ton - m)	2.203
M2 = ey (Pservicio + PSy)	0.000	M2 total Y (Ton - m)	3.672

Tabla #38 Cargas de servicio y sismo de la columna C-4

La columna C-4 solo tiene un piso de altura, por lo que sus cargas de servicio y de sismo son bajas en comparación con otras columnas que llegan hasta la azotea. Además, por estar en el límite de propiedad tiene excentricidad en la dirección X: ( $e_x = 37.5 \text{ cm}$ ). Esta excentricidad genera momentos ( $M = P (e)$ ), los cuales se consideran en el cálculo de los esfuerzos.

Se asume las siguientes dimensiones de la zapata excéntrica, tal como se muestra en la figura:

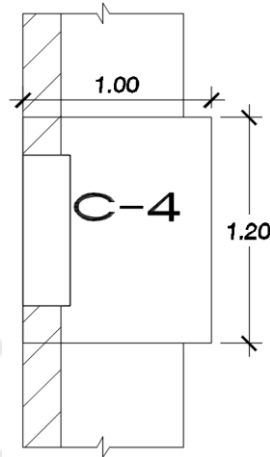


Figura 11.2.1 Dimensiones de la zapata C-2

Dónde:  $B = 1.00 \text{ m}$   $L = 1.20 \text{ m}$   $e_x = 0.375 \text{ m} > B/6 = 0.17 \text{ m}$

En la dirección X se utilizará la fórmula para el esfuerzo de compresión triangular. Para la dirección Y se usará la fórmula de Meyerhoff (esfuerzo rectangular).

**Dirección X en servicio: (Esfuerzo triangular)**

$$e_x = 0.375 \text{ m} \quad M_1 = e_x (P \text{ servicio}) = 3.370 \text{ t-m}$$

$$M_1 \text{ total X} = M_1 + M \text{ serv X} = 3.503 \text{ t-m} \rightarrow e = M_1 \text{ total X} / P \text{ total servicio} = 0.33 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{2 P \text{ total serv}}{3L \left( \frac{B}{2} - e \right)} = 34.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

**Dirección X con sismo: (Esfuerzo triangular)**

$$e_x = 0.375 \text{ m} \quad M_2 = e_x (P \text{ servicio} + P S_x) = 3.558 \text{ t-m} \quad M_X = M \text{ serv X} + M S_x = 0.447 \text{ t-m}$$

$$M_2 \text{ total X} = M_2 + M_X = 4.005 \text{ t-m} \rightarrow e = M_2 \text{ total X} / P \text{ total X} = 0.36 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{2 P \text{ total X}}{3L \left( \frac{B}{2} - e \right)} = 43.61 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 48 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

**Dirección Y en servicio: (Esfuerzo Rectangular)**

$$e_y = 0.00 \text{ m} \quad M_1 = e_y (P \text{ servicio}) = 0.00 \text{ t-m}$$

$$M_1 \text{ total Y} = M_1 + M \text{ serv Y} = 2.203 \text{ t-m} \rightarrow e = M_1 \text{ total Y} / P \text{ total servicio} = 0.21 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{P \text{ total serv}}{2B \left( \frac{L}{2} - e \right)} = 15.17 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

**Dirección Y con sismo: (Esfuerzo Rectangular)**



$$e_y = 0.00 \text{ m} \quad M_2 = e_y (P \text{ servicio} + P_{Sy}) = 0.00 \text{ t-m} \quad M_Y = M_{\text{serv}Y} + M_{Sy} = 3.672 \text{ t-m}$$

$$M_2 \text{ total } Y = M_2 + M_Y = 3.672 \text{ t-m} \rightarrow e = M_2 \text{ total } Y / P \text{ total } Y = 0.32 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{P \text{ total } Y}{2B \left( \frac{L}{2} - e \right)} = 26.26 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 48 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Se cumple la verificación en las dos direcciones de análisis, con cargas de servicio y de sismo.

Las combinaciones se calcularán de la siguiente manera:

$$\sigma \text{ en servicio} \times 1.60 = 34.40 (1.60) = 55.04 \text{ Ton /m}^2$$

$$\sigma \text{ con sismo} \times 1.25 = 43.61 (1.25) = 54.51 \text{ Ton /m}^2$$

Se escoge la más crítica:  $\sigma_u = 55.04 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = 5.504 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

**Verificación por punzonamiento:** Se asume un peralte efectivo d:

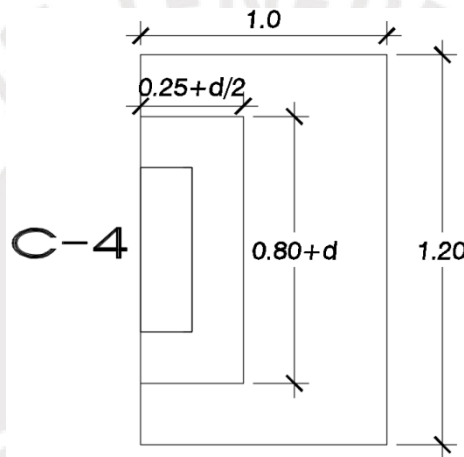


Figura 11.2.2 Área de punzonamiento de la zapata C-2

$$d = 50 \text{ cm} \rightarrow b_o = 2x (25 + d/2) + (80+d) = 230 \text{ cm} \quad A_o = (25+d/2) (80+d) = 6500 \text{ cm}^2$$

$$\beta = \frac{\text{Lado largo}}{\text{Lado corto}} = \frac{80}{25} = 3.2$$

$$\phi V_c = 0.85 \left( 0.53 + \frac{1.1}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} (b_o) d = 123.769 \text{ Ton}$$

$$V_u = \sigma_u (B \times L - A_o) = 5.504 (100 \times 120 - 6500) = 30.27 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > V_u \rightarrow \text{No hay falla por punzonamiento}$$

### Diseño por Corte

Dirección X:

$$\phi V_c = 0.85 (0.53) \sqrt{f'_c} (L) d = 39.17 \text{ Ton}$$

$$V_u = \sigma_u (L) (X - d) = 5.504 (120) ((100 - 25) - 50) = 16.51 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > V_u \rightarrow \text{No hay falla por cortante}$$

Dirección Y:

$$\phi V_c = 0.85(0.53)\sqrt{f'c} (B)d = 32.64 \text{ Ton}$$

$$V_u = \sigma u(B)(Y - d) = 5.504(100) \left( \frac{(120 - 80)}{2} - 50 \right) < 0 \text{ Ton}$$

$\phi V_c > V_u \rightarrow$  No hay falla por cortante

### Diseño por flexión

Dirección X:

$$M_u = \sigma u(L) \left[ \frac{X^2}{2} \right] = 5.504(120) \left[ \frac{(100 - 25)^2}{2} \right] = 18.58 \text{ Ton} - m$$

Se calculará el acero con:  $M_u = \phi \cdot d \cdot A_s \cdot f_y \left( 1 - \frac{0.59 \cdot A_s \cdot f_y}{b \cdot d \cdot f'c} \right)$  Dónde: b = 120 cm d = 50 cm

$$A_s \text{ calculado} = 10.03 \text{ cm}^2 \quad A_{s_{min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{f_y} = 14.49 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ colocado} = 1\phi 5/8'' @ 0.15 \text{ m}$

Dirección Y:

$$M_u = \sigma u(B) \left[ \frac{Y^2}{2} \right] = 5.504(100) \left[ \frac{(120 - 80)^2}{2} \right] = 4.40 \text{ Ton} - m$$

Se calculará el acero con:  $M_u = \phi \cdot d \cdot A_s \cdot f_y \left( 1 - \frac{0.59 \cdot A_s \cdot f_y}{b \cdot d \cdot f'c} \right)$  Dónde: b = 100 cm d = 50 cm

$$A_s \text{ calculado} = 2.34 \text{ cm}^2 \quad A_{s_{min}} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{f_y} = 12.08 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ colocado} = 1\phi 5/8'' @ 0.15 \text{ m}$

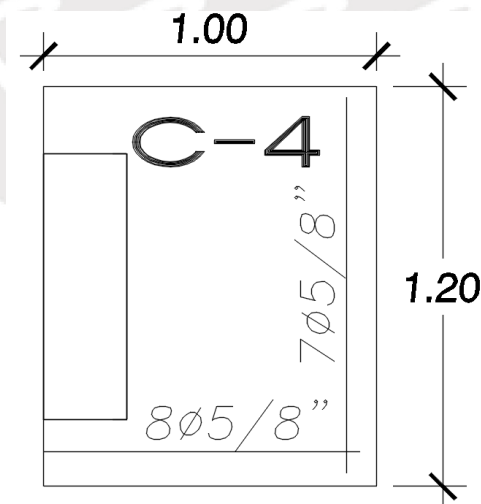


Figura 11.2.3 Barras de refuerzo de la zapata C-4

### 11.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA ZAPATA CONECTADA

La función de una zapata conectada es que la viga de cimentación absorba los momentos y sea capaz de resistirlos. Se diseñarán las zapatas conectadas conformada por las placas P-4, P-6, P-7 y C-2. Tal como se muestra en la siguiente figura 11.3.1.

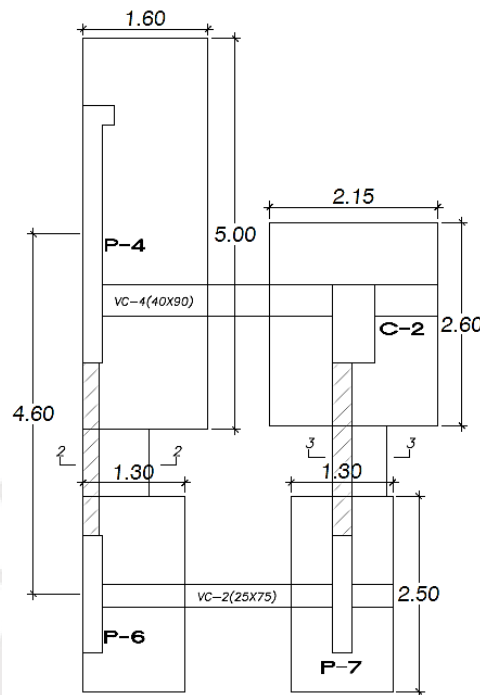


Figura 11.3.1 Zapatas conectadas

Como se puede apreciar, las zapatas de las placas P-4 y P-6 tienen otra viga conectada que toma la excentricidad y los momentos en la dirección X. Debido a esto, las zapatas y la viga solo tomarán las cargas de servicio y de sismo en Y. Por lo que, las verificaciones en ambas zapatas se calcularán sin considerar las cargas ni los momentos en X.

Primero se calcularán los esfuerzos obtenidos de las zapatas conectadas en el eje X. Luego, se calcularán las zapatas conectadas del eje Y:

ZAPATA P-6				ZAPATA P-7			
PM (ton)	37.55	Pserv	41.89	PM (ton)	64.39	Pserv	72.44
PV(ton)	4.34	Pultimo	59.95	PV(ton)	8.05	Pultimo	103.83
		PSx(ton)	4.89			PSx(ton)	32.61
		Psy(ton)	7.28			Psy(ton)	25.47
Mmx (ton-m)	0.04	Mservx	0.05	Mmx (ton-m)	0.04	Mservx	0.05
Mvx (ton-m)	0.01	Multimox	0.07	Mvx (ton-m)	0.01	Multimox	0.07
		Msx (ton-m)	1.03			Msx (ton-m)	1.65
Mmy (ton-m)	0.27	Mservy	0.30	Mmy (ton-m)	0.10	Mservy	0.13
Mvy (ton-m)	0.03	Multimoy	0.43	Mvy (ton-m)	0.04	Multimoy	0.20
		Msy (ton-m)	15.41			Msy (ton-m)	20.00

Tabla #39 Cargas de servicio y de sismo de las placas P-6 y P-7

De acuerdo a las consideraciones del ingeniero Blanco. La representación del modelo, para las cargas y momentos en dirección longitudinal será como se muestra en la Figura 11.3.2:

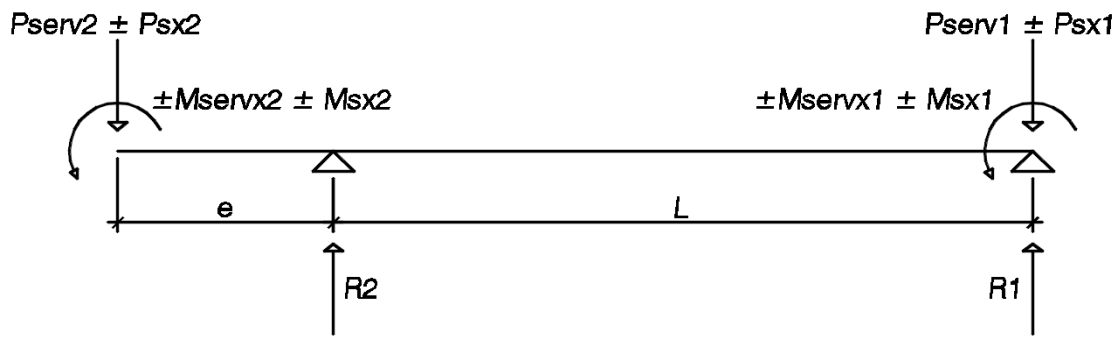


Figura 11.3.2 Modelo de cargas actuantes (sismo longitudinal) en la zapata conectada

De acuerdo a este modelo existen 6 casos posibles, donde se obtendrán diferentes esfuerzos del suelo. Se debe verificar que ninguno tenga esfuerzos negativos. A manera de ejemplo, se desarrollarán los casos más críticos:

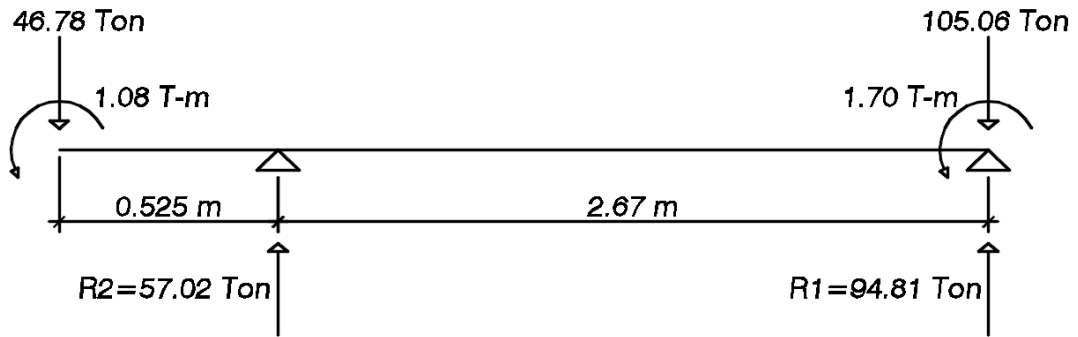


Figura 11.3.3 Caso 3 de cargas actuantes en la zapata conectada

Luego de obtener las reacciones, se utilizarán las siguientes fórmulas para calcular los esfuerzos máximos y mínimos del suelo:

$$\sigma_2 = \frac{(R_2 + P_{propio})}{B L} \pm \frac{6(M_{servY2})}{B L^2} \quad \sigma_1 = \frac{(R_1 + P_{propio})}{B L} \pm \frac{6(M_{servY1})}{B L^2}$$

Cabe resaltar que, las cargas y momentos en la dirección Y (para la zapata P-6), son tomadas por la otra viga de cimentación. Por lo que los esfuerzos tendrán los siguientes valores:

$$\sigma_2 = 18.98 \pm 0 = 18.98 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \sigma_1 = 30.61 \pm 0.10 = \{30.71, 30.51\} \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

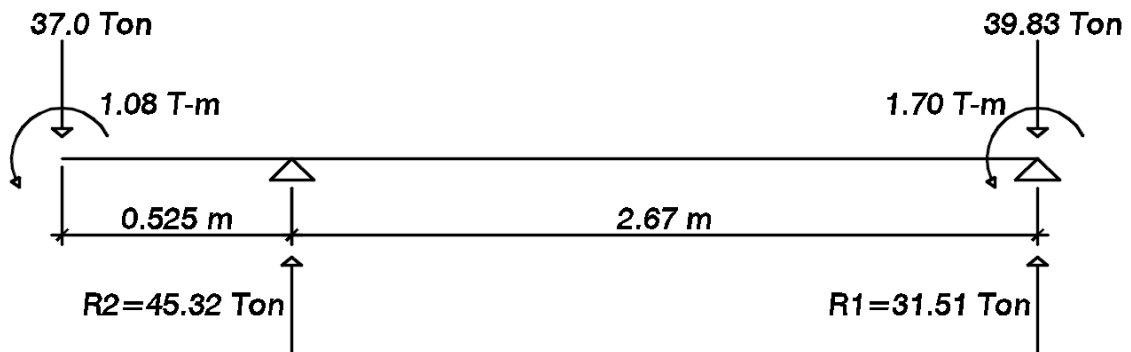


Figura 11.3.4 Caso 6 de cargas actuantes en la zapata conectada

$$\sigma_2 = 15.38 \pm 0 = 15.38 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \sigma_1 = 11.14 \pm 0.10 = \{11.24, 11.04\} \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

A continuación, se calcularán los 6 casos de los esfuerzos del suelo para las placas P-6 y P-7.

CASO 1:	+P <sub>SH</sub> ↓	+M <sub>servx</sub> ↺	+M <sub>SX</sub> ↺		
R2(ton)	54.94			R1(ton)	96.90
M2(ton-m)	1.08			M1(ton-m)	1.70
σ <sub>2</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	18.34 < q amp			σ <sub>1</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	31.35 < q amp
σ <sub>2</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	18.34 < q amp			σ <sub>1</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	31.16 < q amp

CASO 2:	+P <sub>SH</sub> ↓	+M <sub>servx</sub> ↺	+M <sub>SX</sub> ↺		
R2(ton)	56.95			R1(ton)	94.89
M2(ton-m)	0.98			M1(ton-m)	1.60
σ <sub>2</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	18.96 < q amp			σ <sub>1</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	30.73 < q amp
σ <sub>2</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	18.96 < q amp			σ <sub>1</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	30.54 < q amp

CASO 3:	+P <sub>SH</sub> ↓	+M <sub>servx</sub> ↺	+M <sub>SX</sub> ↺		
R2(ton)	57.02			R1(ton)	94.81
M2(ton-m)	1.08			M1(ton-m)	1.70
σ <sub>2</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	18.98 < q amp			σ <sub>1</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	30.71 < q amp
σ <sub>2</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	18.98 < q amp			σ <sub>1</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	30.52 < q amp

CASO 4:	+P <sub>SH</sub> ↑	+M <sub>servx</sub> ↺	+M <sub>SX</sub> ↺		
R2(ton)	43.24			R1(ton)	33.59
M2(ton-m)	1.08			M1(ton-m)	1.70
σ <sub>2</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	14.74 < q amp			σ <sub>1</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	11.87 < q amp
σ <sub>2</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	14.74 < q amp			σ <sub>1</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	11.68 < q amp

CASO 5:	+P <sub>SH</sub> ↑	+M <sub>servx</sub> ↺	+M <sub>SX</sub> ↺		
R2(ton)	45.25			R1(ton)	31.58
M2(ton-m)	0.98			M1(ton-m)	1.60
σ <sub>2</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	15.36 < q amp			σ <sub>1</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	11.26 < q amp
σ <sub>2</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	15.36 < q amp			σ <sub>1</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	11.06 < q amp

CASO 6:	+P <sub>SH</sub> ↑	+M <sub>servx</sub> ↺	+M <sub>SX</sub> ↺		
R2(ton)	45.32			R1(ton)	31.51
M2(ton-m)	1.08			M1(ton-m)	1.70
σ <sub>2</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	15.38 < q amp			σ <sub>1</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	11.23 < q amp
σ <sub>2</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	15.38 < q amp			σ <sub>1</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	11.04 < q amp

Tabla # 40 Cálculo de esfuerzos (sismo longitudinal) de las zapatas P-6 y P-7

Se verifica que ningún esfuerzo sea negativo. De acuerdo a los esfuerzos calculados de los 6 casos, se resaltan los máximos y mínimos:

$$\sigma_2 \max = 18.98 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \sigma_1 \max = 31.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 \min = 14.74 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \sigma_1 \min = 11.04 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

De la misma forma, la representación del modelo, para las cargas y momentos en dirección transversal será como se muestra en la Figura 11.3.5:

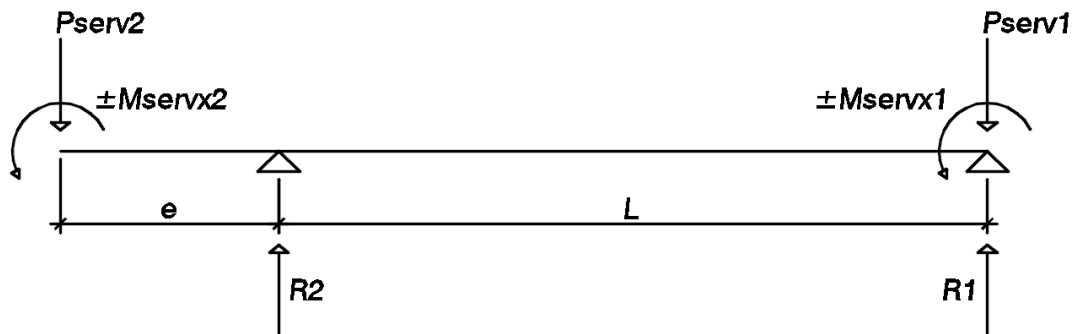


Figura 11.3.5 Modelo de cargas actuantes (sismo transversal) en la zapata conectada

Para este modelo, solo existen 2 casos. Los cuales se deben verificar que sus esfuerzos máximos y mínimos no sean negativos. A manera de ejemplo, se desarrollarán los 2 casos correspondientes:

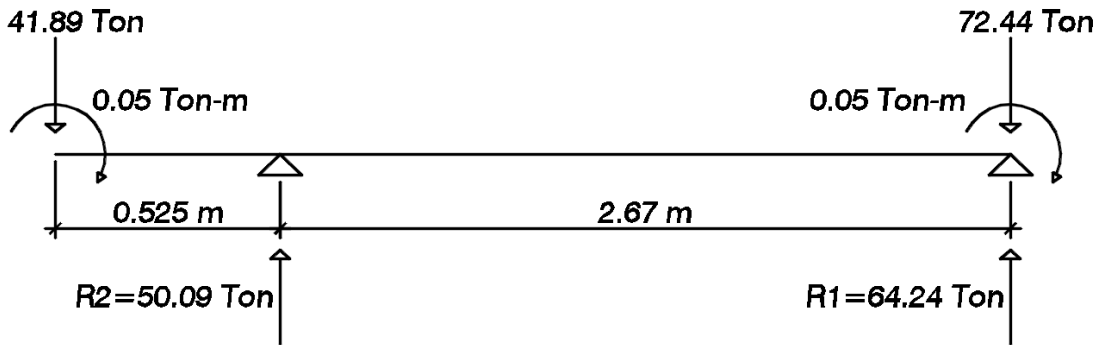


Figura 11.3.6 Caso 1 de cargas actuantes (sismo transversal) en la zapata conectada

Los esfuerzos de la zapata P-6 no tomarán las cargas y momentos en dirección Y. De forma tal que, los esfuerzos varían para cada uno y se calcularán de la siguiente manera:

$$\sigma_2 = \frac{(R_2 + P_{propio} + PSy_2)}{B L} \pm \frac{6(MservY_2 + MSy_2 + et(R_2 + PSy_2))}{L^2 B}$$

$$\sigma_1 = \frac{(R_1 + P_{propio} + PSy_1)}{B L} \pm \frac{6(MservY_1 + MSy_1 + et(R_1 + PSy_1))}{L^2 B}$$

Para este caso si los esfuerzos resultan negativos, se utilizará el modelo de compresión triangular:

$$\sigma = \frac{2(Pserv + Ppropio + PSy)}{3B \left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

$$\sigma_2 = 16.85 \pm 0 = 16.85 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \sigma_1 = 29.04 \pm 14.87 = \{43.91, 14.17\} \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

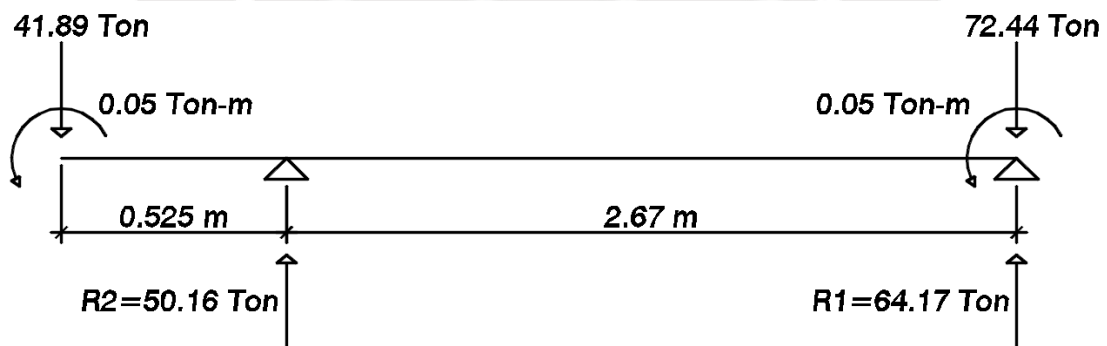


Figura 11.3.7 Caso 2 de cargas actuantes (sismo transversal) en la zapata conectada

$$\sigma_2 = 16.88 \pm 0 = 16.88 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \sigma_1 = 29.02 \pm 14.87 = \{43.89, 14.15\} \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Se verifica que ningún esfuerzo sea negativo. De acuerdo a los esfuerzos calculados de los 2 casos, se resaltan los máximos y mínimos:

$$\sigma_2 \text{ max} = 16.88 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \sigma_1 \text{ max} = 43.91 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 \text{ min} = 16.85 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \quad \sigma_1 \text{ min} = 14.15 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

### Viga de cimentación : VC-2(25X75)

Para realizar el diseño de la viga de cimentación se deberá amplificar las cargas y obtener una envolvente. Se desarrollará los modelos de cargas más críticos para los momentos horarios y antihorarios:

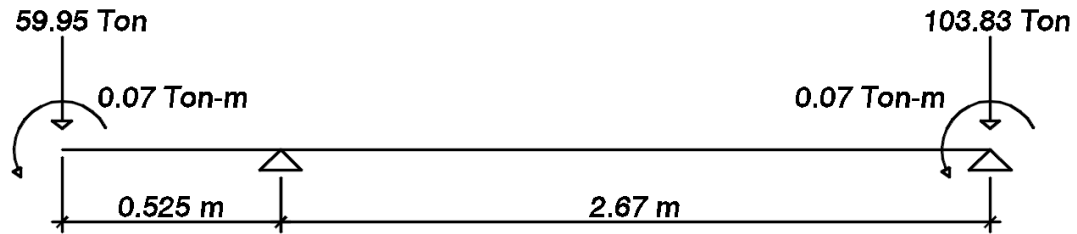


Figura 11.3.8 Caso de cargas actuantes amplificadas (sismo antihorario) en la zapata conectada

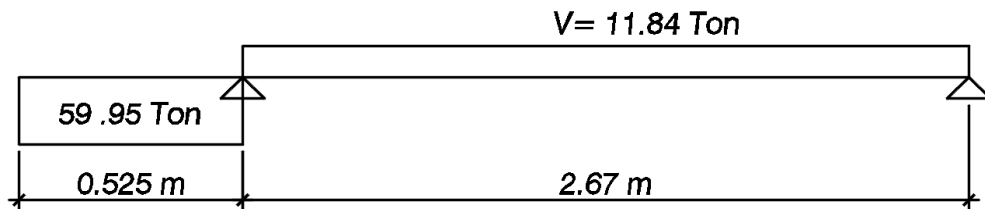


Figura 11.3.9 Diagrama de corte (sismo antihorario) en la zapata conectada

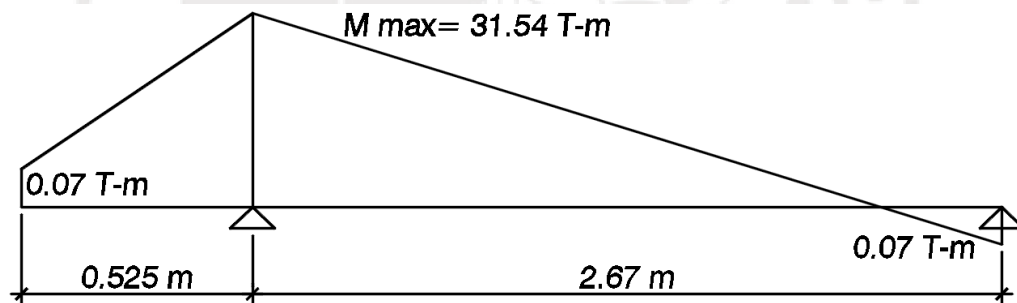


Figura 11.3.10 Diagrama de Momentos flectores (sismo antihorario) en la zapata conectada

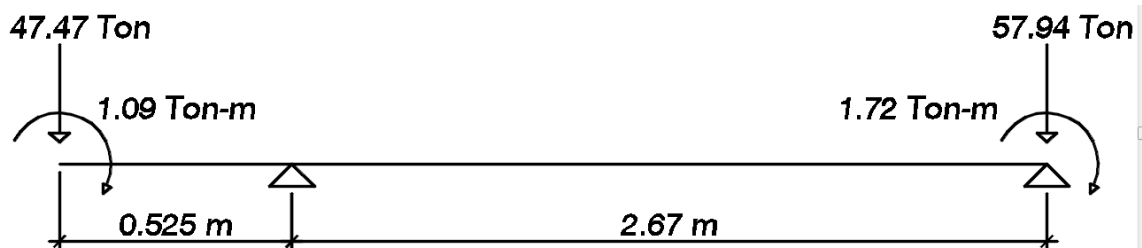


Figura 11.3.11 Caso de cargas actuantes amplificadas (sismo horario) en la zapata conectada

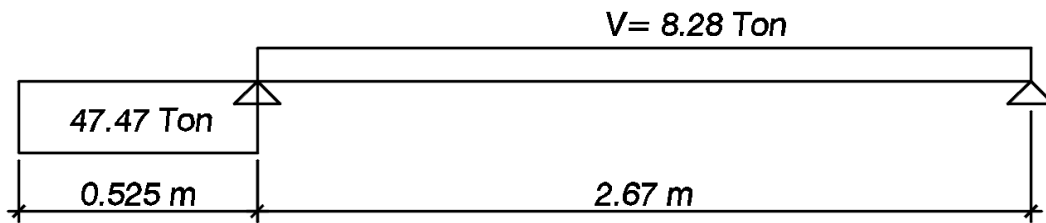


Figura 11.3.12 Diagrama de corte (sismo horario) en la zapata conectada

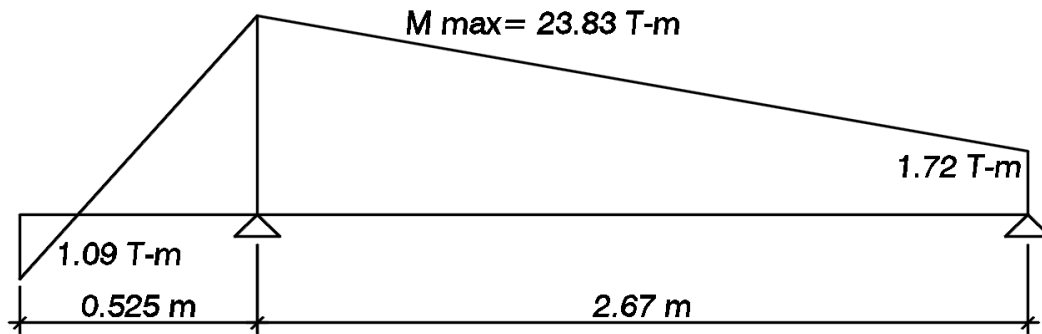


Figura 11.3.13 Diagrama de Momentos flectores (sismo horario) en la zapata conectada

Estos diagramas son solo 2 de las 8 combinaciones que forman la envolvente. Para estos casos, los momentos en la viga de cimentación son máximos para sismos en dirección antihoraria y para sismos en dirección horaria.

A continuación, se mostrará las envolventes de cortante y de momentos flectores de la viga de cimentación:

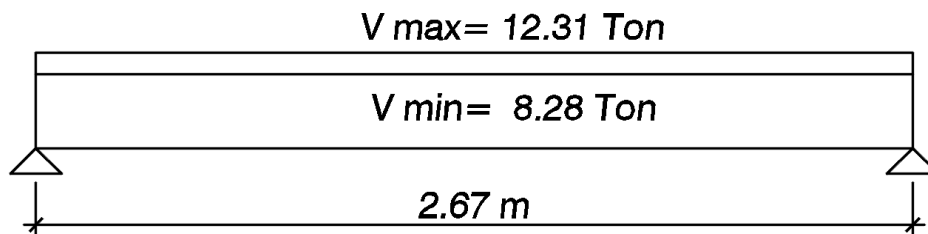


Figura 11.3.14 Envolvente de cortante de la viga de cimentación: VC-2 (25X75)

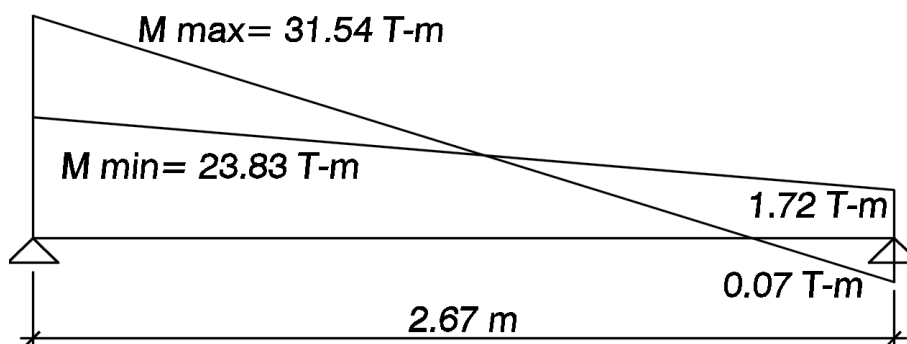


Figura 11.3.15 Envolvente de momentos flectores de la viga de cimentación: VC-2 (25X75)



Luego de obtener los valores de la envolvente, se calcularán los aceros de la viga:

Se calculará el acero con:  $Mu = \phi \cdot d \cdot As \cdot fy \left(1 - \frac{0.59 \cdot As \cdot fy}{b \cdot d \cdot f'c}\right)$

➤  $Mu_{izq}^- = 31.54 \text{ t-m}$     $As^- = 13.30 \text{ cm}^2$     $1.33As^- = 17.69 \text{ cm}^2$

**As<sup>-</sup>colocado = 2φ1”+2φ3/4”   Mn izq<sup>-</sup> = 41.02t-m**

➤  $Mu_{der}^- = 1.72 \text{ t-m}$     $As_{min}^- = 4.17 \text{ cm}^2$

**As<sup>-</sup>colocado = 2φ3/4”   Mn der<sup>-</sup> = 15.82 t-m**

➤  $Mu_{izq}^+ = 0 \text{ t-m}$     $As_{min}^+ = 4.17 \text{ cm}^2$

**As<sup>+</sup>colocado = 2φ3/4”   Mn izq<sup>+</sup> = 15.82 t-m**

➤  $Mu_{der}^+ = 0.07 \text{ t-m}$     $As_{min}^+ = 4.17 \text{ cm}^2$

**As<sup>+</sup>colocado = 2φ3/4”   Mn der<sup>+</sup> = 15.82 t-m**

De acuerdo a la norma E.060, se menciona que las vigas menores a 90 cm de peralte no necesitarán refuerzo longitudinal en el alma.

$\phi Vc = (0.85) \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 11.26 \text{ Ton}$

**Tramo:** Entre los ejes **A y B:**

$Vu > \phi Vc \rightarrow Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = 1.24 \text{ Ton}$

$Av$ : área total de cada estribo paralela al corte  $\rightarrow Av = 2\phi 3/8” = 1.42 \text{ cm}^2$

$Vs_{lim} = 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 27.49 \text{ Ton}$  Se cumple que:  $Vs_{lim} > Vs \rightarrow S = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} = 331 \text{ cm}$

$S_{max_1} = d/2 = 34.5 \text{ cm}$     $S_{max_2} = 60 \text{ cm}$    Se escoge el menor de los dos valores

$S \leq (a), (b), (c), (d)$

(e)  $d/4 = 17.25 \text{ cm}$  ó  $15 \text{ cm}$

(f)  $10 \text{ dbarra long.} = 10 (2.54) = 25.4 \text{ cm}$

(g)  $24 \text{ dbarra estribo} = 24 (0.95) = 22.8 \text{ cm}$

(h)  $30 \text{ cm}$

El menor valor es :  $S = 15 \text{ cm}$ ,

Confinamiento:  $Ln/2 = 1.47 \text{ m}$  o  $2h = 1.50 \text{ m}$

Long. Confinamiento =  $1.33 \text{ m}$

$\# \text{ Estribos} = \frac{1.47 - 0.05}{0.15} = 9$

Estribos: 1 de φ3/8”: 1@0.05 m; Resto@0.15 m c/ext.

Utilizando el mismo procedimiento para la zapata conectada VC-4 (40X90), se pudo obtener los esfuerzos maximos y mínimos del suelo. Así como también, la envolvente de corte y momentos flectores para el cálculo de acero correspondiente

El detalle de las vigas de cimentación VC-2 (25X75) , VC-4 (40X90), y todas las demás se encuentran en el Anexo.

A continuación, se procederá a desarrollar el análisis de las cargas en la zapata conectada en el eje Y de las placas P-6 y P-4. Teniendo en cuenta que las cargas y momentos en X son tomadas por las vigas de cimentación VC-2 (25X75) , VC-4 (40X90):

ZAPATA P- 6				ZAPATA P- 4			
PM (ton)	37.55	Pservicio	41.89	PM (ton)	79.20	Pservicio	87.63
PV(ton)	4.34	Pultimo	59.95	PV(ton)	8.43	Pultimo	125.21
		PSx(ton)	4.89			PSx(ton)	10.44
		Psy(ton)	7.28			Psy(ton)	39.12
Mmx (ton-m)	0.04	MservicioX	0.05	Mmx (ton-m)	0.08	MservicioX	0.08
Mvx (ton-m)	0.01	MultimoX	0.07	Mvx (ton-m)	0.00	MultimoX	0.11
		MSx (ton-m)	1.03			MSx (ton-m)	3.97
Mmy (ton-m)	0.27	MservicioY	0.30	Mmy (ton-m)	0.43	MservicioY	0.54
Mvy (ton-m)	0.03	MultimoY	0.43	Mvy (ton-m)	0.11	MultimoY	0.80
		Msy (ton-m)	15.41			Msy (ton-m)	125.98

Tabla #41 Cargas de servicio y de sismo de las placas P-6 y P-4

De acuerdo a las fórmulas antes mencionadas, se calcularán los 6 casos de los esfuerzos del suelo para las placas P-6 y P-4.

<b>CASO 1:</b> +Psy ↓ -Msery ↺ -Msy ↺ R2 (ton) 18.25 M2 (ton-m) 15.71 σ2 (ton/m2) 7.06 < q amp σ2 (ton/m2) 7.06 < q amp	R1 (ton) 157.67 M1 (ton-m) 126.52 σ1 (ton/m2) 21.15 < q amp σ1 (ton/m2) 21.15 < q amp
<b>CASO 2:</b> +Psy ↓ -Msery ↺ -Msy ↺ R2 (ton) 79.72 M2 (ton-m) 15.11 σ2 (ton/m2) 25.97 < q amp σ2 (ton/m2) 25.97 < q amp	R1 (ton) 96.20 M1 (ton-m) 125.43 σ1 (ton/m2) 13.46 < q amp σ1 (ton/m2) 13.46 < q amp
<b>CASO 3:</b> +Psy ↓ -Msery ↺ -Msy ↺ R2 (ton) 80.09 M2 (ton-m) 15.71 σ2 (ton/m2) 26.08 < q amp σ2 (ton/m2) 26.08 < q amp	R1 (ton) 95.83 M1 (ton-m) 126.52 σ1 (ton/m2) 13.42 < q amp σ1 (ton/m2) 13.42 < q amp
<b>CASO 4:</b> +Psy ↑ -Msery ↺ -Msy ↺ R2 (ton) 3.69 M2 (ton-m) 15.71 σ2 (ton/m2) 2.58 < q amp σ2 (ton/m2) 2.58 < q amp	R1 (ton) 79.43 M1 (ton-m) 126.52 σ1 (ton/m2) 11.37 < q amp σ1 (ton/m2) 11.37 < q amp
<b>CASO 5:</b> +Psy ↑ -Msery ↺ -Msy ↺ R2 (ton) 65.16 M2 (ton-m) 15.11 σ2 (ton/m2) 21.49 < q amp σ2 (ton/m2) 21.49 < q amp	R1 (ton) 17.96 M1 (ton-m) 125.43 σ1 (ton/m2) 3.68 < q amp σ1 (ton/m2) 3.68 < q amp
<b>CASO 6:</b> +Psy ↑ -Msery ↺ -Msy ↺ R2 (ton) 65.53 M2 (ton-m) 15.71 σ2 (ton/m2) 21.60 < q amp σ2 (ton/m2) 21.60 < q amp	R1 (ton) 17.59 M1 (ton-m) 126.52 σ1 (ton/m2) 3.64 < q amp σ1 (ton/m2) 3.64 < q amp

Tabla # 42 Cálculo de esfuerzos (sismo longitudinal) de las zapatas P-6 y P-4

Se verifica que ningún esfuerzo sea negativo. De acuerdo a los esfuerzos calculados de los 6 casos, se resaltan los máximos y mínimos para sismo longitudinal:

$$\sigma_2 \max = 26.08 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_1 \max = 21.15 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{2 \min} = 2.58 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{1 \min} = 3.64 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

De igual manera, se verifica que ningún esfuerzo sea negativo en los 2 casos de sismo transversal, se resaltan los esfuerzos máximos y mínimos:

$$\sigma_{2 \max} = 14.39 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{1 \max} = 12.42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{2 \min} = 14.27 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{1 \min} = 12.37 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

### Viga de cimentación : VC-7(40X120)

Para realizar el diseño de la viga de cimentación se deberá amplificar las cargas y obtener una envolvente. Se desarrollará los modelos de cargas más críticos para los momentos horarios y antihorarios:

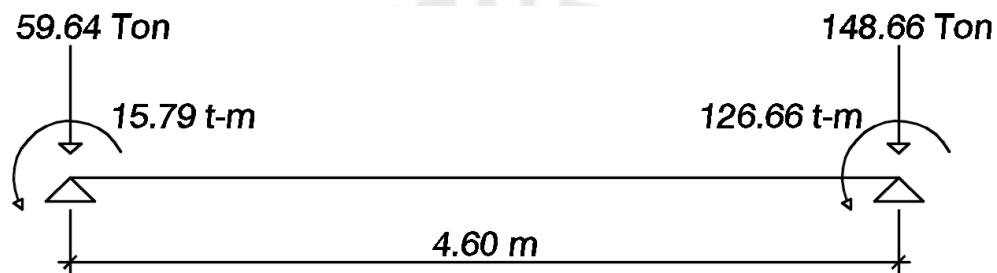


Figura 11.3.16 Caso de cargas actuantes amplificadas (sismo antihorario) en la zapata conectada

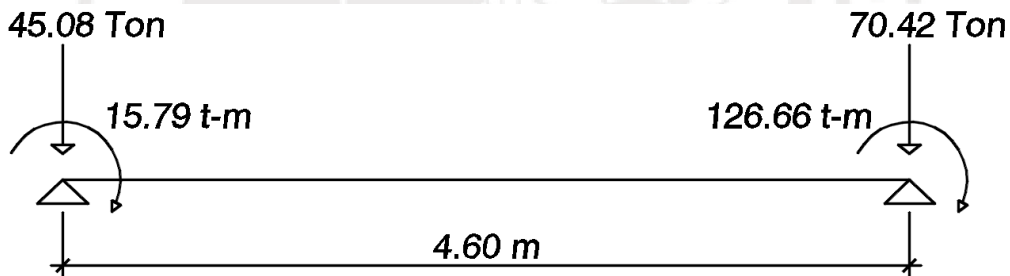


Figura 11.3.17 Caso de cargas actuantes amplificadas (sismo horario) en la zapata conectada

A continuación, se mostrará las envolventes de cortante y de momentos flectores de la viga de cimentación:

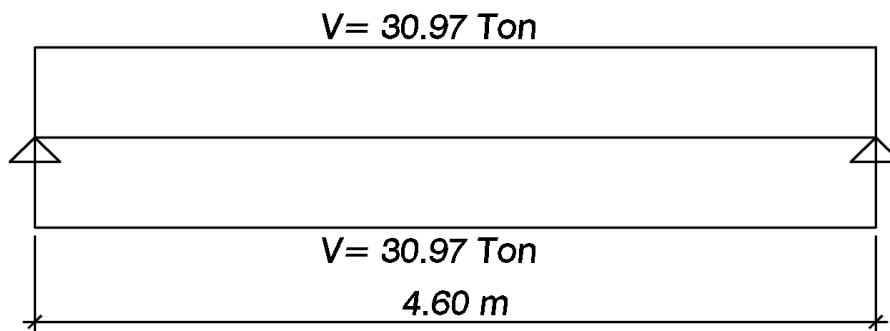


Figura 11.3.18 Envolvente de cortante de la viga de cimentación: VC-7 (40X120)

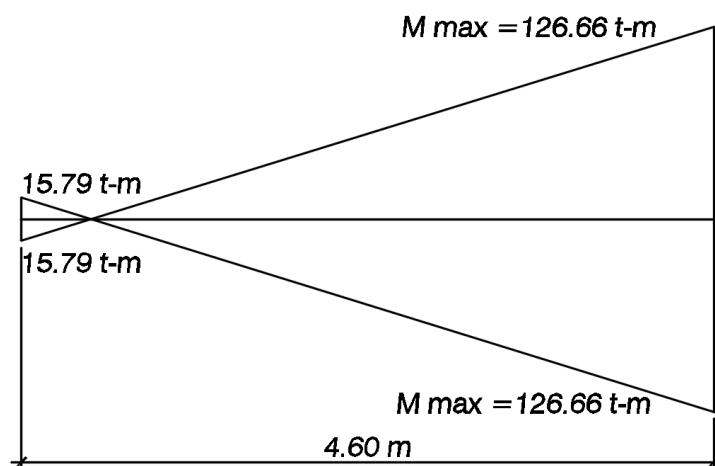


Figura 11.3.19 Envolvente de momentos flectores de la viga de cimentación: VC-7 (40X120)

Luego de obtener los valores de la envolvente, se calcularán los aceros de la viga:

Se calculará el acero con:  $Mu = \phi \cdot d \cdot As \cdot fy \left( 1 - \frac{0.59 \cdot As \cdot fy}{b \cdot d \cdot f'c} \right)$

VC-07(40X120):  $b=40\text{cm}$ ;  $d=114\text{cm}$ ;  $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ ;  $As_{min} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{fy} = 11.01 \text{ cm}^2$

- $Mu \text{ izq}^- = 15.79 \text{ t-m}$   $As^- = 3.70 \text{ cm}^2$   $1.33As^- = 4.92 \text{ cm}^2$   
 $As^- \text{ colocado} = 2\phi 3/4''$   $Mn \text{ izq}^- = 26.80 \text{ t-m}$
- $Mu \text{ der}^- = 126.66 \text{ t-m}$   $As^- = 32.05 \text{ cm}^2$   $1.33As^- = 42.63 \text{ cm}^2$   
 $As^- \text{ colocado} = 6\phi 1'' + 2\phi 3/4''$   $Mn \text{ der}^- = 157.40 \text{ t-m}$
- $Mu \text{ izq}^+ = 15.79 \text{ t-m}$   $As^+ = 3.70 \text{ cm}^2$   $1.33As^+ = 4.92 \text{ cm}^2$   
 $As^+ \text{ colocado} = 2\phi 3/4''$   $Mn \text{ izq}^+ = 15.82 \text{ t-m}$
- $Mu \text{ der}^+ = 126.66 \text{ t-m}$   $As^+ = 32.05 \text{ cm}^2$   $1.33As^+ = 42.63 \text{ cm}^2$   
 $As^+ \text{ colocado} = 6\phi 1'' + 2\phi 3/4''$   $Mn \text{ der}^+ = 157.40 \text{ t-m}$

De acuerdo a la norma E.060, se menciona que las vigas mayores a 90 cm de peralte necesitarán refuerzo longitudinal en el alma. El espaciamiento entre barras no excederá de estos tres valores:

$$S \leq 30 \text{ cm} \quad S \leq \frac{38(2500)}{fs} - 2.5Cc \quad S \leq \frac{30(2500)}{fs}$$

Dónde:

$Cc$  = Recubrimiento lateral (4cm)

$$fs = \frac{Mserv}{0.9 d As \text{ tracc}} = \frac{54000}{0.9 (114) (36.28)} = 14.51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S \leq 30 \text{ cm} \quad S \leq 4410 \text{ cm} \quad S \leq 3490 \text{ cm}$$

S toma un valor de espaciamiento menor a 30 cm. En este caso será 2 barras de 5/8" cada 15 cm. Tal como se muestra en la figura.

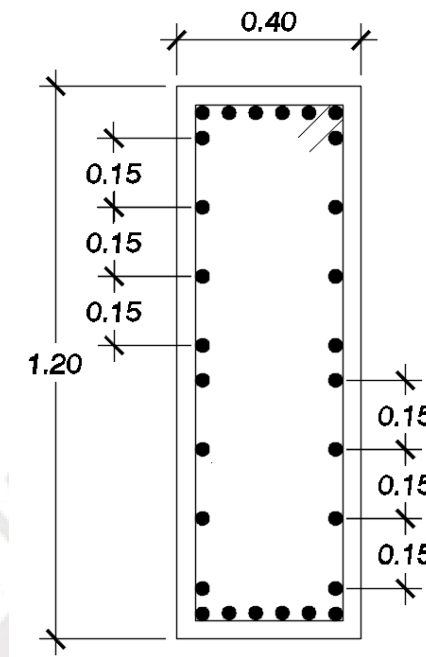


Figura 11.3.20 Barras de refuerzo de la viga de cimentación: VC-7 (40X120)

$$\phi V_c = (0.85) \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 29.79 \text{ Ton}$$

**Tramo:** Entre los ejes A y B:

$$V_u > \phi V_c \rightarrow V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 1.39 \text{ Ton}$$

$$A_v: \text{área total de cada estribo paralela al corte} \rightarrow A_v = 2\phi 3/8'' = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$V_{s\text{lim}} = 1.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = 76.69 \text{ Ton} \quad \text{Se cumple que: } V_{s\text{lim}} > V_s \rightarrow S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 489 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max}_1} = d/2 = 57 \text{ cm} \quad S_{\text{max}_2} = 60 \text{ cm} \quad \text{Se escoge el menor de los dos valores}$$

$S \leq (a), (b), (c), (d)$

(a)  $d/4 = 28.50 \text{ cm}$  ó  $15 \text{ cm}$

(b)  $10 \text{ dbarra long.} = 10 (2.54) = 25.4 \text{ cm}$

(c)  $24 \text{ dbarra estribo} = 24 (0.95) = 22.8 \text{ cm}$

(d)  $30 \text{ cm}$

El menor valor es :  $S = 15 \text{ cm}$ ,

Confinamiento:  $L_n/2 = 1.10 \text{ m}$  o  $2h = 2.40 \text{ m}$

Long. Confinamiento =  $1.10 \text{ m}$

$$\# \text{ Estribos} = \frac{1.10 - 0.05}{0.15} = 7$$

Estribos: 1 de  $\phi 3/8''$ : Resto @  $0.15 \text{ m c/ext.}$

El detalle de la viga VC-7 (40X120) se encuentra en el Anexo.

### Diseño por flexión para la zapata P-6

Donde el esfuerzo crítico será calculado con las cargas amplificadas  $1.25 (CM + CV) \pm CS$  y  $1.7 CM + 1.4 CV$  en los 6 casos posibles.

En este caso:  $\sigma$  crítico = 29.32 Ton/m<sup>2</sup> B = 1.30 m L = 2.50 m H = 0.60 m

Se utiliza el programa SAP2000 para modelar la zapata conectada, de la siguiente manera:

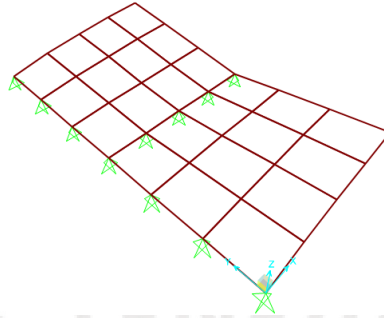


Figura 11.3.30 Modelo de zapata P-6

Para el modelo se escogió una sección tipo Shell – plate thick con un grosor de 60 cm. Luego se coloca la zapata y se realiza un mesh para poder colocar los apoyos simples correspondientes. Finalmente se aplica una carga x m<sup>2</sup> hacia arriba, en este caso el  $\sigma$  crítico.

Como los momentos M1-1 y M2-2 se muestran en ton-m/m, se utilizará una base de 100 cm y una altura de 60 cm para poder realizar los cálculos de resistencia a flexión y los cálculos de las barras de refuerzo en cada dirección.

Resistencia de la zapata a flexión

$$\text{Para: } b = 100 \text{ cm } h = 60 \text{ cm} \rightarrow I = \frac{b \times h^3}{12} = 1\,800\,000 \text{ cm}^4 \quad y = \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

$$S = \frac{I}{y} = \frac{1\,800\,000}{30} = 60\,000 \text{ cm}^3 \rightarrow Mn = 1.33 \times \sqrt{f'c} \times S = 11.56 \text{ ton} - \text{m/m}$$

De acuerdo con la norma E.030, La zapata puede soportar momentos menores a 11.56 ton-m/m.

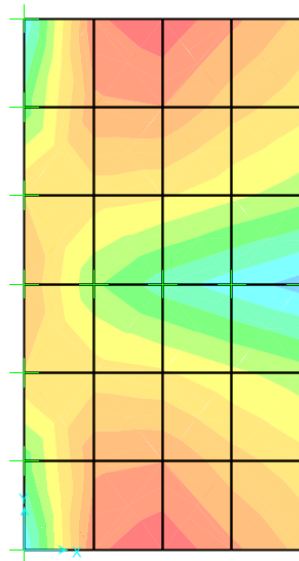


Figura 11.3.40 Momentos M1-1 de la zapata P-6 en ton-m/m

De M1-1:  $Mu^+_{max} = 2.65 \text{ ton-m/m}$   $Mu^-_{max} = 3.46 \text{ ton-m/m}$

Se calculará el acero con:  $Mu = \phi \cdot d \cdot As \cdot fy \left(1 - \frac{0.59 \cdot As \cdot fy}{b \cdot d \cdot f'c}\right)$  Dónde:  $b = 100 \text{ cm}$   $d = 50 \text{ cm}$

$$As_{cal} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 1.33 \cdot As_{cal} = 1.87 \text{ cm}^2/\text{m} \quad As_{min} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{fy} = 12.08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$As_{colocado} = 1\phi 5/8" @ 0.15 \text{ m/m}$  Para  $L = 250 \text{ cm} \rightarrow As_{colocado} = 17\phi 5/8"$

No se necesita refuerzo negativo superior porque es menor que  $11.56 \text{ ton-m/m}$

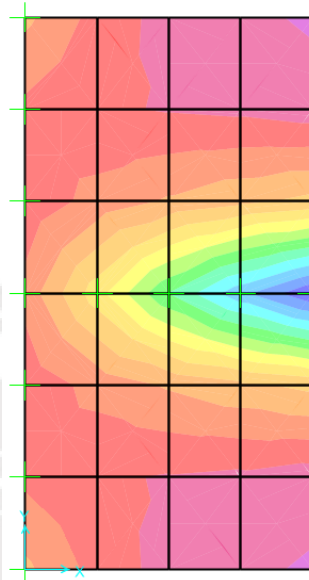


Figura 11.3.50 Momentos M2-2 de la zapata P-6 en ton-m/m

De M2-2:  $Mu^+_{max} = 18.09 \text{ ton-m/m}$   $Mu^-_{max} = 1.59 \text{ ton-m/m}$

Se calculará el acero con:  $Mu = \phi \cdot d \cdot As \cdot fy \left(1 - \frac{0.59 \cdot As \cdot fy}{b \cdot d \cdot f'c}\right)$  Dónde:  $b = 100 \text{ cm}$   $d = 50 \text{ cm}$

$$As_{cal} = 9.80 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 1.33 \cdot As_{cal} = 13.03 \text{ cm}^2/\text{m} \quad As_{min} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{fy} = 12.08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$As_{colocado} = 1\phi 5/8" @ 0.15 \text{ m/m}$  Para  $B = 130 \text{ cm} \rightarrow As_{colocado} = 9\phi 5/8"$

No se necesita refuerzo negativo superior porque es menor que  $11.56 \text{ ton-m/m}$

### Diseño por flexión para la zapata P-4

En este caso:  $\sigma$  crítico = 23.89 Ton/m<sup>2</sup> B = 1.60 m L = 5.0 m H = 0.60 m

Se utiliza el programa SAP2000 para modelar la zapata conectada, de la siguiente manera:

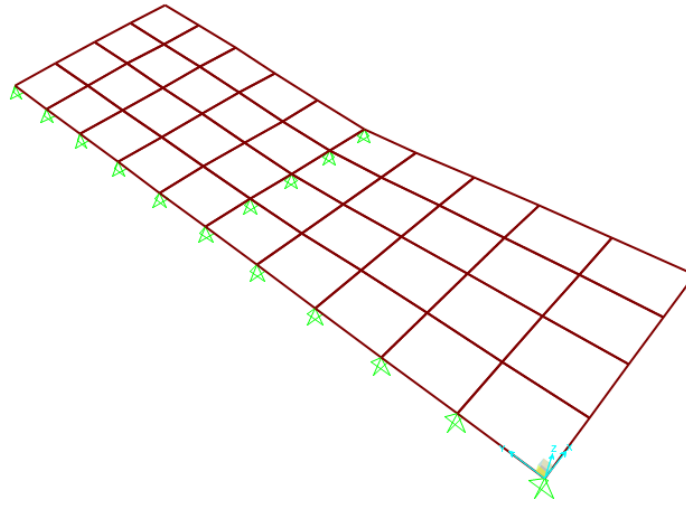


Figura 11.3.60 Modelo de zapata P-4

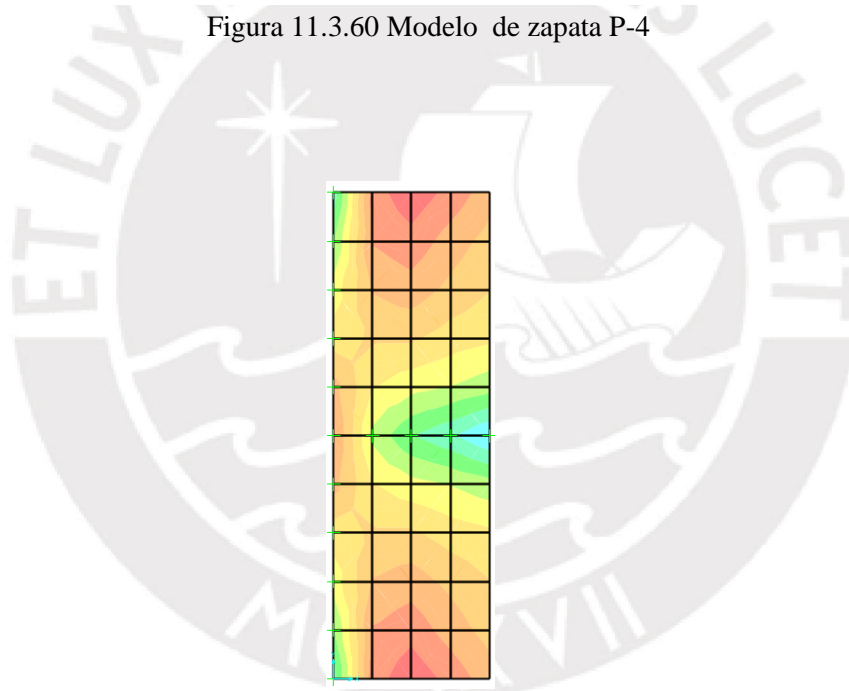


Figura 11.3.70 Momentos M1-1 de la zapata P-4 en ton-m/m

De M1-1:  $Mu^+_{max} = 7.52$  ton-m/m  $Mu^-_{max} = 7.04$  ton-m/m

Se calculará el acero con:  $Mu = \phi \cdot d \cdot As \cdot fy \left( 1 - \frac{0.59 \cdot As \cdot fy}{b \cdot d \cdot f'c} \right)$  Dónde: b = 100 cm d = 50 cm

$$As_{cal} = 4.02 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 1.33 \cdot As_{cal} = 5.34 \text{ cm}^2/\text{m} \quad As_{min} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{fy} = 12.08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$As_{colocado} = 1\phi 5/8" @ 0.15 \text{ m/m}$  Para L = 500 cm  $\rightarrow As_{colocado} = 33\phi 5/8"$

No se necesita refuerzo negativo superior porque es menor que 11.56 ton-m/m



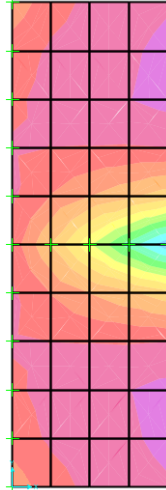


Figura 11.3.80 Momentos M2-2 de la zapata P-4 en ton-m/m

De M2-2:  $Mu^+_{max} = 42.98 \text{ ton-m/m}$   $Mu^-_{max} = 3.53 \text{ ton-m/m}$

Se calculará el acero con:  $Mu = \phi \cdot d \cdot As \cdot fy \left(1 - \frac{0.59 \cdot As \cdot fy}{b \cdot d \cdot f'c}\right)$  Dónde:  $b = 100 \text{ cm}$   $d = 50 \text{ cm}$

$$As_{cal} = 24.11 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 1.33 \cdot As_{cal} = 32.07 \text{ cm}^2/\text{m} \quad As_{min} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{fy} = 12.08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$As_{colocado} = 1\phi 1" @ 0.20 \text{ m/m}$  Para  $B = 160 \text{ cm} \rightarrow As_{colocado} = 8\phi 1"$

No se necesita refuerzo negativo superior porque es menor que  $11.56 \text{ ton-m/m}$

## CAPÍTULO 12: ELEMENTOS SECUNDARIOS

Se desarrollará el análisis y diseño de la escalera del edificio, con los siguientes datos:

Pasos = 25 cm      Contrapasos = 17.5 cm      garganta = 15 cm      ancho 120 cm

$$P_{propio} = \gamma c \left[ \frac{c_p}{2} + t \sqrt{1 + \left( \frac{c_p}{P} \right)^2} \right] = 2.4 \left[ \frac{0.175}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left( \frac{0.175}{0.25} \right)^2} \right] = 0.746 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 1\text{m}$$

### Cargas actuantes:

$P_{propio} = 0.746 \text{ Ton/ m}^2 \times 1\text{m}$       Piso terminado =  $0.1 \text{ Ton/ m}^2 \times 1\text{m}$

$CM = 0.846 \text{ Ton/ m}^2 \times 1\text{m}$        $CV = 0.4 \text{ Ton/ m}^2 \times 1\text{m}$

$W_u = [1.4 (0.846) + 1.7 (0.40)] \times 1.20 \text{ m} = 2.24 \text{ Ton/m}$

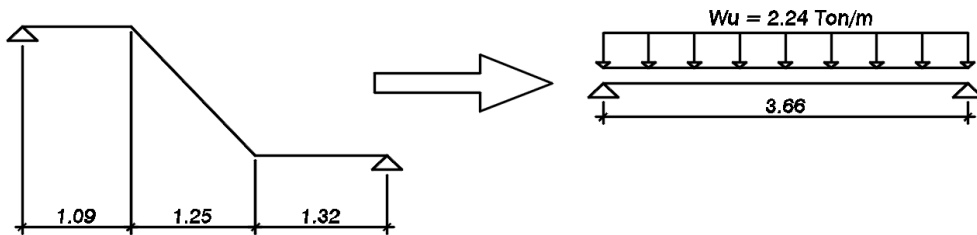


Figura 12.1. Modelo equivalente de cargas de la escalera

Diseño por Flexión

$$M_{u^+} = \frac{2.24 (3.66)^2}{8} = 3.75 \text{ T - m} \quad b = 1.20 \text{ m} \quad d = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$A_{s^+} = 8.92 \text{ cm}^2$   **$A_{s^+}$  colocado =  $1\phi 1/2'' @ 0.10 \text{ m}$**

Refuerzo perpendicular:

$A_{smin} = 0.0018 b h = 0.0018 (120) (15) = 3.24 \text{ cm}^2$   **$A_{s^-}$  colocado =  $1\phi 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$**

$$M_{u^-} = \frac{2.24 (3.66)^2}{24} = 1.25 \text{ T - m} \quad b = 1.20 \text{ m} \quad d = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$A_{s^-} = 2.82 \text{ cm}^2$   **$A_{s^-}$  colocado =  $1\phi 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$**

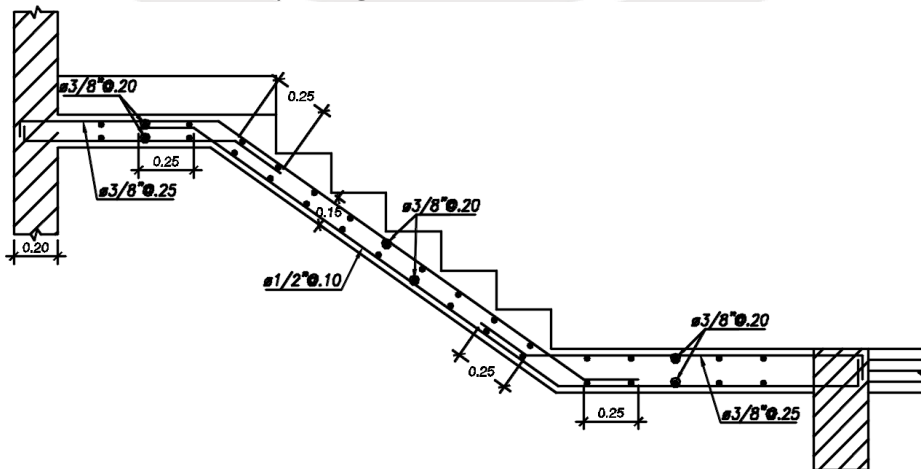


Figura 12.2. Refuerzo de acero en tramo más largo de escalera

## CAPÍTULO 13: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

El diseño de este edificio ha sido tedioso, debido principalmente a la forma irregular de la planta (forma de L) y a la distribución de las placas y columnas. Lo que ha conllevado a que su centro de rigidez este alejado de su centro de masa, casi 6 metros en el eje Y. Causando derivas mayores al 0.007 permitido y teniendo problemas de irregularidad torsional extrema. A simple vista, se asumió que el edificio era de muros estructurales  $R_x=6$ ;  $R_y=6$ . También luego de hacer un pequeño cálculo se comprobó la irregularidad de esquinas entrantes, por lo que el valor de R tuvo que ser multiplicado por 0.9 en ambas direcciones.

Sabiendo todos estos problemas que trae la irregularidad, se decidió hacer modificaciones a las dimensiones de las placas, para que el centro de masa ya no se alejara tanto. Después de varias simulaciones, se llegó a un dimensionamiento de las placas, tal que estas ocasionarían que el centro de masa y rigidez estén cercanos. Por lo tanto, los problemas de irregularidad torsional no aparecieron y pudimos obtener la relación  $DER.MAX/DER.CM \leq 1.20$ , de modo que, no vuelva a tener problemas de torsión. Para la nueva norma E.030 (2019), la relación cambia a  $DER.MAX/DER.PROM.EXT \leq 1.30$ . Por lo que se debe obtener las derivas máximas de entrepiso y las derivas promedio de los extremos. Se hizo los cálculos descritos y ningún entrepiso supera la relación de torsión.

Cabe resaltar que, el edificio no tuvo ningún problema de irregularidades extremas de altura ni de planta. Ya que la norma E.030 (2016) y la actual (2019) exigen, para las estructuras ubicadas en la zona 4, no tener este tipo de irregularidades. Sin mencionar que, existe un cambio en la verificación de la irregularidad por rigidez en la nueva norma E.030 (2019), así como también un cambio en el coeficiente de R para la determinación de los desplazamientos laterales en estructuras irregulares ( $0.85R$ ). Primero se calcularon los desplazamientos laterales inelásticos relativos del centro de masa, luego se calculó la rigidez lateral dividiendo la cortante de entrepiso con su respectivo desplazamiento lateral del CM. Finalmente, se verifican las rigideces laterales respecto de los pisos adyacentes superiores. Se hicieron los cálculos descritos en la nueva norma E.030, y se constató que todos los pisos cumplían con los requerimientos. Por lo que la estructura no tiene irregularidad de piso blando ni de torsión en la norma E.030 (2016) y en la nueva E.030 (2019).

Las losas aligeradas tuvieron una luz menor a 5.5m, por lo que les correspondía un espesor de 20 cm. Para su reforzamiento se utilizaron barras de  $\phi 1/2''$  y de  $\phi 3/8''$ . También se colocó acero de control de temperatura de  $\phi 1/4''$ . En el paño donde había varios tabiques, se optó por utilizar una losa maciza también de 20 cm de espesor. En su reforzamiento se utilizó barras de  $\phi 3/8''$  y para temperatura de  $\phi 8mm$ .

Se optó por mantener las dimensiones de las vigas (25x55) de la arquitectura, ya que estas tomaban todo el peralte posible permitido (2.65 m -2.10m=0.55 m). Las vigas peraltadas fueron diseñadas por capacidad, la cual se basa en la condición de que la resistencia por corte sea mayor que la resistencia a momentos flectores. El capítulo 21 de la norma E.060, menciona el procedimiento para diseñar las vigas por capacidad. Se analizó la viga más vulnerable a deflexiones, la cual pudo cumplir lo que establecía la norma E.060. Y que por consiguiente, todas las demás también la cumplieron.

Las columnas también fueron diseñadas por capacidad. Se obtuvo un diagrama de interacción con un reforzamiento mayor a la cuantía mínima (1%) que pueda otorgar la suficiente resistencia a las solicitaciones de flexiones y carga axial. Luego se calcularon las cortantes últimas correspondientes, en relación de cada diagrama de interacción.

Las placas absorben momentos de gran magnitud y cargas axiales considerables. Fueron diseñadas utilizando las cuantías mínimas (vertical y horizontal) en relación a su cortante último, dado por la norma E.060. El reforzamiento de los núcleos de borde se diseñó como columnas, usando la cuantía de acero mínima (1%).

El edificio tiene placas en su perímetro, las cuales tendrán excentricidades respecto a su cimentación. Debido a esto, se utilizaron zapatas conectadas para menguar los efectos de los momentos generados. Se verificó que no existan esfuerzos del suelo negativos. Debido a las vigas mayores a 90 cm de peralte, se tuvo que aumentar el nivel de la falsa zapata para que existiera una franja de 30 cm, como mínimo, entre la losa y la viga de cimentación.

Finalmente se puede concluir que, el edificio se analizó y diseño de acuerdo al reglamento nacional de edificaciones, y que a pesar de sus irregularidades, pudo superar todas las verificaciones a las que estuvo sometida.



## CAPÍTULO 14: BIBLIOGRAFÍA

REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES 2004 *Norma E.020 – Cargas*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima, Perú.

REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES 2019 *Norma E.030 – Diseño Sismorresistente*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima, Perú.

REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES 2006 *Norma E.050 – Suelos y Cimentaciones*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima, Perú.

REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES 2009 *Norma E.060 – Concreto Armados*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima, Perú

B. BLANCO BLASCO, Antonio 1997 *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Segunda edición. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.

D. MUÑOZ PELÁEZ, Alejandro 2004 *Apuntes del Curso Ingeniería Antisísmica 1*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.

E. OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO 2003 *Apuntes del Curso de Concreto Armado*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.

F. SAN BARTOLOMÉ RAMOS, Ángel 1998 *Análisis de Edificios*. Primera edición. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.

B. BLANCO BLASCO, Antonio 2006 *Apuntes del Curso Concreto Armado 2*, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú

B. BLANCO BLASCO, Antonio 1991 *Cimentaciones Superficiales y Cimentaciones Profundas*

B. BLANCO BLASCO, Antonio *Conferencia de calzaduras*

B. BLANCO BLASCO, Antonio 1997 *Diseño y construcción de cimentaciones* Lima: Colegio de Ingenieros del Perú

MORALES MORALES, Roberto 2006 *Diseño en Concreto Armado* Fondo Editorial I.C.G, Lima.

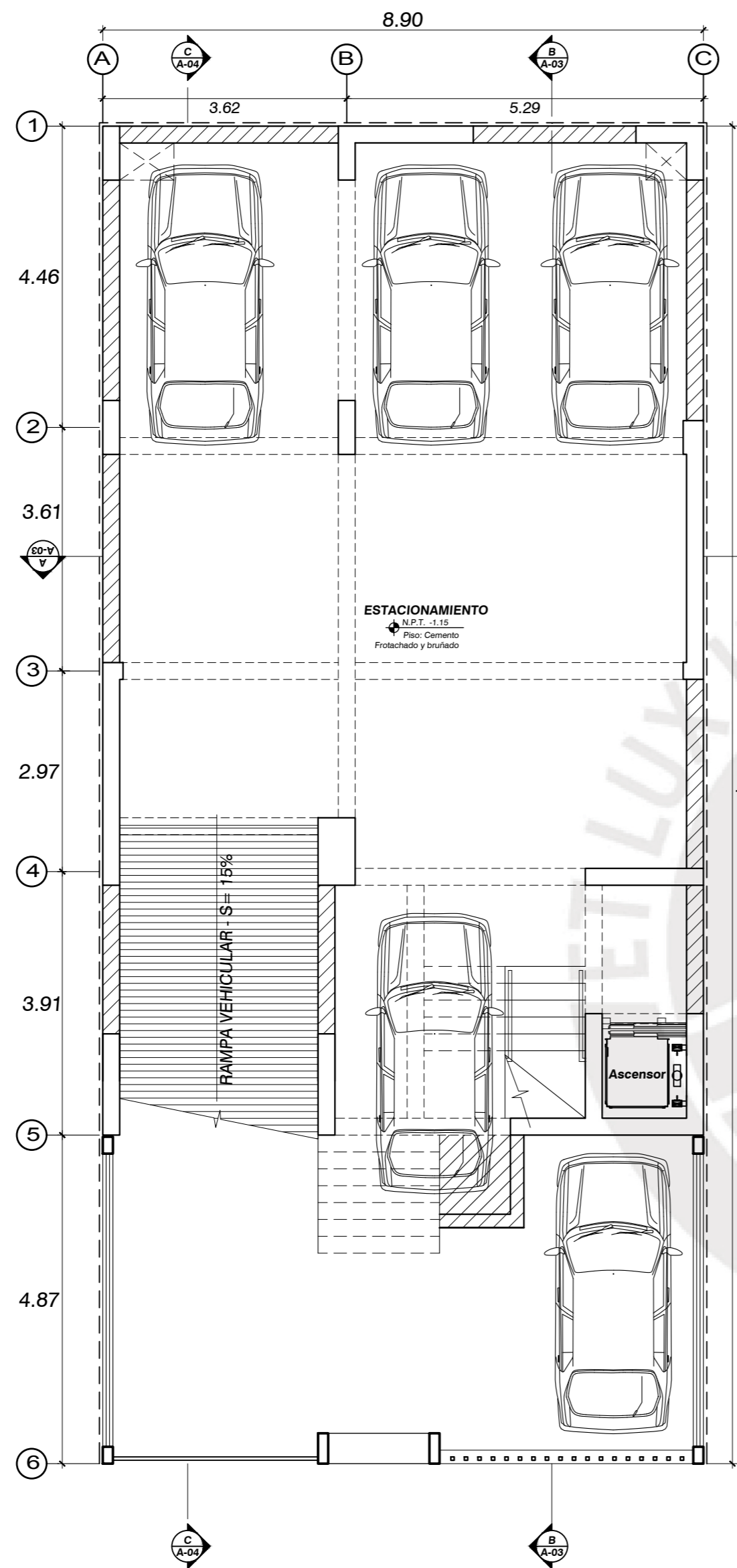
**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ  
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



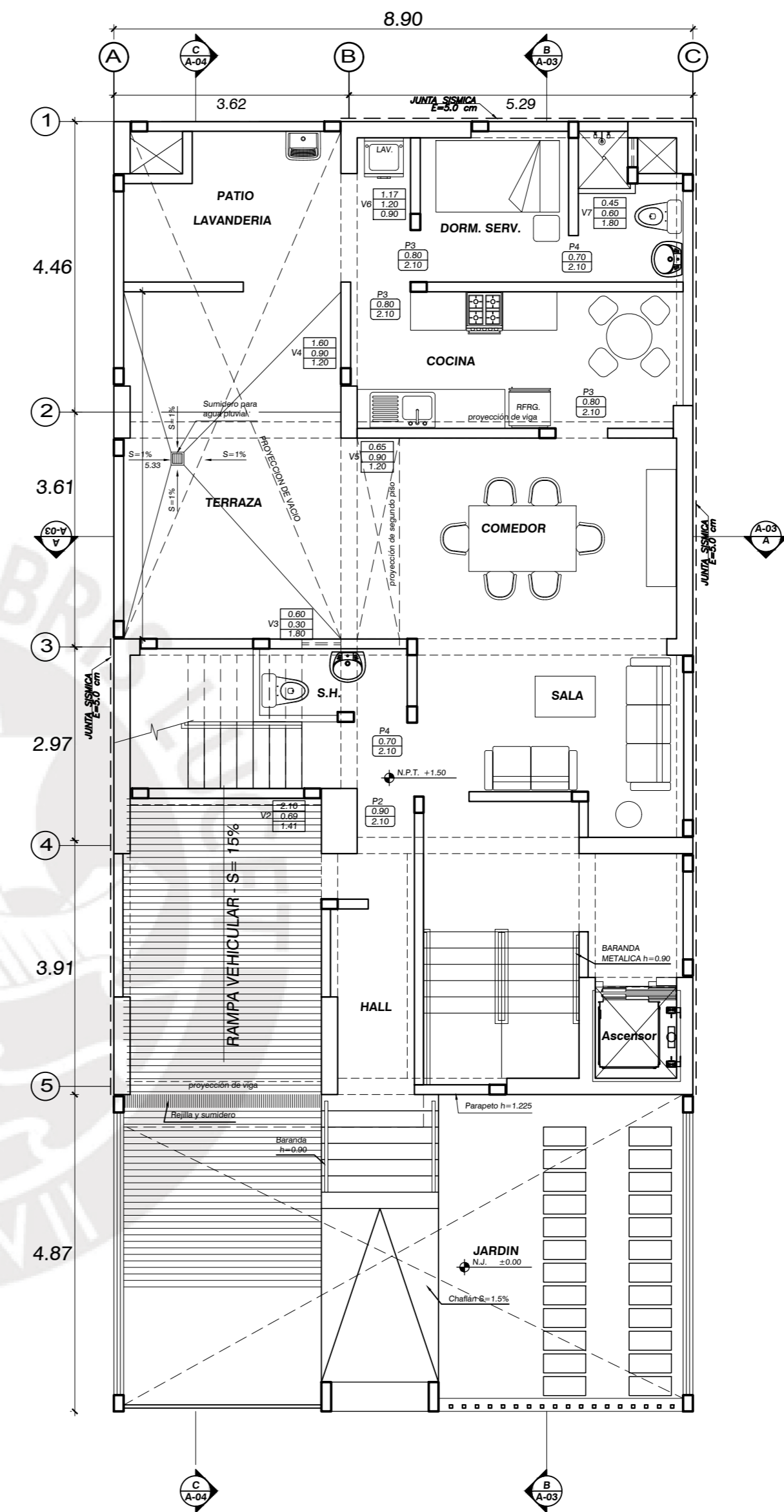
**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**



**ANEXO PLANOS DE  
ARQUITECTURA**



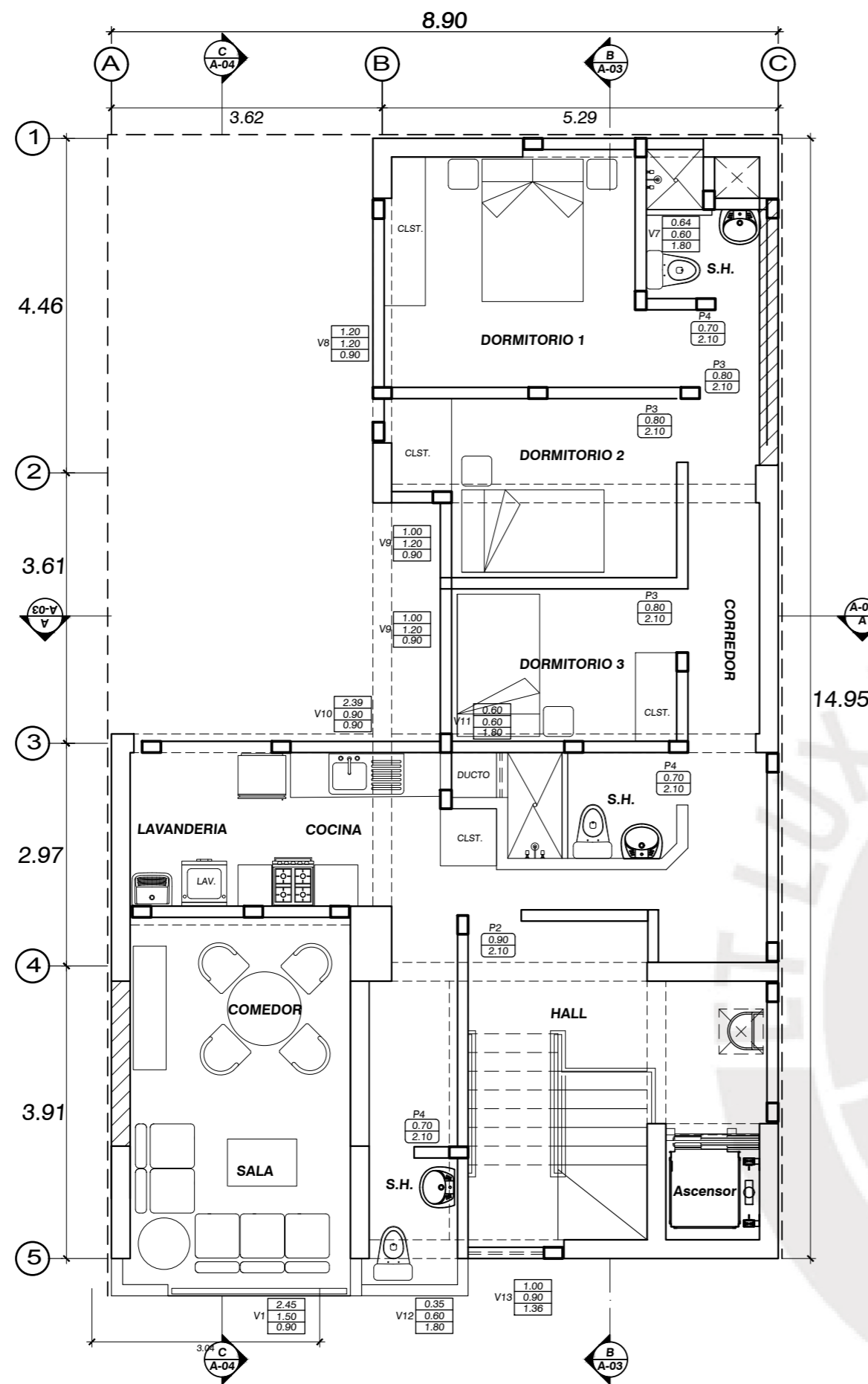
PLANTA SEMISOTANO



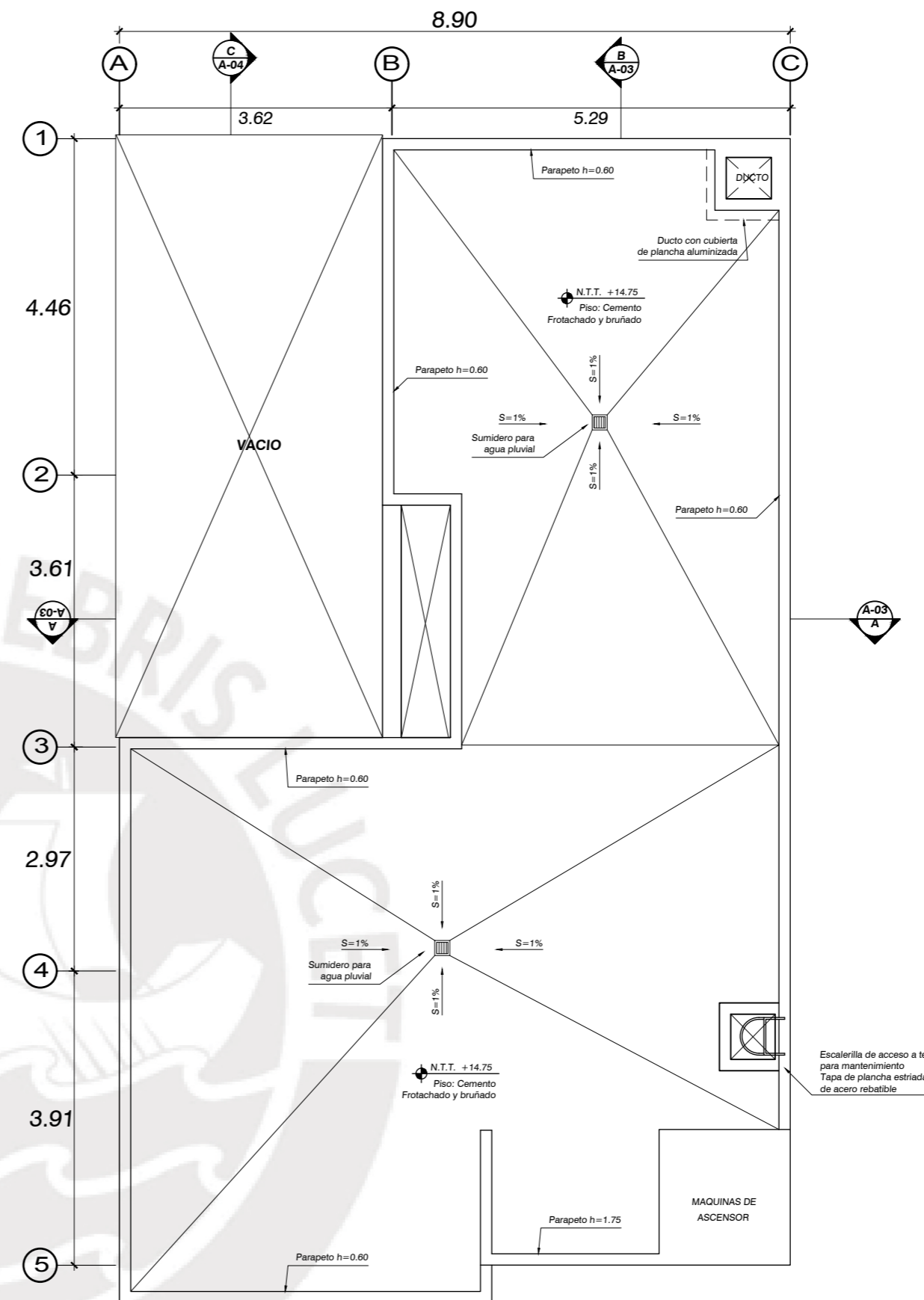
PLANTA 1º PISO

LEYENDA		
TIPO	SIMBOLOGIA	DESCRIPCION
CUADRO DE PUERTAS		P = TIPO DE PUERTA ANC = ANCHO ALT = ALTURA
CUADRO DE VENTANAS		V = TIPO DE VENTANA ANC = ANCHO ALT = ALTURA AZR = ALFEIZAR
CAMBIO DE PISO		INDICA CAMBIO DE PISO
TABIQUE DRYWALL		PLANCHA DE YESO
MURO DE ALBAÑILERIA		LADRILLO TARRAJEADO

PROYECTO		VIVIENDA MULTIFAMILIAR	
PLANO		Plantas: Semi-Sótano y 1ER. PISOS	
UBICACION:	AV. HORACIO URTEAGA N° 1877 DISTRITO DE JESUS MARIA, LIMA	LAMINA:	AR-01
PROPIETARIO:	Sr. MARIO TORO FLORES Y SRA.	ARQUITECTO	EDGARDO GERMAN CAMILOAGA APESTEGUI
ESCALA:	1:50	FECHA:	AGOSTO 2013
C.A.P.S. 5991		DEBIDO:	O.F.I.R.
		1 DE 4	



PLANTA PISO TIPICO

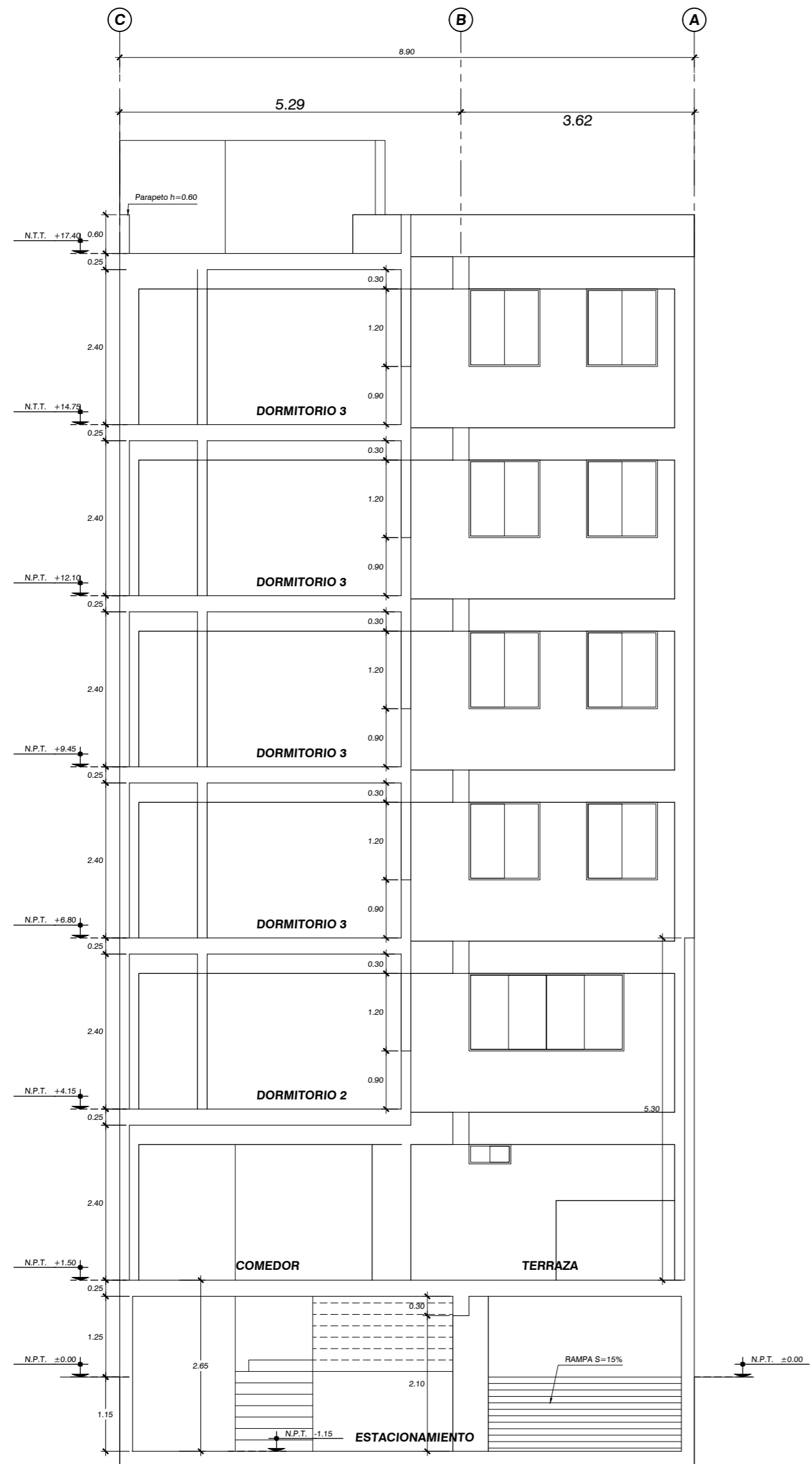


PLANTA AZOTEA

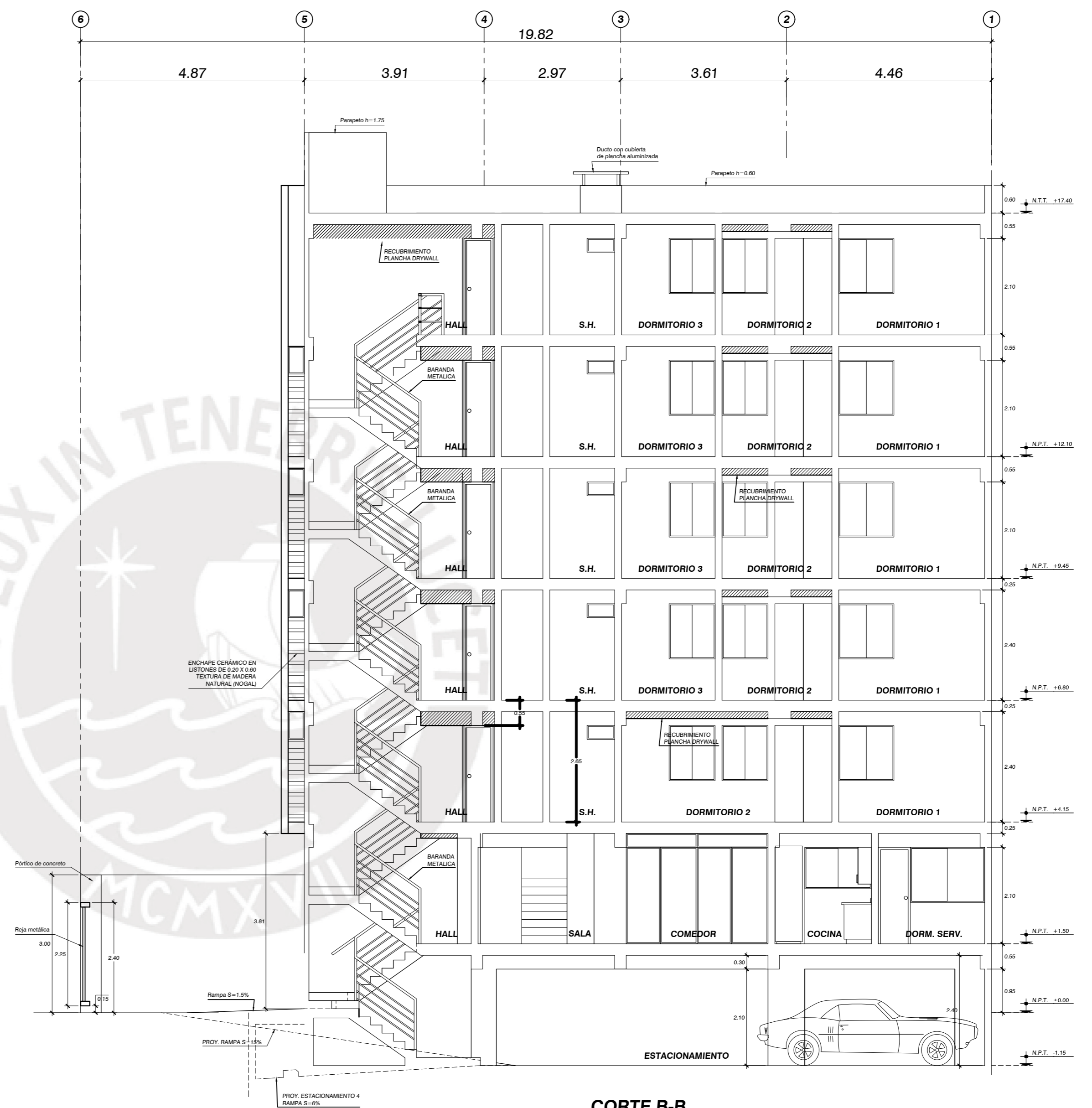
LEYENDA		
TIPO	SIMBOLOGIA	DESCRIPCION
CUADRO DE PUERTAS		P = TIPO DE PUERTA ANC = ANCHO ALT = ALTURA
CUADRO DE VENTANAS		V = TIPO DE VENTANA ANC = ANCHO ALT = ALTURA AZR = ALFEIZAR
CAMBIO DE PISO		INDICA CAMBIO DE PISO
TABIQUE DRYWALL		PLANCHA DE YESO
MURO DE ALBAÑILERIA		LADRILLO TARRAJEADO

PROYECTO		VIVIENDA MULTIFAMILIAR	
PLANO		Planta Típica 2°, 3°, 4° y 5° PISOS / Techo	
UBICACION:	AV. HORACIO URTEAGA N° 1877 DISTRITO DE JESUS MARIA, LIMA	LAMINA:	AR-02
PROPIETARIO:	Sr. MARIO TORO FLORES Y SRA.	ARQUITECTO:	
ESCALA:	1:50	FECHA:	AGOSTO 2013
CAP: S991		DEBIDO:	O.F.I.R.
		2 DE 4	



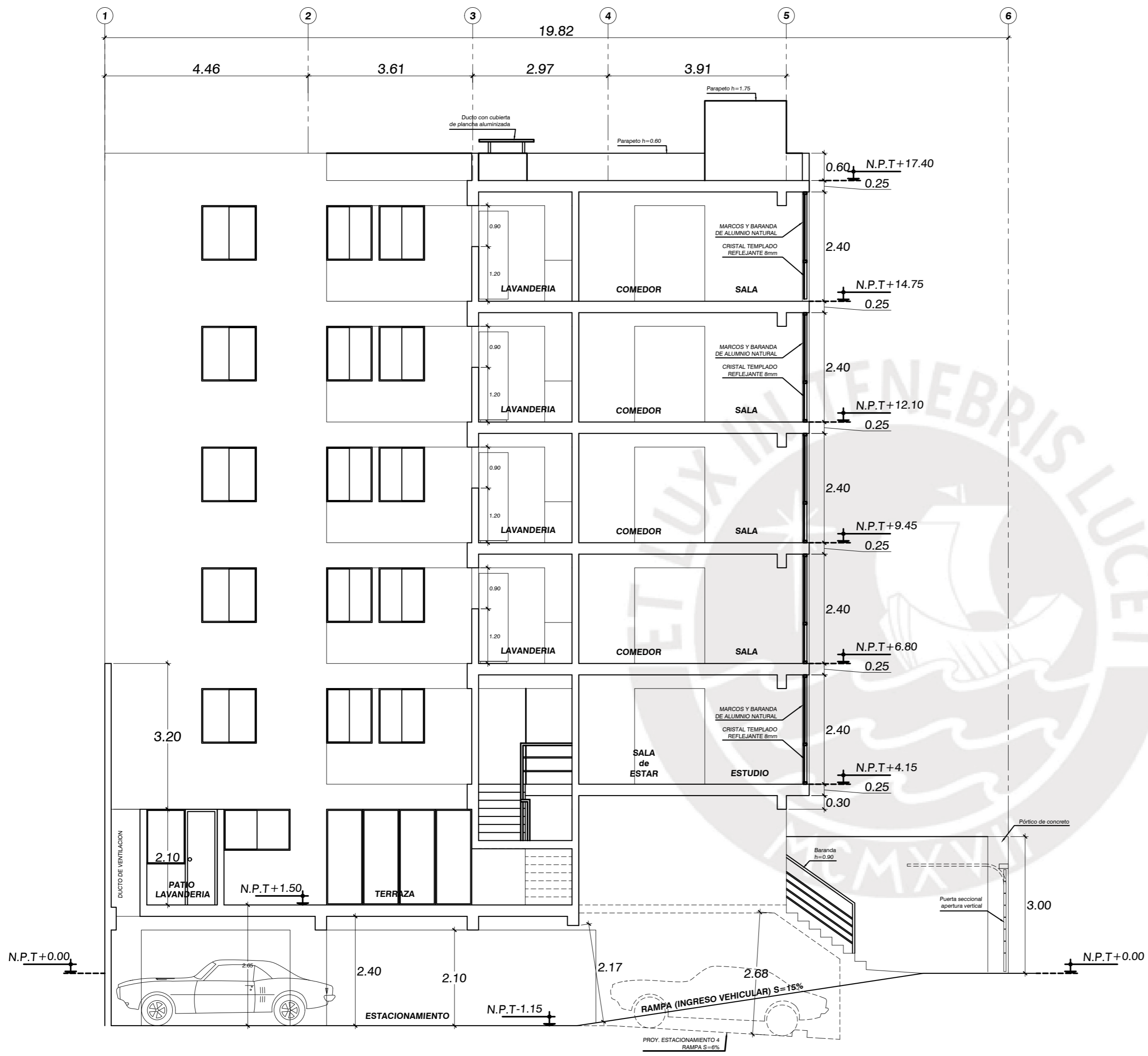


**CORTE A-A**

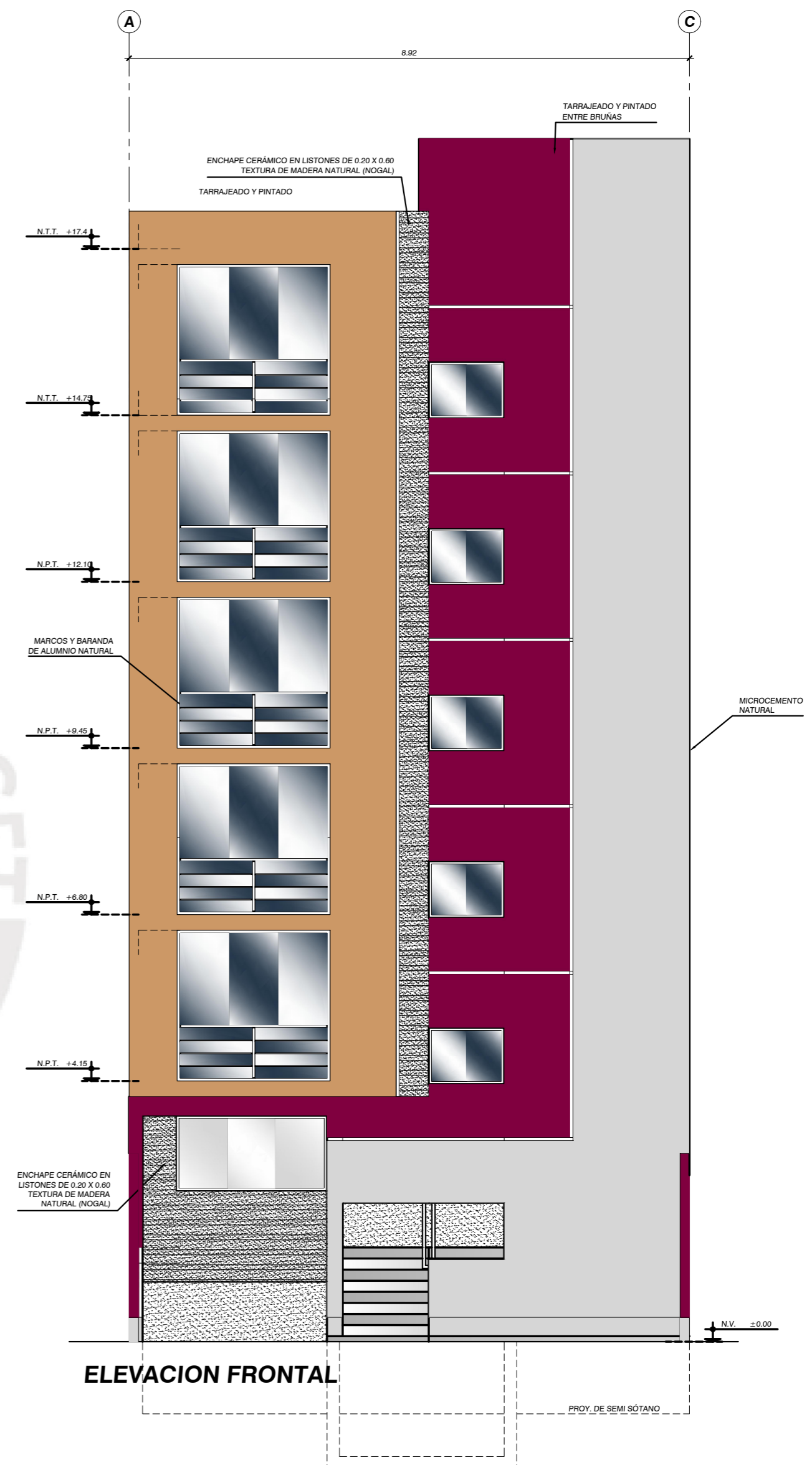


**CORTE B-B**

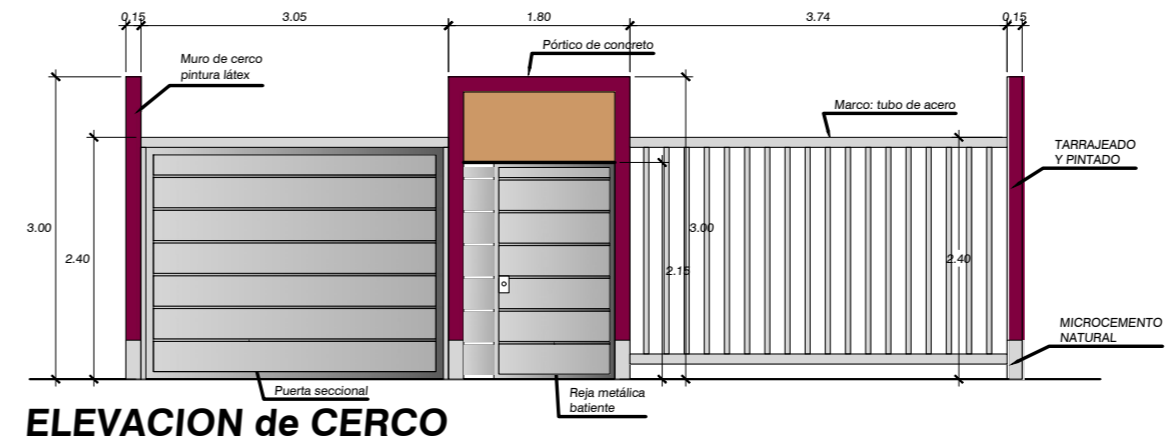
PROYECTO		<b>VIVIENDA MULTIFAMILIAR</b>	
PLANO		<b>CORTES A-A B-B</b>	
UBICACION:	AV. HORACIO URTEAGA N° 1877 DISTRITO DE JESUS MARIA, LIMA	LAMINA:	<b>AR-03</b>
PROPIETARIO:	Sr. MARIO TORO FLORES Y SRA.	FECHA:	
EDGARDO GERMAN CAMILOAGA APESTEGUI ARQUITECTO	ESCALA:	1:50	3 DE 4
C.A.P.S.0991	FECHA:	AGOSTO 2013	O.F.I.R.



**CORTE C-C**

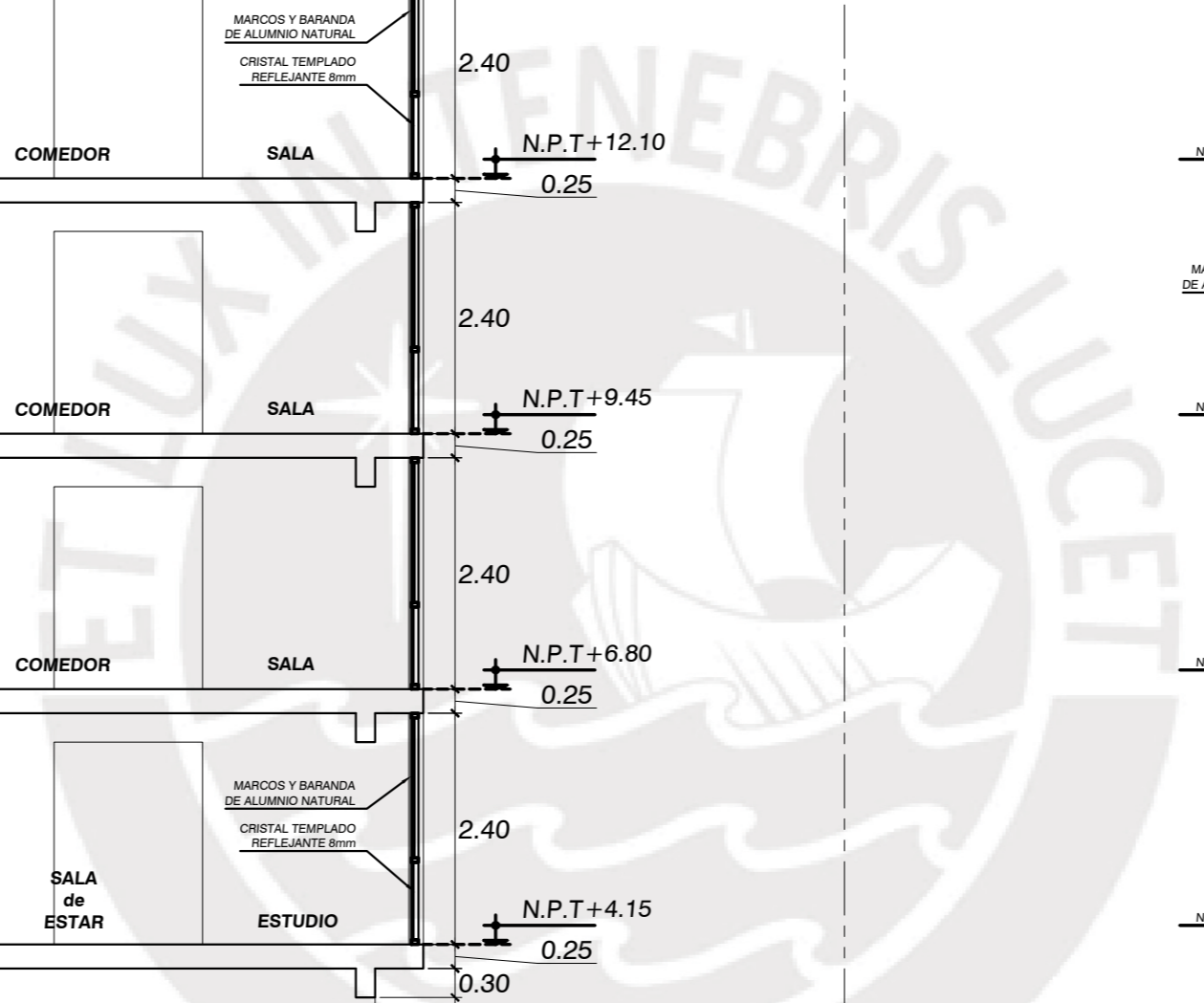


**ELEVACION FRONTAL**



**ELEVACION de CERCO**

PROYECTO	VIVIENDA MULTIFAMILIAR		
PLANO	CORTE C-C - ELEVACION		
EDIFICACION	AV. HORACIO URTEAGA N° 1877	DISTRITO DE JESUS MARIA, LIMA	LAMINA:
PROPIETARIO	Sr. MARIO TORO FLORES Y SRA.		<b>AR-04</b>
ESCALA:	1:50	FECHA:	AGOSTO 2013
DIBUJO:	O.F.I.R.	4 DE 4	

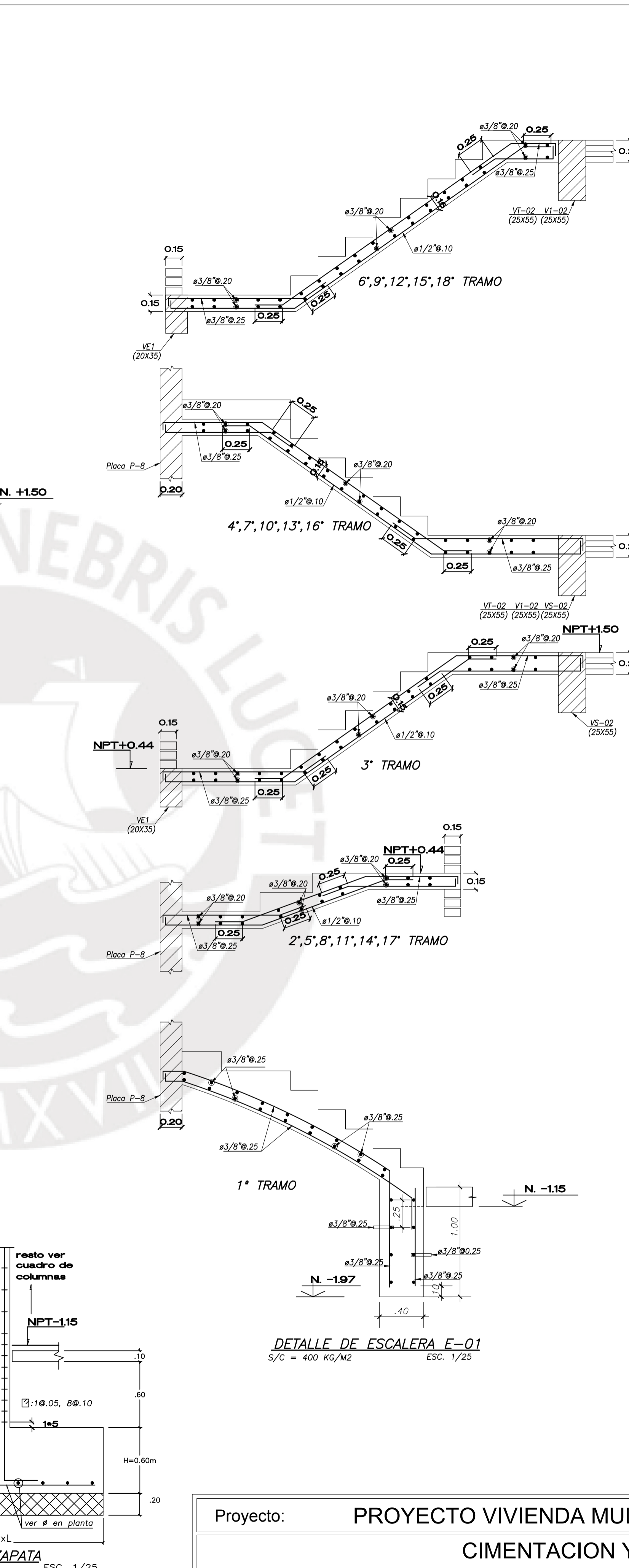
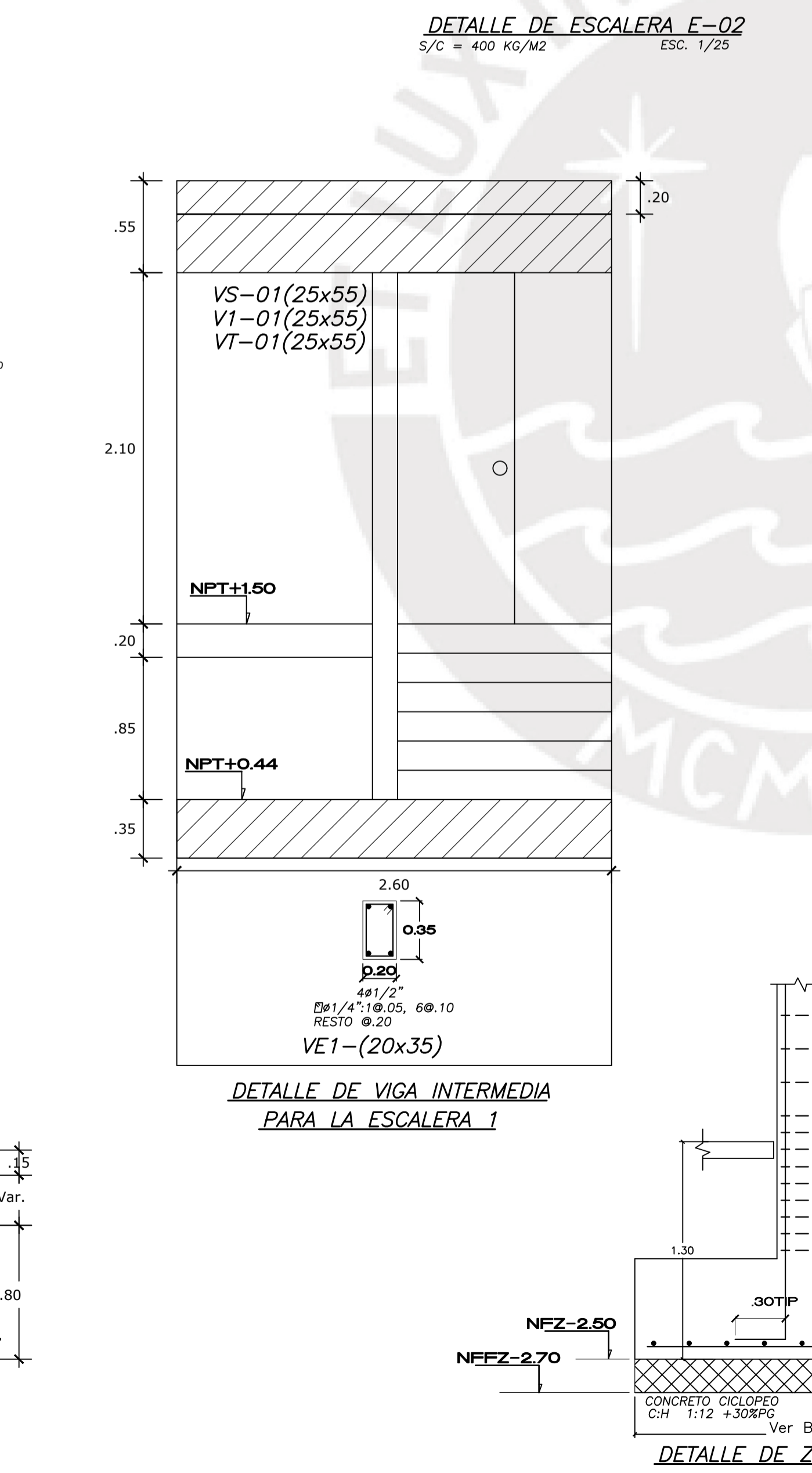
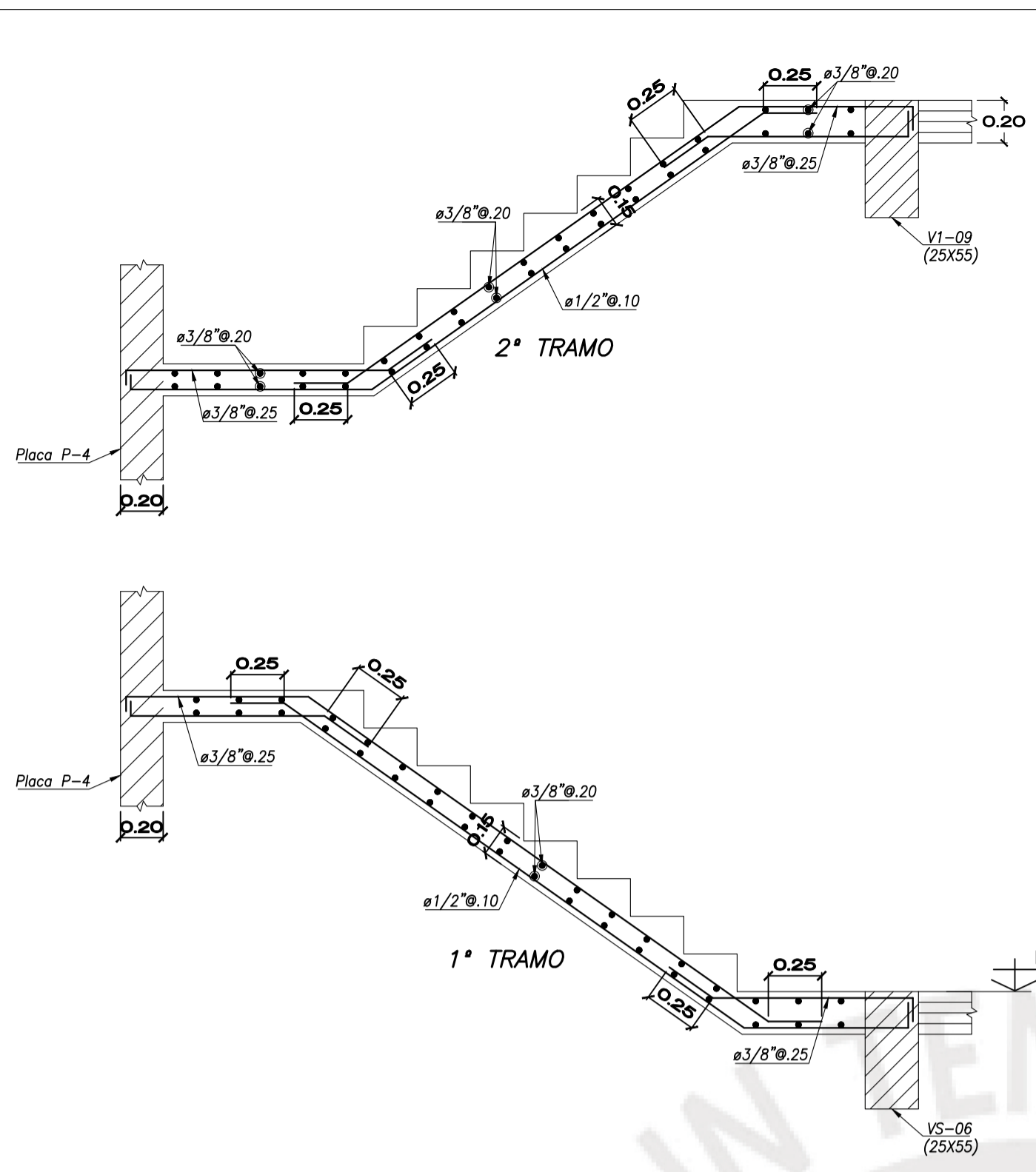
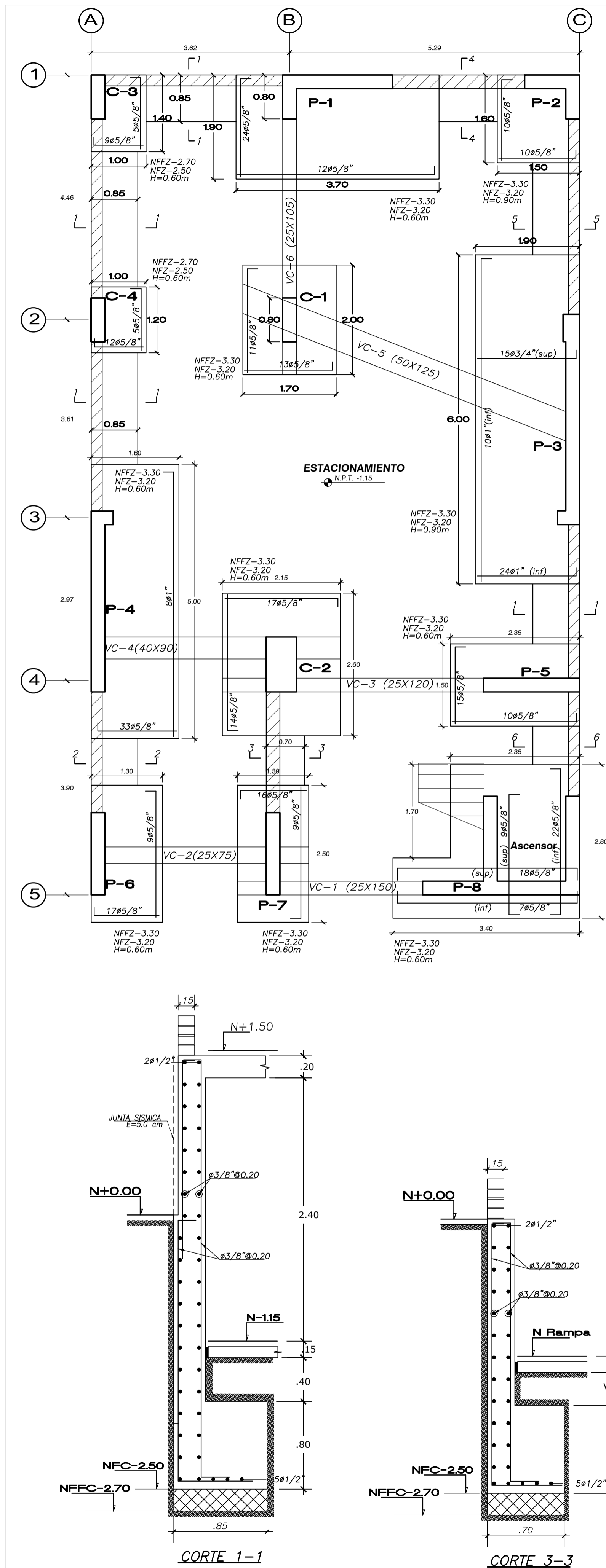


**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ  
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PONTIFICIA  
UNIVERSIDAD  
CATÓLICA  
DEL PERÚ**

# **ANEXO PLANOS DE ESTRUCTURAS**



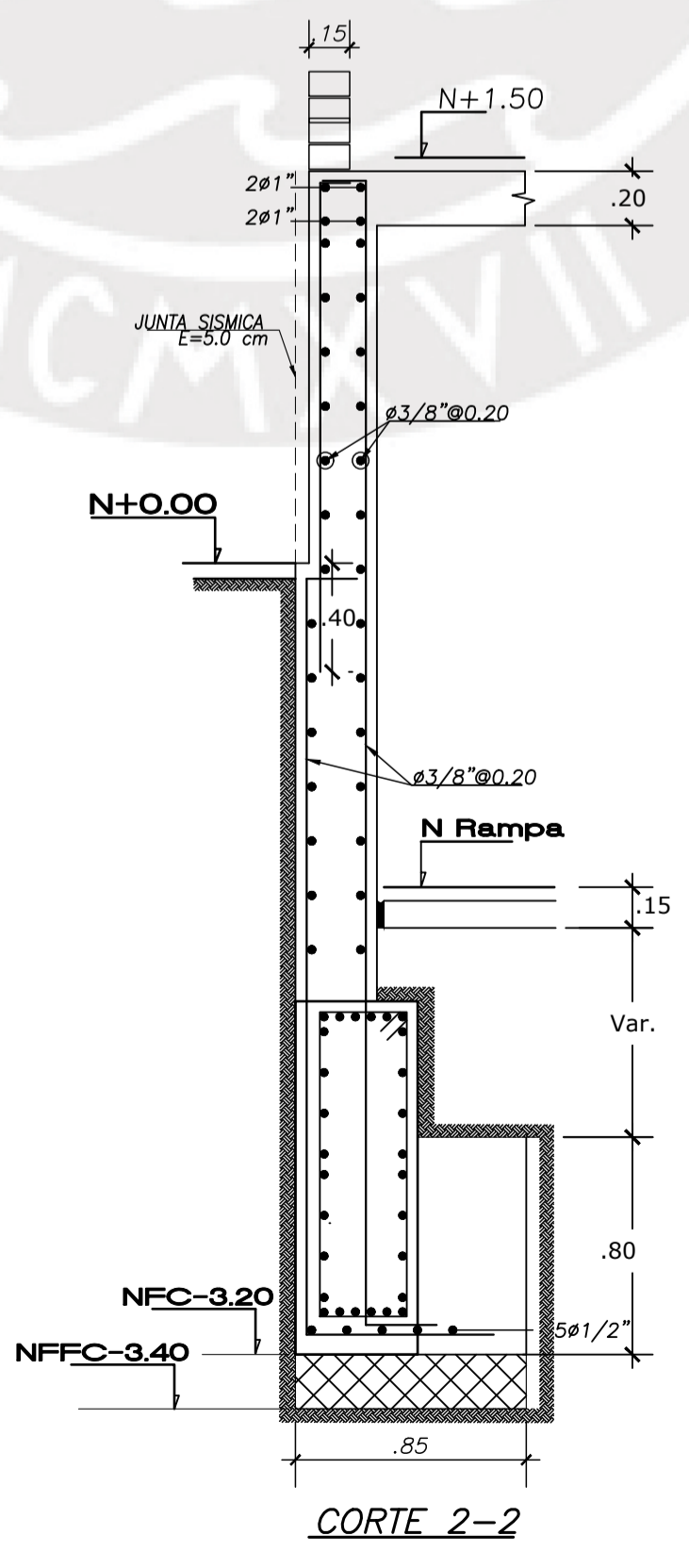
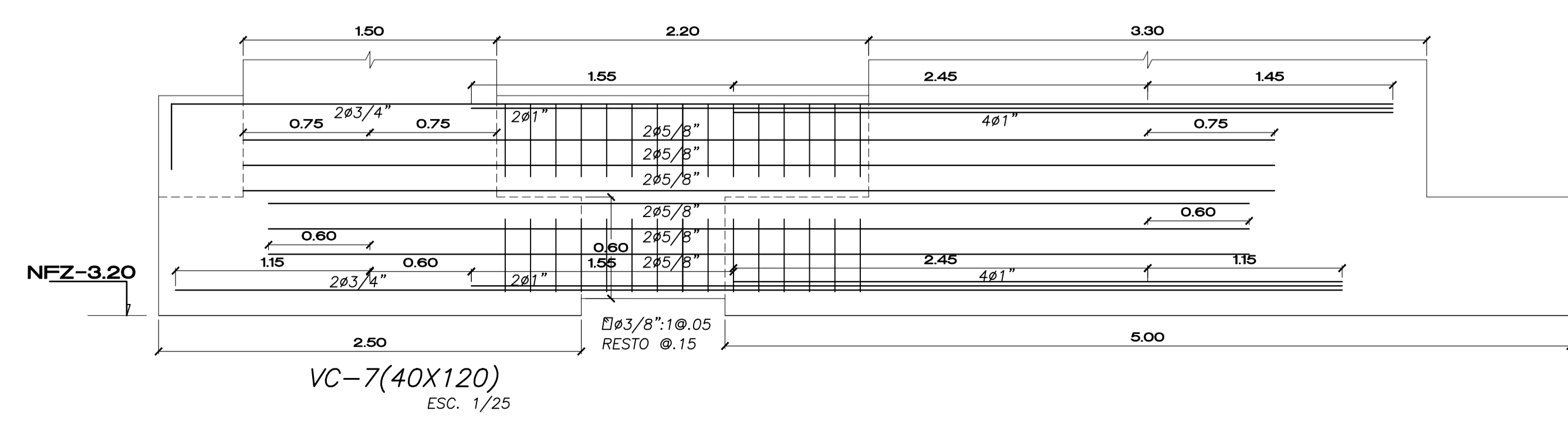
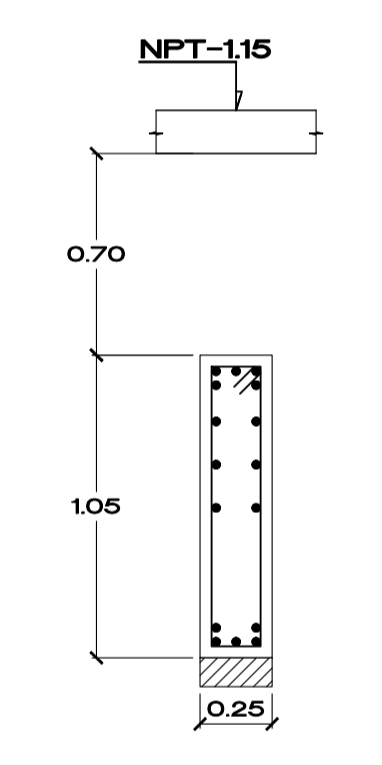
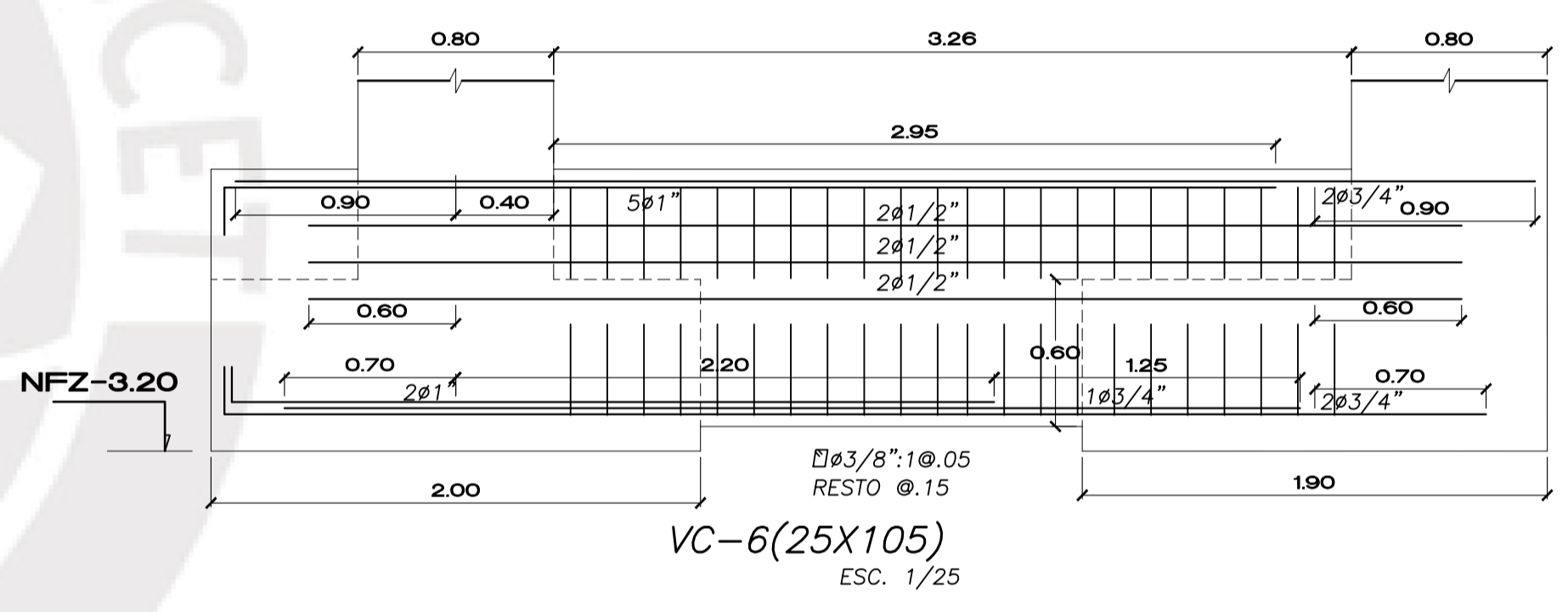
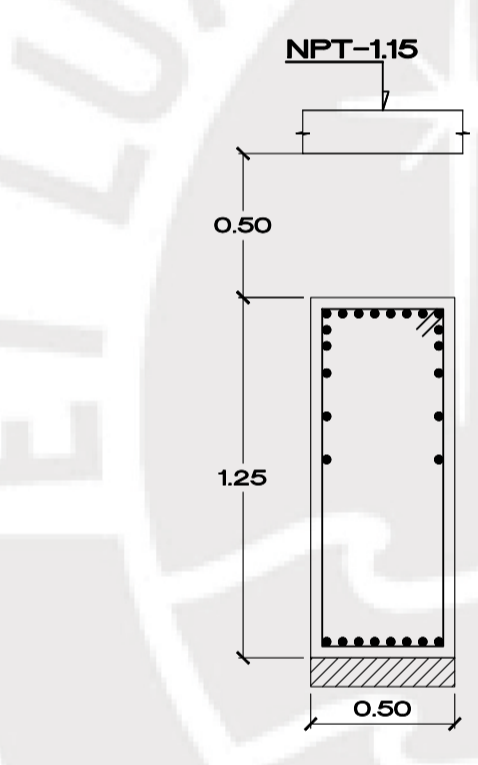
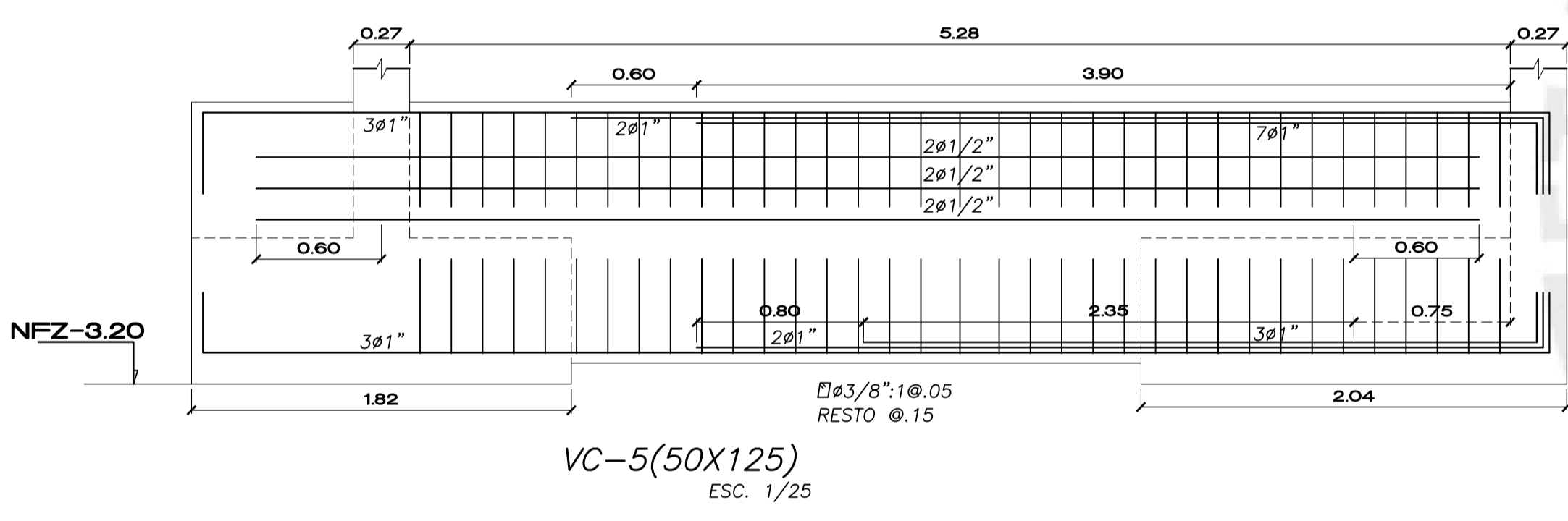
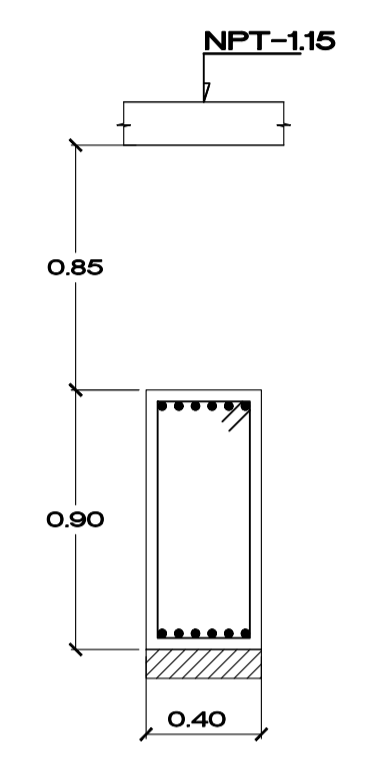
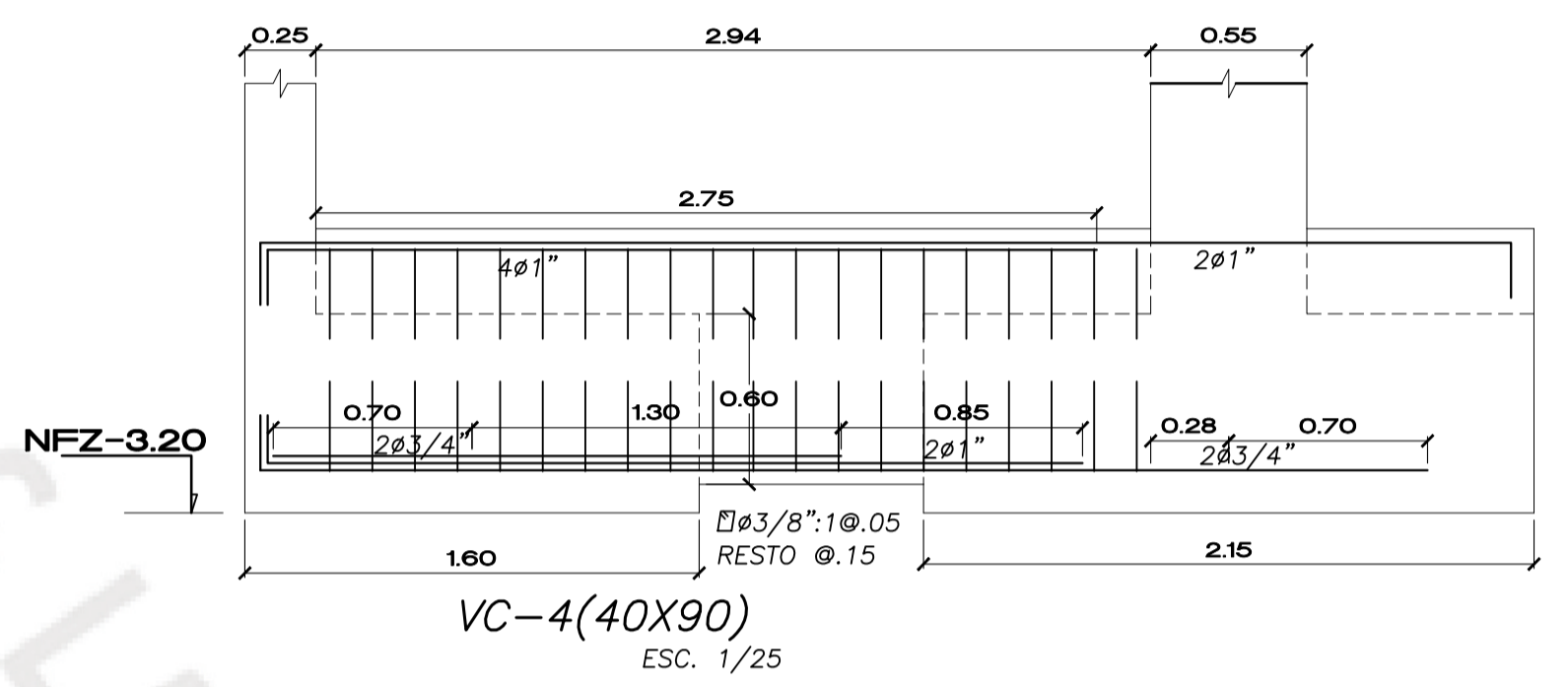
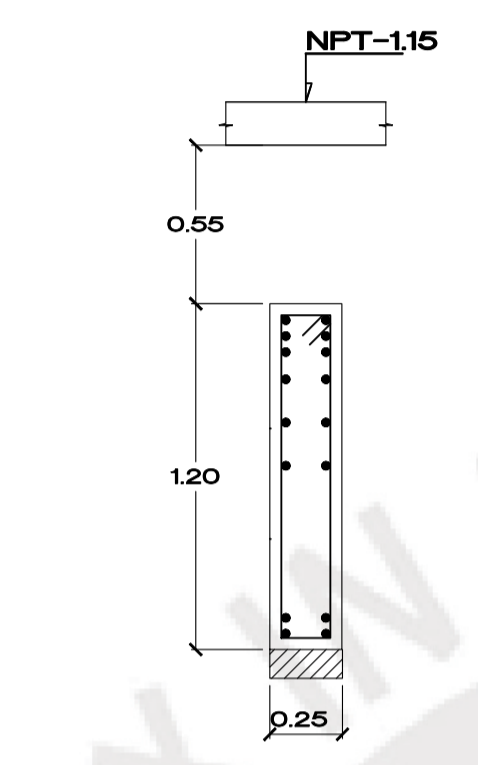
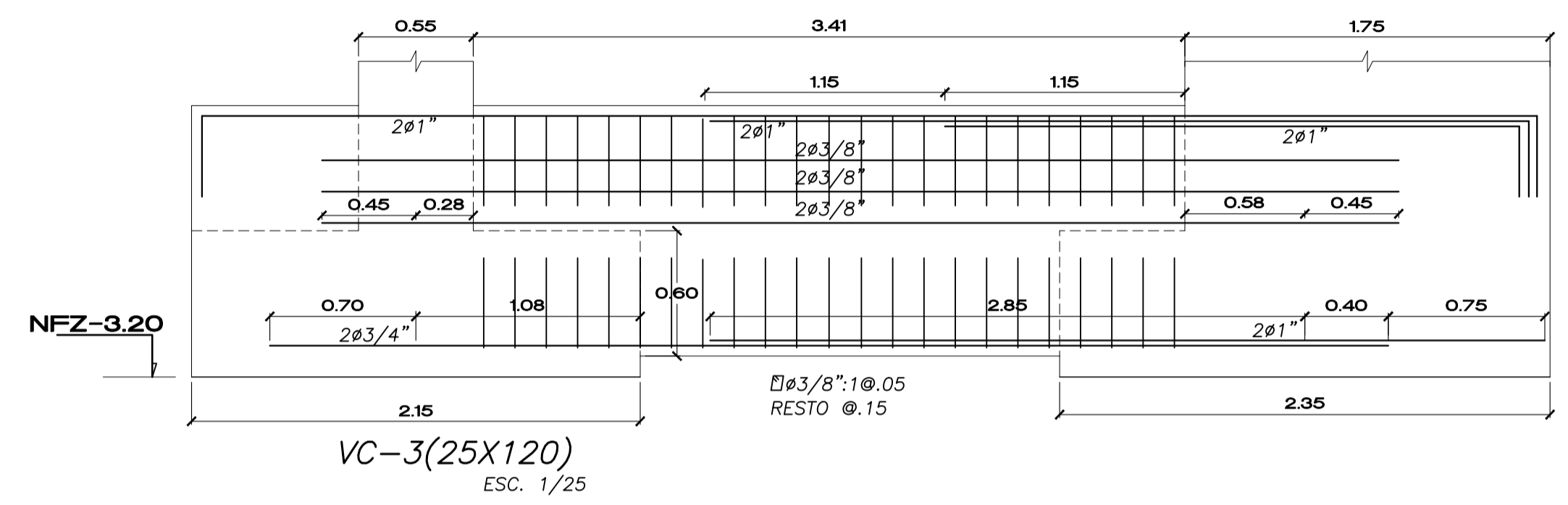
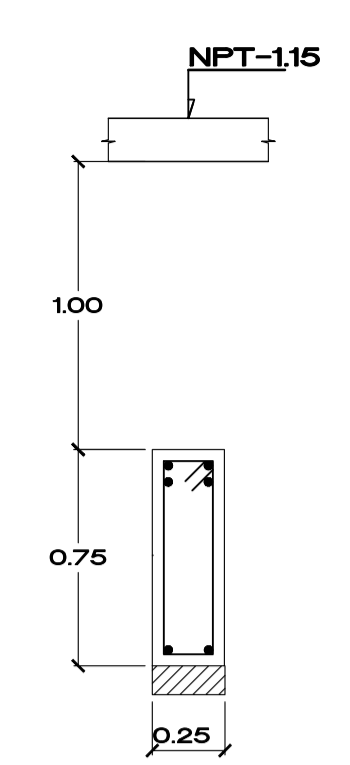
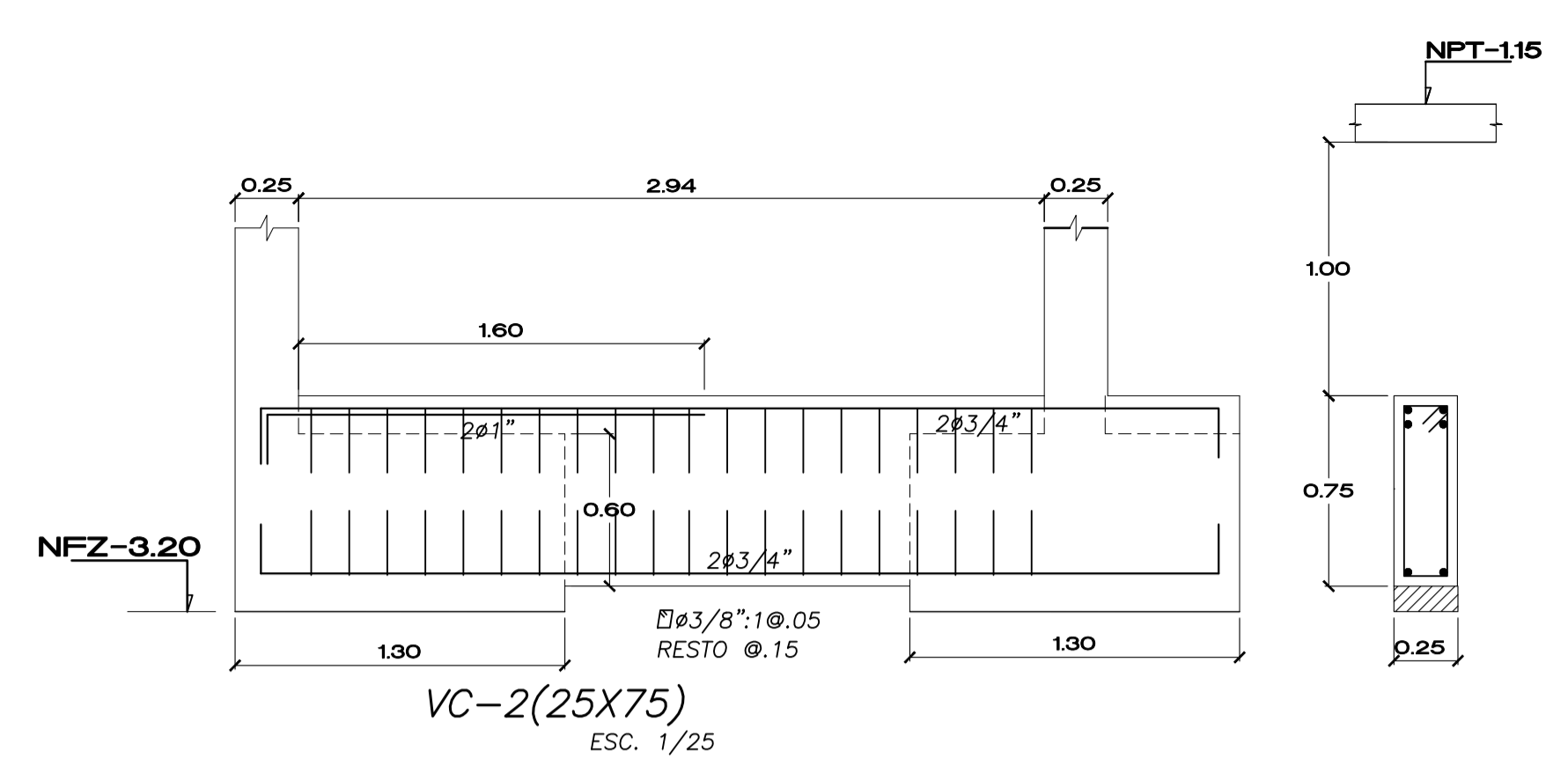
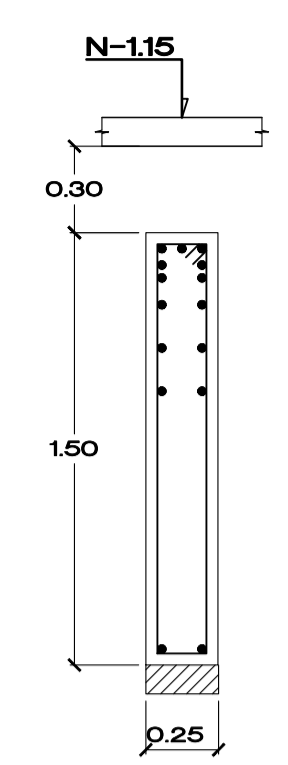
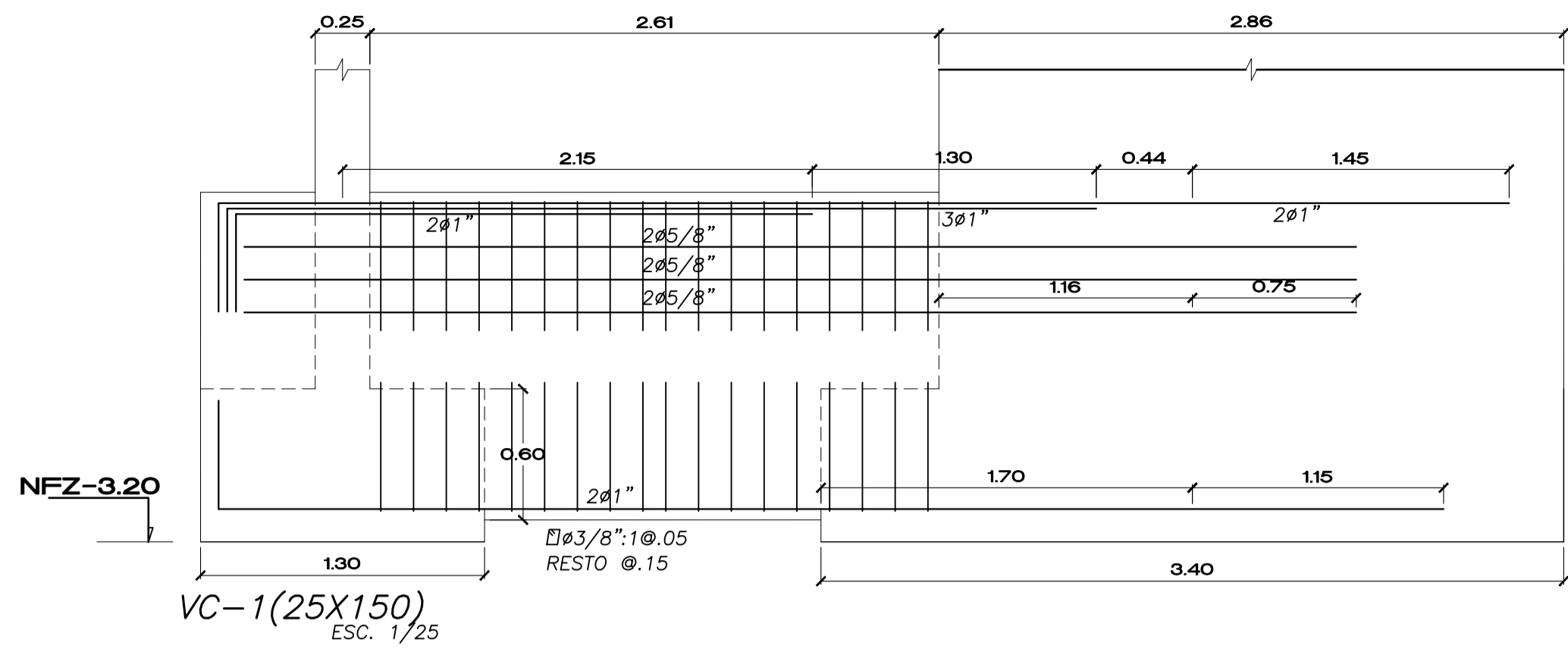
**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

- CONCRETO:**
  - Solado de Concreto.  $f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$
  - Concreto armado.  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
  - Cemento. Tipo I.
- ACERO:**
  - Barra corrugada con resalte Grado 60 ASTM A615  $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$
- ALBAÑILERIA:**
  - Ladrillo solidos, % max. de vacios 30%, tipo IV  $f'_m = 65 \text{ Kg/cm}^2$
  - Mortero de asentado 1 : 4 de cemento y arena
  - Maximo espesor de junta 1.5 cm.
- RECUBRIMIENTOS:**
  - Superficie en contacto con terreno o agua 7.5 cm.
  - Superficies sobre solado 5.0 cm.
  - Columnas estructurales y Vigas peraltadas 4.0 cm.
  - Losas macizas, Muros y Escaleras (Salvo indicacion expresa) 2.0 cm.
- NORMAS:**
  - Del Reglamento Nacional de Edificaciones
  - E-020
  - E-030
  - E-050
  - E-060
- CONDICIONES DE CIMENTACION:**
  - TIPO DE CIMENTACION : CONFORMADAS POR CIMENTOS CORRIDOS, ZAPATAS AISLADAS ZAPATAS CONECTADAS Y ZAPATAS EXCENTRICAS
  - ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACION: GRAVA ARENOSA POBREMENTE GRADUADA "gp"
  - PROFUNDIDAD MINIMA DE CIMENTACION A -1.50 MTS. DEL N.T.N
  - PRESION ADMISIBLE: ZAPATAS 4.00 KG/CM2
  - TIPO DE SUELO SEGUN NORMA SISMORESISTENTE: FACTOR DE ZONA  $Z=0.45$ , TIPO S1, FACTOR DE SUELO = 1.0,  $T_p=0.40\text{seg}$ ,  $T_L=2.50\text{seg}$ .
- SOBRECARGAS:**
  - INDICADA EN PLANTA
- LONGITUD MINIMA DE TRASLAPES:**

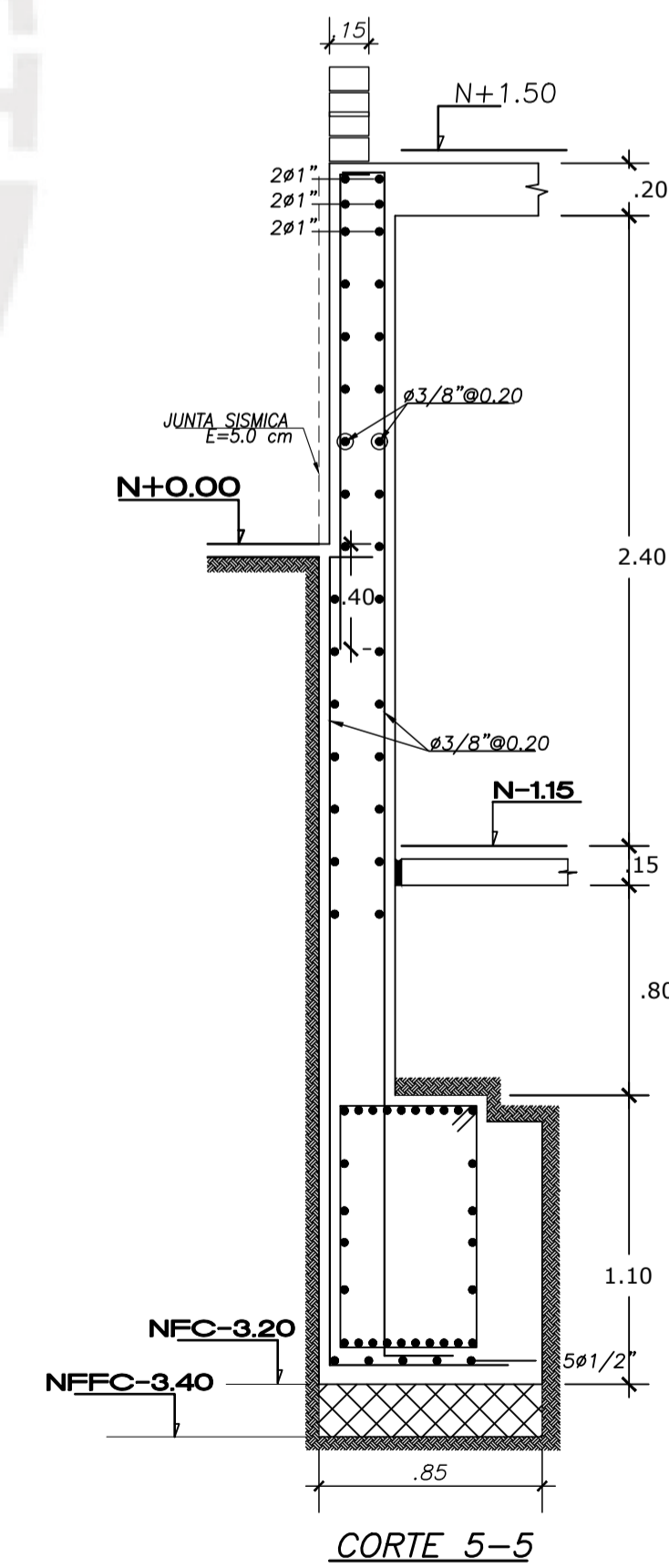
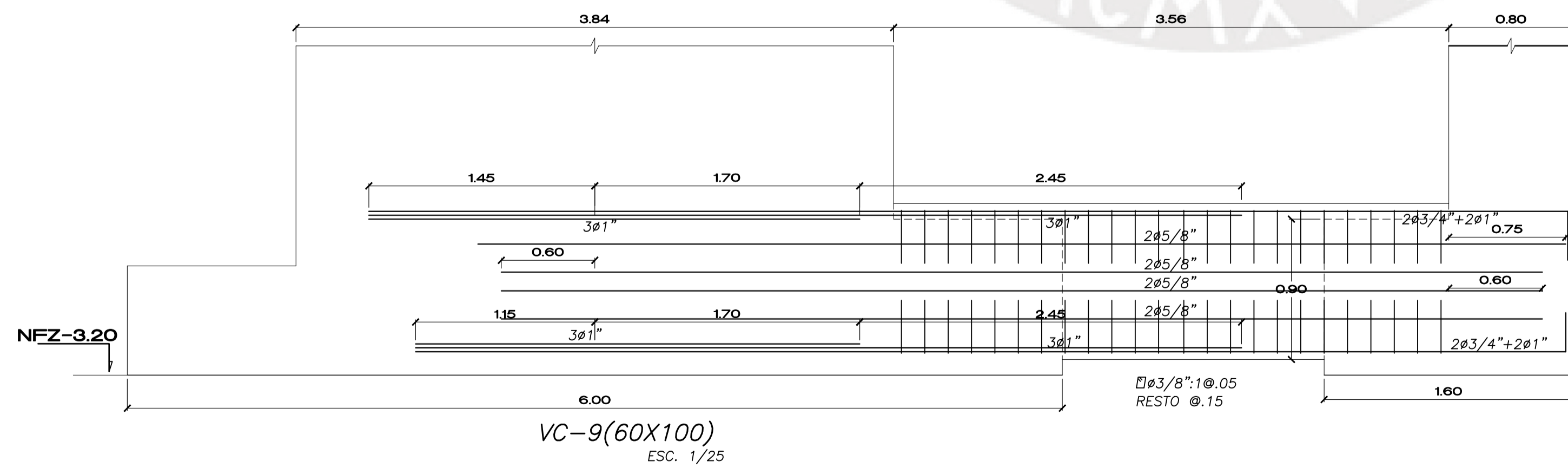
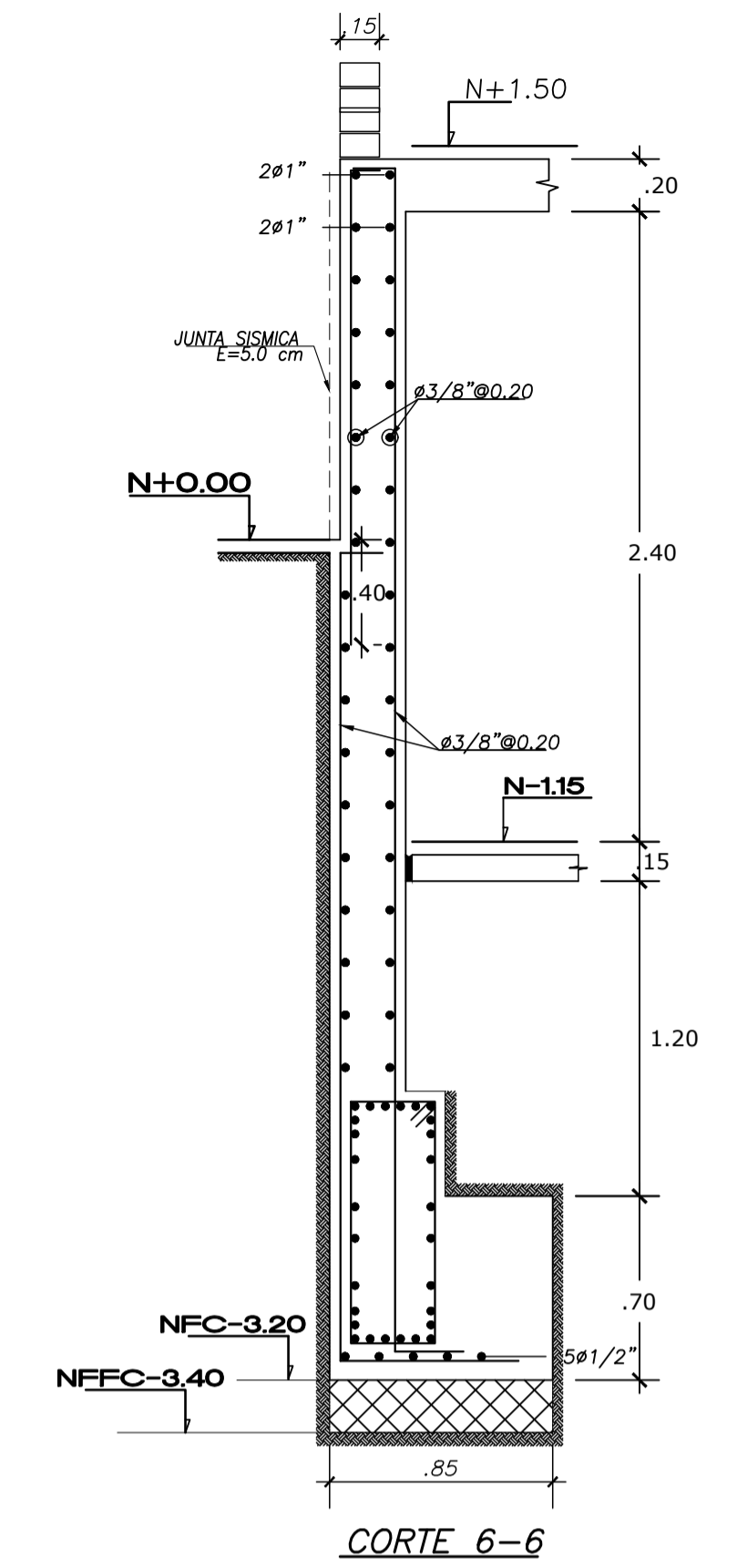
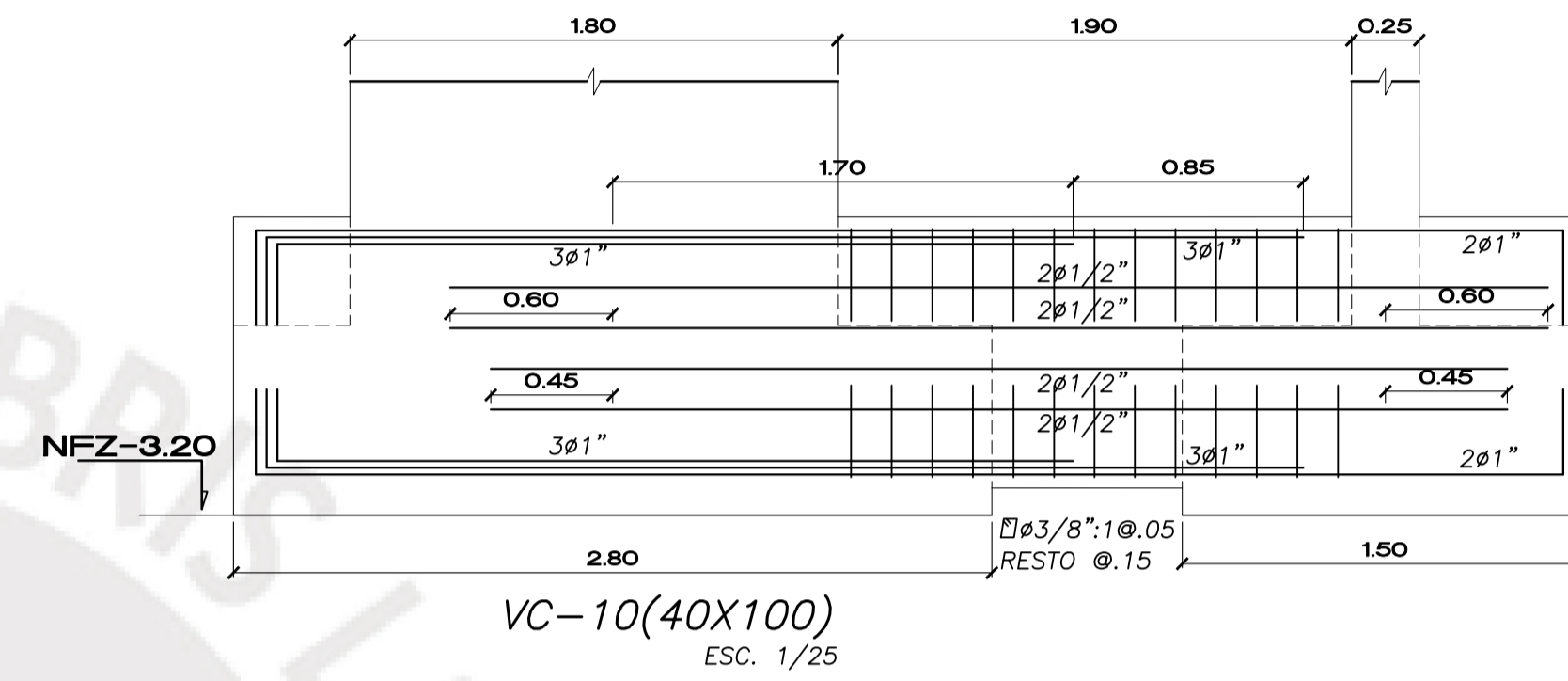
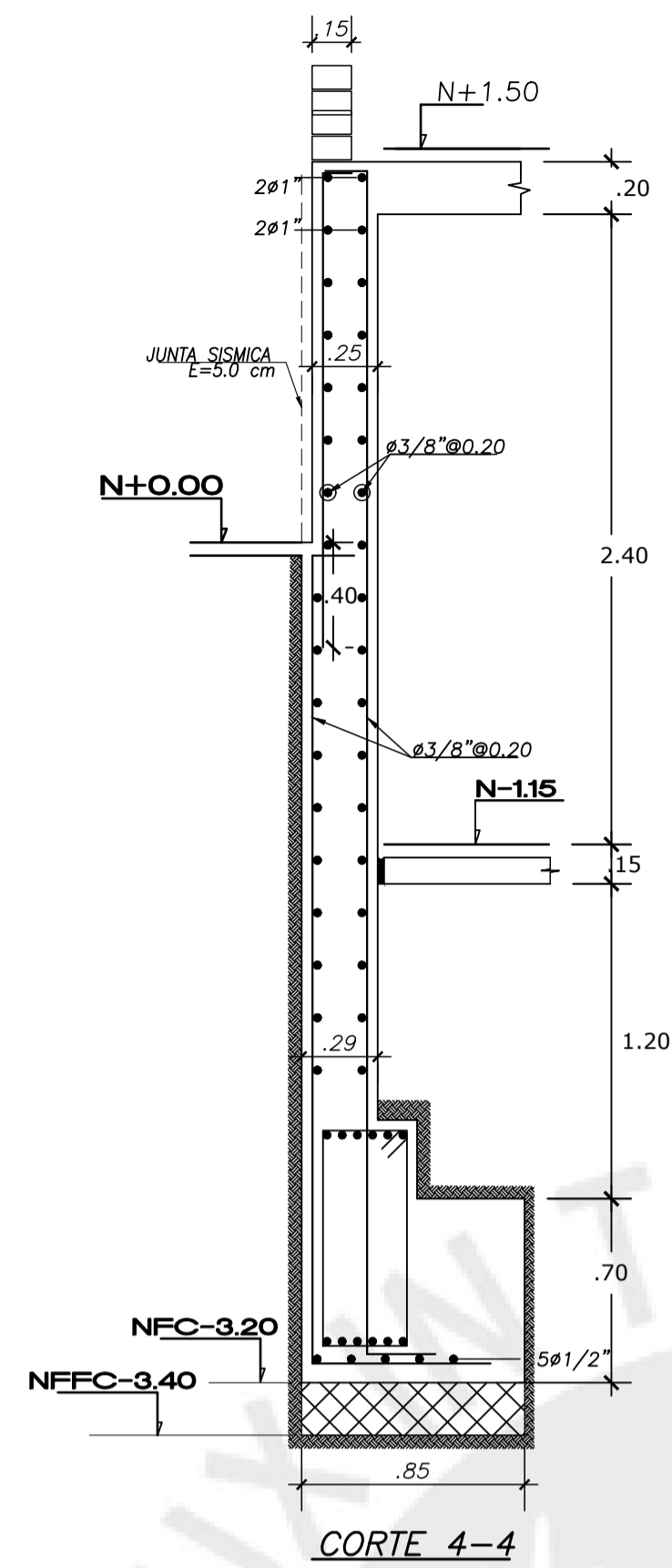
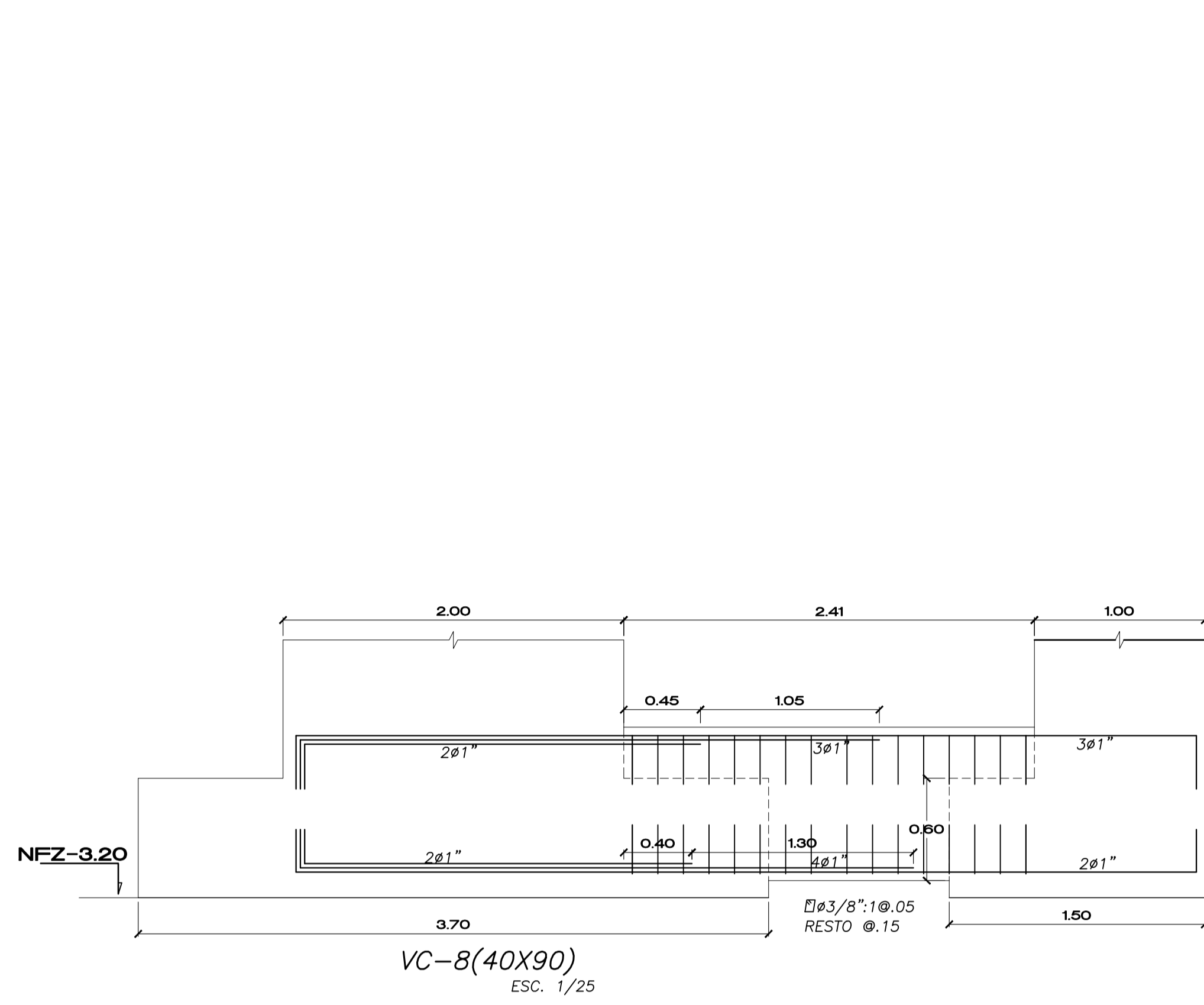
	$F'_c=210 \text{ kg/cm}^2$		
$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$L_t(\text{cm})$	$L_c(\text{cm})$	$L_e(\text{cm})$
3/8"	32	22	42
	30	22	42
1/2"	45	30	56
	33	30	56
5/8"	56	37	70
	42	37	70
3/4"	77	45	100
	59	45	82

$L_t$ =LONGITUD DE DESARROLLO EN TRACCION  
 $L_c$ =LONGITUD DE DESARROLLO EN COMPRESION  
 $L_e$ =LONGITUD DE TRASLAPES EN TRACCION
- SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE**
  - X-X PLACAS Y PÓRTICOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO
  - Y-Y PLACAS Y PÓRTICOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO
- PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO**
  - $v_x/v_y = Z_U S_C P$
- FACTOR DE ZONA (ZONA 4)  $Z = 0.45$
- FACTOR DE SUELO (TIPO S1)  $S = 1.0$ ,  $T_p=0.40\text{seg}$ ,  $T_L=2.50\text{seg}$
- FACTOR DE CATEGORIA (CATEGORIA C)  $U = 1.00$
- FACTOR DE REDUCCION (R<sub>0</sub>)  $R_{0x} = 6.0$ ,  $R_{0y} = 6.0$
- $I_a = 0.9$  : IRREGULARIDAD POR ESQUINAS ENTRANANTES
- $I_p = 1$  : REGULAR
- $R_x = 5.4$  : ESTRUCTURA IRREGULAR
- $R_y = 5.4$  : ESTRUCTURA IRREGULAR
- COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SISMICA**
  - $C_x1 = 2.5$  : PARA  $T < T_p$
  - $C_x2 = 2.5 (T_p/T)$  : PARA  $T_p < T < T_L$
  - $C_x3 = 2.5 (T_p \times T_L / T^2)$  : PARA  $T > T_L$
  - $C_y1 = 2.5$  : PARA  $T < T_p$
  - $C_y2 = 2.5 (T_p/T)$  : PARA  $T_p < T < T_L$
  - $C_y3 = 2.5 (T_p \times T_L / T^2)$  : PARA  $T > T_L$
- PERIODO DE LA ESTRUCTURA**
  - $T_x = 0.379s$ ,  $T_y = 0.253s$
- CORTANTE DE DISEÑO EN LA BASE**
  - $V_x = 141.19 \text{ Tonf}$ ,  $V_y = 141.19 \text{ Tonf}$
- MAXIMOS DESPLAZAMIENTOS**

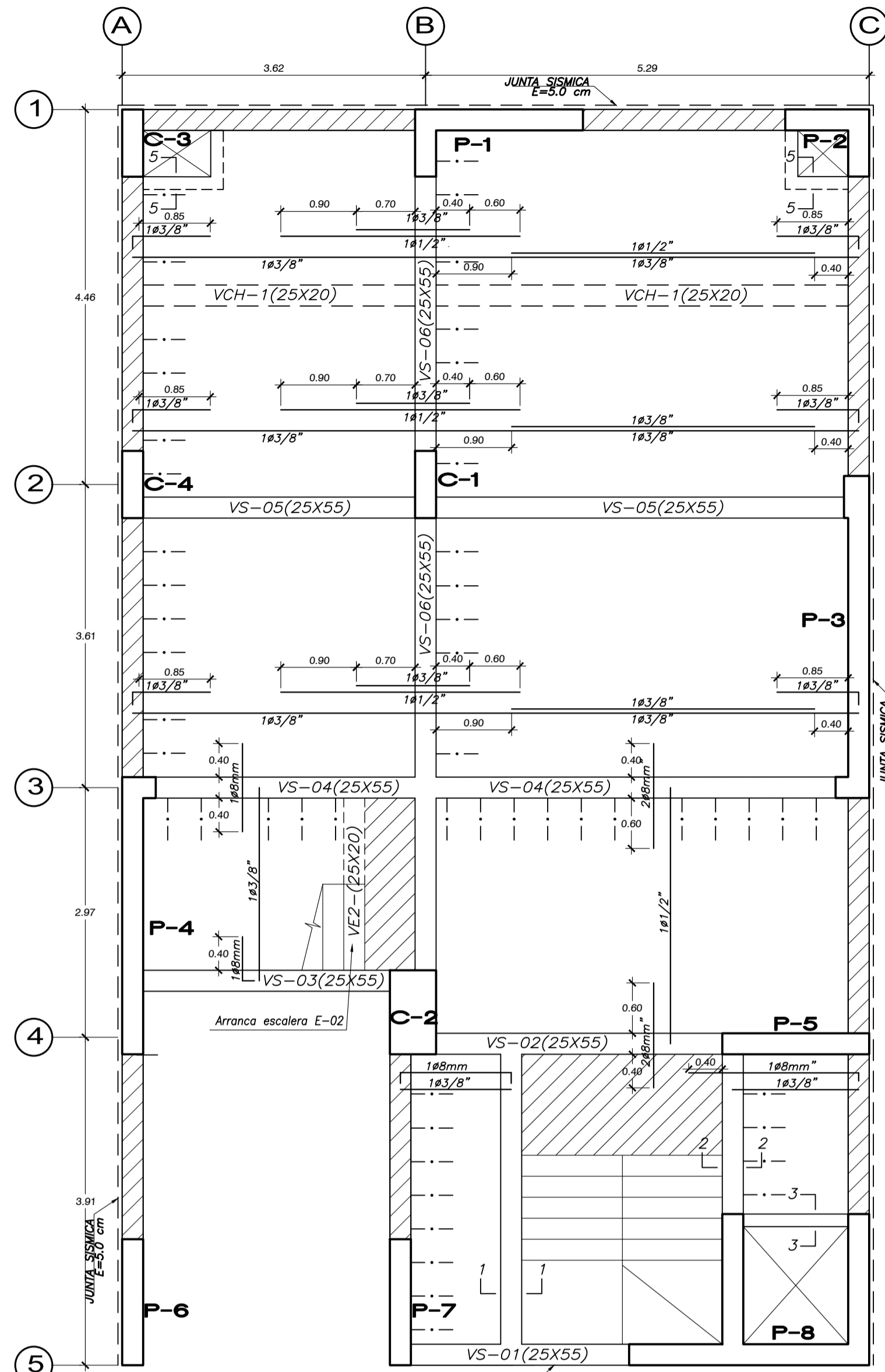
MAX. ABSOLUTO DE AZOTEA	MAX. RELATIVO DE ENTREPISO	DERIVA MAXIMA
$X-X(\text{cm})$	$Y-Y(\text{cm})$	$X-X(\text{cm})$
5.777	2.573	1.198
		0.526
		0.0049
		0.0021
- OTROS**
  - Junto de Separacion Sísmica: 5cm
- OTROS**
  - Para trazado de muros, ver planos de Arquitectura



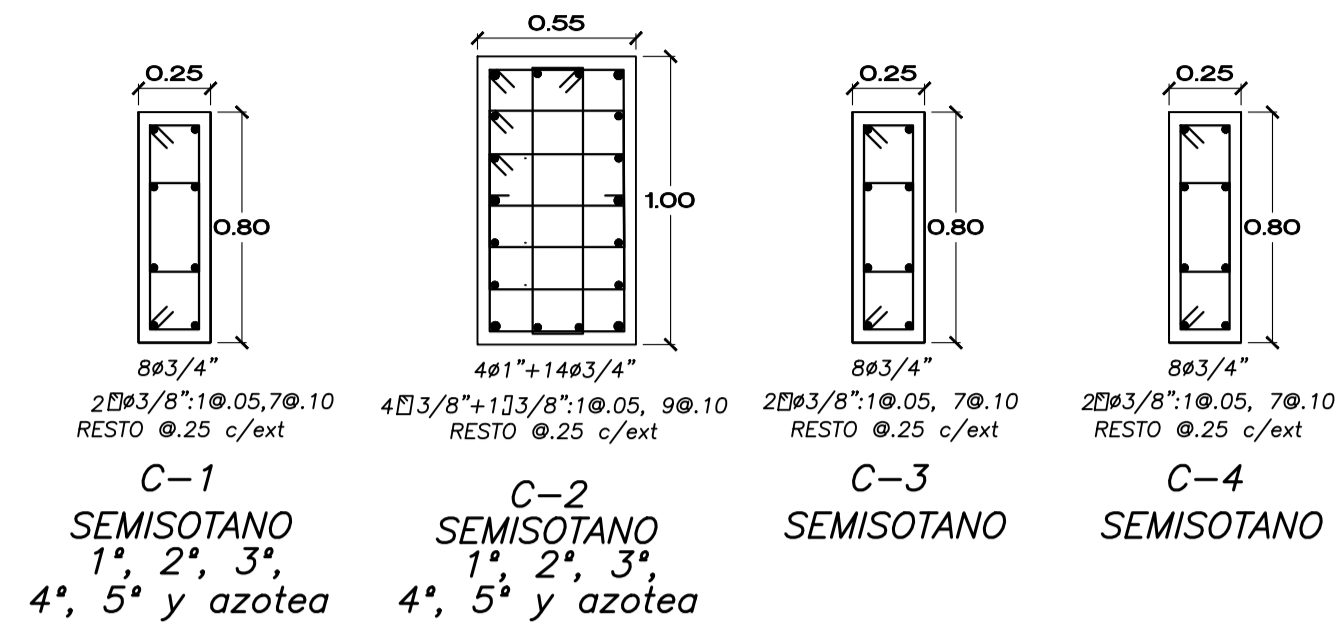
Proyecto:	PROYECTO VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS		E-2
	CIMENTACION Y DETALLES		
Nombre:	Christian Peñaranda Villalobos	Código: 20095874	Esc: 1:50



Proyecto:	PROYECTO VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS		E-3
	CIMENTACION Y DETALLES		
Nombre:	Christian Peñaranda Villalobos	Código: 20095874	Esc: 1:50

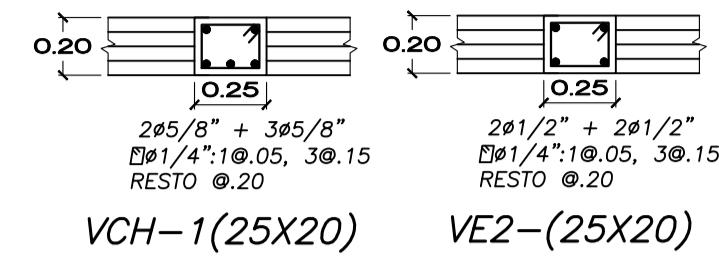


**DETALLE DE COLUMNAS**  
ESC. 1/25



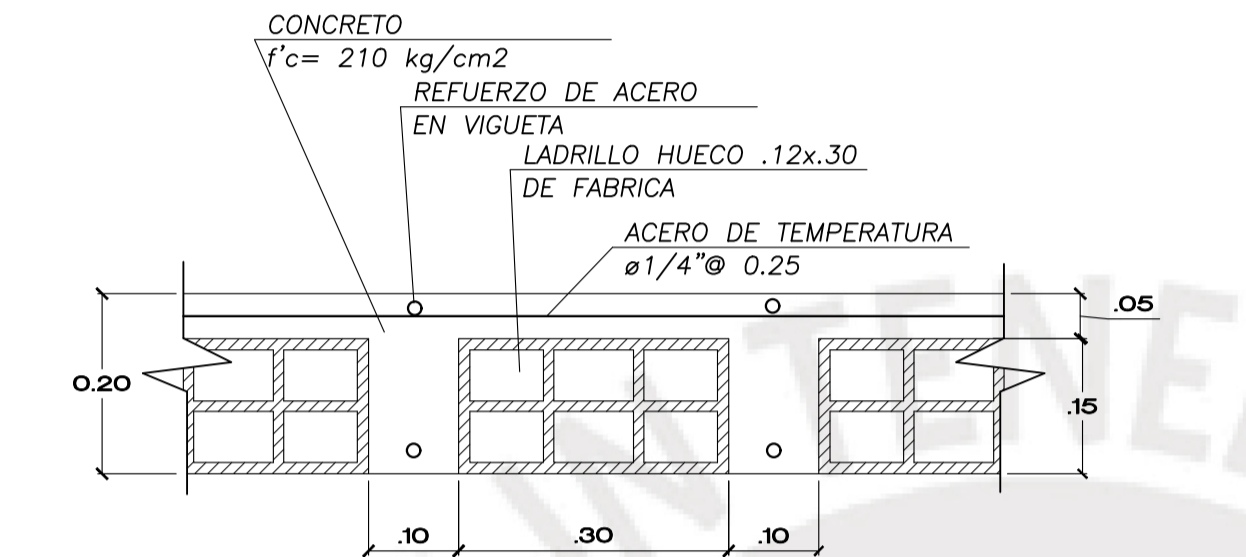
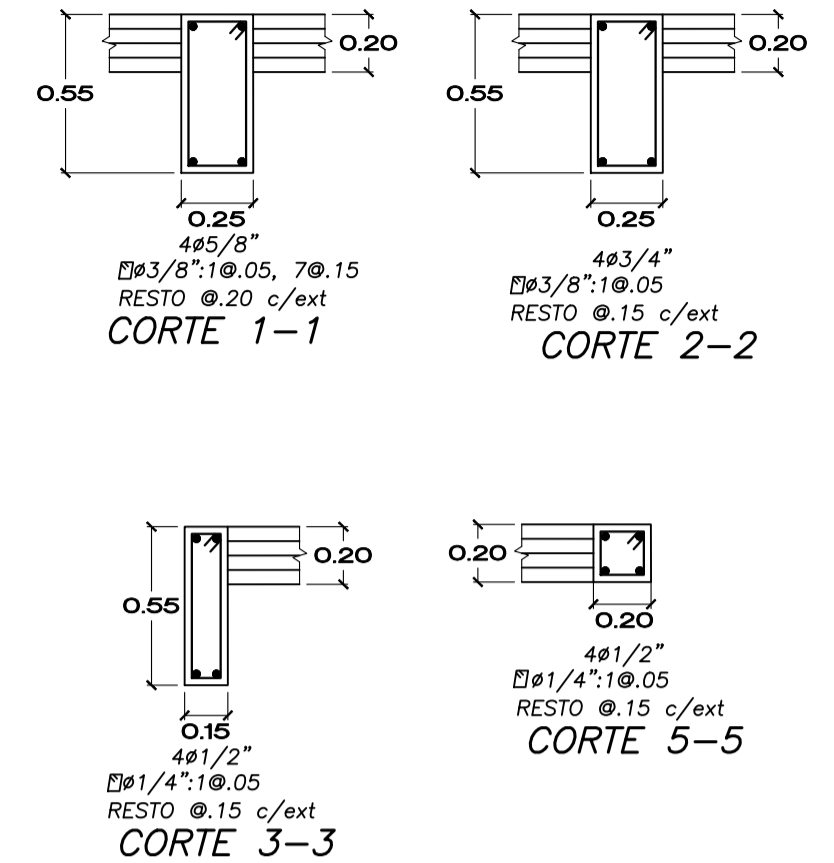
C-1 SEMISOTANO 1°, 2°, 3°, 4°, 5° y azotea  
C-2 SEMISOTANO 1°, 2°, 3°, 4°, 5° y azotea  
C-3 SEMISOTANO  
C-4 SEMISOTANO

**DETALLE DE VIGAS CHATAS**  
ESC. 1/25

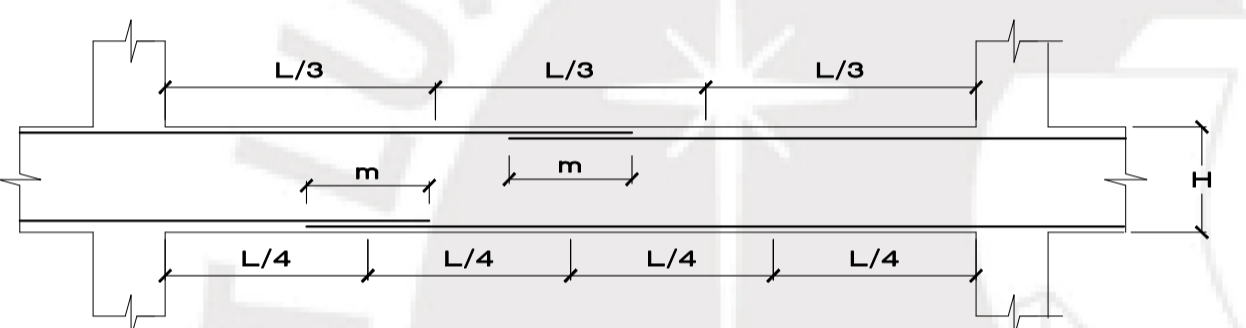


VCH-1(25X20) VE2-(25X20)

**CORTES DE ENCOFRADO**  
ESC. 1/25



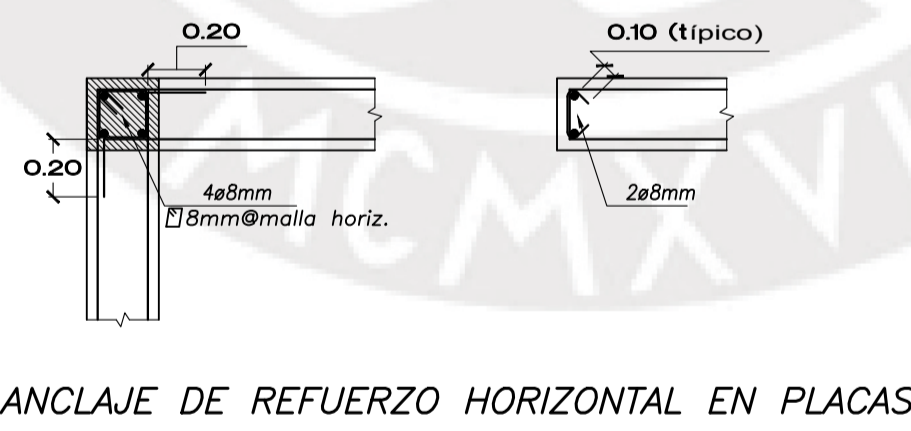
**DETALLE DE ALIGERADO H=0.20**



VALORES m		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
H CUALQUIERA	H<0.30	H<0.30
3/8"	0.40	0.40
1/2"	0.40	0.50
5/8"	0.50	0.60
3/4"	0.60	0.75

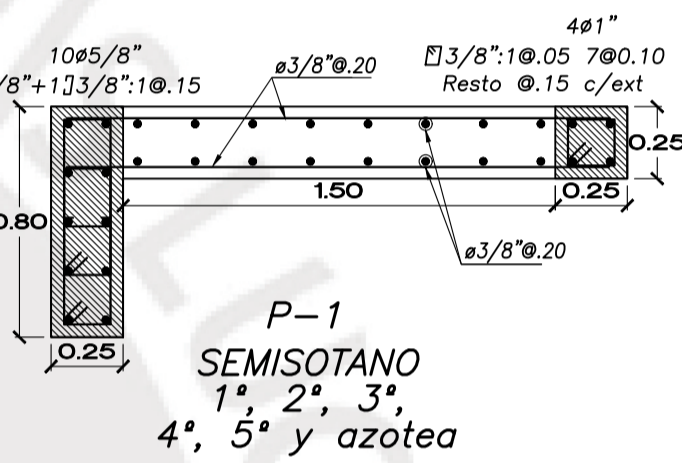
Nota :  
a) No empalmar mas del 50% del area total en una misma seccion.  
b) Para aligerados y vigas chatas, el acero interior se empalmara sobre los apoyos, siendo la longitud de empalme igual a 25 cm. para 3/8" y 35 cm para 1/2" o 5/8".

**EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS**

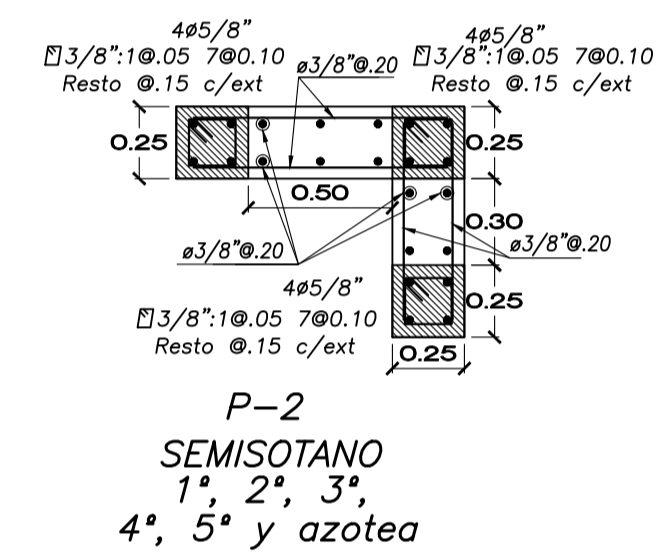


ANCLAJE DE REFUERZO HORIZONTAL EN PLACAS

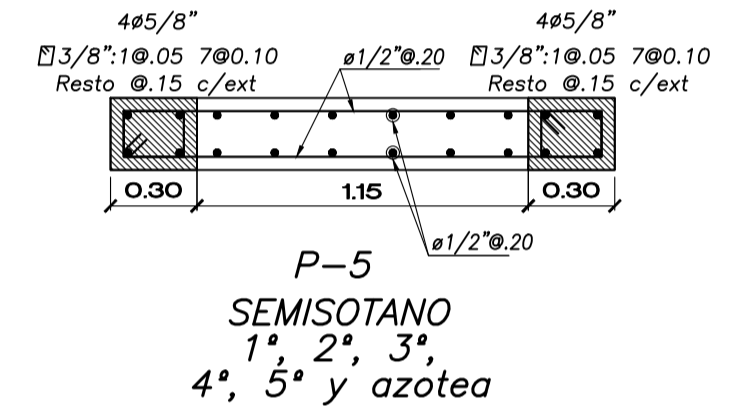
**DETALLE DE PLACAS**  
ESC. 1/25



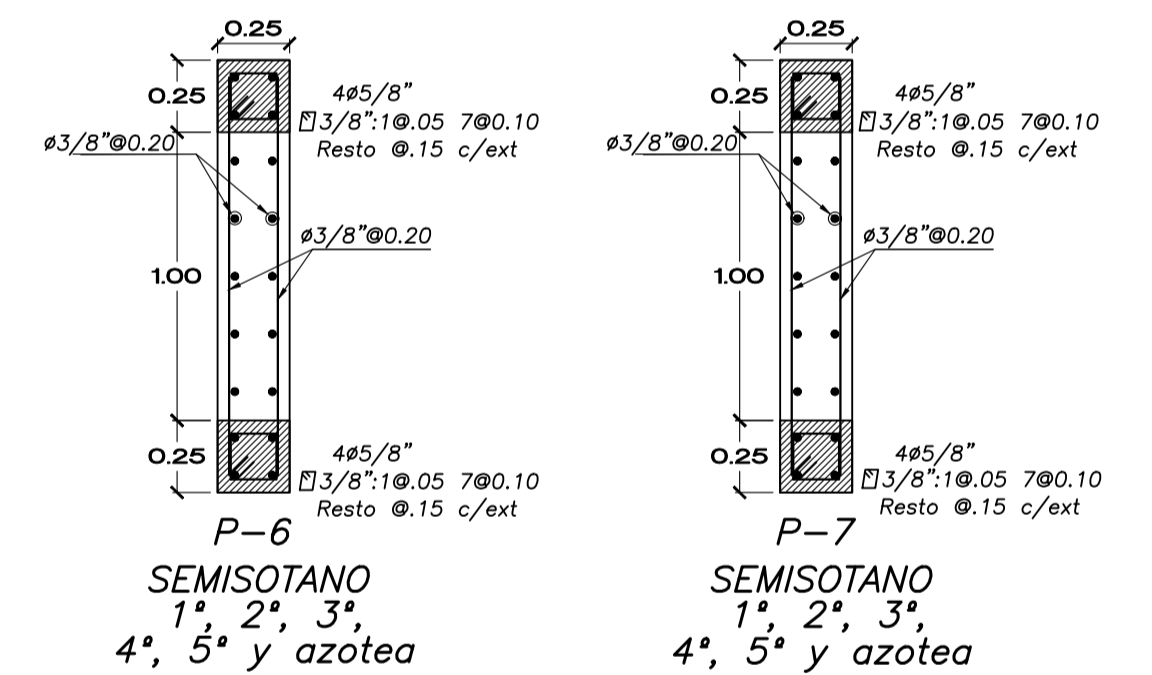
P-1 SEMISOTANO 1°, 2°, 3°, 4°, 5° y azotea



P-2 SEMISOTANO 1°, 2°, 3°, 4°, 5° y azotea

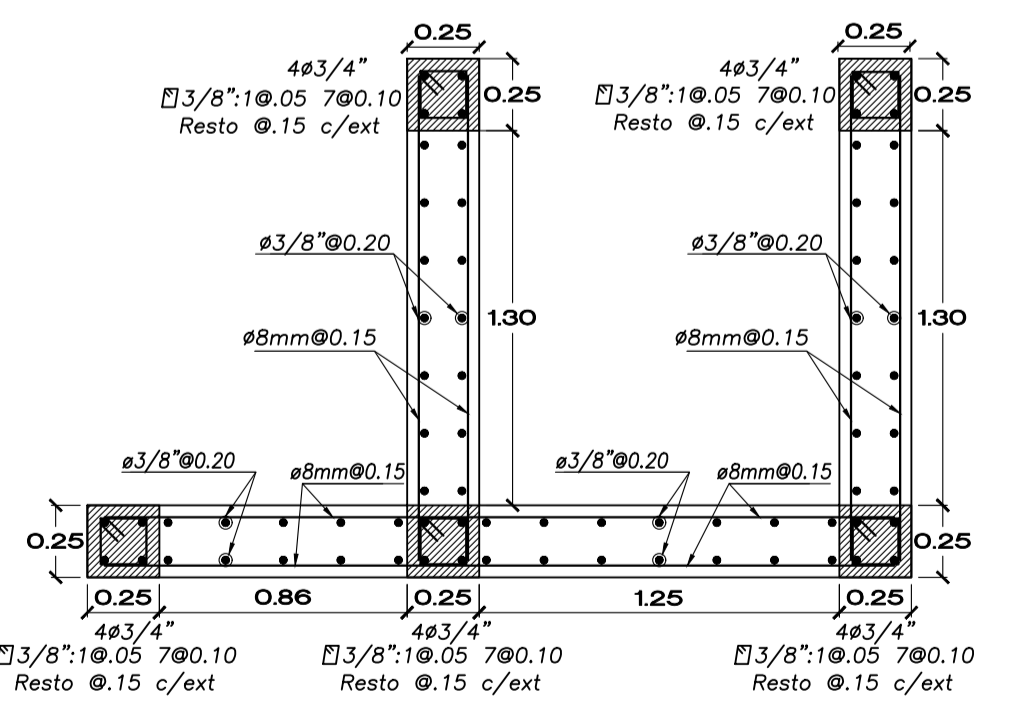


P-5 SEMISOTANO 1°, 2°, 3°, 4°, 5° y azotea



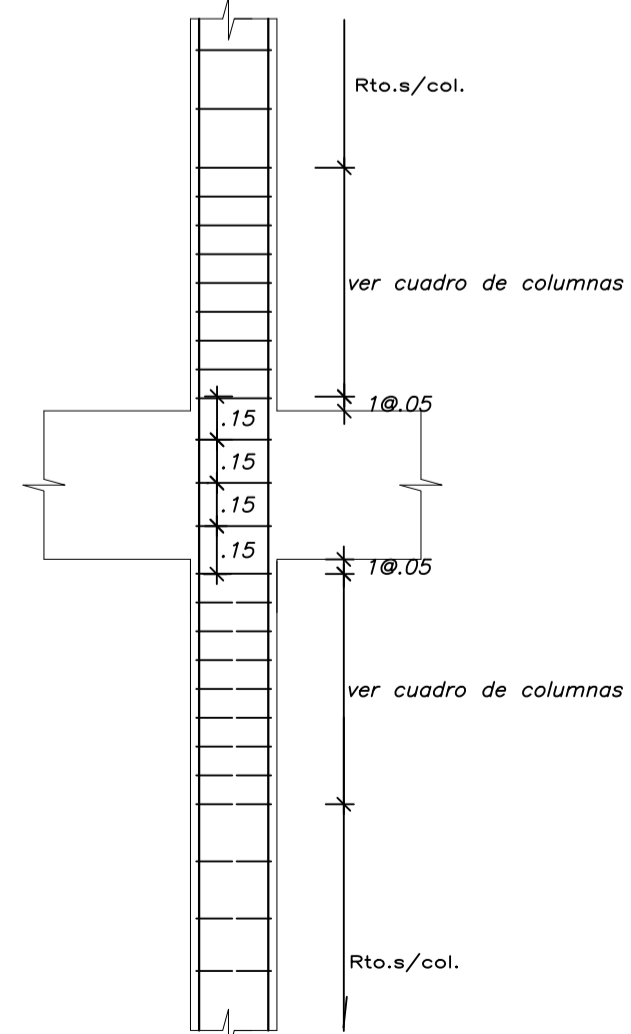
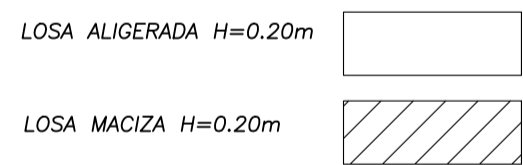
P-6 SEMISOTANO 1°, 2°, 3°, 4°, 5° y azotea

P-7 SEMISOTANO 1°, 2°, 3°, 4°, 5° y azotea

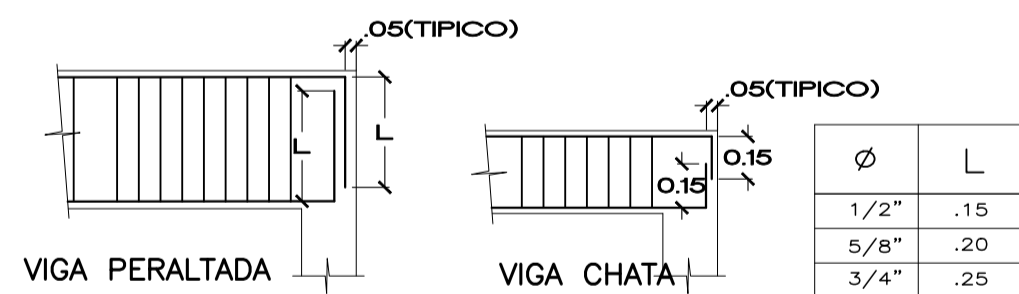


P-8 SEMISOTANO 1°, 2°, 3°, 4°, 5° y azotea

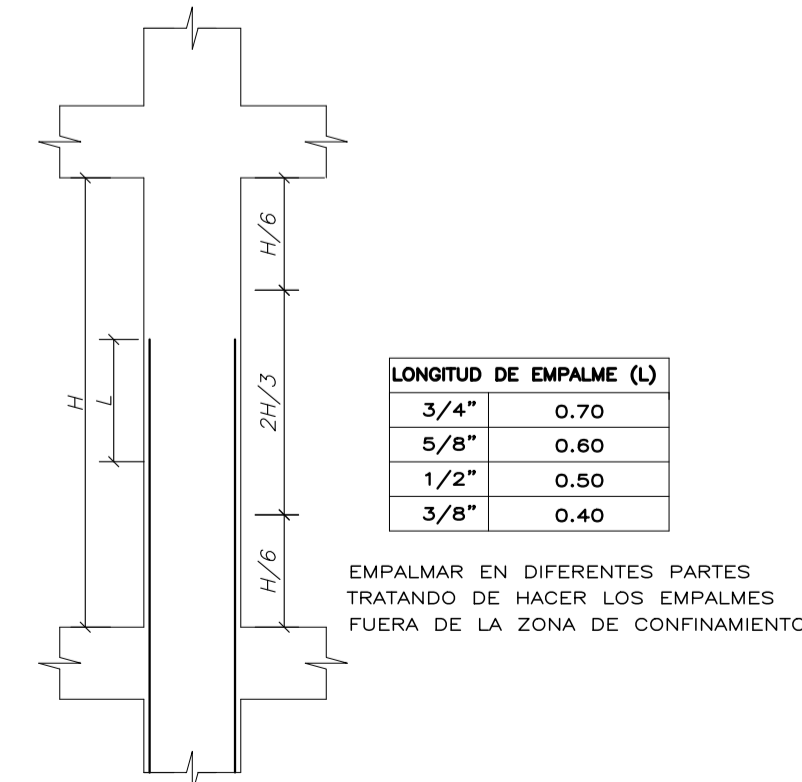
**ENCOFRADO TECHO SEMISOTANO**  
S/C= 200 Kg/m2 ESC. 1/50 N.P.T. +1.50 m



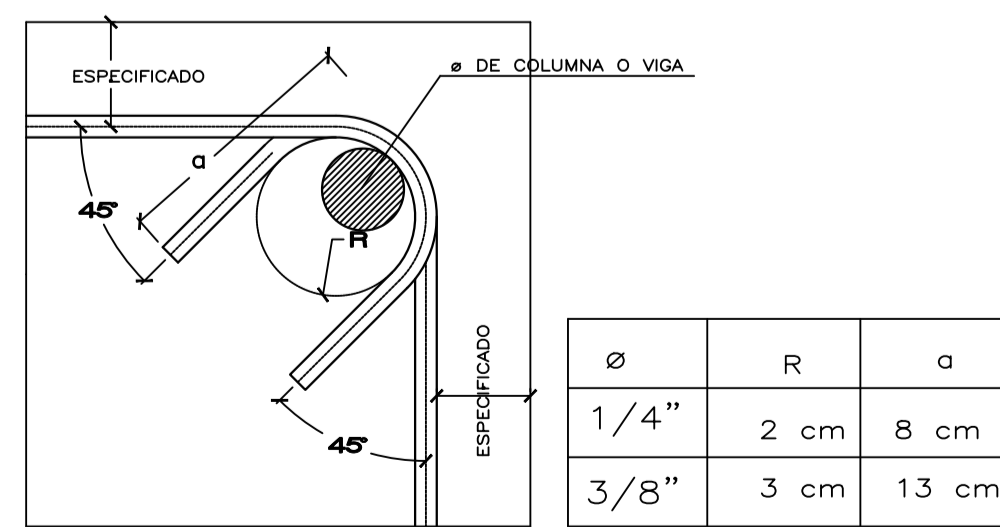
REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS ESC. 5/E



DETALLE DE GANCHO ESTANDAR ESC. 1/25



DETALLE EMPALME DE COLUMNA



DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS

Ø	R	a
1/4"	2 cm	8 cm
3/8"	3 cm	13 cm

Proyecto: PROYECTO VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS

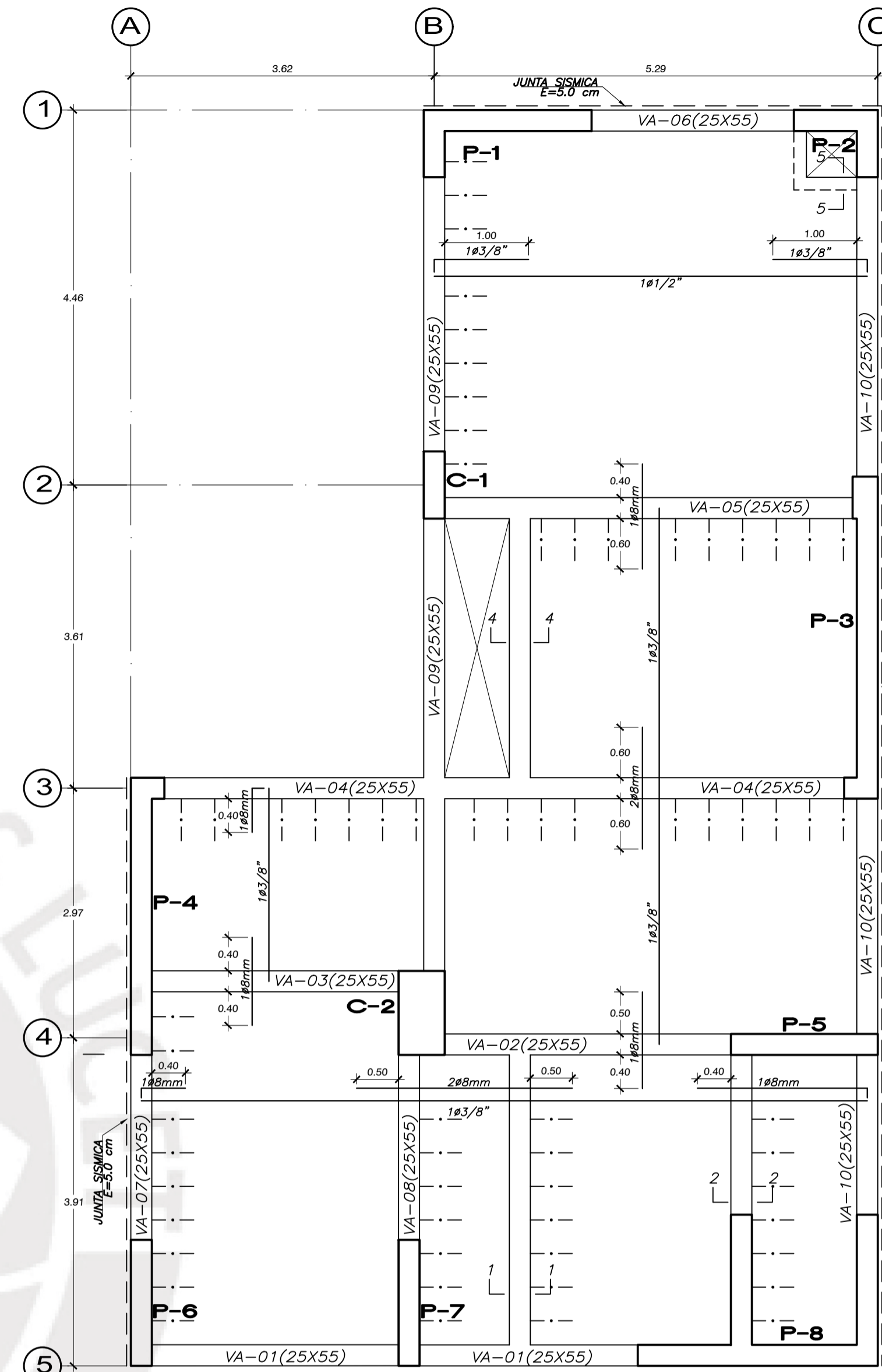
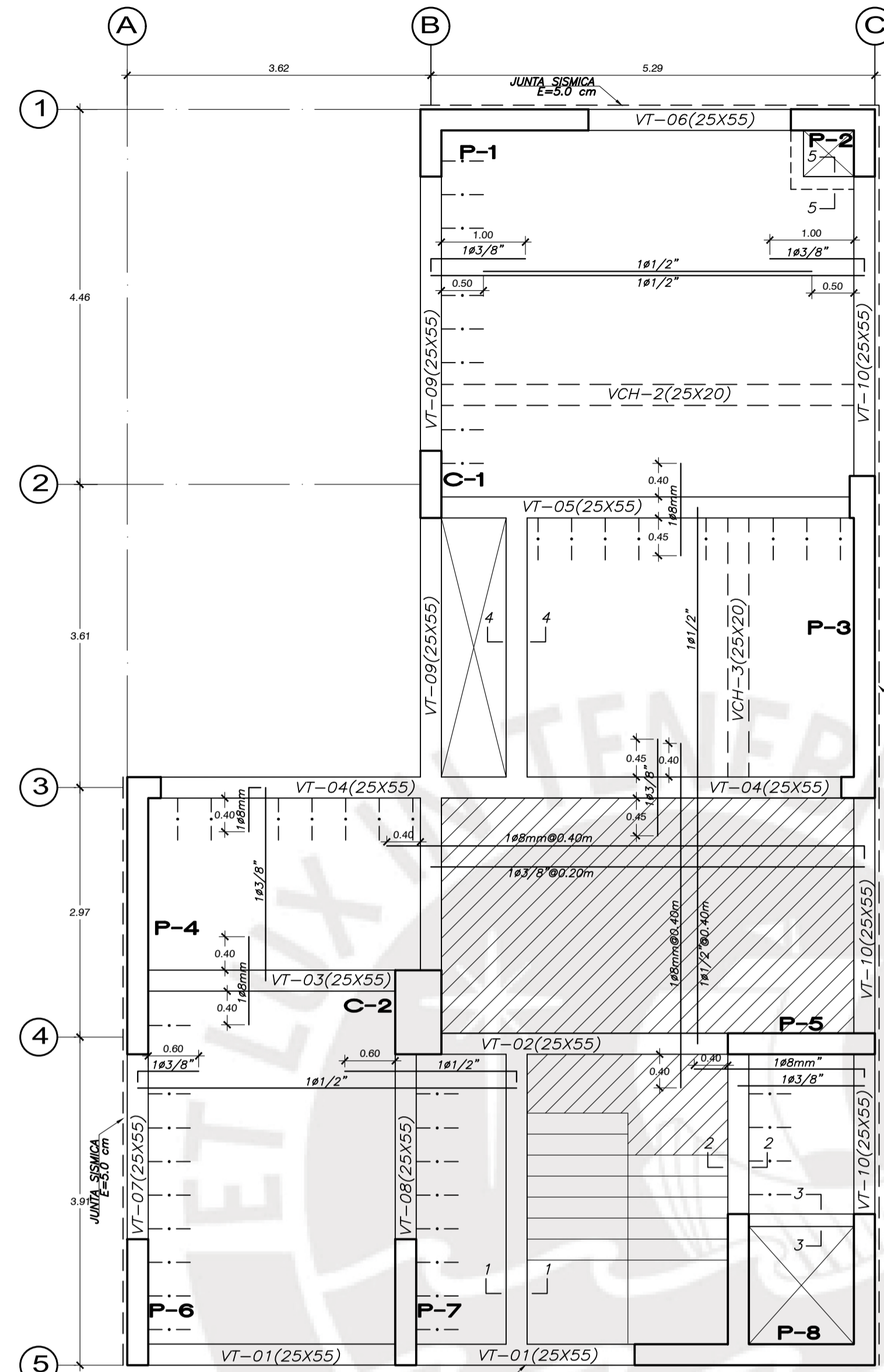
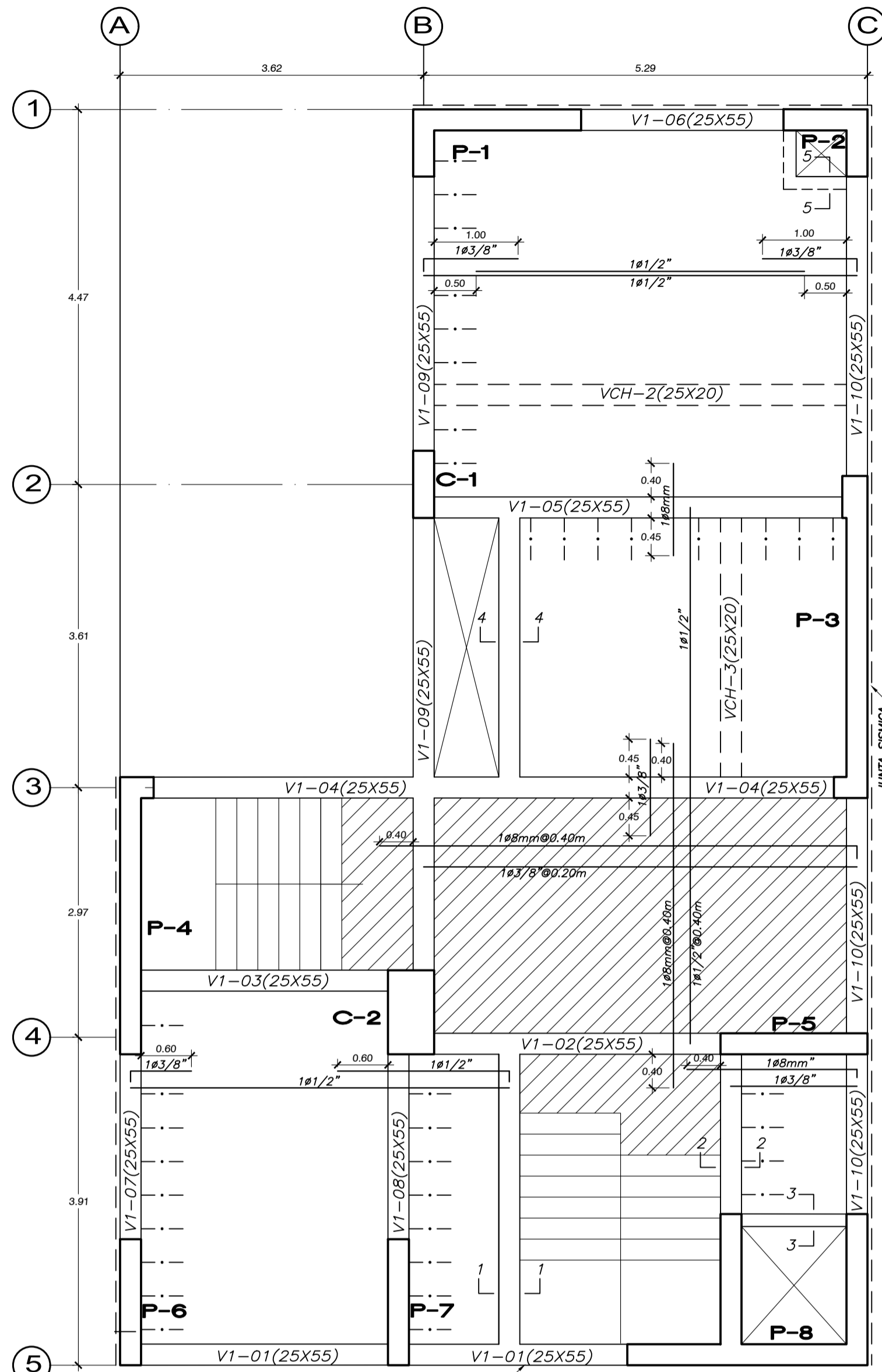
DETALLE DE COLUMNAS Y PLACAS

Nombre: Christian Peñaranda Villalobos

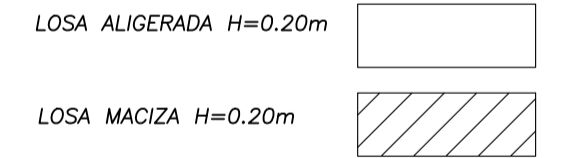
Código: 20095874

E-4

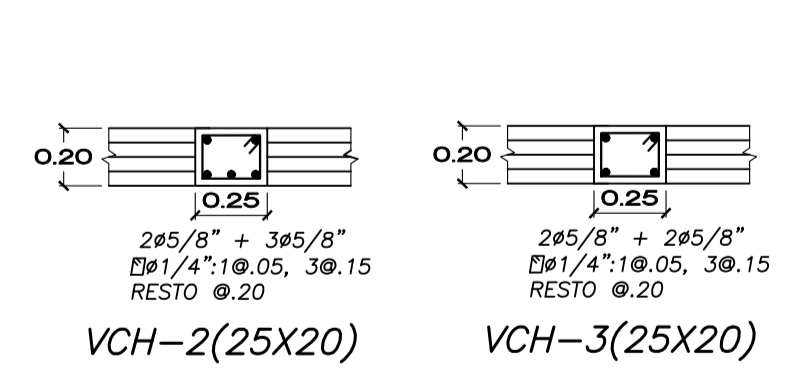
Esc: 1:25



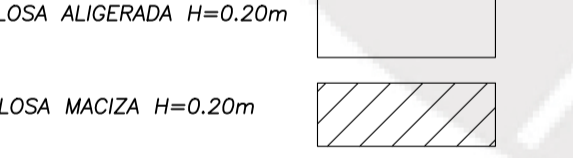
**ENCOFRADO TECHO 1° PISO** N.P.T. +4.15 m  
S/C= 200 Kg/m<sup>2</sup> ESC. 1/50



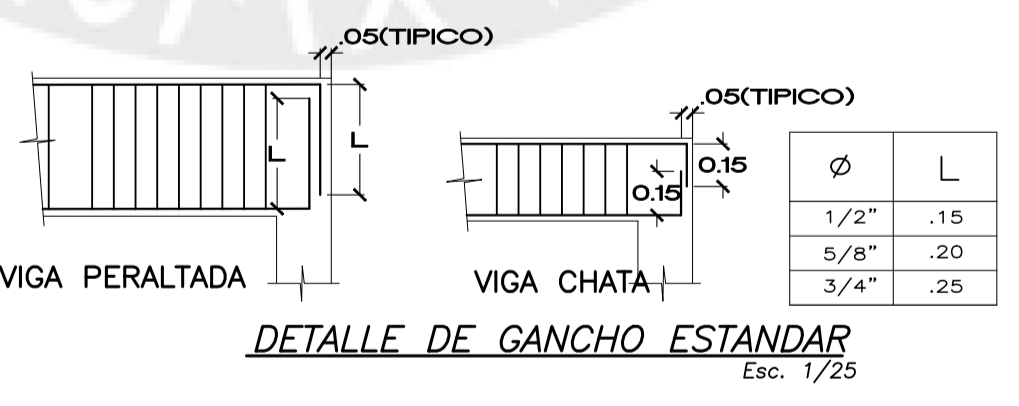
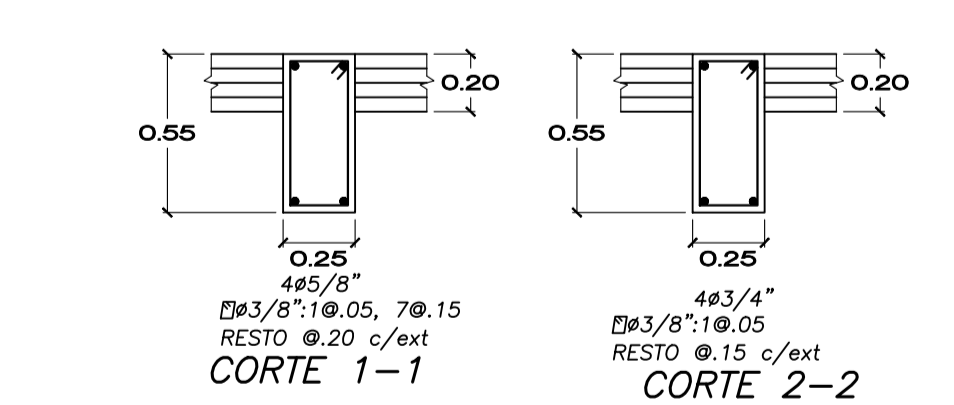
**DETALLE DE VIGAS CHATAS**  
ESC. 1/25



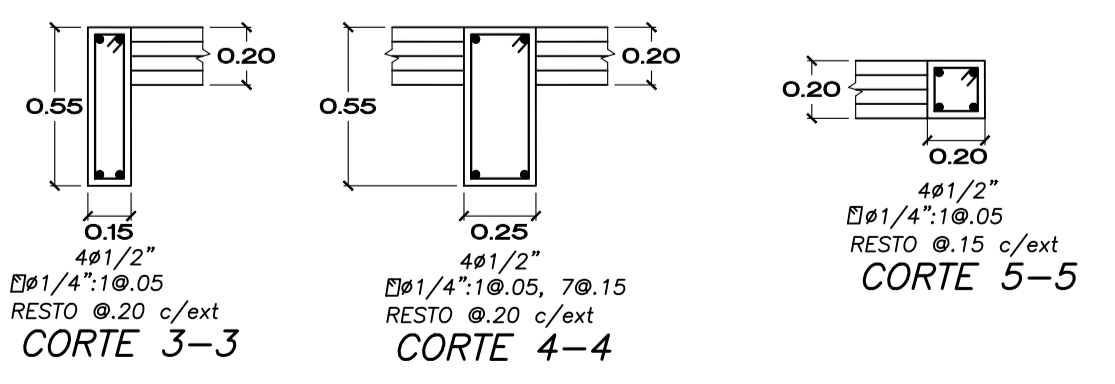
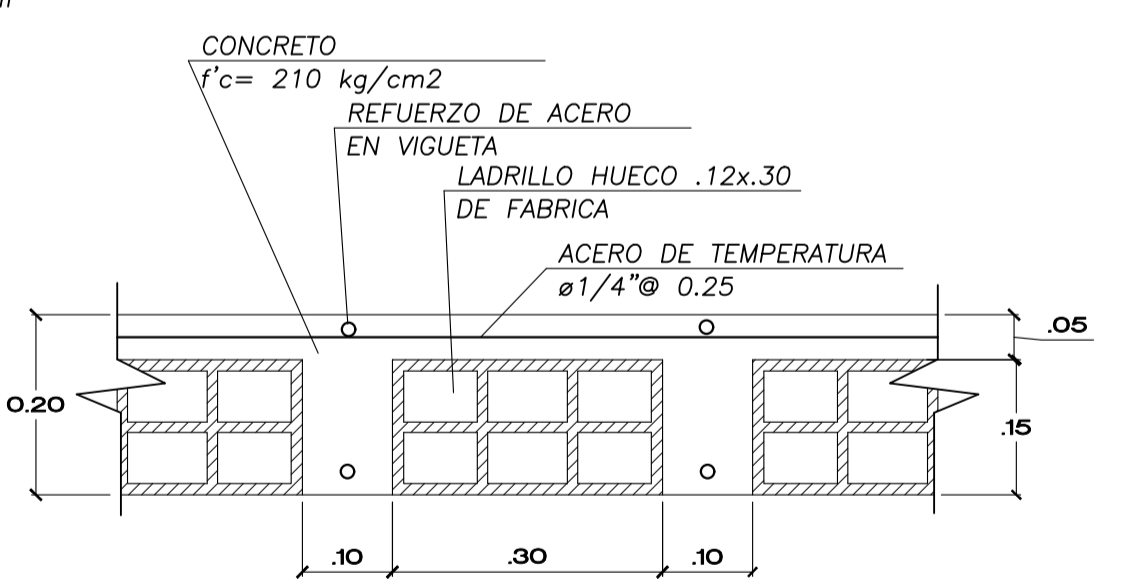
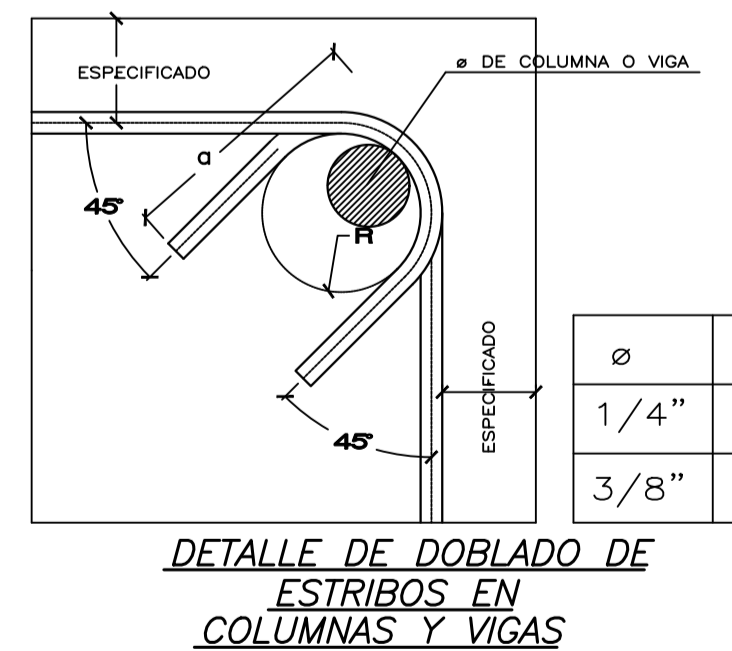
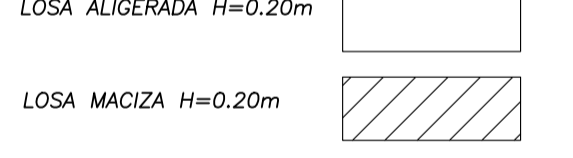
**ENCOFRADO TECHO 2°, 3°, 4° PISO**  
S/C= 200 Kg/m<sup>2</sup> ESC. 1/50



**CORTES DE ENCOFRADO**  
ESC. 1/25



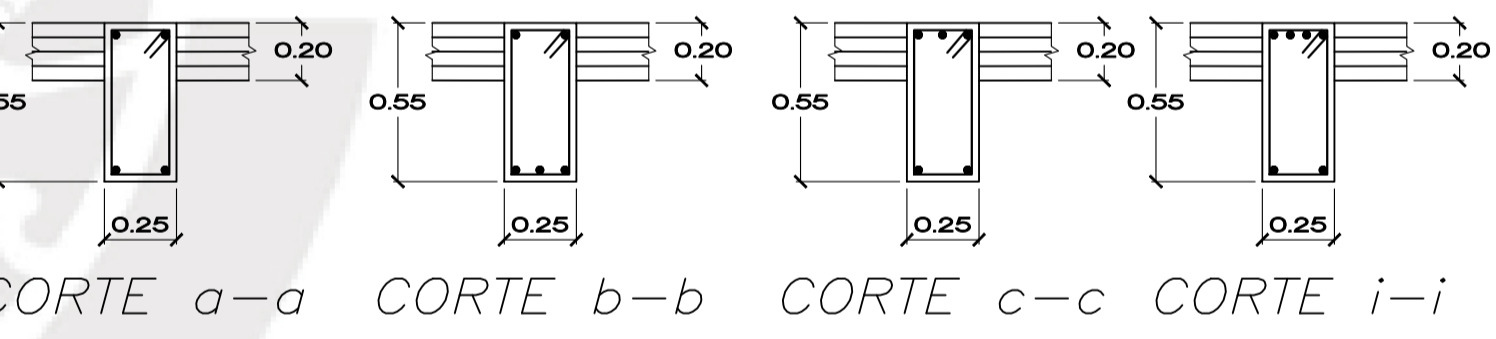
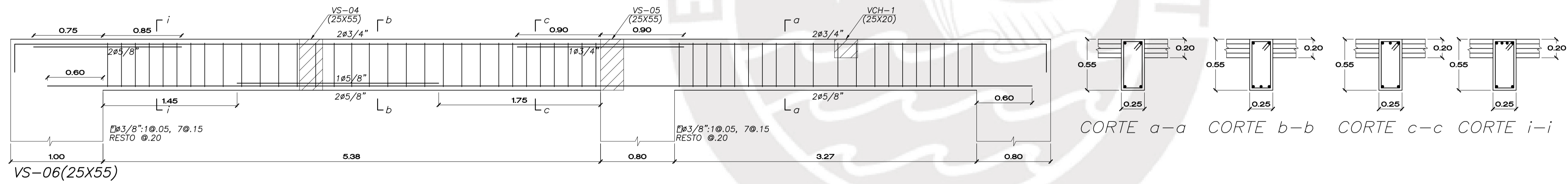
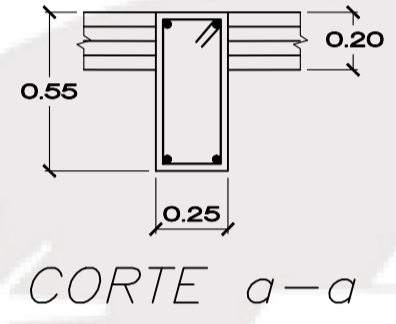
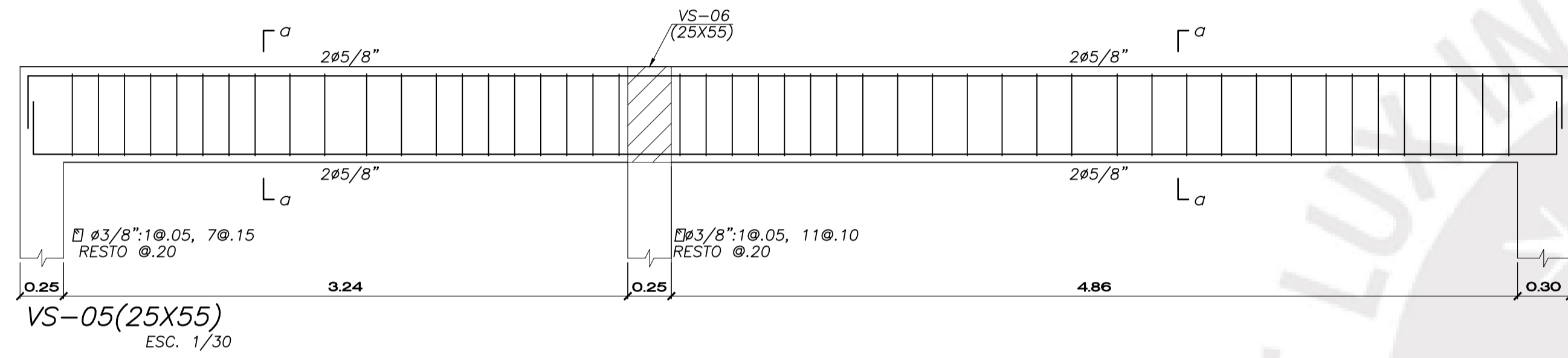
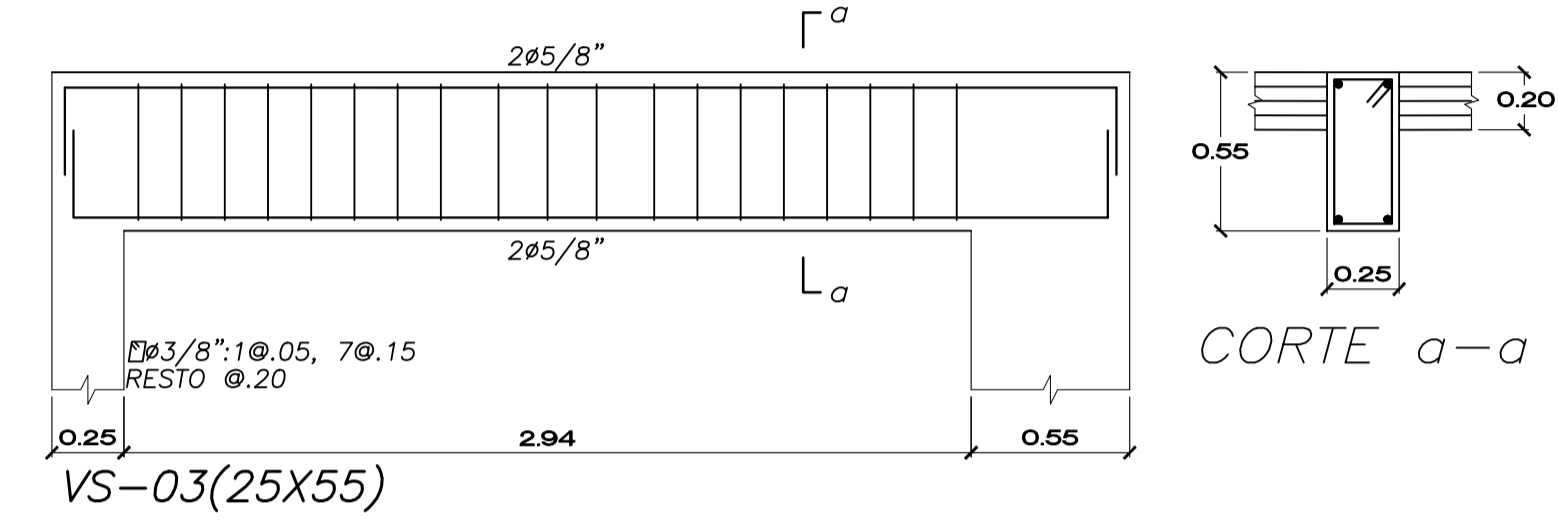
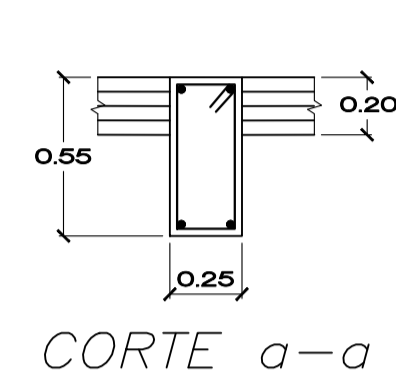
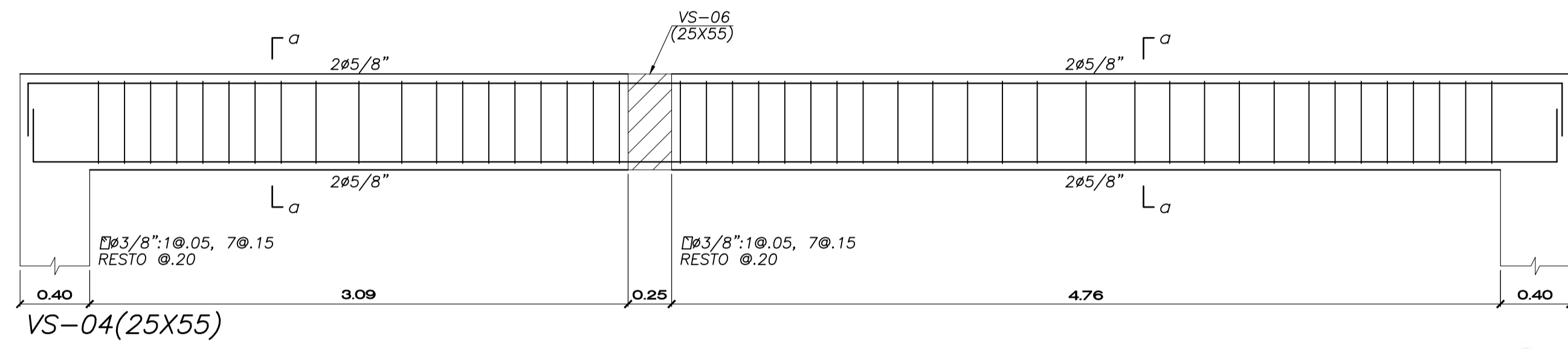
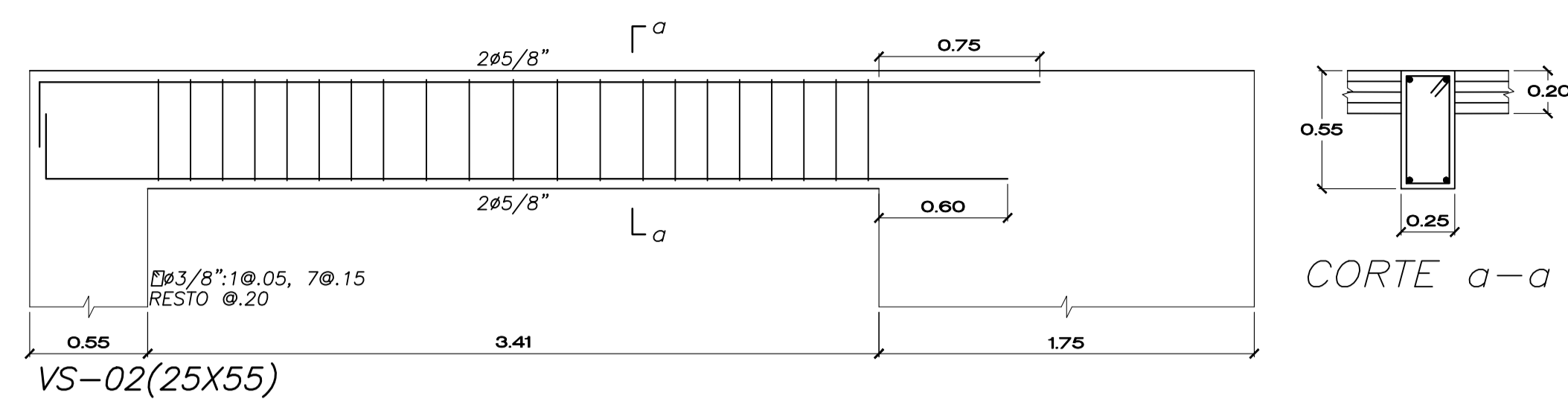
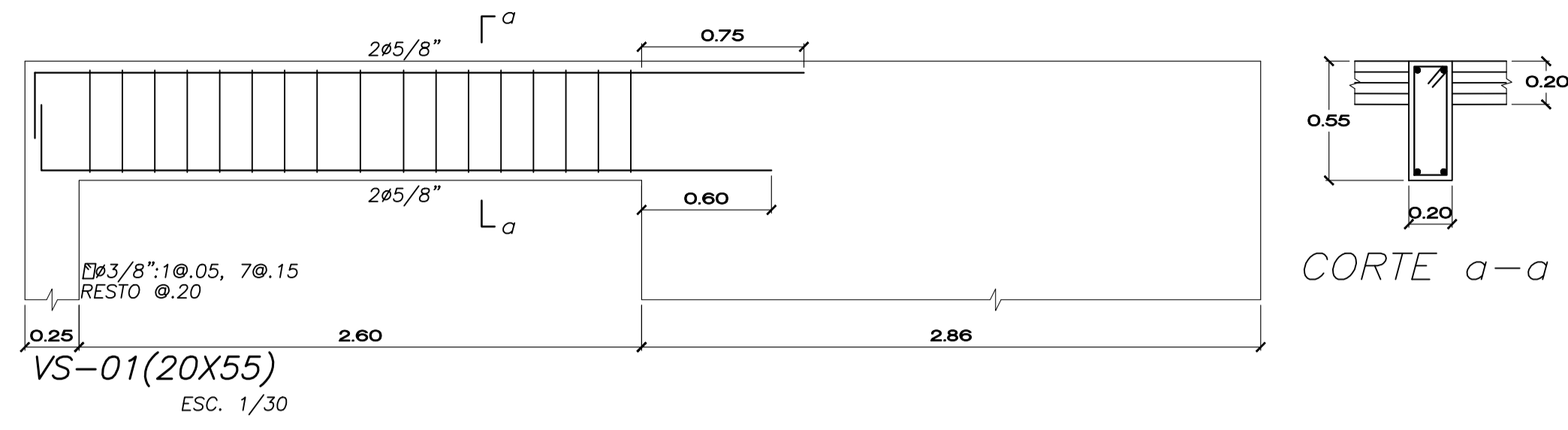
**ENCOFRADO TECHO 6° PISO (AZOTEA)** N.P.T. +17.40 m  
S/C= 100 Kg/m<sup>2</sup> ESC. 1/50



Proyecto:	PROYECTO VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS	E-5
	ENCOFRADO DE TECHO Y DETALLES	
Nombre:	Christian Peñaranda Villalobos	Esc: 1:25
	Código: 20095874	

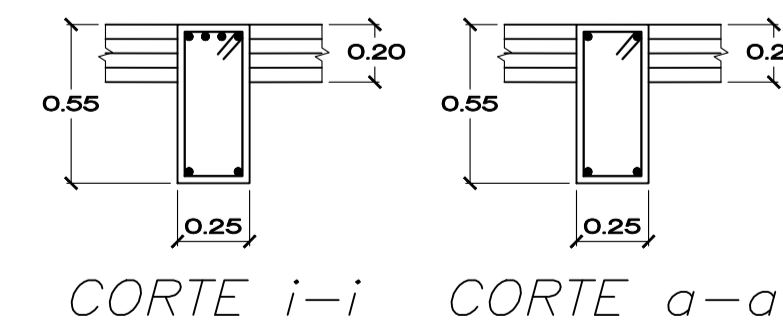
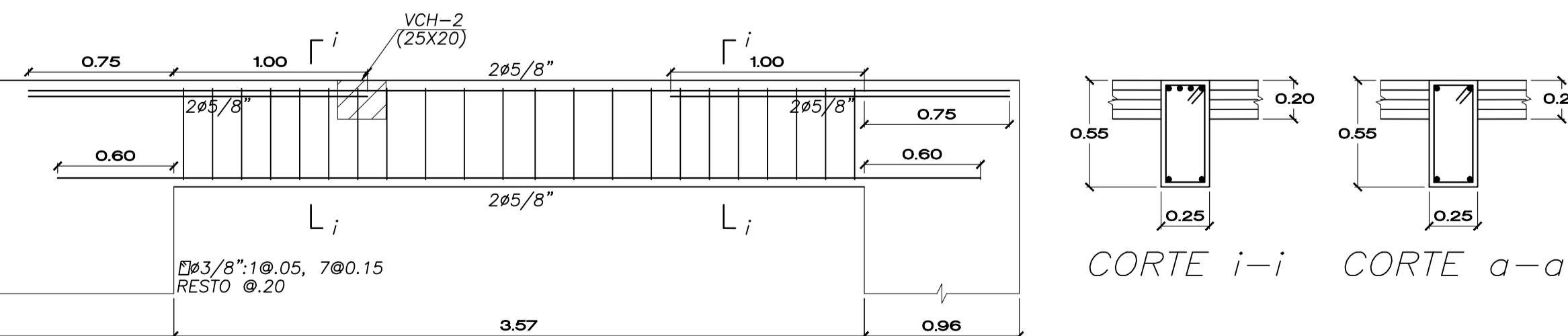
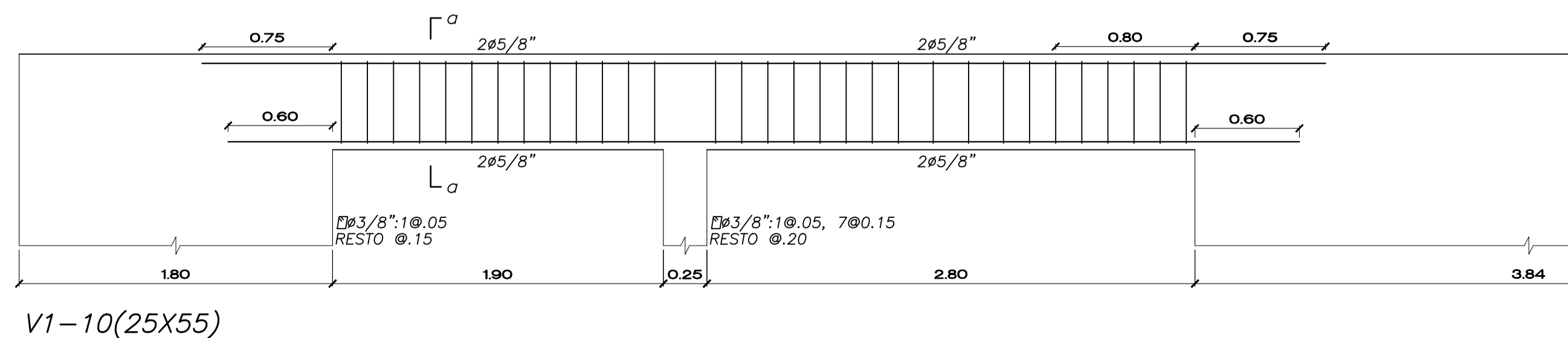
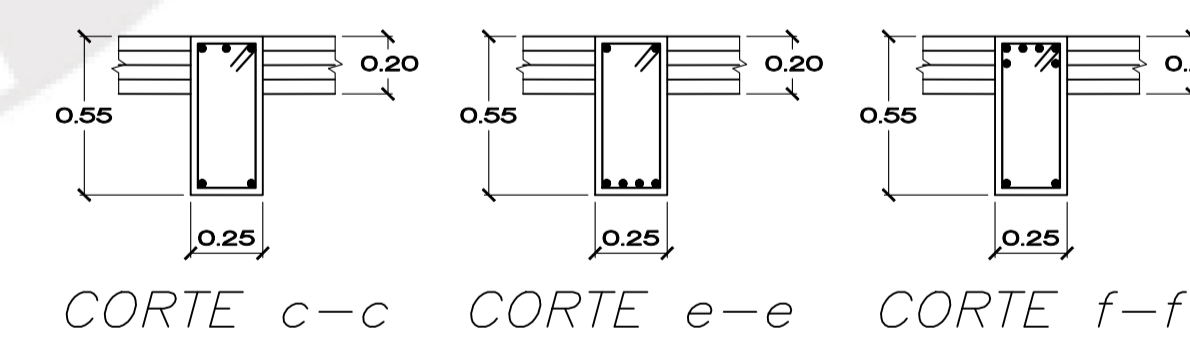
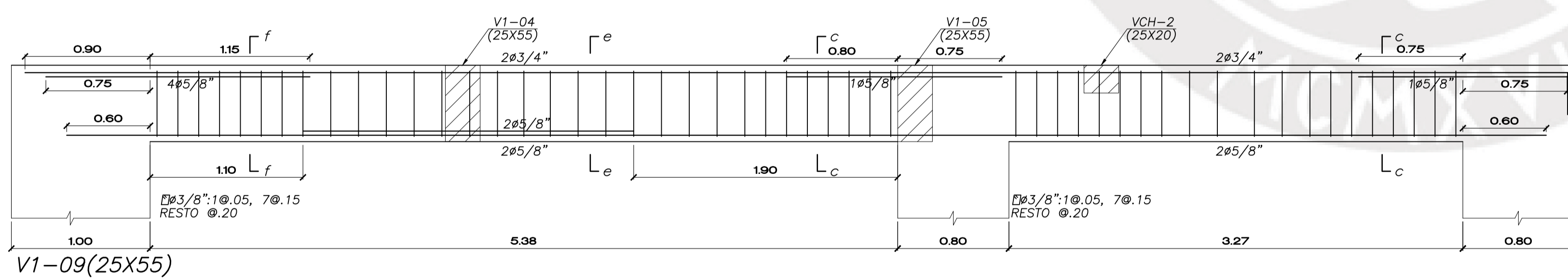
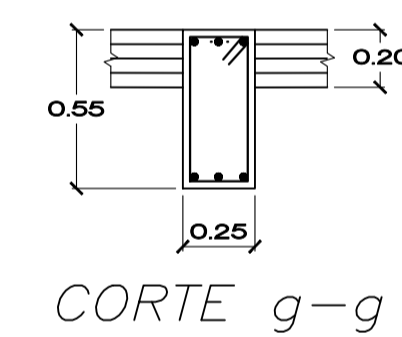
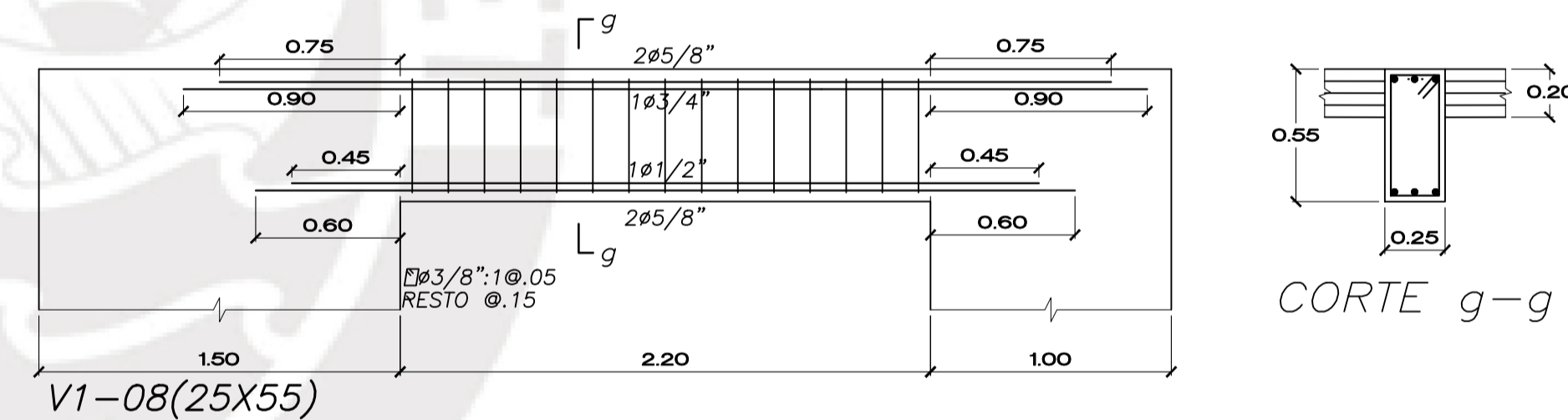
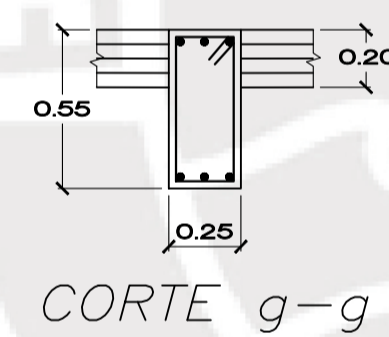
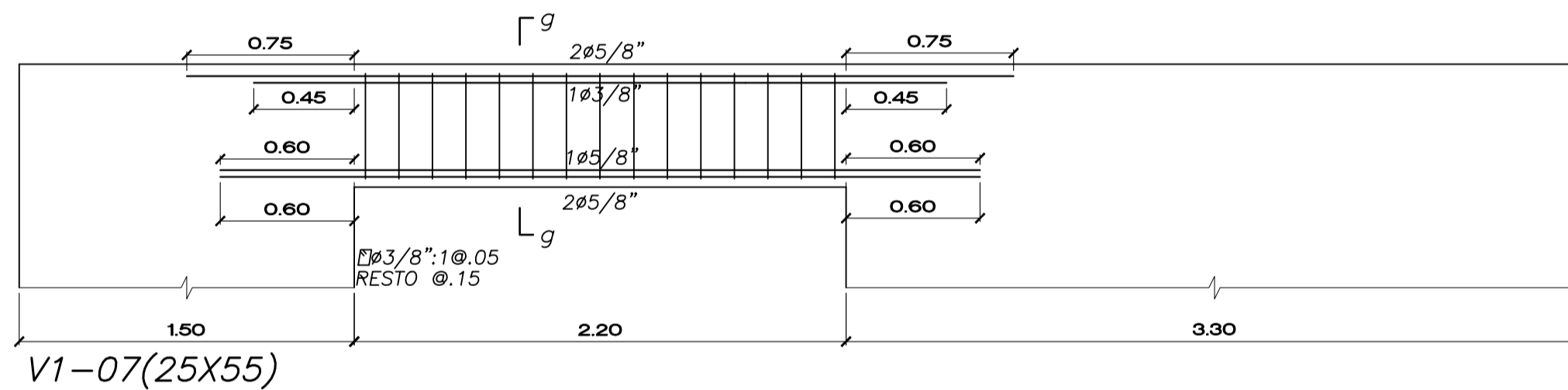
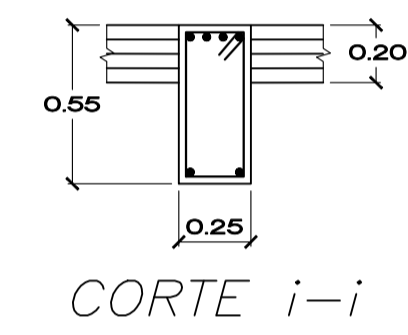
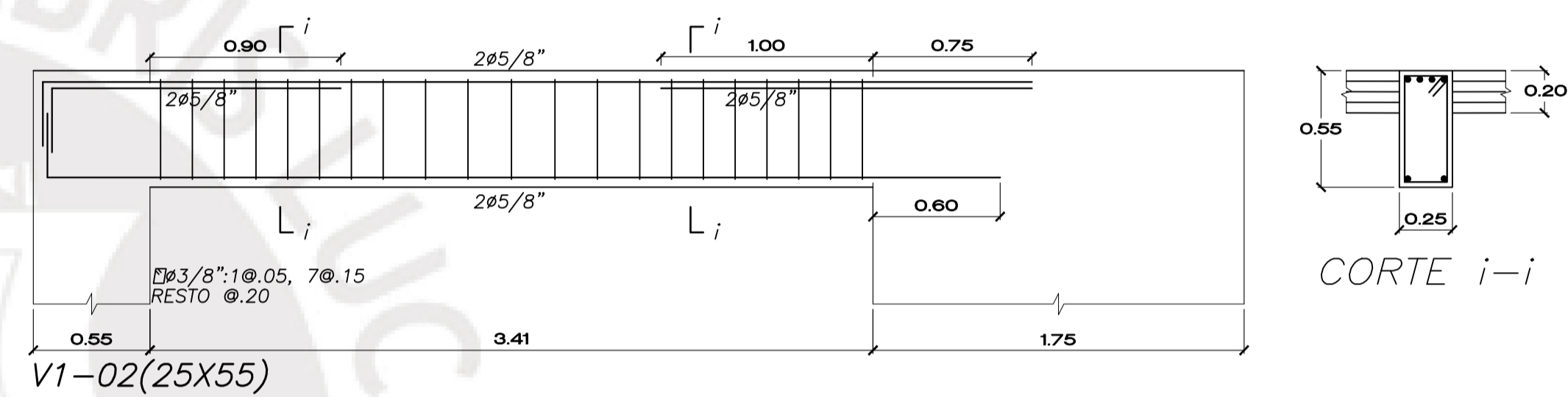
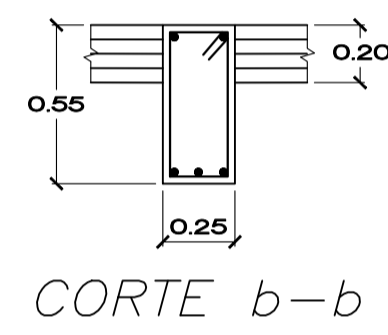
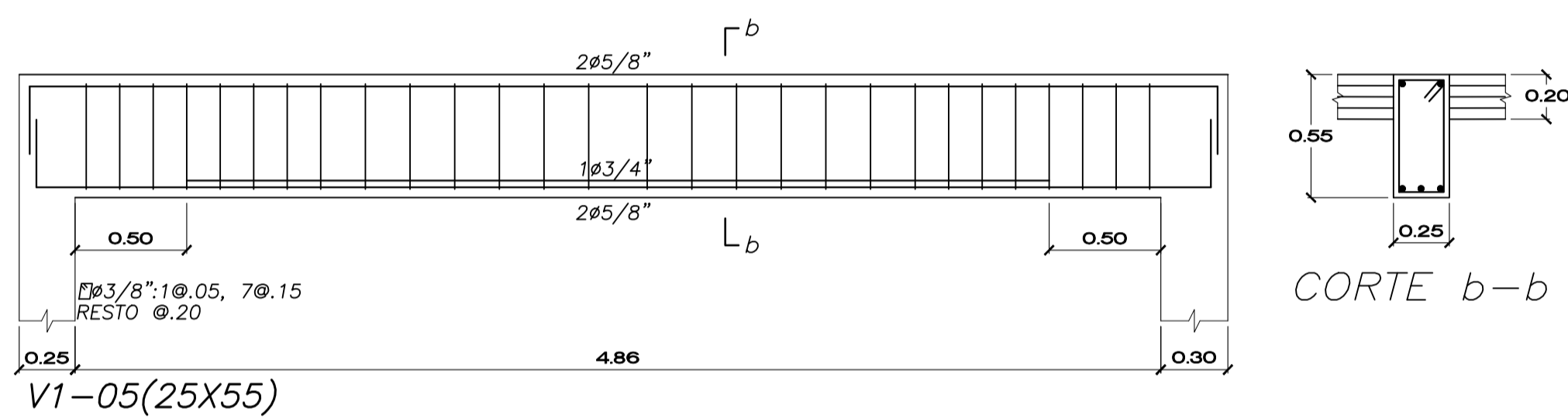
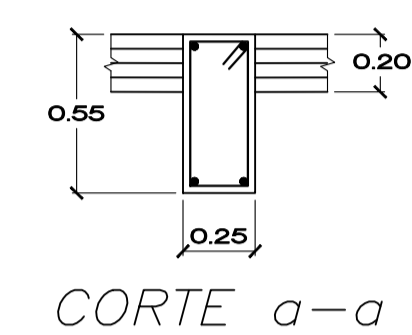
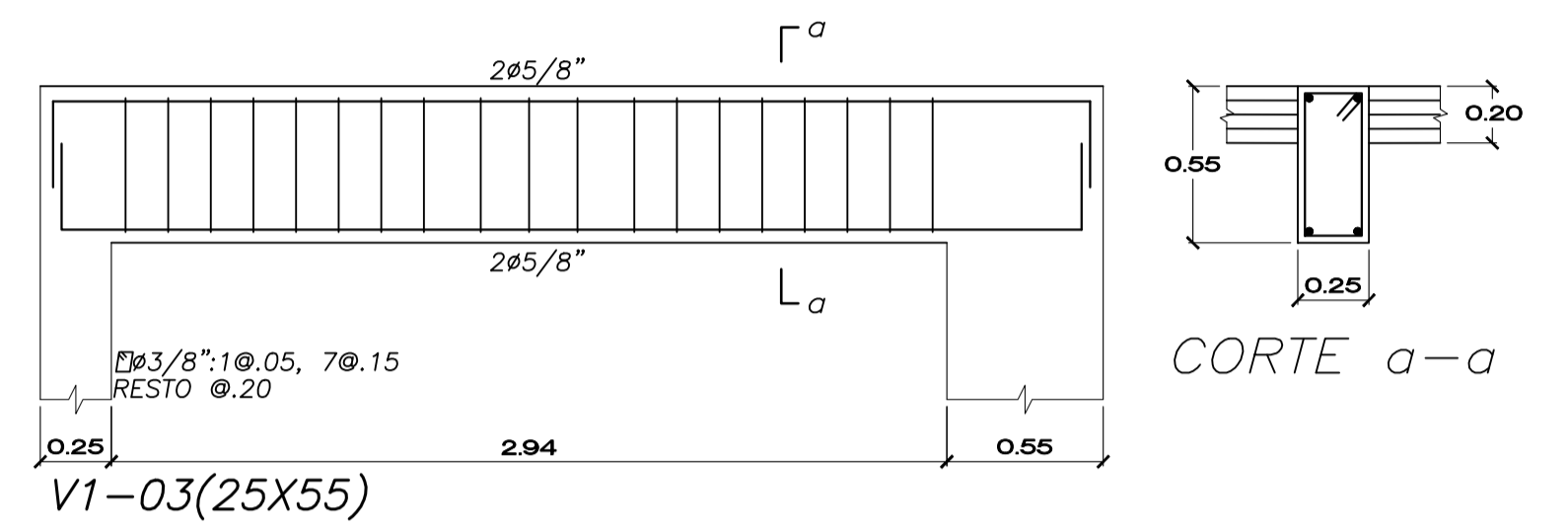
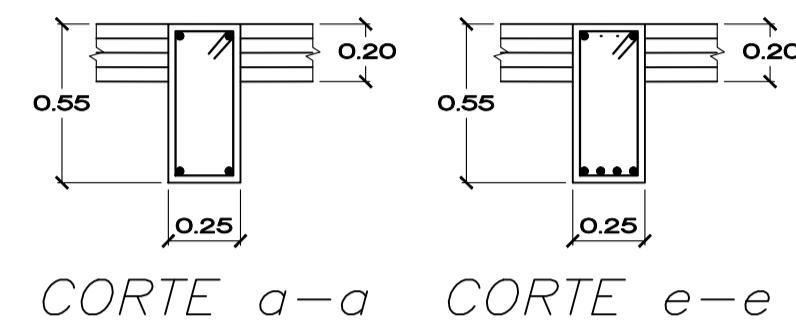
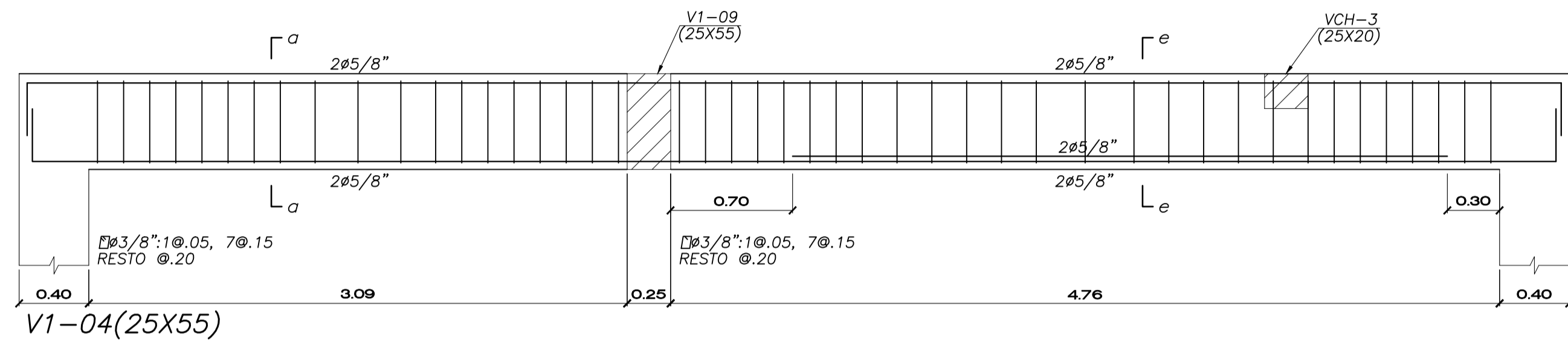
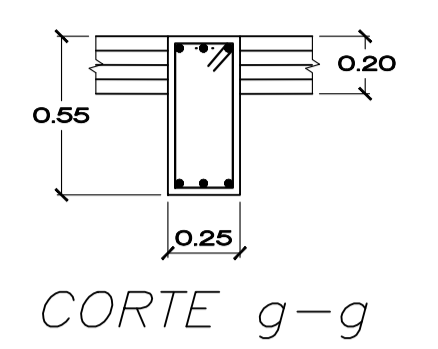
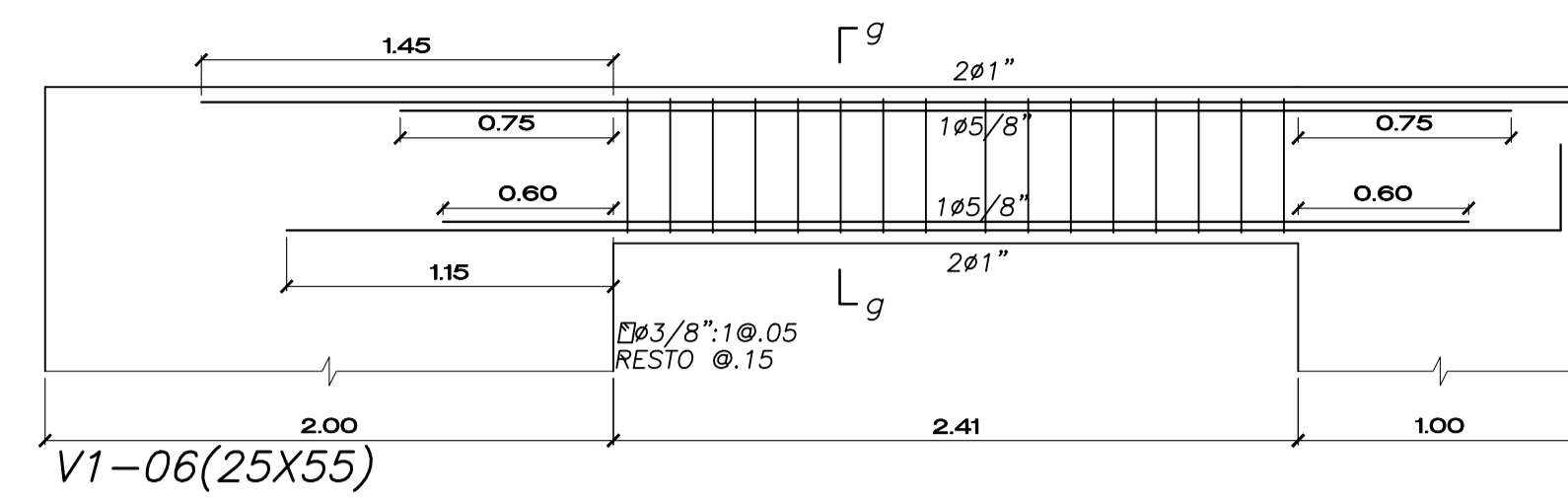
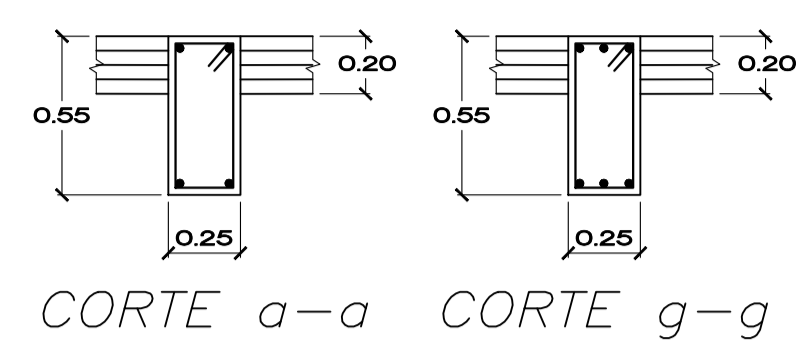
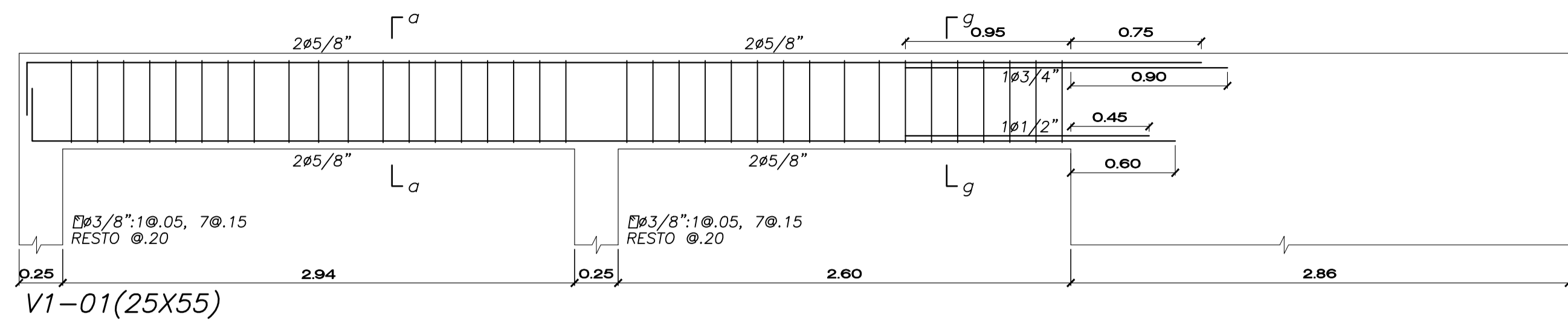


DETALLE DE VIGAS



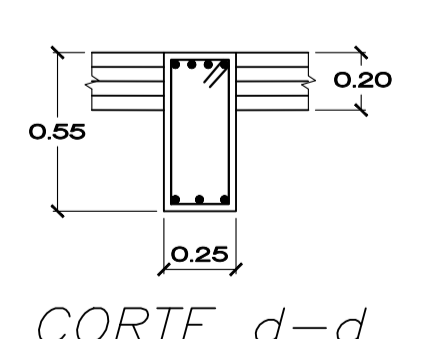
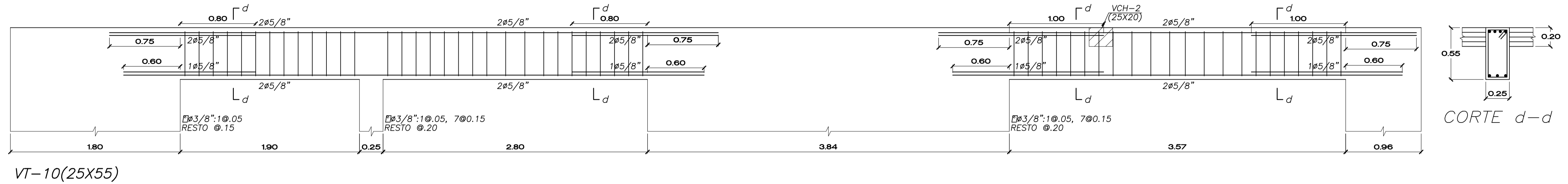
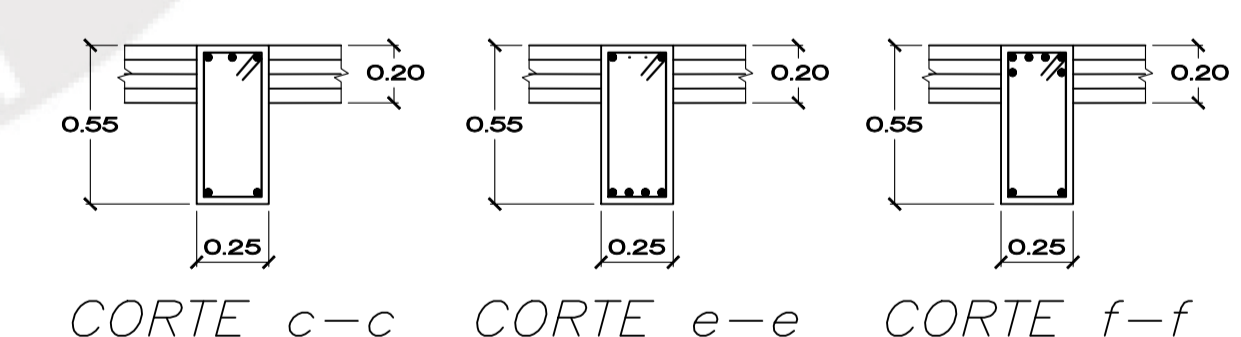
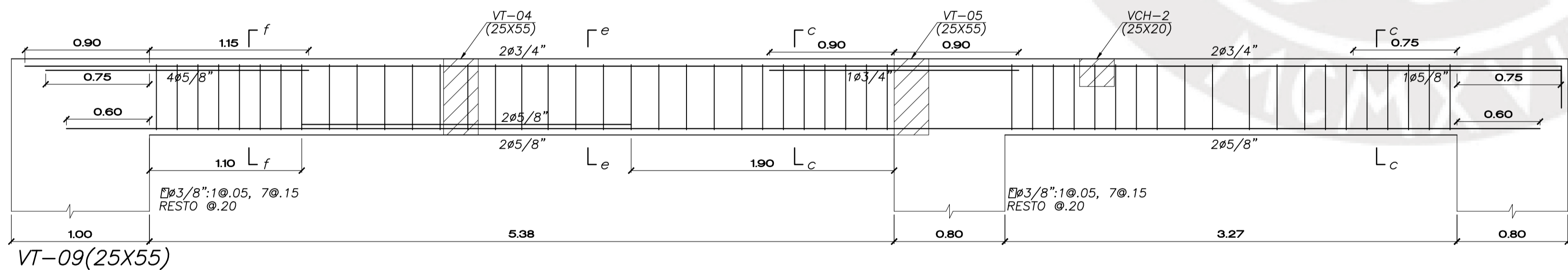
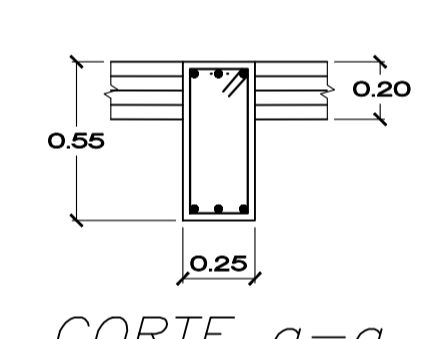
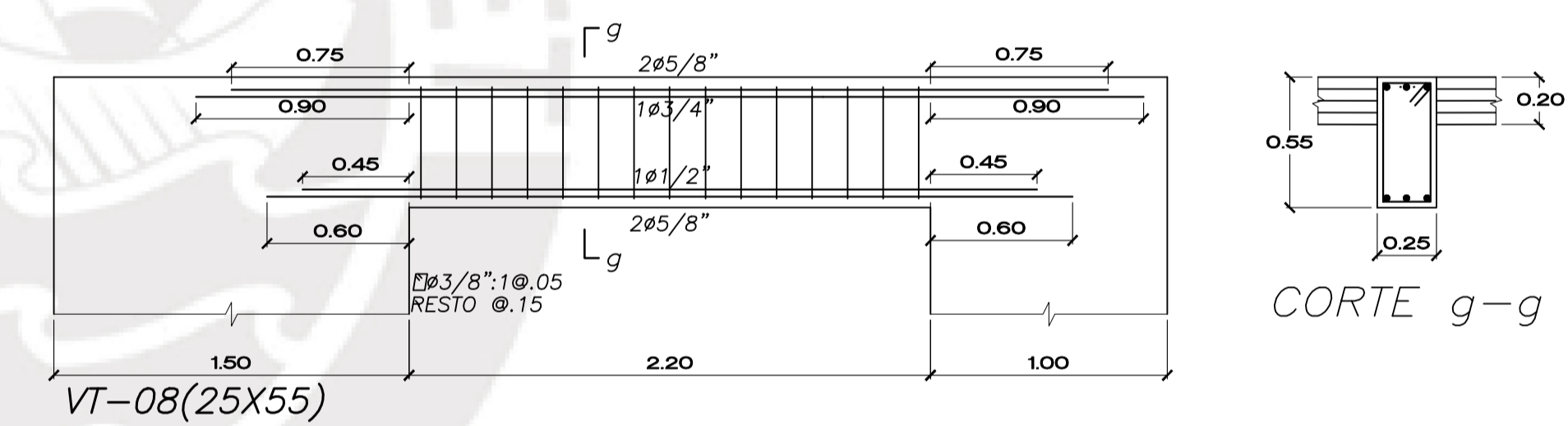
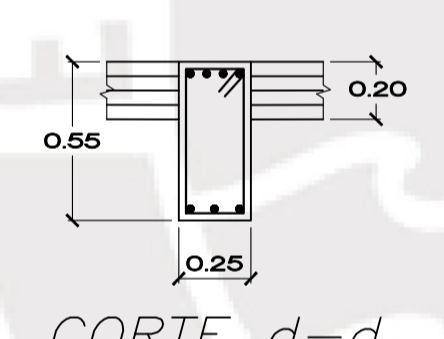
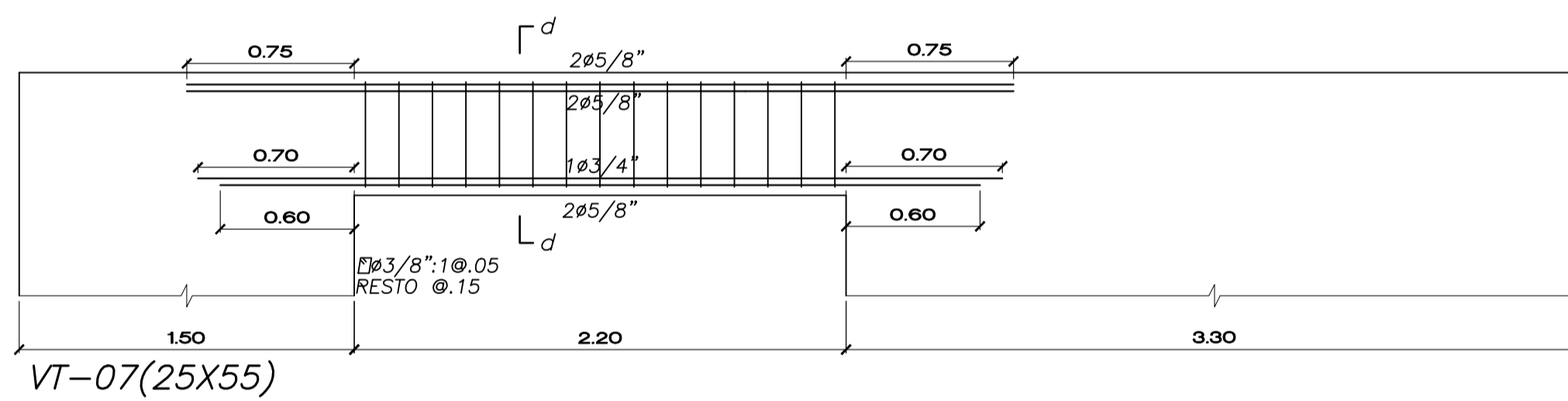
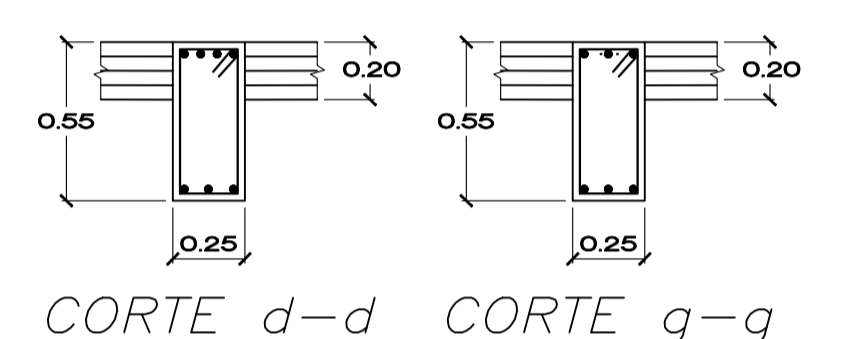
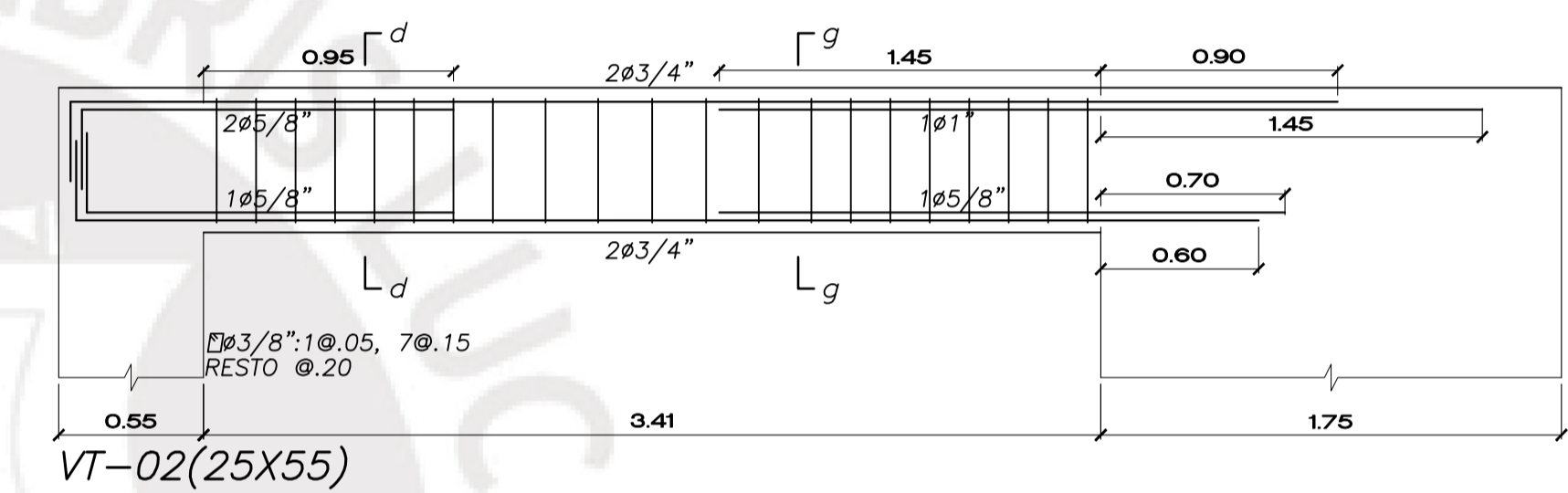
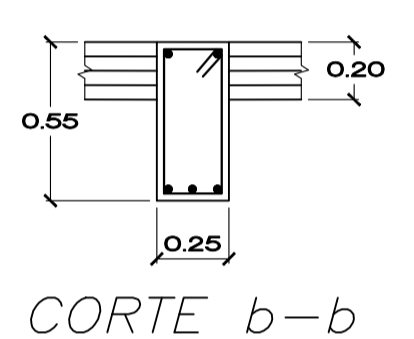
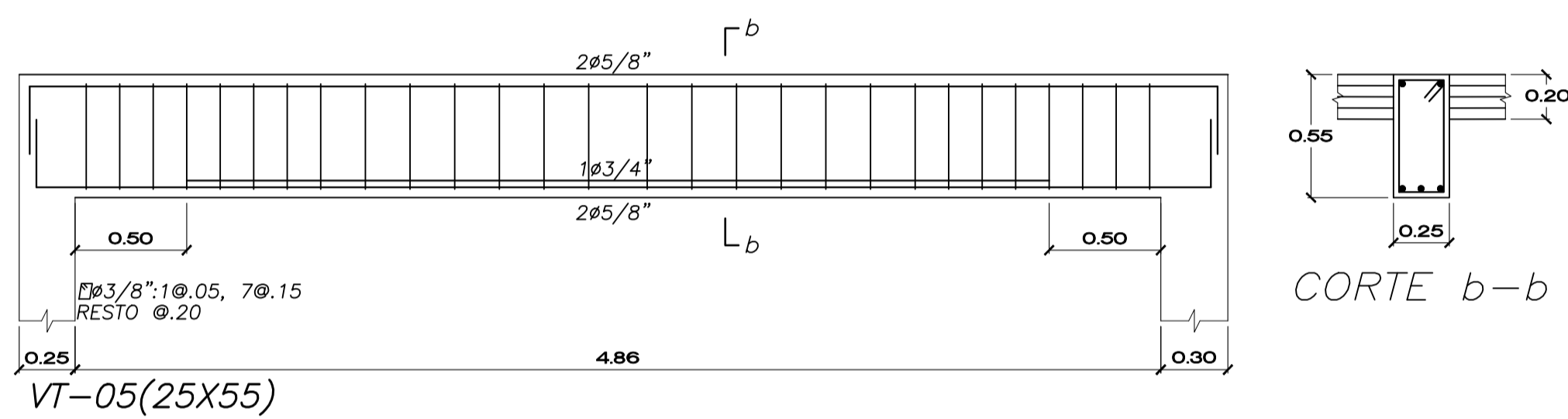
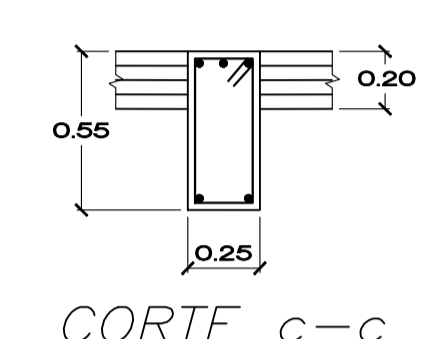
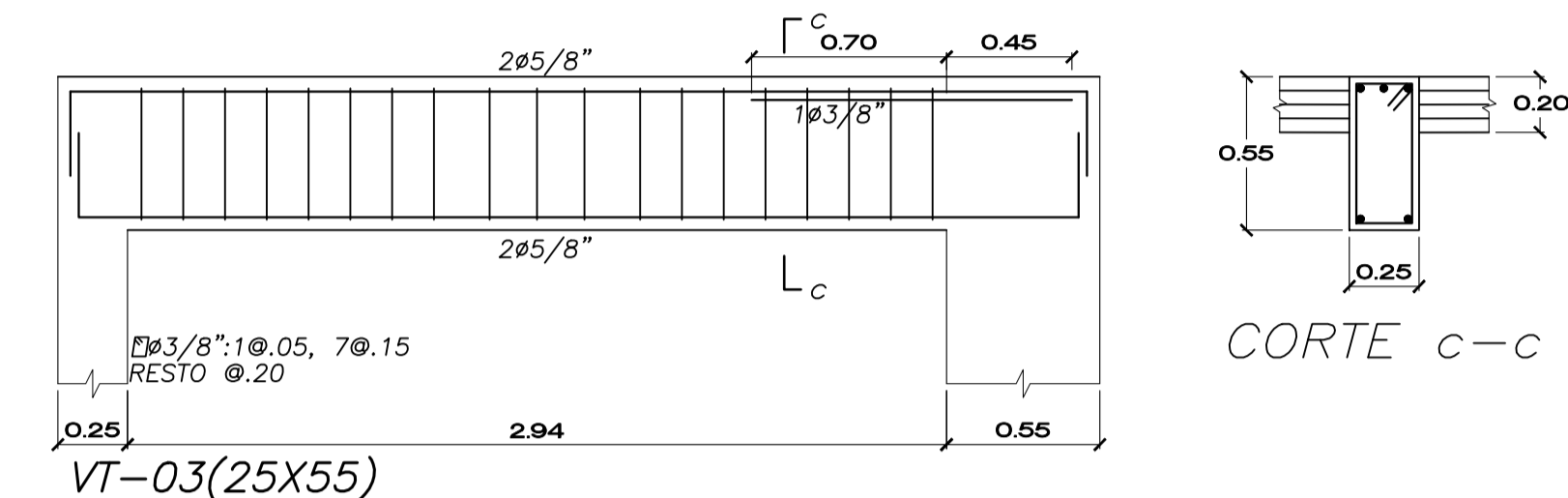
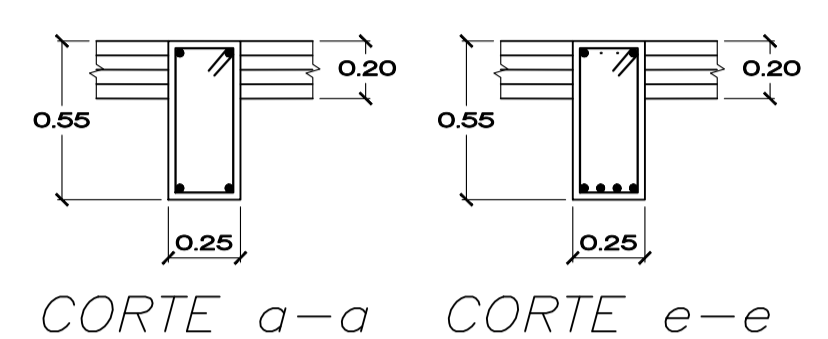
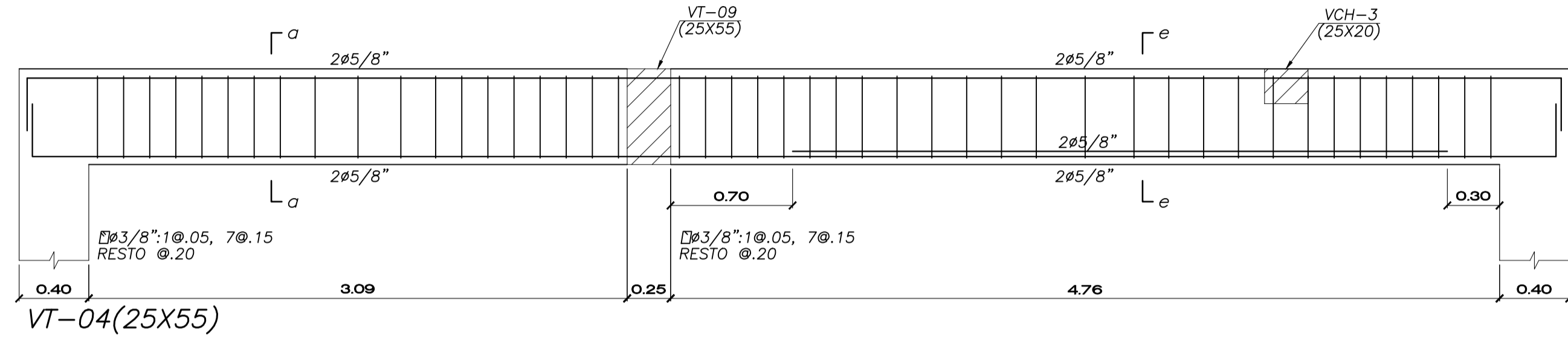
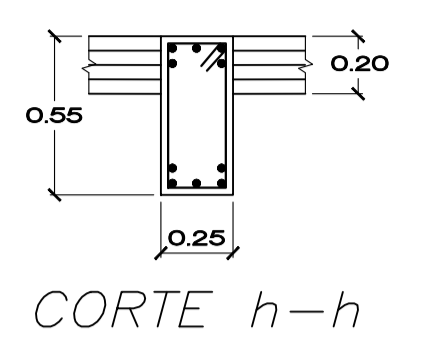
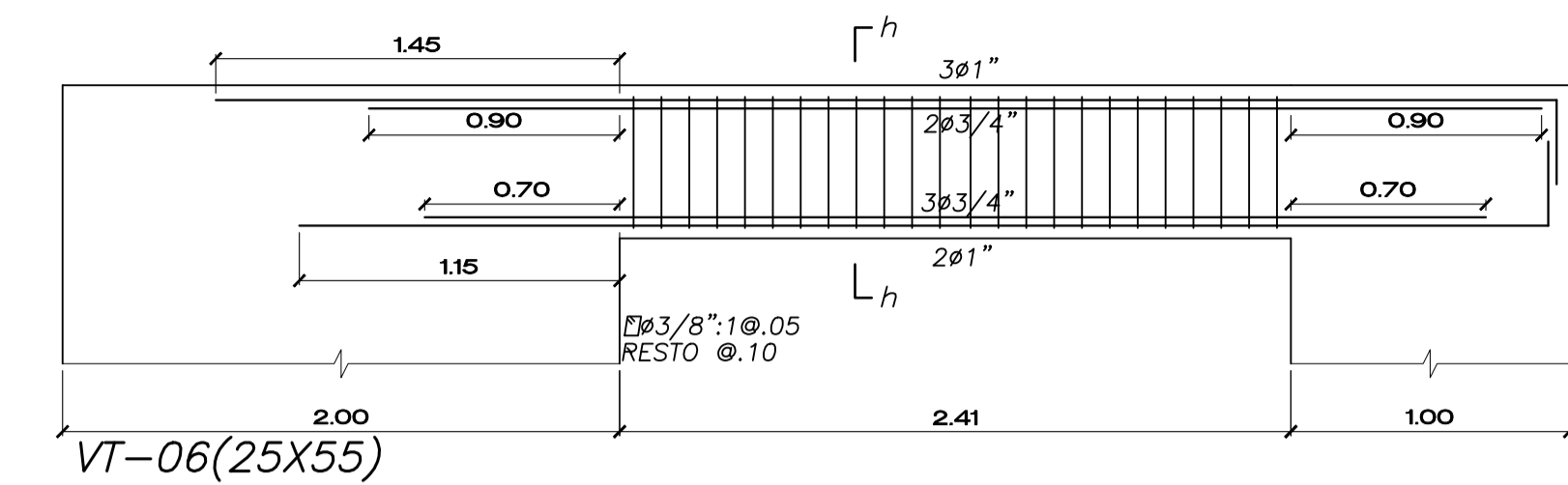
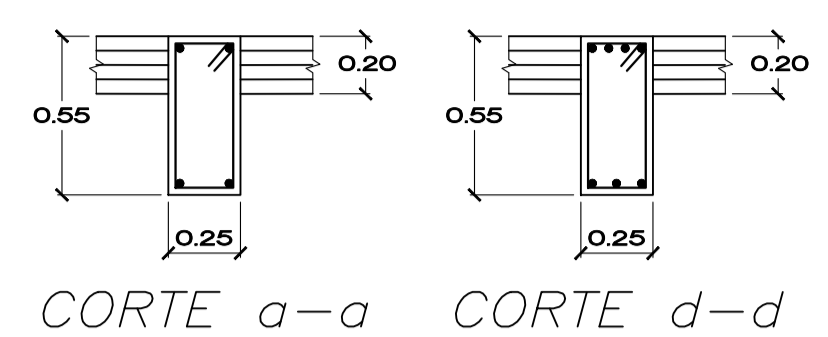
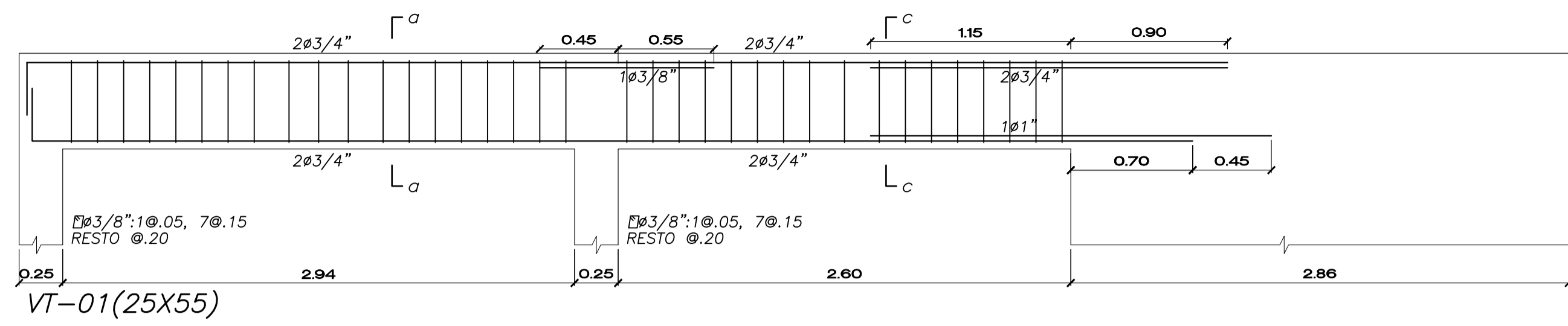
Proyecto:	PROYECTO VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS	E-6
	DETALLE DE VIGAS SEMISOTANO	
Nombre:	Christian Peñaranda Villalobos	Esc: 1:25
	Código: 20095874	

DETALLE DE VIGAS



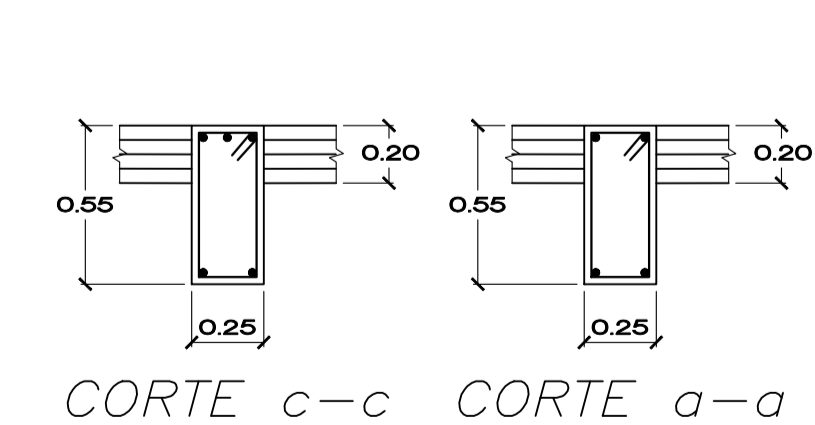
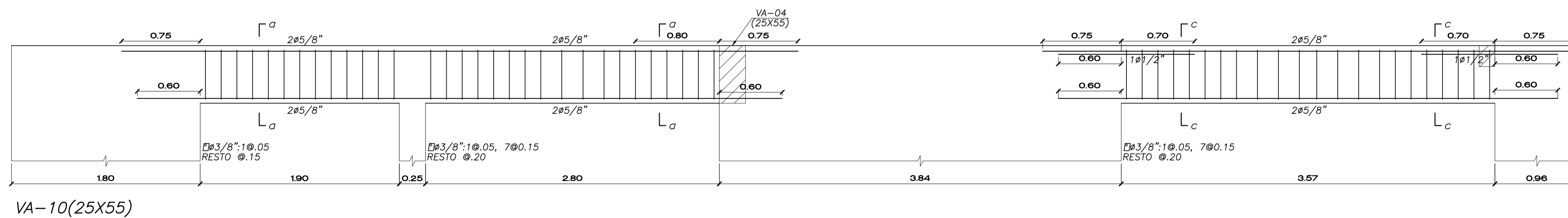
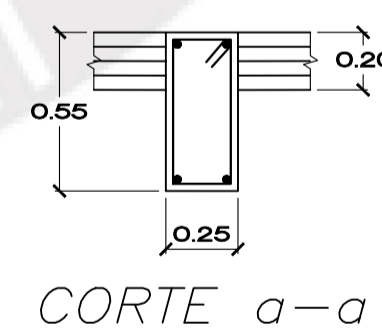
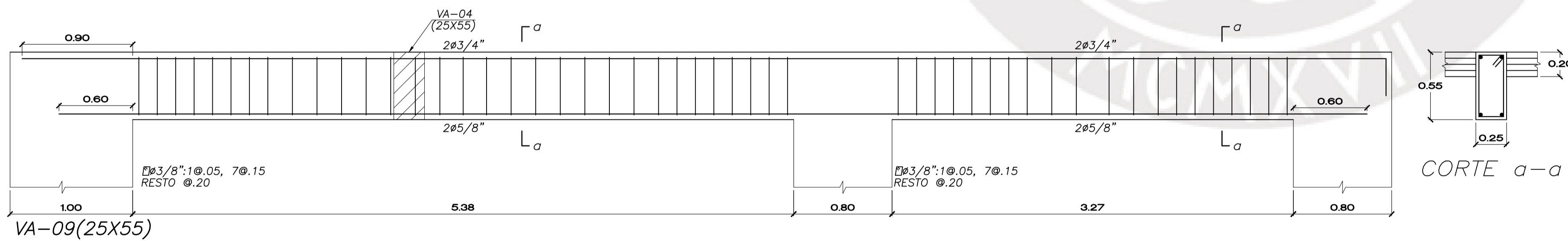
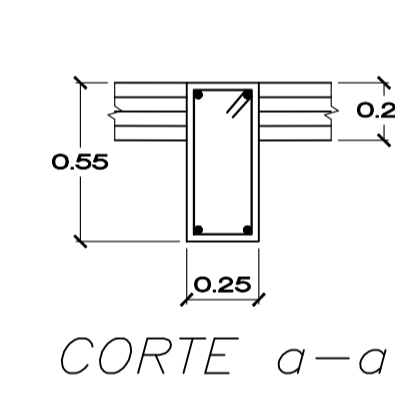
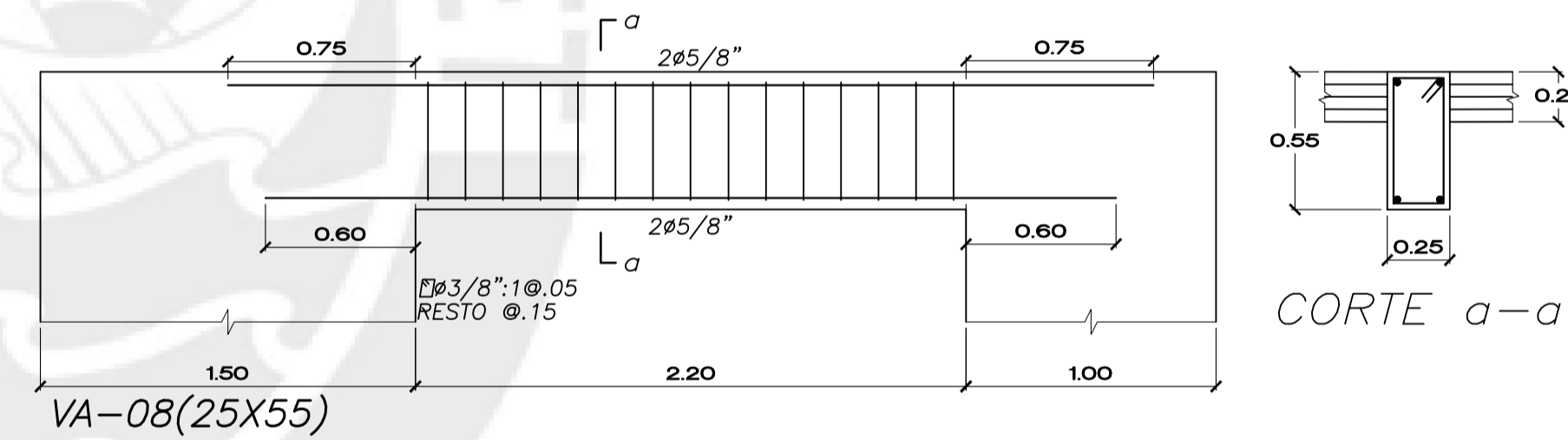
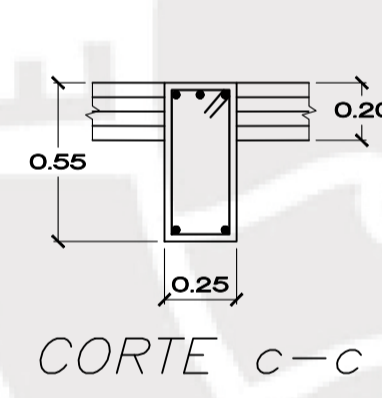
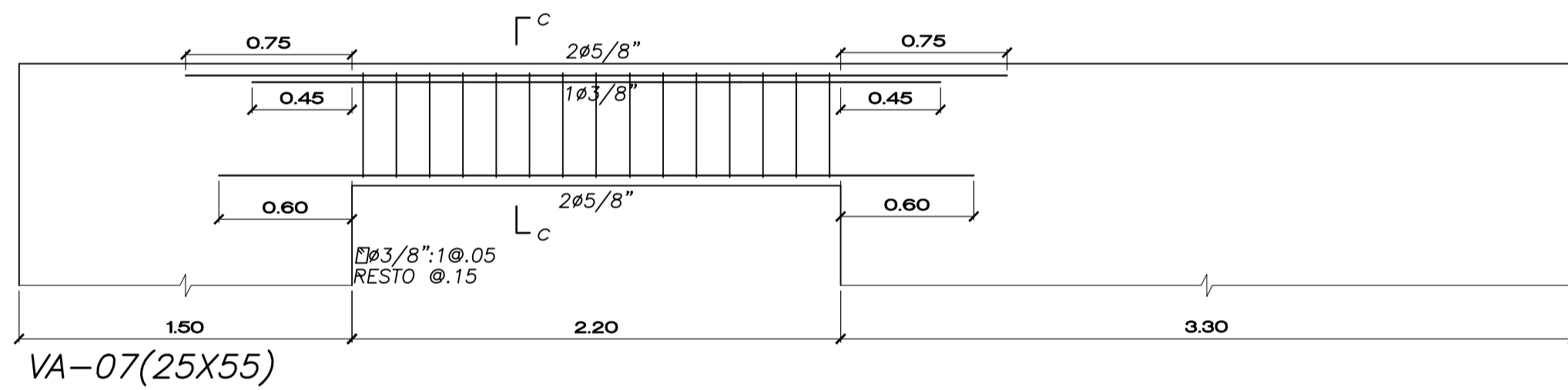
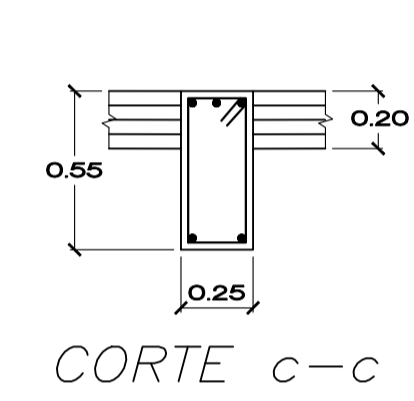
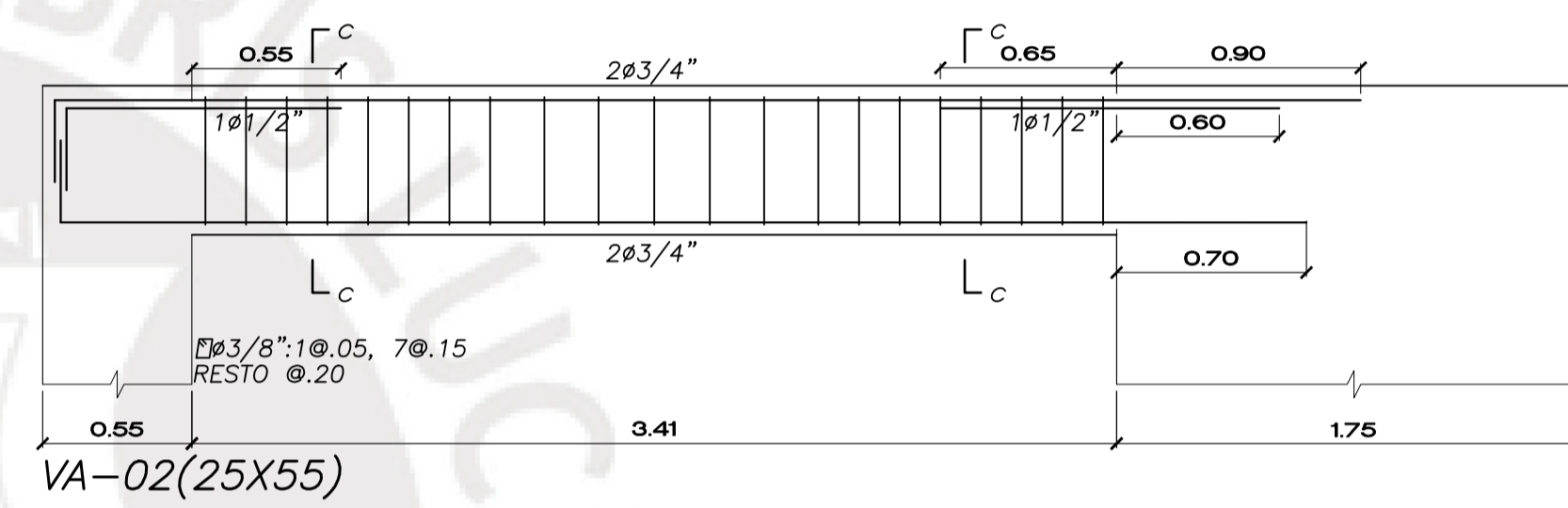
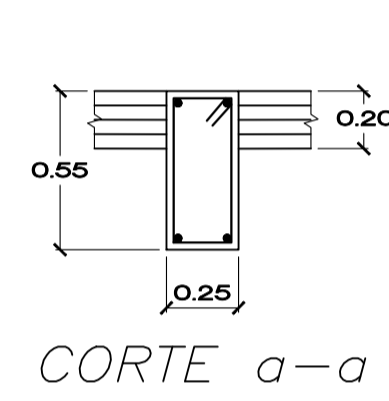
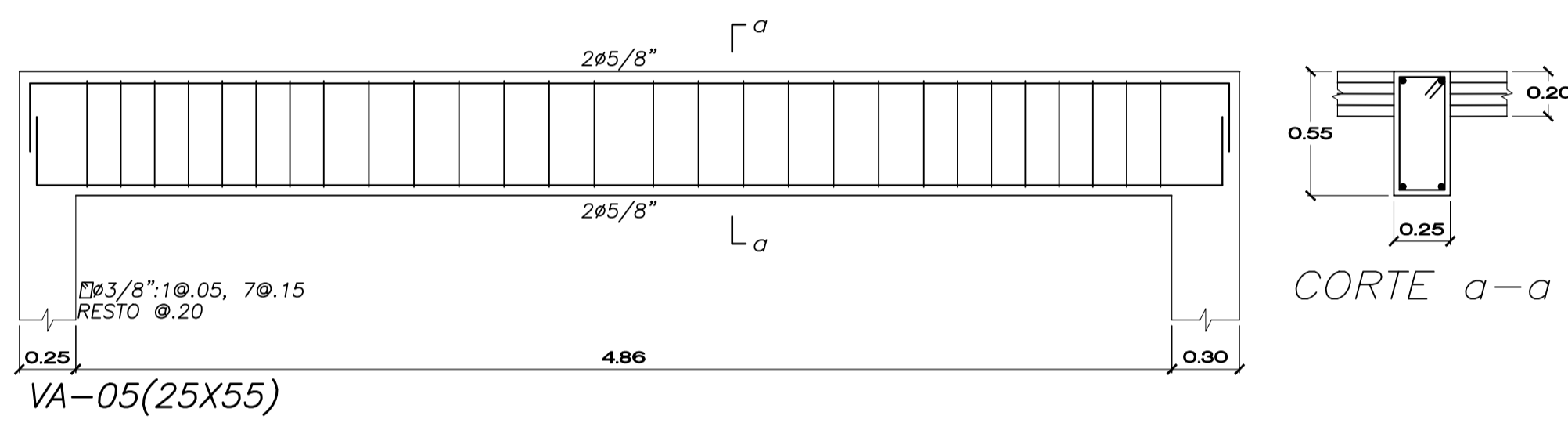
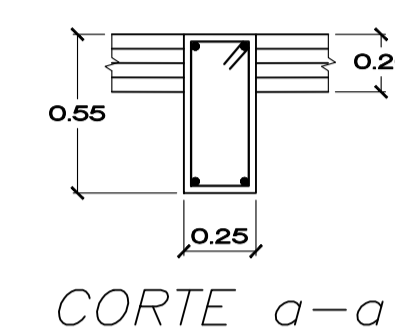
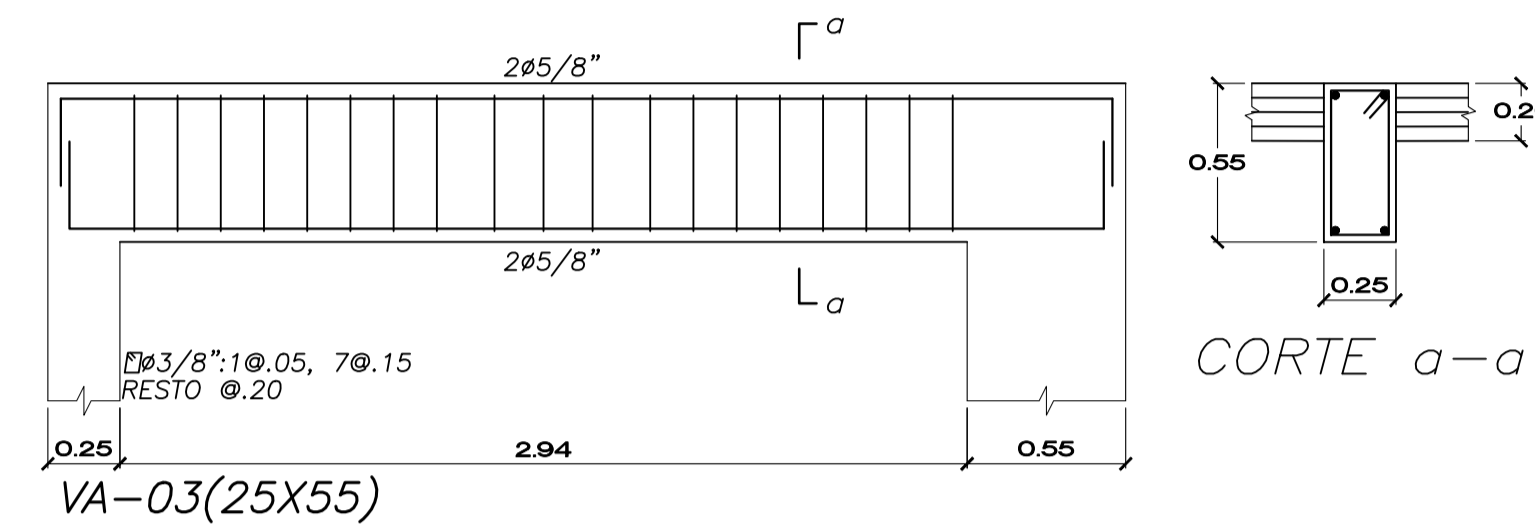
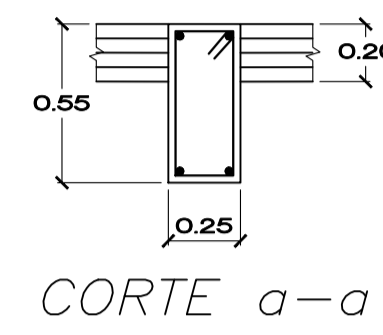
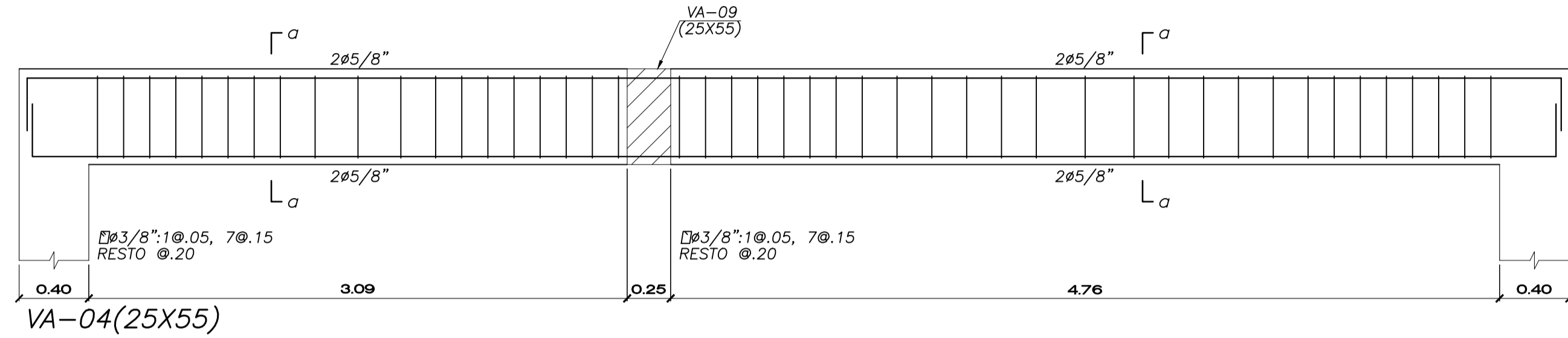
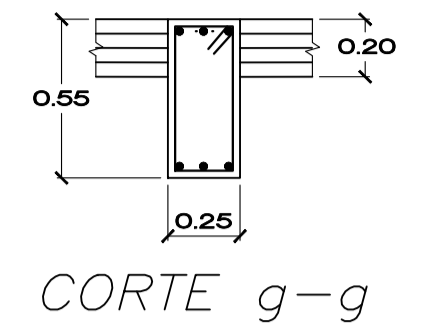
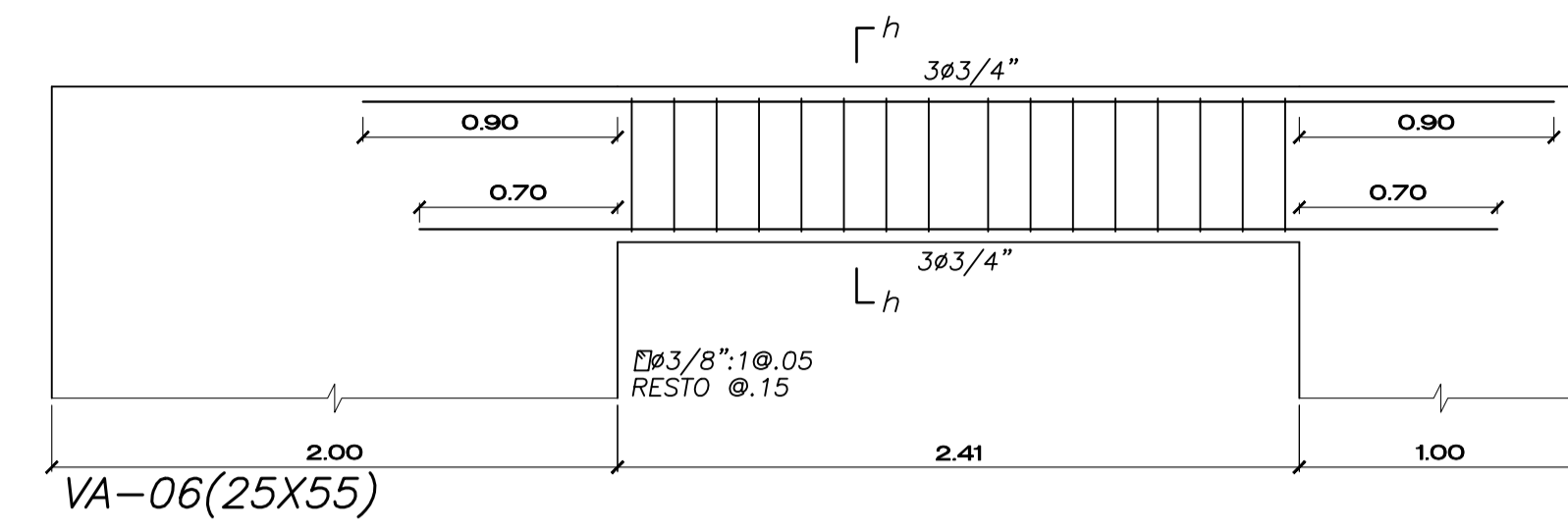
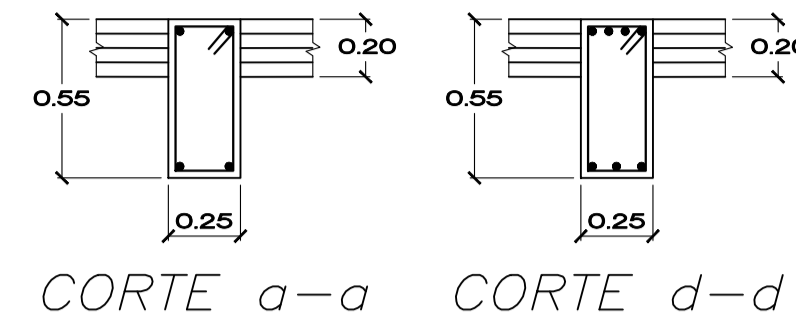
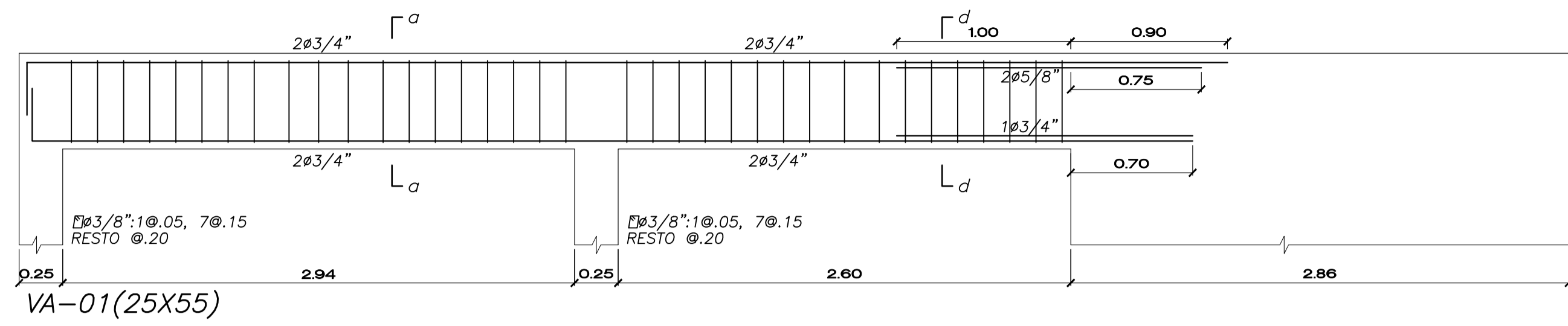
Proyecto:	PROYECTO VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS		E-7
	DETALLE DE VIGAS 1° PISO		
Nombre:	Christian Peñaranda Villalobos	Código: 20095874	Esc: 1:25

DETALLE DE VIGAS



Proyecto:	PROYECTO VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS	E-8
	DETALLE DE VIGAS 2°,3°,4°,5° PISO	
Nombre:	Christian Peñaranda Villalobos	Esc: 1:25
	Código: 20095874	

DETALLE DE VIGAS



Proyecto:	PROYECTO VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 6 PISOS	E-9
	DETALLE DE VIGAS AZOTEA	
Nombre:	Christian Peñaranda Villalobos	Esc: 1:25
	Código: 20095874	