

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PUCP

DISEÑO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 15 PISOS ALTO SAN

ISIDRO

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

David Eduardo Egúsqüiza Guerrero

Mario Paolo Yancán Campos

ASESOR:

César Huapaya Huapaya

Lima, Febrero, 2020

RESUMEN

El presente proyecto tiene como finalidad el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de 15 pisos conformado por 4 departamentos por cada piso, este edificio no posee sótanos por lo que los estacionamientos se ubican en el exterior rodeando a la edificación, ubicado en el distrito de San Isidro. El terrero de cimentación corresponde a una grava arenosa medianamente densa a densa (GP) con una presión admisible de 4.00 kg/cm², el tipo de suelo será S1.

El tipo de sistema estructural elegido fue de muros y pórticos de concreto armado y los techos fueron losas aligeradas con un paño de losa maciza para la cercanía a la escalera.

El tipo de cimentación elegido para el diseño serán zapatas conectadas por medio de vigas de cimentación y zapatas combinadas.

Con respecto al análisis sísmico, se realizó el análisis estático y el análisis dinámico según lo estipulado en la norma **NTE E.030** (Diseño Sismo resistente) para poder comparar las derivas y los desplazamientos con los valores exigidos por dicha norma.

El análisis y el diseño se realizaron según los requerimientos de las normas NTE E.020 (cargas), NTE E.030 (Diseño Sismo resistente), NTE E.050 (Suelos y Cimentaciones) y NTE E.060 (Concreto Armado).

INDICE

1. INTRODUCCION	5
1.1. Objetivos	6
1.2. Arquitectura del proyecto	6
1.3. Elección del Sistema Estructural.....	7
2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	9
2.1. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales	9
2.1.1. Losas.....	9
2.1.2. Vigas	10
2.1.3. Columnas.....	11
2.1.4. Placas.....	12
3. ANÁLISIS TRASLACIONAL ESTÁTICO.....	14
3.1. Introducción	14
3.2. Parámetros del Análisis Sísmico	15
3.2.1. Zonificación sísmica del Perú: factor Z.....	15
3.2.2. Parámetros de Sitio (S, Tp y TL)	15
3.2.3. Factor de amplificación sísmica: Factor C	16
3.2.4. Categoría de las edificaciones: Factor U	17
3.2.5. Sistema Estructural: Coeficiente de Reducción R	18
3.2.6. Regularidad Estructural	19
3.2.7. Estimación del Periodo Fundamental	20
3.2.8. Fuerza cortante basal y distribución de fuerzas	20
3.3. Comentarios.....	25
4. METRADO DE CARGAS.....	25
4.1. Metrado de tabiques	25
4.2. Metrado de losas	25
4.2.1. Losas macizas.....	26
4.2.2. Losas Aligeradas.....	26
4.3. Metrado de vigas	26
4.3.1. Metrado de vigas peraltadas.....	26
4.3.2. Metrado de vigas chatas	27
4.4. Metrado de Columnas	29

4.5.	Metrado de placas	31
5.	ANÁLISIS SISMICO.....	32
5.1.	Análisis Estático	32
5.1.1.	Generalidades.....	32
5.1.2.	Derivas.....	35
5.1.3.	Peso de la edificación.....	37
5.1.4.	Fuerza cortante mínima en la base.....	38
5.2.	Análisis Dinámico.....	39
5.2.1.	Generalidades.....	39
5.2.2.	Análisis de modos de vibración	40
5.2.3.	Procedimiento del Análisis Dinámico con el programa ETABS.....	41
5.2.4.	Análisis de Irregularidades	43
6.	DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS.....	45
6.1.	Introducción	45
6.2.	Diseño de Losas	45
6.2.1.	Diseño por flexión.....	45
6.2.2.	Diseño por corte	49
6.3.	Diseño de Vigas	51
6.3.1.	Diseño por flexión.....	51
6.3.2.	Diseño por corte	56
7.	DISEÑO DE COLUMNAS.....	60
7.1.	Introducción	60
7.2.	Diseño por flexocompresión	60
7.3.	Diseño por cortante.....	64
8.	DISEÑO DE PLACAS	70
8.1.	Introducción	70
8.2.	Diseño por flexocompresión	70
8.3.	Diseño por cortante.....	75
9.	DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	79
9.1.	Descripción de la cimentación	79
9.2.	Diseño de zapata aislada.....	80
9.3.	Diseño de zapata combinada	85
9.4.	Diseño de Viga de Cimentación.....	89
9.4.1.	Diseño por flexión.....	89
9.4.2.	Diseño por cortante	93

10. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS	95
10.1. Diseño de la escalera	95
11. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	98
12. REFERENCIAS	99
13. ANEXOS	100
13.1. PLANOS	100

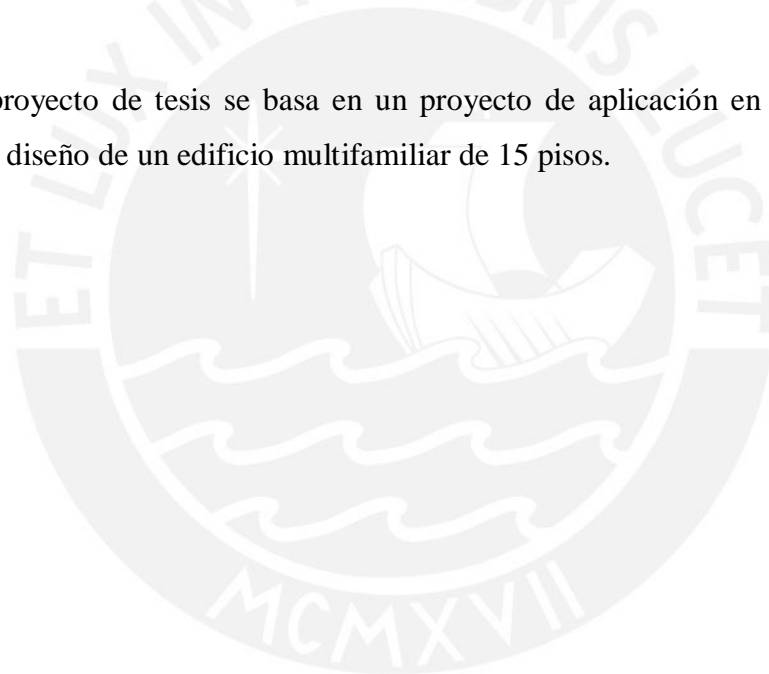


1.INTRODUCCION

La población peruana ha ido creciendo a lo largo de los años, según estudios del INEI en el año 2015 la población era de 31 millones 151 mil 643 personas, encontrándose la mayor densidad poblacional en la capital, Lima, con 9 834 631 habitantes.

Esta situación demanda la creación de nuevas estructuras que puedan albergar mayor cantidad de personas, por ello la construcción opta por edificios multifamiliares altos y la escasez de espacio obliga a que la construcción sea vertical, de esa forma aprovecharlo mejor.

El presente proyecto de tesis se basa en un proyecto de aplicación en ingeniería que consiste en el diseño de un edificio multifamiliar de 15 pisos.



1.1. Objetivos

El objetivo general del siguiente proyecto es el siguiente:

- Analizar y diseñar todos los elementos estructurales que componen la edificación, de tal manera que se garantice la seguridad y comodidad de los usuarios. Para ello se trabajará con el reglamento nacional de edificación.

Los objetivos específicos son los siguientes:

- El análisis traslacional debe verificar el correcto pre-dimensionamiento de las estructuras realizado siguiendo las recomendaciones del manual de estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado del ingeniero Antonio Blanco Blasco.
- Para el tiempo de vida diseñada, la edificación responda correctamente a sismos manteniendo la edificación en un correcto nivel de desempeño según la SEAOC (Asociación de ingenieros estructurales de California).
- El diseño realizado debe estar dentro de los parámetros de la norma peruana de edificaciones.

1.2. Arquitectura del proyecto

El Proyecto que se realizará es un edificio residencial de 15 pisos ubicado en el distrito de San Isidro (Lima, Perú). Cada piso tendrá una altura de 2.70 metros medida de piso a piso, la planta está compuesta por 4 departamentos de 100 m² de área aproximadamente, el edificio no posee sótanos por lo que los estacionamientos se encuentran afuera de éste bordeando el área construida.

El ingreso al edificio es por un hall de ascensores donde también se encuentra la recepción y por la parte posterior las escaleras que comunicarán todos los pisos de la vivienda.

La distribución de los 4 departamentos que hay por nivel consta de un depósito, cocina – lavandería, comedor, sala, 2 dormitorios, 3 baños, sala de uso diverso y terraza. Tal y como se muestra a continuación.

En *Imagen 1-1* Se muestra la planta del primer nivel la cual se diseñó con placas de 30 cm de espesor y losas de espesor 20 cm.

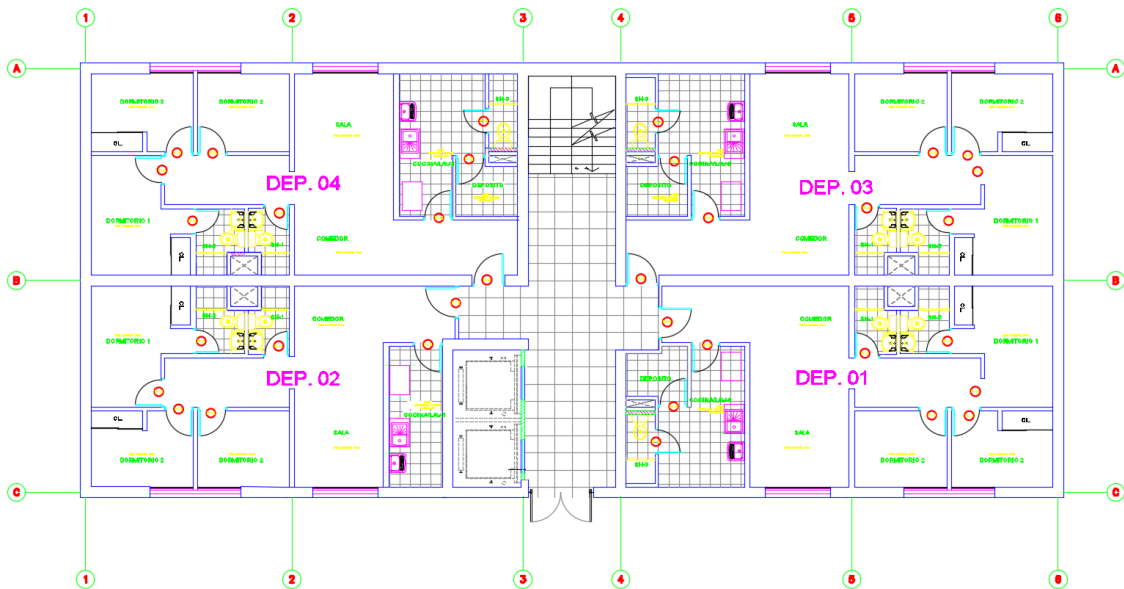


Imagen 1-1 Arquitectura del proyecto.

Fuente: Propia

1.3. Elección del Sistema Estructural

Los tres pilares que una estructura debe tener para lograr un correcto desempeño frente a la demanda sísmica son ductilidad, rigidez y resistencia. Dichos parámetros van a depender de la regularidad de la edificación, tanto en elevación como en planta, dimensión y ubicación de los elementos estructurales.

Las estructuras altas y de varios pisos se caracterizan por tener un periodo fundamental grande y para estimarlo se hará el cálculo según lo indicado en el artículo 4.5.4 de la norma E.030 el cual estima al periodo como el cociente de la altura total y el factor C_t el cual depende del tipo de sistema estructural elegido.

Para poder elegir un adecuado sistema estructural se analizó la señal de un espectro de aceleraciones peruano.

La *Imagen 1-2* Representa un espectro de aceleraciones en el Perú. Se puede observar que las máximas aceleraciones se dan en periodos cortos, para periodos largos las aceleraciones disminuyen, tendiendo a cero para un periodo exageradamente largo, es por esta razón que antiguamente se creía que al diseñar estructuras con periodo muy grande

como son las aporticadas se verían poco afectadas por un sismo debido que las fuerzas serían menores.

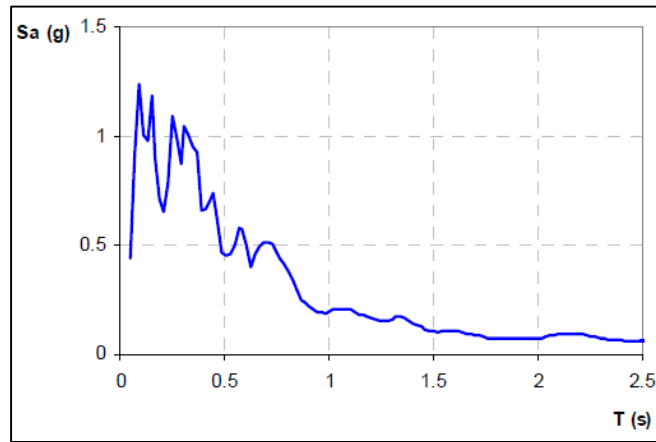


Imagen 1-2 Espectro de aceleraciones peruano.

Fuente: Ingeniería Antisísmica, Ing. Muñoz, 2011

Sin embargo, se demostró posteriormente mediante los sismos acontecidos que lo que en realidad controla el daño en la estructura no son las fuerzas sino los desplazamientos, dando cabida al uso de edificios de muros estructurales que aporten rigidez y controlen entonces las derivas y desplazamientos. La Imagen 1-3 Muestra el comportamiento que tendrían las estructuras de muros y pórticos según el espectro de aceleración peruano.

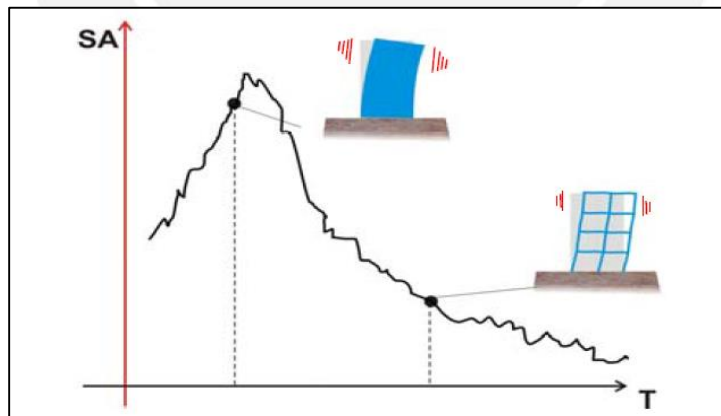


Imagen 1-3 Estructura de placas y pórticos para un típico espectro de aceleraciones peruano.

Fuente: Ingeniería Antisísmica, Ing. Muñoz, 2011

Si bien una estructura sólo con muros ofrecerá una gran resistencia y rigidez lateral, también debería ofrecer ductilidad, pero al ser una estructura poco flexible su

desplazamiento inelástico será escaso, sería prácticamente una falla frágil en la estructura, la cual no avisará ni dará indicios de una cercanía al colapso para que las personas puedan evacuar la edificación o se tomen precauciones al respecto.

Debido a estas razones surge la idea de combinar ambos sistemas estructurales, edificio con pórticos y muros, confiere una resistencia adecuada y ductilidad necesaria a la estructura.

Se elegirá un edificio con un sistema de muros y pórticos para satisfacer dicha demanda de resistencia, ductilidad y rigidez. A la vez se controlarán las derivas al colocar muros en mayor proporción que pórticos.

2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1. Pre-dimensionamiento de elementos estructurales

En el acápite anterior se llegó a la conclusión que una buena edificación posee ambos tipos de estructuras, pórticos y placas.

Para realizar el análisis estático y dinámico de nuestra estructura es necesaria partir de elementos estructurales que van de acuerdo a las dimensiones, el tipo y la ubicación en las cuales se encuentran. Para realizar el pre-dimensionamiento se utilizará el libro de estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado del Ingeniero Antonio Blanco Blasco.

2.1.1. Losas

En la tabla se observan los criterios y recomendaciones presentadas en el manual de estructuración de edificaciones de concreto armado del ingeniero Antonio Blanco Blasco, especificándose el espesor de losa recomendable con relación a las luces que presenta la estructura.

Tabla 2-1 espesor de losa recomendado según las luces.

ESPESOR DE LOSA	LUCES
H = 17 cm	menores de 4 m
H = 20 cm	entre 4 y 5.5 m
H = 25 cm	entre 5 y 6.5 m
H = 30 cm	entre 6 y 7.5 m

Fuente: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, Antonio Blanco B.

En la *Imagen 2-1* se observa el plano de planta de piso típico de la edificación, la cual presenta luces que se pueden clasificar de hasta 5.5 metros en la dirección Y-Y. Para estas luces se utilizará como espesor de losa aligerada 20 cm.

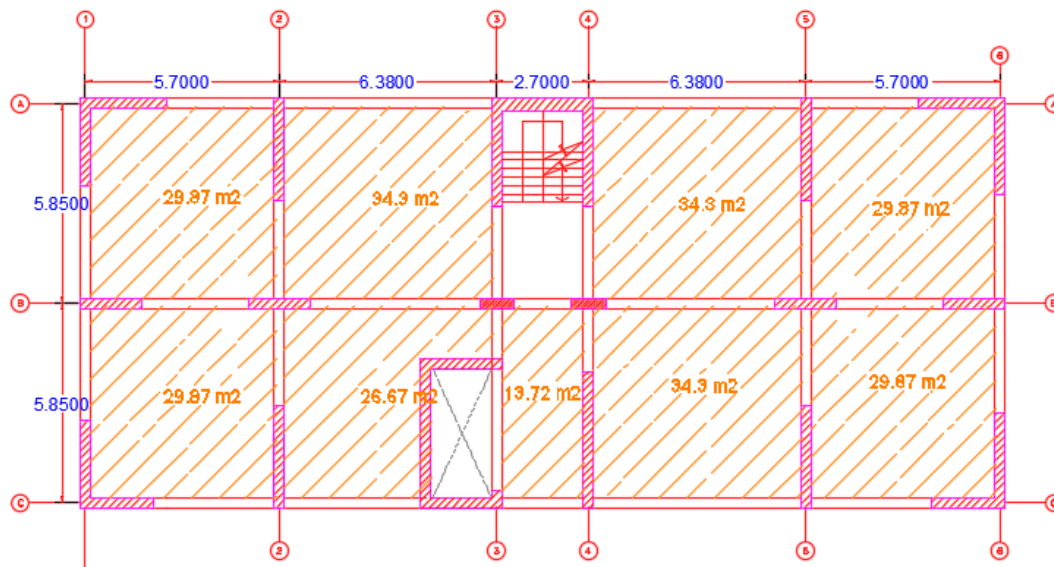


Imagen 2-1 áreas en planta.

Fuente: Propia

2.1.2. Vigas

El criterio para pre dimensionar las vigas, también está relacionado con las luces de la estructura, según el manual de criterios y recomendaciones de estructuración de edificaciones de concreto armado. En la siguiente tabla se observan estos criterios.

Tabla 2-1 Dimensiones usuales de vigas según las luces.

DIMENSIONES USUALES	
$L \leq 5.5\text{m}$	25x50, 30x50

$L \leq 6.5\text{m}$	25x60, 30x60, 40x60
$L \leq 7.5\text{m}$	25x70, 30x70, 40x70, 50x70
$L \leq 8.5\text{m}$	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
$L \leq 9.5\text{m}$	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

Fuente: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, Antonio Blanco B.

Las luces de la estructura a diseñar son menores de 6.5 metros, al utilizar los criterios y recomendaciones se utilizará una sola dimensión de viga de 30x60 cm con el fin de uniformizar toda la estructura.

2.1.3. Columnas

El criterio para el pre-dimensionamiento de columnas se basa en parámetros tales como el número de pisos de la estructura, la posición en la que se encuentra la columna y el área tributaria de la que se obtienen las cargas.

En la imagen se observa las áreas de cada paño de la estructura, con dichas medidas se realizará el cálculo respectivo para pre dimensionar las dimensiones de la sección de las columnas.

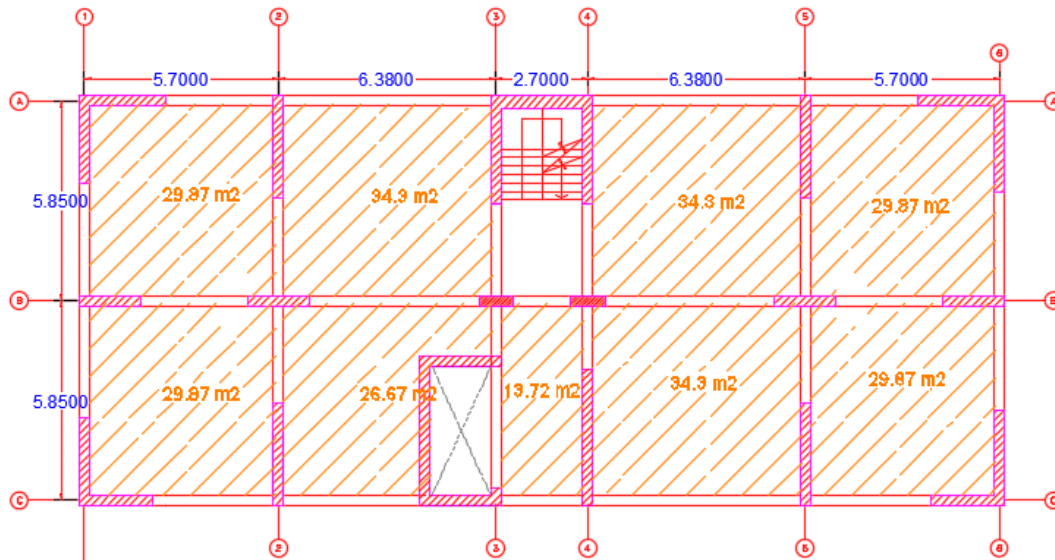


Imagen 2-2 áreas de paños en planta.

Fuente: Propia

Pre-dimensionamiento de columnas centrales

C-1

En la imagen se observa la ubicación de la columna C-1 y se usarán áreas tributarias para su pre-dimensionamiento.

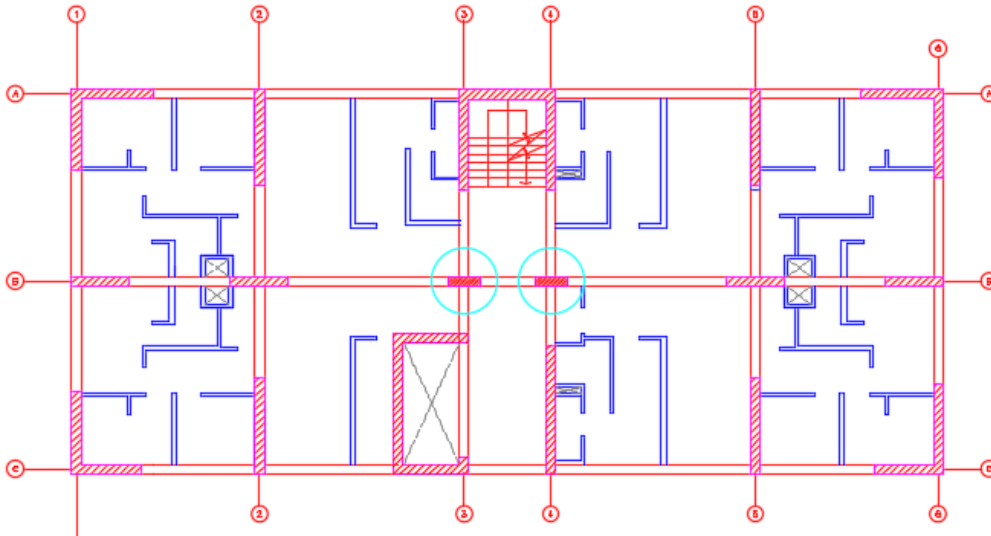


Imagen 2-3 columnas centrales C-1 y C-2.

Fuente : Propia

$$P_{servicio} = 1000 \frac{kg}{m^2} \cdot A_{tributaria} m^2 \cdot N_{pisos}$$

Dónde:

Área

tributaria = 10.37 m²

Número de pisos = 15 pisos

Por lo tanto, P servicio = 155550 kg

$$Area = \frac{P_{servicio}}{0.45 f'c}$$

$$Area = \frac{155550}{0.45 \times 210} = 1646 \text{ cm}^2$$

Con el área de 1646 cm² se obtiene una columna C-1 de dimensiones 30x60cm, sin embargo, para agregarle rigidez en el sentido X-X de la columna y a su vez realizar un cálculo más conservador se utilizará la columna C-1 de 30x100cm.

2.1.4. Placas

Para el pre-dimensionamiento de los muros estructurales de concreto se tendrá en cuenta lo indicado en el artículo 21.9.3 de la norma E.060: El espesor en el alma de los muros de corte no deberá ser menor que 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor de 10 cm.

Según lo dispuesto en el artículo 14 de la norma NTE E.060 Concreto Armado, los muros portantes de concreto armado deberán ser diseñados con una resistencia a la compresión mayor a las cargas actuantes amplificadas respectivamente.

Para verificar esta condición se usará la ecuación del artículo 14.5.2 de la norma NTE E.060-Concreto Armado.

La siguiente ecuación representa la resistencia vertical de un muro diseñado como Elemento en compresión.

$$\Phi P_{nw} = 0.55 \times \Phi \times f'_c \times A_g \times \left[1 - \left(\frac{k(L_c)}{32(t)} \right)^2 \right]$$

Imagen 2-4 Resistencia a la compresión en placas

Fuente: NTP E.060 Capítulo 14

Dónde:

$$\Phi = 0.70$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$K = 0.80$ (factor de longitud efectiva para muros restringidos contra la rotación).

A_g = Área bruta de la sección.

T = Espesor del muro.

L_c = longitud del elemento en compresión medida de piso a piso.

Se procederá a calcular la resistencia axial de diseño ϕP_n para un muro de 440 cm de largo y 30 cm de espesor el cual se presenta en las esquinas de este edificio.

$$\phi P_n = 0.55 * 0.70 * 210 * (255 * 30 + 255 * 30) * \frac{\left[1 - \left(\frac{0.8 * 2.70}{32 * 0.30} \right)^2 \right]}{10}$$

$$\phi P_n = 1174 \text{ ton}$$

Se comprobó que la fuerza axial ejercida sobre la placa fue de 700 toneladas realizando un metrado, este resultado fue menor que la resistencia axial que podrá resistir el muro.

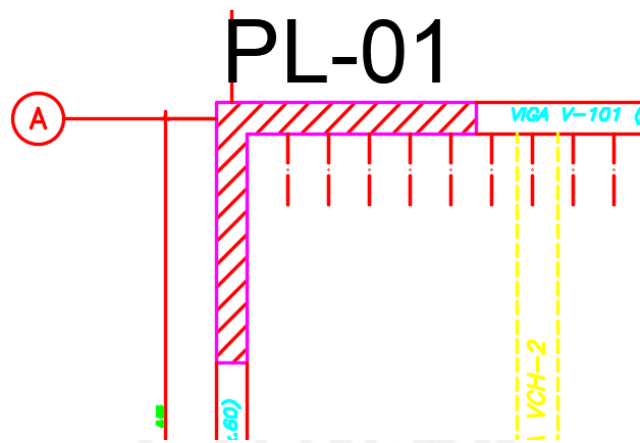


Imagen 2-5 Placa superior izquierda de los ejes 1-A.

Fuente: Propia

3. ANÁLISIS TRASLACIONAL ESTÁTICO

3.1. Introducción

El análisis traslacional estático, tiene como objetivo calcular las derivas de entrepiso que podrían presentarse en un evento sísmico, asimismo servirá para definir las dimensiones iniciales de los elementos estructurales cotejando los valores del pre dimensionamiento. Se colocan los ejes que conforman la estructura de forma consecutiva tanto para el sentido X como en Y, los elementos deben ser modelados distanciados respecto a sus centros de gravedad. Se estimará la fuerza cortante basal como una función del peso de la estructura para luego ser distribuida en todos los pisos y los factores de zona y uso que serán explicados posteriormente.

La distribución de la fuerza sísmica en la altura se hará con el factor α que tendrá cada nivel, tal y como lo indica el artículo 4.5.3 de la norma E.030.

Los datos a utilizar son los siguientes:

Peso = 1 ton/m²

Nº de pisos = 15 pisos

Área de planta = 323.85 m²

Ubicación = Lima

Tipo de suelo = S1

3.2. Parámetros del Análisis Sísmico

Se presentan los parámetros a usar en el análisis sísmico dependiendo de la zona, el suelo, el tipo de sistema estructural, el periodo, y su regularidad.

3.2.1. Zonificación sísmica del Perú: factor Z



Tabla 3-1 Factores de Zona "Z"

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Imagen 3-1 Factor de Zonificación de la Norma peruana.

Fuente: NTP E.030 Diseño SismoResistente, 2016

La norma divide el Perú en 4 zonas sísmicas y a cada una de ellas se le asigna un factor "Z", el cual se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años de retorno, se expresan los valores escalados a la gravedad.

El edificio multifamiliar se encuentra en San isidro, Lima. Se usará un factor "Z" de 0.45 (0.45g) según lo indicado en la norma.

3.2.2. Parámetros de Sitio (S, Tp y TL)

La norma distingue los diferentes tipos de suelo agrupándolos en 5 tipos (S₀, S₁, S₂, S₃ y S₄) que dependen de la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s), para los suelos que son granulares se podrá tomar en cuenta el promedio ponderado de los N₆₀ que fueron obtenidos de un ensayo de penetración estándar y para los suelos

cohesivos se distinguirá usando el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u).

El suelo sobre el cual estará el edificio multifamiliar es una grava arenosa medianamente densa a densa (GP) y según la norma será un perfil de suelo S1.

Con la tabla N°3 de la norma se obtendrá el factor de suelo “S” para el cual se deberá conocer el tipo de perfil de suelo y la zonificación. La estructura se encuentra en una zona Z4 y en un perfil S1 por ello se usarán valores de “S” igual a 1.

Tabla 3-2 Factores de Suelo "S"

ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: NTP E.030 Diseño SismoResistente ,2016

Adicionalmente se calcularán los valores de los periodos TP (Periodo que define el fin del valor de 2.5 del factor “C”) y TL (Periodo que define el inicio de la zona del factor “C” con desplazamiento constante). Debido al perfil del suelo S1 los valores que se obtendrán de la *Tabla 3-3* serán 0.4 y 2.5 para TP y TL respectivamente.

Tabla 3-3 Valores de “TP” y “TL”

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: NTP E.030 Diseño SismoResistente ,2016

3.2.3. Factor de amplificación sísmica: Factor C

Se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto a la aceleración del suelo, es que tanto se amplifica la señal en la parte superior de la estructura.

Se tendrán en cuenta los valores obtenidos de TP y TL para el cálculo del factor “C”. Dependiendo del intervalo en el cual se encuentre el periodo T, se usará la siguiente fórmula para calcularlo :

$$C = 2,5 \quad T < T_P$$

$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \quad T_P < T < T_L$$

$$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right) \quad T > T_L$$

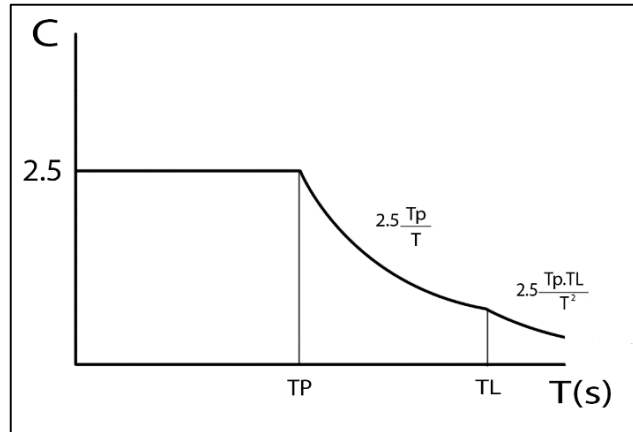


Imagen 3-2 Gráfica del factor de amplificación.

Fuente: Propia

3.2.4. Categoría de las edificaciones: Factor U

Las estructuras están clasificadas de acuerdo a su uso o importancia y van desde la categoría A (Edificaciones Esenciales) hasta la D (Edificaciones Temporales). Se basa en la cantidad de personas que podrá albergar dicha estructura o concentración de personas a determinadas horas, la importancia de una edificación radica también en que podría servir como techo provisional frente a una catástrofe.

Nuestra edificación es categoría C (vivienda) y por lo tanto corresponde un factor $U=1$.

Tabla 3-4 Categorías de edificaciones, factor "U"

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR <i>U</i>
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	1,5
B Edificaciones Importantes	<p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.</p> <p>También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.</p>	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: NTP E.030 Diseño SismoResistente ,2016

3.2.5. Sistema Estructural: Coeficiente de Reducción R

Según el porcentaje de fuerza cortante que se lleven los elementos estructurales en planta como columnas y muros, se clasificarán a las estructuras como aporricadas (Por lo menos 80% de la cortante basal actúa en las columnas), de Muros estructurales (Por lo menos el 70% de la fuerza cortante basal actúa en los muros), Dual (La cortante basal en los muros será tomada entre 20% y 70% por estos).

La *Tabla 3-5* de la norma indicará qué tipo de sistema estructural utilizar según el uso de la estructura y la zona en la que se encontrará.

Tabla 3-5 Categorías de Sistema estructural

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

Fuente: NTP E.030 Diseño SismoResistente ,2016

Debido a la cantidad de placas comparadas con la cantidad de columnas en esta estructura se tendrá en cuenta un sistema de muros para el cual el coeficiente básico de reducción R_0 igual a 6, tal y como se muestra en la *Tabla 3-6 de la norma E030*.

Tabla 3-6 Coeficiente de reducción

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: NTP E.030 Diseño SismoResistente ,2016

3.2.6. Regularidad Estructural

Se definirán el tipo de irregularidades que se presenten en planta y en altura para poder hallar el valor del coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas. Siendo IP (Irregularidad en Planta) e IA (Irregularidad en Altura).

Estos factores IA, IP serán multiplicados al coeficiente básico de reducción R_0 con el fin de calcular el factor R.

El edificio multifamiliar no presenta irregularidad alguna en planta ni en altura, por lo tanto $I_a=I_p=1$, finalmente $R=R_0 \cdot I_p \cdot I_a=6 \times 1 \times 1=6$.

3.2.7. Estimación del Periodo Fundamental

Se obtendrá el periodo fundamental de vibración de la estructura usando la fórmula $T=H_n/C_T$ en función del número de pisos y el factor C_T , este último varía según el tipo de sistema estructural.

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

Donde:

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

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

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

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostados.

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

Imagen 3-3 Factores C_t según el tipo de estructuración.

Fuente: NTP E.030 Diseño SismoResistente ,2016

Entonces obtenemos que en esta edificación de 15 pisos con altura de 2.70 m en cada entre piso la altura total será de 40.5 m y debido al uso de un sistema estructural dual el factor de C_t será 60, para finalizar T será igual a 0.675 segundos.

Estimado el periodo se calculará el valor del factor C .

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Siendo T_P y T_L 0.4 y 2.5 respectivamente:

$$C = 2,5 * \frac{0,4}{0,675} = 1,48$$

3.2.8. Fuerza cortante basal y distribución de fuerzas

Resumiendo, los parámetros a utilizar se tienen lo siguiente:

Z: 0.45

U: 1

C: 1.48

S: 1

R: 6

Peso = 1 ton/m² (Asumido)

N° de pisos = 15 pisos

Área de planta = 320 m²

Se obtendrá entonces que cada piso pesará 320 Ton, con lo que en total 4800 Ton

Se calculará la fuerza cortante en la base igual que un análisis sísmico estático.

$$V = \frac{Z * U * C * S * P}{R}$$
$$V = \frac{0.45 * 1 * 1.48 * 1 * 4800}{5.25} = 530 \text{ Ton}$$

Para distribuir las fuerzas en los 15 pisos se usará lo indicado en el artículo 4.5.3 de la norma E.030.

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

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

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
- Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

Imagen 3-4 Distribución de fuerzas sísmicas en la altura

Fuente: NTP E.030 Diseño SismoResistente ,2016

Donde “K” será 1.09 debido a que el periodo presentado es mayor de 0.5 y “P” es el peso de cada piso y h la altura de cada piso medida desde la base del primer piso.

Tabla 3-7 Valores correspondientes a los factores definidos.

Área Total	320
------------	-----

#Pisos	15
Ton/m2	1
P	4800
Z	0.45
U	1
S	1
C	1.48
R	6
C/R	0.25
V=ZUCSP/R	
V	532.8
TP	0.4
TI	2.5
T=Hn/Ct	
Hn	40.5
Ct	60
T	0.675

Fuente: Propia

Tabla 3-8 Valores de las fuerzas en cada piso.

#PISO	$P_i(h_i)^k$	$\alpha (P_i(h_i)^k / \sum P_i(h_i)^k)$	FUERZAS(TON)
1	944.79	0.01	3.62
2	2011.22	0.01	7.72
3	3128.95	0.02	12.00
4	4281.36	0.03	16.43
5	5460.27	0.04	20.95
6	6660.72	0.05	25.56
7	7879.40	0.06	30.23
8	9113.91	0.07	34.97
9	10362.41	0.07	39.76
10	11623.49	0.08	44.60
11	12895.98	0.09	49.48
12	14178.95	0.10	54.40
13	15471.58	0.11	59.36
14	16773.20	0.12	64.35
15	18083.23	0.13	69.38
$\sum P_i(h_i)^k$	138869.5	1	532.8

Fuente: Propia

De esta forma se distribuirá la fuerza cortante en los 15 pisos de la edificación, en este caso los pórticos colocados de forma consecutiva ya alineados en ambos ejes X e Y. La Imagen 3-5 Representa los pórticos colocados de forma consecutiva en el eje X.

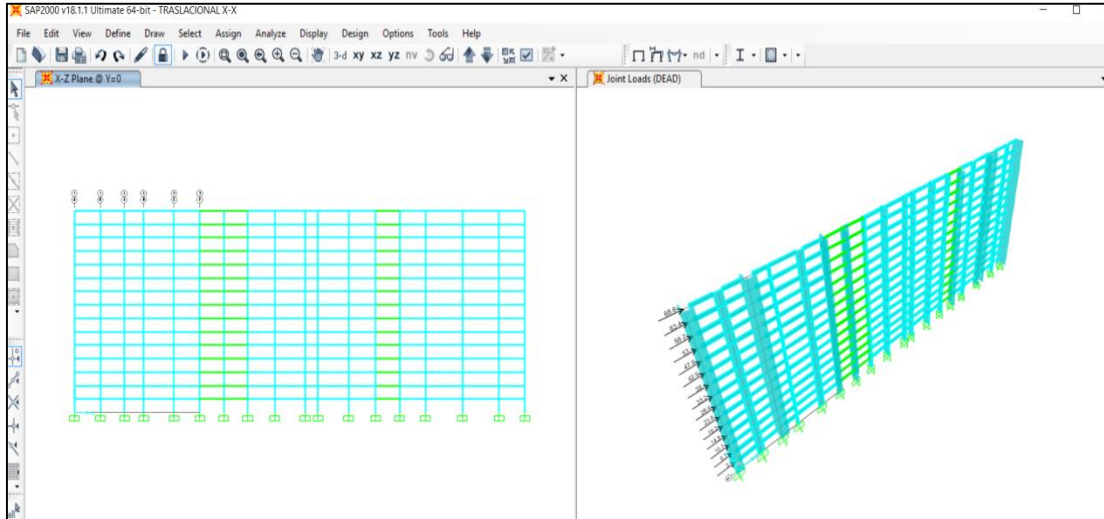


Imagen 3-5 Análisis traslacional en X.

Fuente: Propia desde software sap2000.

La Imagen 3-6 Representa los pórticos colocados de forma consecutiva en el eje Y

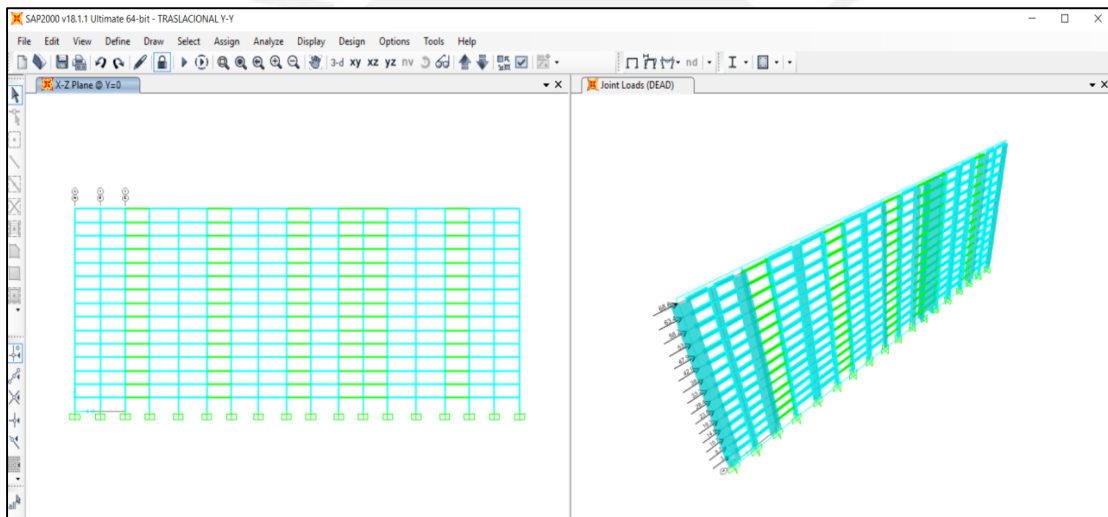


Imagen 3-6 Análisis traslacional en Y.

Fuente: Propia desde software sap2000.

Finalmente se correrá el programa de cómputo y se analizarán las derivas obtenidas.

Para el Eje X se tienen las siguientes derivas:

Tabla 3-9 Valores de derivas en X-X

Piso	Desplazamiento	Desplazamiento Relativo Elástico	Desplazamiento Relativo Inelástico	Deriva
15	0.0385	0.0013	0.00585	2.17
14	0.0372	0.0015	0.00675	2.50
13	0.0357	0.0019	0.00855	3.17
12	0.0338	0.0022	0.0099	3.67
11	0.0316	0.0025	0.01125	4.17
10	0.0291	0.0028	0.0126	4.67
9	0.0263	0.0031	0.01395	5.17
8	0.0232	0.0033	0.01485	5.50
7	0.0199	0.0035	0.01575	5.83
6	0.0164	0.0035	0.01575	5.83
5	0.0129	0.0035	0.01575	5.83
4	0.0094	0.0032	0.0144	5.33
3	0.0062	0.0029	0.01305	4.83
2	0.0033	0.0022	0.0099	3.67
1	0.0011	0.0011	0.00495	1.83

Fuente: Propia

Para el eje Y se tendrán las siguientes derivas:

Tabla 3-10 Valores de derivas en Y-Y

Piso	Desplazamiento	Desplazamiento Relativo Elástico	Desplazamiento Relativo Inelástico	Deriva
15	0.0334	0.0007	0.00315	1.17
14	0.0327	0.0019	0.00855	3.17
13	0.0308	0.002	0.009	3.33
12	0.0288	0.0023	0.01035	3.83
11	0.0265	0.0025	0.01125	4.17
10	0.024	0.0026	0.0117	4.33
9	0.0214	0.0028	0.0126	4.67
8	0.0186	0.003	0.0135	5.00
7	0.0156	0.0029	0.01305	4.83
6	0.0127	0.003	0.0135	5.00
5	0.0097	0.0027	0.01215	4.50
4	0.007	0.0026	0.0117	4.33
3	0.0044	0.0021	0.00945	3.50
2	0.0023	0.0016	0.0072	2.67
1	0.0007	0.0007	0.00315	1.17

Fuente: Propia

3.3. Comentarios

Observado este análisis se coteja que las dimensiones asumidas inicialmente son adecuadas para continuar con el diseño ya que no sobrepasan los límites establecidos en la norma para el concreto armado, obteniendo una deriva máxima de 5.83 la cual no supera el valor de 7, no obstante, es válido comentar que estos resultados son cálculos más conservadores y probablemente en un modelo las derivas sean menores.

4. METRADO DE CARGAS

4.1. Metrado de tabiques

La tabiquería promedio que se obtuvo de la estructura fue de 0.20ton/m^2 ; Sin embargo, en el acápite 6.3 de la norma se menciona una carga de tabiquería 0.50ton/m^2 para elementos de mediana altura y esto se consideró para distribuirla por metro cuadrado en los paños que sean macizos y para el caso de las losas aligeradas se harán en las vigas chatas.

4.2. Metrado de losas

Se muestra el metrado de las losas realizado de forma manual para luego comprobarlos con lo obtenido por el programa.

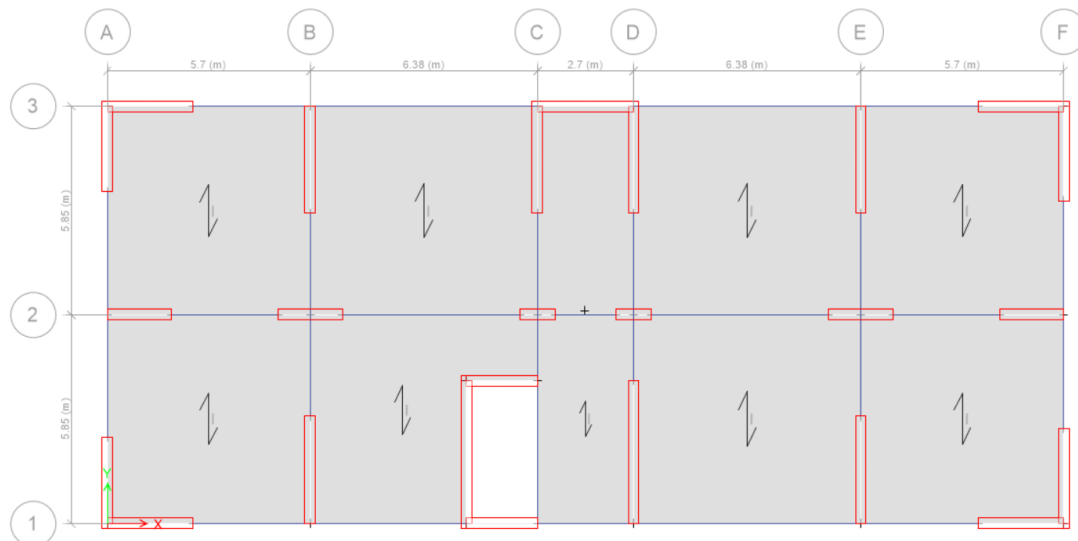


Imagen 4-1 Planta típica definida finalmente para el edificio multifamiliar.

Fuente: Propia

4.2.1. Losas macizas

- El espesor de losa empleado fue de 20cm, para ello se calculó su peso por metro cuadrado el cual fue de 0.48ton/m².
- Se consideró un peso por piso terminado de 0.1ton/m².
- Se consideró el peso distribuido de los tabiques como 0.17ton/m²
- Se consideró una sobrecarga de 0.2ton/m² para los pisos típicos y 0.1ton/m² para la azotea.
- CM = 0.75ton/m²; CV = 0.20ton/m²
- 1.4CM+1.7CV = 1.39ton/m²

4.2.2. Losas Aligeradas

- El aligerado de 20cm tiene un peso de 0.30ton/m².
- Se consideró un peso por piso terminado de 0.1ton/m².
- Se consideró una sobrecarga de 0.2ton/m² para los pisos típicos y 0.1ton/m² para la azotea.
- CM = 0.16ton/m; CV = 0.08ton/m
- 1.4CM+1.7CV = 0.36ton/m

4.3. Medrado de vigas

Para el medrado de las vigas peraltadas se tomó en cuenta lo mencionado previamente en losas aligeradas adicionándose el peso propio de la viga, para el caso de las vigas chatas se tomará en cuenta el peso de un tabique influyente sobre ésta.

4.3.1. Medrado de vigas peraltadas

Se presenta el medrado de la viga v-101(.30x.60) del piso típico ubicada en el eje “A” tal y como muestra la *imagen 4-2*.

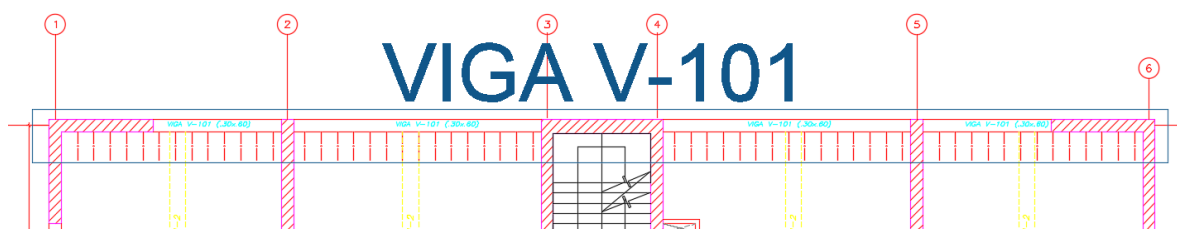


Imagen 4-2 Viga V-101 del eje “A”.

Fuente: propia

Viga eje "A"

CM:

$$W_{\text{peso propio}} = 0.30\text{m} \times 0.6\text{m} \times 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0.432 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{tab sobre viga}} = 0.12\text{m} \times 1.50\text{m} \times 1.80 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0.324 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{peso losa}} = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 0.20\text{m} \times 2.775\text{m} = 1.332 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{piso terminado}} = 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 2.775\text{m} = 0.278 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$CM \text{ TOTAL} = 2.366 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

CV:

$$W_{s/c} = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 2.775\text{m} = 0.56 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$CV \text{ TOTAL} = 0.56 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$C \text{ servicio TOTAL} = 2.936 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$C \text{ Ultima TOTAL} = 4.264 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

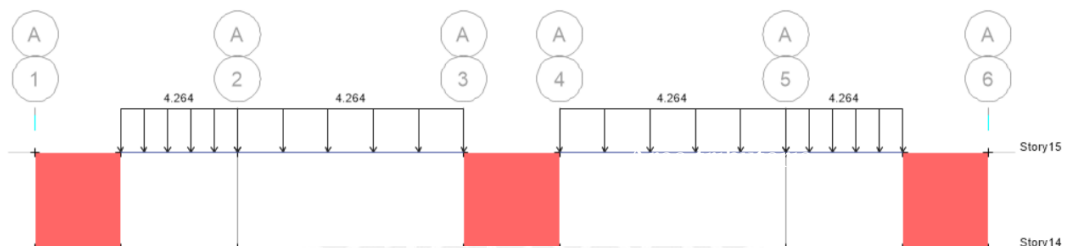


Imagen 4-3 Cargas últimas distribuidas en la viga peraltada.

Fuente: propia

4.3.2. Metrado de vigas chatas

Se presenta el metrado de la viga vch-1(.40x.20) del piso típico en la cual se apoya la mayor densidad de tabiquería, tal y como muestra la *imagen 4-4*.

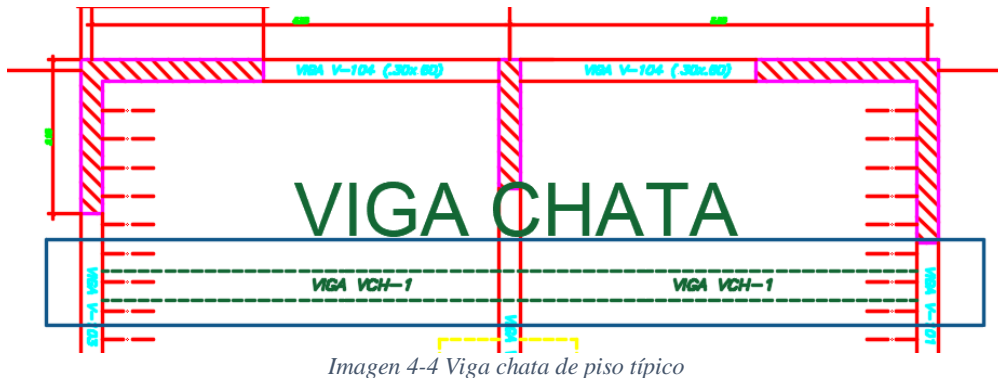


Imagen 4-4 Viga chata de piso típico

Fuente: propia

CM:

$$W_{\text{peso propio}} = 0.20\text{m} \times 0.40\text{m} \times 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0.192 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{tab sobre viga}} = 0.12\text{m} \times 1.50\text{m} \times 1.80 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0.324 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$W_{\text{piso terminado}} = 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 0.4\text{m} = 0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$CM \text{ TOTAL} = 0.556 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

CV:

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

$$CV \text{ TOTAL} = 0.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$C \text{ servicio TOTAL} = 0.636 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$C \text{ Ultima TOTAL} = 0.914 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

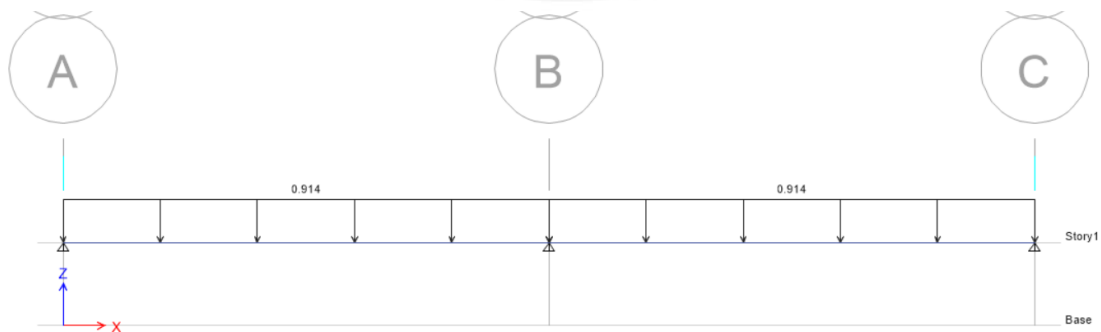


Imagen 4-5 Cargas últimas distribuidas en la viga chata.

Fuente: propia

4.4. Metrado de Columnas

Para el metrado de la columna C1 se calculó un área tributaria de 10.373m², en este caso la columna C1 está ubicada al centro de la planta, tal como se ve en la *imagen 4-6*

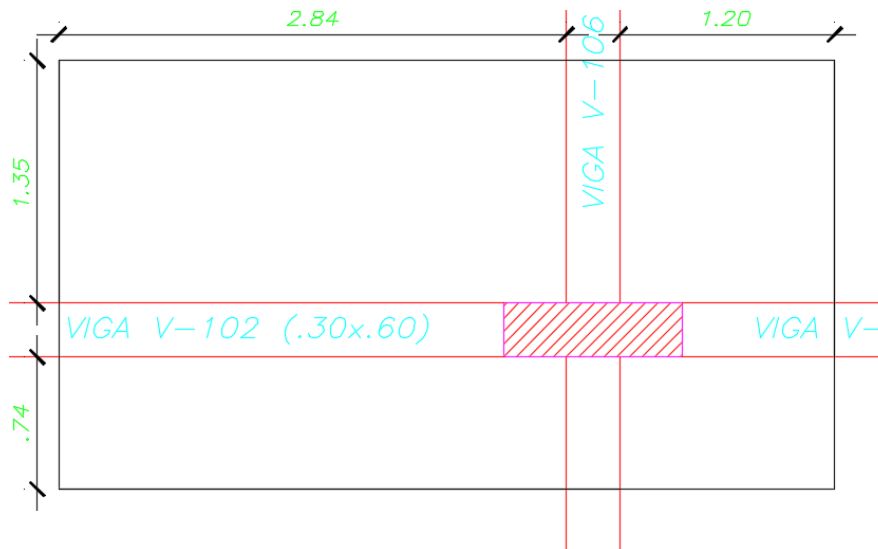


Imagen 4-6 Área tributaria de columna C-1

Fuente: propia

CM

Vigas: $(1.35+0.74+2.84+1.20-0.7) \times (2.4 \times 0.6 \times 0.3 + 0.3) = 3.97 \text{ ton}$

Losas: $(1.20+2.84) \times (1.35+0.74) \times (0.3+0.1) = 3.38 \text{ ton}$

Columna: $2.4 \times 2.7 \times 1.00 \times 0.30 = 1.95 \text{ ton}$

TOTAL = 9.30 ton

CV

Losas: $(1.20+0.3+2.84) \times (1.35+0.74+0.3) \times (0.2+0.05) = 2.60 \text{ ton}$

TOTAL = 2.60 ton

Carga de servicio por metro cuadrado es el 14% más de la considerada inicialmente de 1 ton/m².

$$Carga \text{ Serv} = \frac{9.30 + 2.60}{Atrib (10.373)} = 1.14 \text{ ton/m}^2$$

Aplicaremos reducción de carga viva a lo alto de la estructura a fin de comprobar si la resistencia suministrada por la sección es aceptable para soportar las cargas de la estructura.

Nivel	At(m2)	k	Ai(m2)	PVo	F.Reducción	PVi
15	10.37	2.00	20.74	2.60	1.00	2.60
14	20.74	2.00	41.48	2.60	0.96	2.51
13	31.11	2.00	62.22	2.60	0.83	2.17
12	41.48	2.00	82.96	2.60	0.76	1.96
11	51.85	2.00	103.70	2.60	0.70	1.82
10	62.22	2.00	124.44	2.60	0.66	1.72
9	72.59	2.00	145.18	2.60	0.63	1.64
8	82.96	2.00	165.92	2.60	0.61	1.58
7	93.33	2.00	186.66	2.60	0.59	1.53
6	103.70	2.00	207.40	2.60	0.57	1.48
5	114.07	2.00	228.14	2.60	0.55	1.44
4	124.44	2.00	248.88	2.60	0.54	1.41
3	134.81	2.00	269.62	2.60	0.53	1.38
2	145.18	2.00	290.36	2.60	0.52	1.35
1	155.55	2.00	311.10	2.60	0.51	1.33

Nivel	PMi(ton)	PMa(ton)	PVi(ton)	PVa(ton)
15	9.30	9.30	2.60	2.60
14	9.30	18.60	2.51	5.11
13	9.30	27.90	2.17	7.27
12	9.30	37.20	1.96	9.24
11	9.30	46.50	1.82	11.06
10	9.30	55.80	1.72	12.78
9	9.30	65.10	1.64	14.43
8	9.30	74.40	1.58	16.00
7	9.30	83.70	1.53	17.53
6	9.30	93.00	1.48	19.01
5	9.30	102.30	1.44	20.45
4	9.30	111.60	1.41	21.86
3	9.30	120.90	1.38	23.24
2	9.30	130.20	1.35	24.59
1	9.30	139.50	1.33	25.92

Carga muerta en el piso 1= 139.5 ton

Carga viva = 25.92 ton

Carga de servicio = 165.42 ton

Carga última = 240 ton

Se comprobará usando una cuantía mínima si la sección sometida a compresión pura puede resistir la carga última que la estructura le aporta:

$$Pu = 0.7 \times 0.8 \times [0.85 \times 210 \times (30 \times 100 - 1\% \times 30 \times 100) + 4200 \times 1\% \times 30 \times 100]$$

$$Pu = 367 \text{ ton}$$

Se observa que la compresión pura la resistencia a diseño es mayor que la resistencia última del análisis por lo que las dimensiones de la columna C-01 son aceptables.

4.5. Metrado de placas

Se presenta el detalle de piso típico de la placa PL-01 a metrar en la *imagen 4-7*

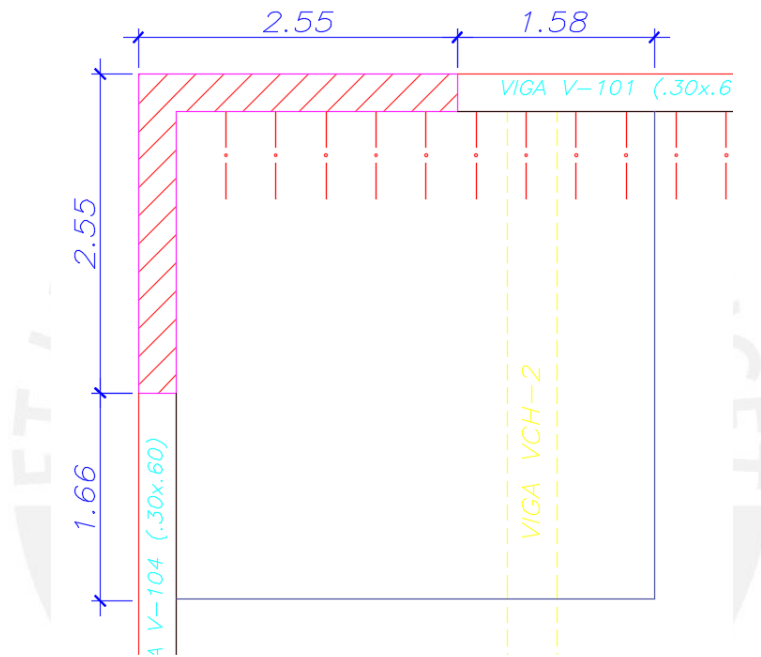


Imagen 4-7 Área tributaria de Placa PL-01

Fuente: propia

CM

Vigas: $(1.66+1.58) \times (2.4 \times 0.6 \times 0.3 + 0.3) = 0.516 \text{ ton}$

Losas: $(1.66+2.25) \times (1.58+2.25) \times (0.3+0.1+0.17) = 8.54 \text{ ton}$

Placa: $2.4 \times 2.7 \times (2.55+2.25) \times 0.30 = 9.33 \text{ ton}$

CM TOTAL = 18.38 ton

CV

Losas: $(1.66+2.25) \times (1.58+2.25) \times (0.2+0.05) = 3.74 \text{ ton}$

CV TOTAL = 3.74 ton

5. ANALISIS SISMICO

5.1. Análisis Estático

5.1.1. Generalidades

Según la norma NTE E.030 Diseño Sismo resistente, este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales que actúan en el centro de masa de cada nivel de la edificación.

Se podrá realizar este análisis en estructuras regulares e irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, estructuras regulares de no más de 30 m de altura y edificaciones cuya estructuración sea principalmente a base de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura aun cuando sean irregulares.

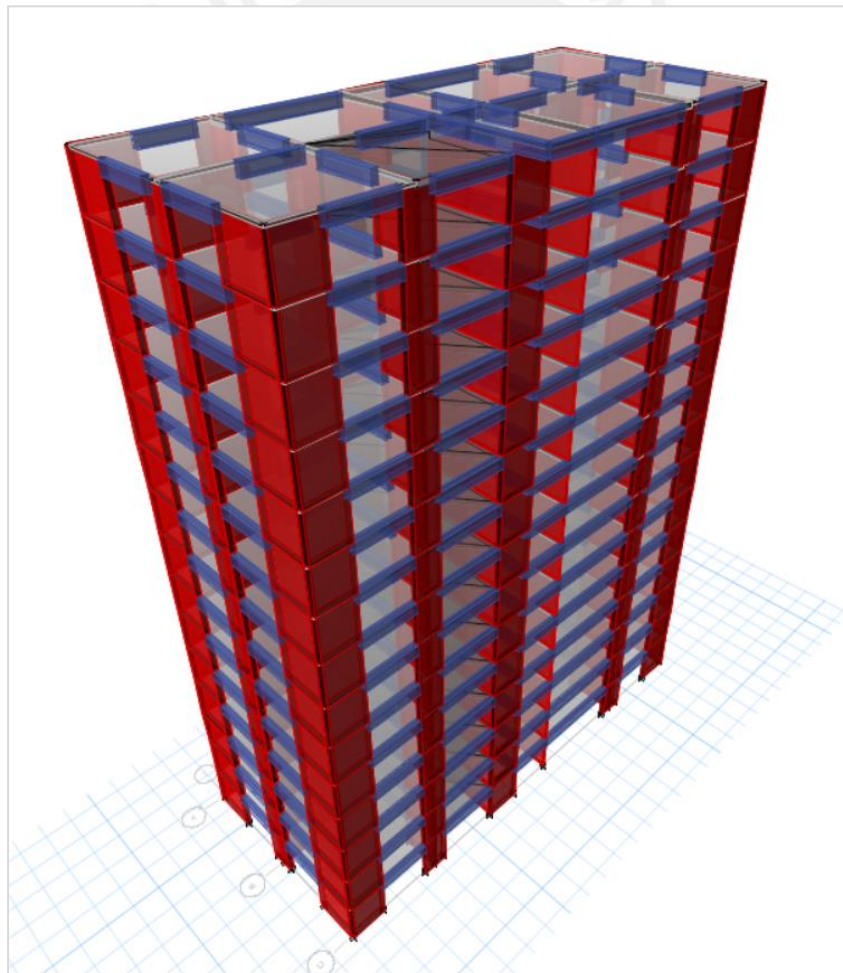


Imagen 5-1 Modelo en 3 dimensiones en Etabs 2016.

Fuente: propia

Factores del análisis sísmico estático

- Z:** Se tomó como factor de zona el correspondiente a una aceleración de 0.45g debido a que la estructura será construida en lima.
- U:** Como factor de uso se tomó 1, la norma indica esta magnitud debido a que es un edificio destinado a viviendas.
- C:** Para el cálculo de este factor se tomó en cuenta la altura de entrepiso y el número de pisos $2.70\text{m} \times 15(\text{Pisos}) = 40.5\text{m}$. Se obtendrá el periodo fundamental de vibración de la estructura usando la fórmula $T=H_n/C_t$ en función de la altura y el factor C_t , este último varía según el tipo de sistema estructural.

$T = \frac{h_n}{C_T}$	
donde:	
$C_T = 35$	Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente: a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte. b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.
$C_T = 45$	Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean: a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras. b) 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.

Imagen 5-2 Valores del coeficiente para estimar el periodo fundamental del edificio.

Fuente: NTP E.030 Diseño SismoResistente ,2016

Debido a que previamente en el análisis traslacional estático se obtuvo que la mayor parte de la fuerza cortante en la base eran cargadas por las placas de tal manera que los muros estructurales son predominantes $C_t=60$, el valor del periodo será $T=40.5/60 = 0.675$

Estimado el periodo se calculará el valor del factor C.

$$\begin{array}{l}
 T < T_p \quad C = 2,5 \\
 T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\
 T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)
 \end{array}$$

Imagen 5-3 Fórmulas para calcular el factor “C”

Fuente: NTP E.030 Diseño SismoResistente ,2016

Siendo T_p y T_L , 0.4 y 2.5 respectivamente.

El periodo se encuentra entre T_L y T_p , por lo tanto, el cálculo del factor “C” puede realizarse con la ecuación $C=2.5 \cdot (T_p/T)$

$$C = 2.5 \cdot (0.4/0.675) = 1.48$$

- S:** Con la tabla N°3 de la norma se obtendrá el factor de suelo “S” para el cual se deberá conocer el tipo de perfil de suelo y la zonificación. La estructura se encuentra en una zona Z_4 y en un perfil S_1 por ello se usarán valores de “S” igual a 1.

Tabla 5-1 Factores de suelo

SUELO ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: NTP E.030 Diseño SismoResistente ,2016

- R:** No se presentan problemas de irregularidades tanto en altura como en planta y el factor de reducción usado fue de $R=6$.

Quedando como plano final para el diseño el siguiente:

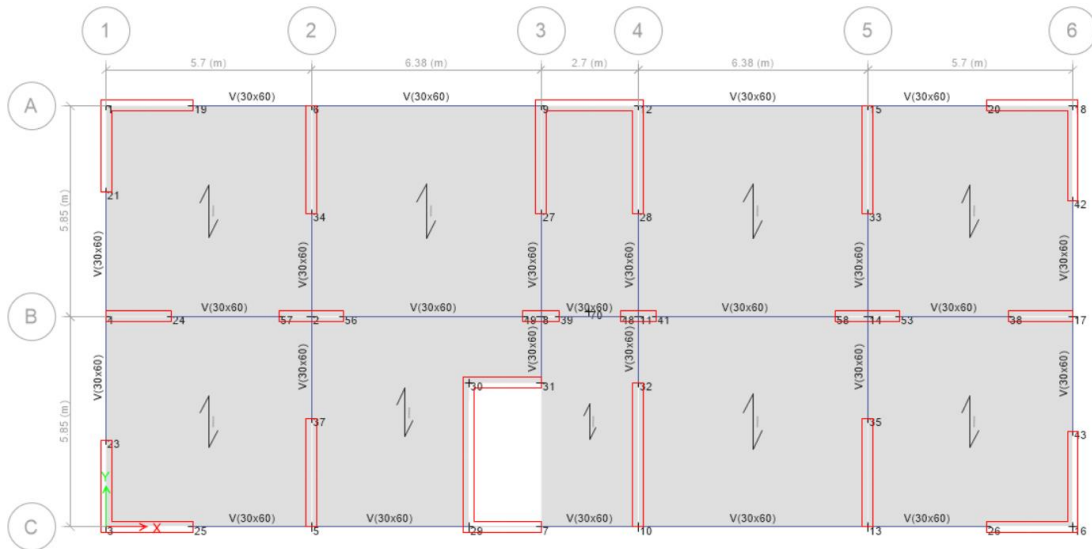


Imagen 5-4 Planta en ETABS del edificio multifamiliar.

Fuente: Propia, Programa ETABS 2016.

Finalmente, $ZUCSP/R = 0.111P$, quedando en función del peso que posteriormente será analizado por el programa ETABS 2016.

5.1.2. Derivas

Para obtener las derivas que demanda el análisis estático del programa de cómputo ETABS 2016, se colocó dentro el factor $ZUCS/R$, ya que este software metra el peso de la estructura y completa la fórmula de la cortante basal $ZUCS \times P / R$.

Tabla 5-2 Parámetros insertados al programa Etabs.

Z	0.45
U	1
S	1
C	1.48
R	6
ZUCS/R	0.111
$C/R \geq 0.125$	0.25

Fuente: Propia

Se insertó este factor en el sismo estático en X, colocando una excentricidad que podría darle la placa del ascensor y la placa de la escalera.

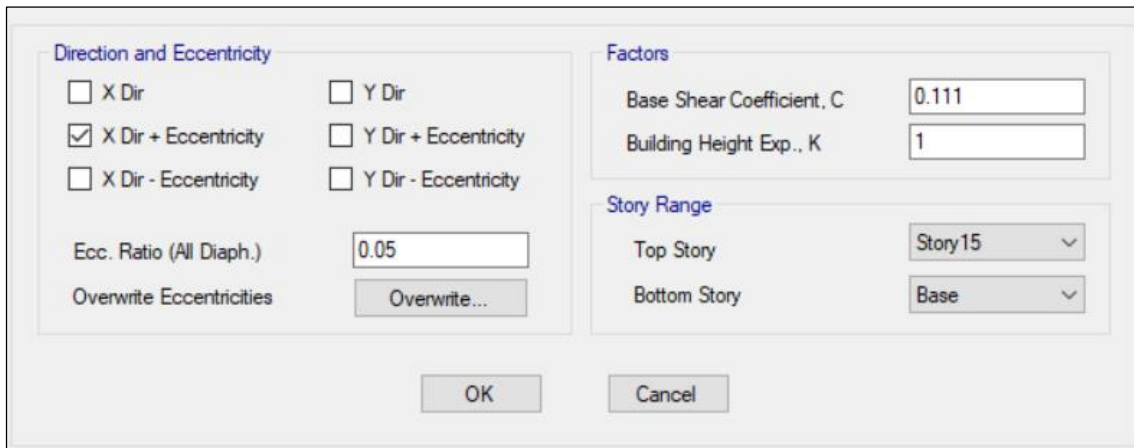


Imagen 5-5 Parámetro ZUCS/R insertado en Etabs para X.

Fuente: Propia, Programa ETABS 2016.

Se insertó este factor en el sismo estático en Y, en el cual se consideró de igual manera la excentricidad que podría dar la placa del ascensor y escalera.



Imagen 5-6 Parámetro ZUCS/R insertado en Etabs para Y.

Fuente: Propia, Programa ETABS 2016.

Finalmente, el programa realizó el cálculo de las derivas elásticas y para estimar las derivas inelásticas se multiplico a lo obtenido en el programa por 0.75R, debido a que es una estructura regular. Se obtuvieron así los siguientes resultados:

Para la dirección XX del análisis:

Tabla 5-3 Derivas del análisis estático para la dirección X.

TABLE: Story Drifts								(0/00)
Story	Load Case/Coml	Directio	Drift	Label	X	Y	Z	Derivas
Story15	SismoEstXX	X	0.00058	4	30.16	19.7	36.6	2.61
Story14	SismoEstXX	X	0.000638	4	30.16	19.7	34.16	2.871
Story13	SismoEstXX	X	0.000708	4	30.16	19.7	31.72	3.186
Story12	SismoEstXX	X	0.000783	4	30.16	19.7	29.28	3.5235
Story11	SismoEstXX	X	0.000857	4	30.16	19.7	26.84	3.8565
Story10	SismoEstXX	X	0.000924	4	30.16	19.7	24.4	4.158
Story9	SismoEstXX	X	0.000979	4	30.16	19.7	21.96	4.4055
Story8	SismoEstXX	X	0.001019	4	30.16	19.7	19.52	4.5855
Story7	SismoEstXX	X	0.001039	4	30.16	19.7	17.08	4.6755
Story6	SismoEstXX	X	0.001033	4	30.16	19.7	14.64	4.6485
Story5	SismoEstXX	X	0.000996	4	30.16	19.7	12.2	4.482
Story4	SismoEstXX	X	0.000917	4	30.16	19.7	9.76	4.1265
Story3	SismoEstXX	X	0.000787	4	30.16	19.7	7.32	3.5415
Story2	SismoEstXX	X	0.000585	4	30.16	19.7	4.88	2.6325
Story1	SismoEstXX	X	0.000274	4	30.16	19.7	2.44	1.233

Fuente: Propia, Programa Exportado de ETABS 2016 a Excel 2013

Para la dirección YY del análisis:

Tabla 5-4 Derivas del análisis estático para la dirección Y.

TABLE: Story Drifts								(0/00)
Story	Load Case/Coml	Directio	Drift	Label	X	Y	Z	Derivas
Story15	SismoEstYY	Y	0.000808	57	32.56	16.7	36.6	3.636
Story14	SismoEstYY	Y	0.000863	57	32.56	16.7	34.16	3.8835
Story13	SismoEstYY	Y	0.00093	57	32.56	16.7	31.72	4.185
Story12	SismoEstYY	Y	0.001003	57	32.56	16.7	29.28	4.5135
Story11	SismoEstYY	Y	0.001075	57	32.56	16.7	26.84	4.8375
Story10	SismoEstYY	Y	0.001138	57	32.56	16.7	24.4	5.121
Story9	SismoEstYY	Y	0.001187	57	32.56	16.7	21.96	5.3415
Story8	SismoEstYY	Y	0.001217	57	32.56	16.7	19.52	5.4765
Story7	SismoEstYY	Y	0.001222	57	32.56	16.7	17.08	5.499
Story6	SismoEstYY	Y	0.001198	57	32.56	16.7	14.64	5.391
Story5	SismoEstYY	Y	0.001136	57	32.56	16.7	12.2	5.112
Story4	SismoEstYY	Y	0.001028	57	32.56	16.7	9.76	4.626
Story3	SismoEstYY	Y	0.000862	57	32.56	16.7	7.32	3.879
Story2	SismoEstYY	Y	0.000624	57	32.56	16.7	4.88	2.808
Story1	SismoEstYY	Y	0.000287	57	32.56	16.7	2.44	1.2915

Fuente: Propia, Programa Exportado de ETABS 2016 a Excel 2013

5.1.3. Peso de la edificación

Una aproximación para estimar el peso pudo haber sido el considerar un peso de 1ton/m², con ello se tendría 1 x (15Pisos) x (323m² Área de planta) = 4825 ton de peso en total .El programa ETABS calcula el peso de los elementos estructurales que quizá fueron

obviados al realizar esta simplificación y con el comando *mass summary by story* se obtuvo la masa de cada entre piso con la base, se multiplico por la gravedad (9.81m/s^2) para obtener el peso en toneladas de la estructura.

Tabla 5-5 Peso de la estructura estimada del programa Etabs

Story	Mass X	Mass Y
	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m
Story15	23.96	23.96
Story14	36.16	36.16
Story13	36.16	36.16
Story12	36.16	36.16
Story11	36.16	36.16
Story10	36.16	36.16
Story9	36.16	36.16
Story8	36.16	36.16
Story7	36.16	36.16
Story6	36.16	36.16
Story5	36.16	36.16
Story4	36.16	36.16
Story3	36.16	36.16
Story2	36.16	36.16
Story1	35.64	35.64
MASA TOTAL	529.67	529.67
PESO TOTAL	5196.10	

Fuente: Propia, Programa Exportado de ETABS 2015 a Excel.

5.1.4. Fuerza cortante mínima en la base

El capítulo “4.6.4 Fuerza Cortante Mínima” de la norma indica que, para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Tabla 5-6 Cortante mínima en la base para escalar el sismo dinámico.

P(etabs) (ton)	5200.00
ZUCS*P/R (ton)	577.78
Vmin (ton)	462.22

Fuente: Propia

Con ello se obtuvo que la fuerza cortante mínima que el análisis dinámico tendrá que ejercer será de 462 toneladas aproximadamente.

5.2. Análisis Dinámico

5.2.1. Generalidades

Para el análisis sísmico dinámico se utilizaron los factores definidos en el punto 5.1.1.

Tabla 5-7 Parámetros sísmicos utilizados en el cálculo de las aceleraciones.

Z	0.45
U	1
S	1
R	6
Tp	0.4
TI	2.5
R	6
Hn(m)	40.5
Ct	60
T(Seg)	0.675
C	1.481
ZUCS/R	0.111
P(Ton) Etabs	5200
ZUCS*P/R	577.78
VMIN(Ton)	462.22
FactorY	1.16
FactorX	1.19

Fuente: propia

Con los valores definidos se procede a definir el espectro de aceleraciones.

Tabla 5-8 Creación del espectro de aceleraciones en Excel.

T	C	Sa
0.01	2.5	0.1875
0.02	2.5	0.1875
0.03	2.5	0.1875
0.04	2.5	0.1875
0.05	2.5	0.1875
0.06	2.5	0.1875
0.07	2.5	0.1875

0.08	2.5	0.1875
0.09	2.5	0.1875
0.1	2.5	0.1875
0.11	2.5	0.1875

Fuente: propia

ESPECTRO DE RESPUESTA

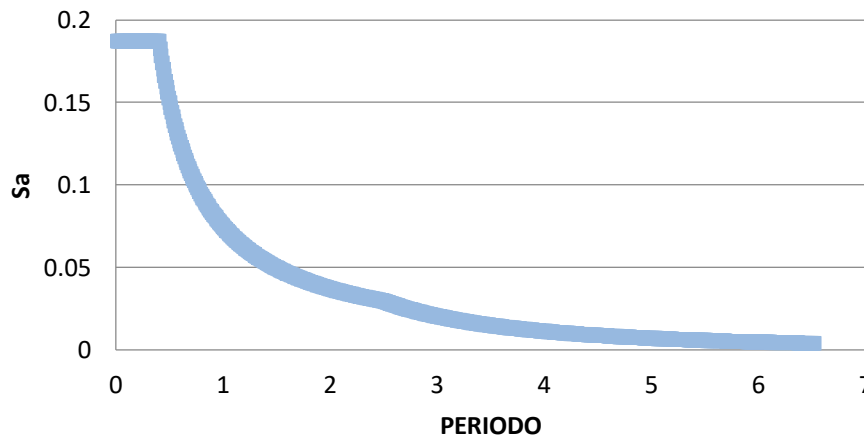


Imagen 5-7 Espectro de aceleraciones creado en Excel.

Fuente: propia

5.2.2. Análisis de modos de vibración

Con el modelo de la estructura realizada en el programa ETABS se definieron 45 modos de vibración, ya que son 3 modos presentes por planta y son 15 pisos.

Para combinar estas respuestas modales y estimar la respuesta máxima de la estructura se usó la Combinación Cuadrática Completa (CQC) la cual puede definirse en el programa ETABS. Con esta combinación obtenemos esfuerzos internos, así como desplazamientos globales y deformaciones.

Para los modos definidos se obtuvieron los siguientes resultados:

En “X” los modos más importantes fueron 1,2 y 4 relacionando su importancia con la masa participativa de cada uno. El periodo fundamental en este sentido fue entonces de $T=0.92$ aproximadamente.

Tabla 5-9 Masas participativas y periodo fundamental de la estructura en X.

Case	Mode	Periodo	UX
		sec	
Modal	1	0.925	0.7099
Modal	4	0.26	0.1076
Modal	2	0.88	0.0935

Fuente: propia

Para “Y” los modos más importantes fueron 2,3 y 5, relacionando su importancia con la masa participativa de cada uno. El periodo fundamental en este sentido fue entonces de $T=0.88$ aproximadamente.

Tabla 5-10 Masas participativas y periodo fundamental de la estructura en Y.

Case	Mode	Periodo	UY
		sec	
Modal	2	0.88	0.6182
Modal	5	0.237	0.1055
Modal	3	0.679	0.0889

Fuente: propia

5.2.3. Procedimiento del Análisis Dinámico con el programa ETABS

Se creó previamente un espectro de respuesta con los parámetros que indica la norma y asumiendo que la estructura no presentará irregularidad alguna. El espectro creado en Excel fue exportado a un block de notas, el cual puede ser insertado en el programa Etabs de forma que lea los datos y grafique la función.

Se insertó el espectro de respuesta en el programa de cómputo:

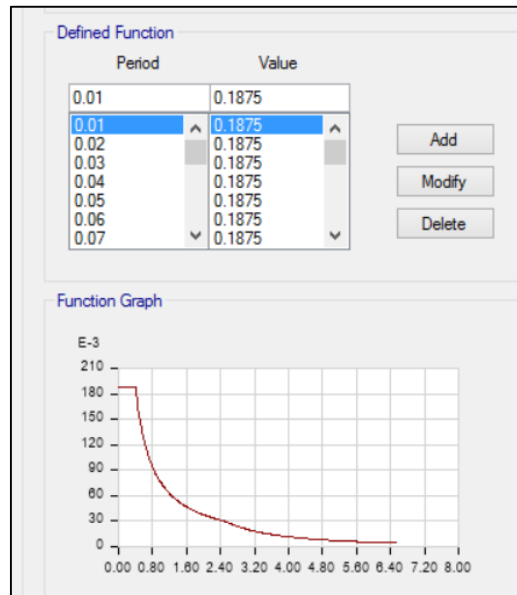


Imagen 5-8 Espectro de aceleraciones exportado a Etabs.

Fuente: propia

La respuesta dinámica frente a este espectro generó las siguientes derivas
Para el sentido X del análisis dinámico es el siguiente:

Tabla 5-11 Derivas en cada piso debidas al sismo dinámico en la dirección X.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Deriva
Story15	SX Max	X	0.000369	1.66
Story14	SX Max	X	0.000410	1.85
Story13	SX Max	X	0.000460	2.07
Story12	SX Max	X	0.000513	2.31
Story11	SX Max	X	0.000564	2.54
Story10	SX Max	X	0.000611	2.75
Story9	SX Max	X	0.000653	2.94
Story8	SX Max	X	0.000690	3.11
Story7	SX Max	X	0.000723	3.25
Story6	SX Max	X	0.000750	3.38
Story5	SX Max	X	0.000771	3.47
Story4	SX Max	X	0.000784	3.53
Story3	SX Max	X	0.000786	3.54
Story2	SX Max	X	0.000775	3.49
Story1	SX Max	X	0.000736	3.31

Fuente: propia

Para el sentido Y del análisis dinámico:

Tabla 5-12 Derivas en cada piso debidas al sismo dinámico en la dirección Y.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Deriva
Story15	SY Max	Y	0.000638	2.87
Story14	SY Max	Y	0.000696	3.13
Story13	SY Max	Y	0.000759	3.42
Story12	SY Max	Y	0.000827	3.72
Story11	SY Max	Y	0.000892	4.01
Story10	SY Max	Y	0.000953	4.29
Story9	SY Max	Y	0.001007	4.53
Story8	SY Max	Y	0.001055	4.75
Story7	SY Max	Y	0.001096	4.93
Story6	SY Max	Y	0.001129	5.08
Story5	SY Max	Y	0.001154	5.19
Story4	SY Max	Y	0.001168	5.26
Story3	SY Max	Y	0.001169	5.26
Story2	SY Max	Y	0.001156	5.20
Story1	SY Max	Y	0.001106	4.98

Fuente: propia

5.2.4. Análisis de Irregularidades

Irregularidad en Altura

1. Irregular de piso blando y piso débil.

Todos los pisos poseen la misma altura, por lo tanto, como poseen la misma rigidez, no se considera esta irregularidad.

La estructura posee elementos continuos, por lo tanto, no se considera irregularidad de piso débil.

2. Irregular de extrema rigidez.

Al no presentar irregularidad de piso blando, es imposible que la irregularidad de extrema rigidez se presente.

3. Irregularidad de extrema resistencia.

Considerando que es un efecto maximizado que piso débil, no se asumirá esta irregularidad.

4. Irregularidad de masa o peso.

La única irregularidad de peso se presenta en diferencia a la de la azotea, sin embargo, por consideración de la norma, no se considera esta diferencia de masa para el criterio de esta irregularidad. No se asumirá esta irregularidad.

5. Irregularidad Geométrica vertical.

En la dirección vertical, todos los elementos son continuos, por lo que no se asume esta irregularidad.

6. Discontinuidad de elementos resistentes.

No se considera esta irregularidad ya que todas las plantas presentan los mismos elementos, los cuales, son continuos en altura.

7. Discontinuidad extrema de sistemas resistentes.

Al ser esta una ampliación del punto anterior no existe esta irregularidad.

Irregularidad en planta

1. Irregularidad torsional.

Al aplicar diafragma rígido, el centro de gravedad dista poco del centro de rigidez por lo que no se considerará esta irregularidad.

2. Irregularidad torsional extrema.

No se considerará debido a que es una ampliación del punto anterior.

3. Esquinas entrantes.

La planta de la edificación es un rectángulo de 27 metros de largo y 12m de ancho cerrada perimetralmente por elementos estructurales, por lo tanto, no se considera esta irregularidad.

4. Discontinuidad del diafragma.

Las aberturas no superan el 50% del total de losas, por lo que no se asumirá esta irregularidad.

5. Sistemas no paralelos.

Todos los elementos son verticales por lo que no se asumirá esta irregularidad.

Se concluye que la estructura no presenta ninguna de las irregularidades mencionadas en la norma, con esto queda cotejado lo asumido inicialmente que la estructura es regular.

6. DISEÑO DE LOSAS Y VIGAS

6.1. Introducción

Las losas aligeradas se utilizan con la finalidad de reducir el peso de la estructura, estas se diseñan sin considerar el efecto del sismo luego de realizar el análisis bajo cargas últimas.

6.2. Diseño de Losas

6.2.1. Diseño por flexión

Losas Aligeradas

Ubicación de los paños compuestos por losas aligeradas

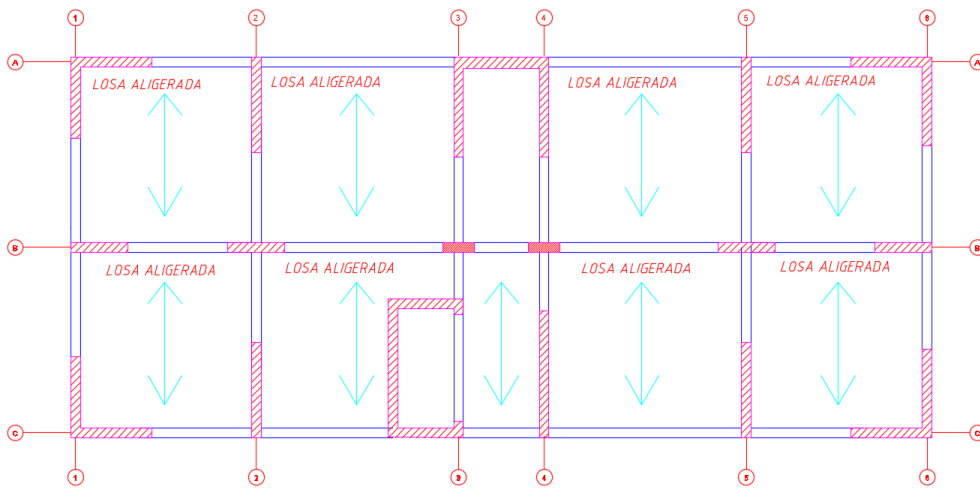


Imagen 6-1 Vista en planta de piso típico.

Fuente: propia

Definimos nuestra losa aligerada de las siguientes dimensiones:

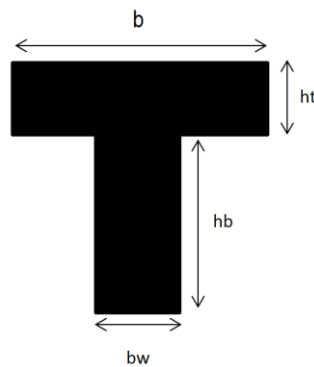


Imagen 6-2 Detalle de losa aligerada.

Fuente: propia

Donde:

Tabla 6-1 dimensiones de vigueta.

b	0.4
bw (m)	0.1
ht (m)	0.05
bb (m)	0.2

Fuente: propia

Propiedades de la sección:

Tabla 6-2 Propiedades de vigueta de 20 cm de peralte.

Peralte (h)	Peralte efectivo(d)	Ig	M+cr	M-cr	As+min	As-min	As+sb	As-sb
cm	cm	cm4	ton-m	ton-m	cm2	cm2	cm2	cm2
20	17	11800	0.26	0.505	0.41	1.01	10	3.61

Fuente: propia

Se va a elegir el paño comprendido entre los ejes 1,2 y A, C para el metrado de cargas y la elección de aceros de refuerzo.

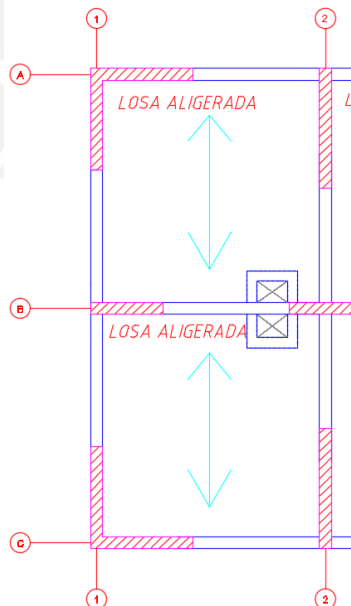


Imagen 6-3 Paño de losa aligerada elegido para el metrado de cargas.

Fuente: propia

Piso Típico

Metrado de cargas:

Carga muerta

$$\text{Peso propio} = 0.30 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Piso terminado} = 0.1 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Peso de tabiquería} = 0.17 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{CM-\text{vigüeta de aligerado}} = 0.57 * 0.4 = 0.228 \text{ ton/m}$$

Carga viva

$$\text{Sobre carga} = 0.2 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{CV} = 0.2 * 0.4 = 0.08 \text{ ton/m}$$

Carga última amplificada:

$$W_{U-\text{aligerado}} = 0.18 * 1.4 + 0.08 * 1.7 = 0.455 \text{ ton/m}$$

Diagrama de momentos para carga última debido a carga muerta y carga viva para piso típico:

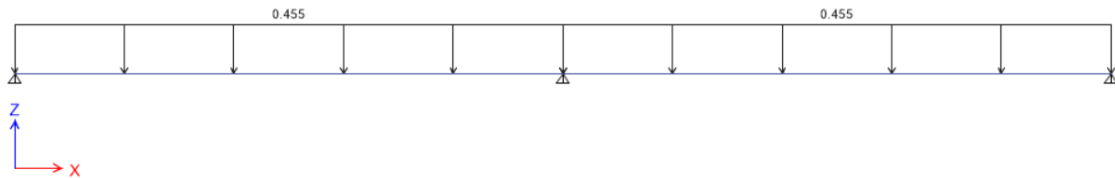


Imagen 6-4 Carga última aplicada en la viga del piso típico.

Fuente: propia

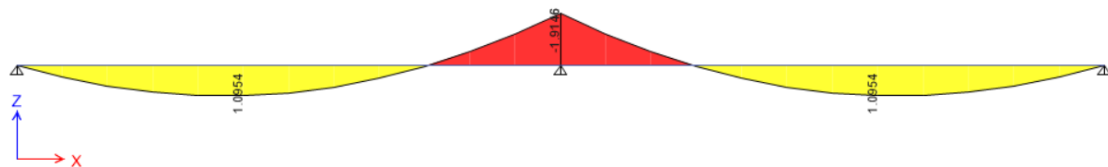


Imagen 6-5 Diagrama de momentos últimos sobre la viga del piso típico.

Fuente: propia

Parámetros a utilizar:

Modelo de bloque de compresión establecido por la norma peruana, donde $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y el acero posee un comportamiento elastoplástico perfecto donde $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.

Donde se definen las siguientes ecuaciones:

$$0.85 * f'c * \beta * c * b = f'y * A_s$$

$$M_u = \phi * M_n = 0.85 * f'c * \beta * c * b * \left(d - \frac{\beta * c}{2} \right)$$

En la siguiente tabla se desarrollará los resultados del acero calculado para los tramos 1 y 2 de la losa para piso típico.

Tabla 6-3 Propiedades de vigueta de 20 cm de peralte.

Tramo		Mu (ton.m)	bw	As (cm2)	Asmin (cm2)	Asmax (cm2)	Acero colocado
1	izquierda	0	10	0	1.01	2.1	1Ø1/2
	centro	1.1	40	1.77	0.41	7.5	1Ø1/2 + 1Ø3/8
	derecha	-1.92	10	4.22	1.01	2.1	2Ø1/2
2	inferior	-1.92	10	0	1.01	2.1	1Ø1/2
	superior	1.1	40	1.77	0.41	7.5	1Ø1/2 + 1Ø3/8
	inferior	0	10	4.22	1.01	2.1	2Ø1/2

Fuente: Propia

Azotea

Metrado de cargas:

Carga muerta

$$Peso\ propio = 0.30\ ton/m^2$$

$$Piso\ terminado = 0.1\ ton/m^2$$

$$W_{CM-aligerado} = 0.4 * 0.4 = 0.16\ ton/m$$

Carga viva

$$Sobre\ carga = 0.1\ ton/m^2$$

$$W_{CV} = 0.1 * 0.4 = 0.04\ ton/m$$

Carga última amplificada:

$$W_U = 0.16 * 1.4 + 0.04 * 1.7 = 0.292\ ton/m$$

Diagrama de momentos para carga última debido a carga muerta y carga viva para azotea:

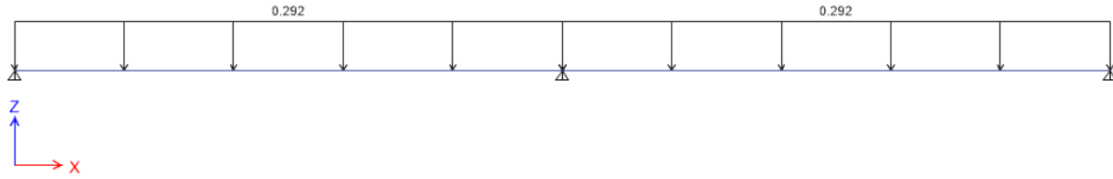


Imagen 6-6 Carga ultima aplicada en la vigueta de la azotea.

Fuente: propia

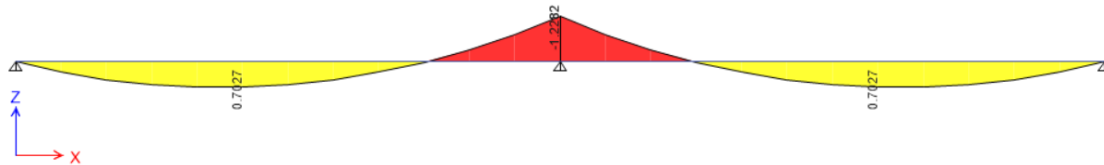


Imagen 6-7 Diagrama de momentos últimos sobre la vigueta de la azotea.

Fuente: propia

En la siguiente tabla se desarrollará los resultados del acero calculado para los tramos 1 y 2 de la losa para azotea.

Tabla 6-4 Propiedades de vigueta de 20 cm de peralte.

Tramo		Mu (ton.m)	bw	As (cm2)	Asmin (cm2)	Asmax (cm2)	Acero colocado
1	izquierda	0	10	0	1.01	2.1	1Ø1/2
	centro	0.7	40	1.11	0.41	7.5	1Ø1/2
	derecha	-1.22	10	2.25	1.01	2.1	2Ø1/2
2	inferior	-1.22	10	2.25	1.01	2.1	2Ø1/2
	superior	0.7	40	1.11	0.41	7.5	1Ø1/2
	inferior	0	10	0	1.01	2.1	1Ø1/2

Fuente: propia

6.2.2. Diseño por corte

Para el diseño por cortante debe cumplirse lo siguiente:

$$V_u \leq \phi V_c$$

El objetivo es garantizar que la resistencia al corte del concreto sea mayor que la fuerza cortante que proporciona el análisis.

Con el metrado de losas previo se obtuvo el diagrama de fuerzas cortantes, el cual a una distancia d (peralte efectivo) de la cara tiene un valor de 1.51ton.

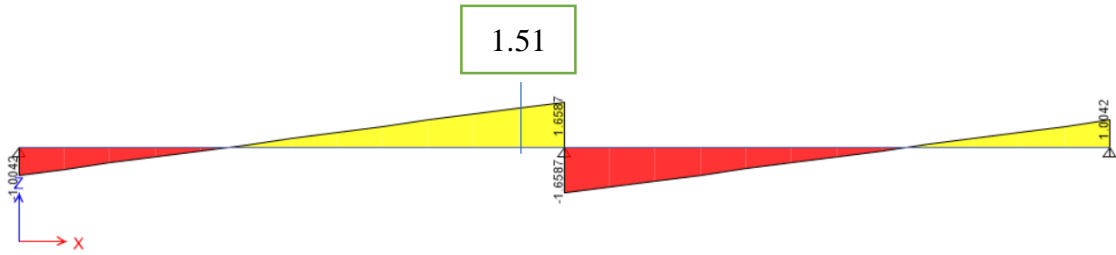


Imagen 6-8 Diagrama de fuerza cortante en la losa.

Fuente: propia

Para el cálculo de la cortante proporcionada con el concreto se utilizó la siguiente fórmula.

$$\phi V_c = 1.1 * 0.85 * 0.53 * \sqrt{F'c} * B_w * d$$

f_c (kg/cm ²)	210
b_w (cm)	10
d (cm)	17
ϕV_c (ton)	1.22

Como se observa en el cálculo previo, la cortante del concreto (ϕV_c) es menor que la cortante última (V_u), por lo que se requiere colocar ensanche alternado de tal manera que b_w es 25cm.

$$\phi V_c = 1.1 * 0.85 * 0.53 * \sqrt{F'c} * 25 * 17 = 3\text{ton}$$

Se verificó que la fuerza cortante del concreto es mayor que la exigida por el análisis.

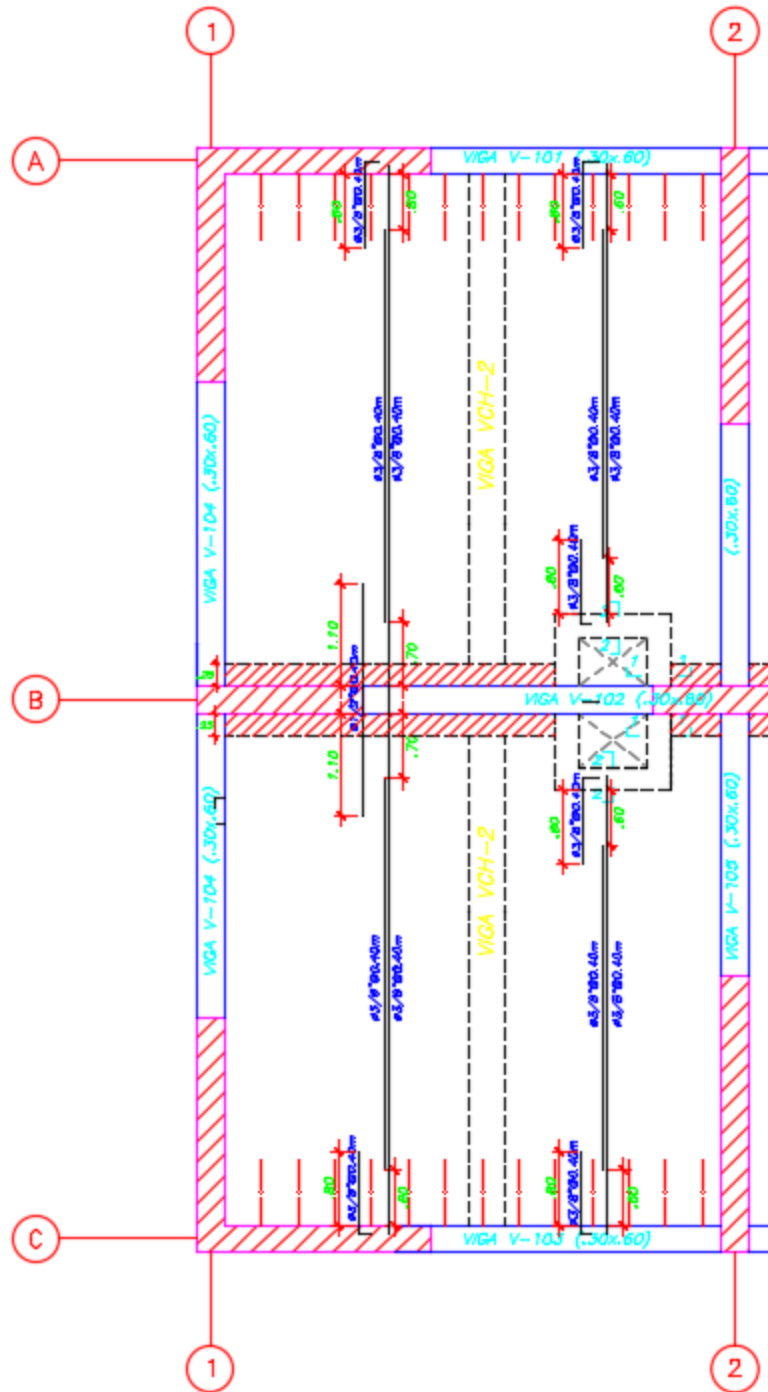


Imagen 6-9 Plano de Losa del proyecto de tesis.

Fuente: propia

6.3. Diseño de Vigas

6.3.1. Diseño por flexión

Para el ejemplo se diseñará la viga V-101 de sección 30*60cm ubicada en el eje A. El diseño se realizará utilizando los cálculos del análisis de cargas de gravedad y cargas de sismo, mediante el diseño por resistencia.

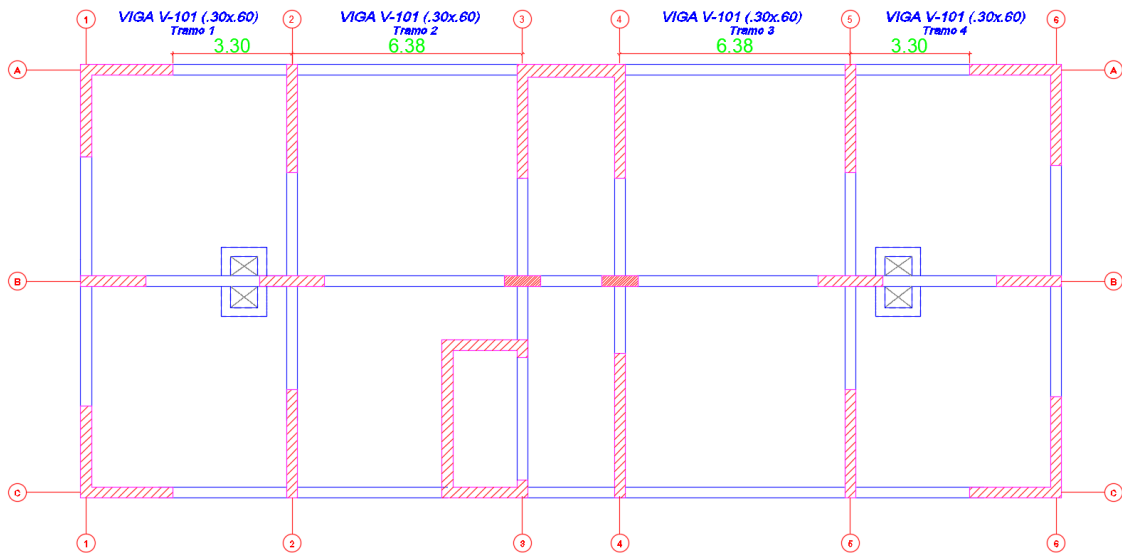


Imagen 6-10 Elementos estructurales en planta.

Fuente: propia

Con el metrado listo se procede a obtener las fuerzas sísmicas del programa ETABS para poder realizar las combinaciones de cargas y obtener una envolvente de momento para el cálculo de los aceros. Se tendrán al menos dos varillas corridas superior e inferior para la correcta colocación de estribos.

Diseño de la viga V-101

Diseño por flexión

Para el cálculo del acero en el diseño por flexión se tendrán en consideración las fórmulas de bloque de compresión mencionadas en el capítulo anterior.

Profundidad del bloque de compresión:

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Resistencia ultima:

$$\phi M_n = \phi(0.85 * b * a * f'c * (d - \frac{a}{2}))$$

De estas dos ecuaciones se obtiene:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

Además, previamente calculamos el acero máximo y mínimo para la viga de sección 30*60cm

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d = 3.8cm^2$$

$$A_{smax} = 0.0159 * b_w * d = 24.8cm^2$$

El procedimiento consiste en realizar la envolvente resultante de los 5 casos de amplificación de carga de gravedad y sismo indicada por la norma peruana.

Para ello se presenta a continuación el diagrama de momentos flectores generados por las cargas muertas, vivas y de sismo que actúan sobre la viga del ejemplo.

Diagrama de CM

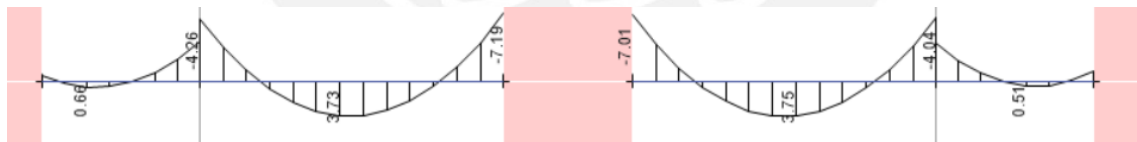


Imagen 6-11 Diagrama de momentos debido a la carga muerta en software Etabs.

Fuente: propia.

Diagrama de CV

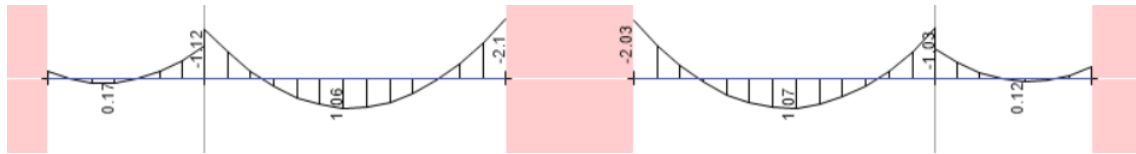


Imagen 6-12 Diagrama de momentos debido al análisis sísmico en software Etabs.

Fuente: propia.

Diagrama de SISMO en X

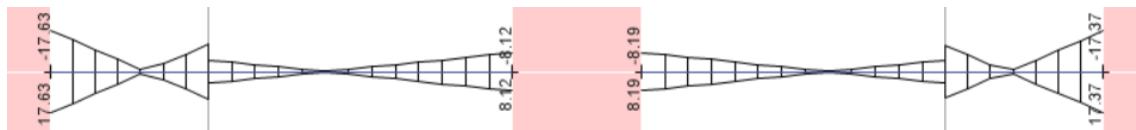


Imagen 6-13 Diagrama de momentos debido al análisis sísmico en software Etabs.

Fuente: propia.

Diagrama de SISMO en Y

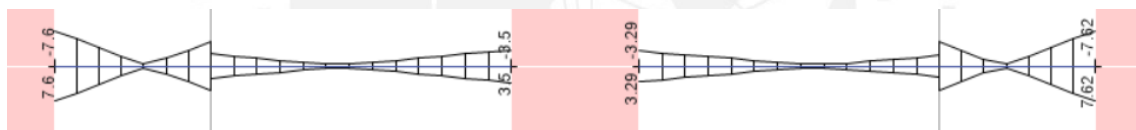


Imagen 6-1 Diagrama de momentos debido al análisis sísmico en software Etabs.

Fuente: propia.

A continuación, en la *Tabla 6-5* y *6-6* se presentan los datos obtenidos de los diagramas y las combinaciones de amplificación impuestas por la normal E-060 respectivamente. Para desarrollar estas tablas se utilizarán tres posiciones de cada viga, los extremos y el centro ya que son los datos máximos con los que se trabajara el diseño de los aceros de refuerzo que este necesite.

Tabla 6-5 Cargas originadas por carga muerta, viva y sismo.

	Tramo 1 (ton.m)			Tramo 2 (ton.m)			Tramo 3 (ton.m)			Tramo 4 (ton.m)		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
CM	-0.63	0.35	-4.26	-6.63	3.71	-7.19	-7.01	3.74	-6.75	-4.04	0.29	-0.98
CV	-0.23	0.1	-1.12	-1.73	1.04	-2.1	-2.03	1.06	-1.78	-1.03	0.1	-0.38
SISMO X	17.63	3.05	11.54	4.94	1.6	8.12	8.19	1.6	5.03	11.33	3.03	17.37
SISMO Y	7.6	1.26	5.31	2.64	0.64	3.5	3.29	0.64	2.26	5.22	1.26	7.62

Fuente: propia.

Tabla 6-6 Combinaciones de amplificación de carga.

	Tramo 1 (ton.m)			Tramo 2 (ton.m)			Tramo 3 (ton.m)			Tramo 4 (ton.m)		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
1.4CM+1.7CV	-1.27	0.66	-7.87	-12.22	6.96	-13.64	-13.27	7.04	-12.48	-7.41	0.58	-2.02
1.25(CM+CV)+ Sx	16.56	3.61	4.82	-5.51	7.54	-3.49	-3.11	7.60	-5.63	4.99	3.52	15.67
1.25(CM+CV)-Sx	-18.71	-2.49	-18.27	-15.39	4.34	-19.73	-19.49	4.40	-15.69	-17.67	-2.54	-19.07
1.25(CM+CV)+Sy	6.53	1.82	-1.42	-7.81	6.58	-8.11	-8.01	6.64	-8.40	-1.12	1.75	5.92
1.25(CM+CV)-Sy	-8.68	-0.70	-12.04	-13.09	5.30	-15.11	-14.59	5.36	-12.92	-11.56	-0.77	-9.32
0.9CM+Sx	17.06	3.37	7.71	-1.03	4.94	1.65	1.88	4.97	-1.05	7.69	3.29	16.49
0.9CM-Sx	-18.20	-2.74	-15.37	-10.91	1.74	-14.59	-14.50	1.77	-11.11	-14.97	-2.77	-18.25
0.9CM+Sy	7.03	1.58	1.48	-3.33	3.98	-2.97	-3.02	4.01	-3.82	1.58	1.52	6.74
0.9CM-Sy	-8.17	-0.95	-9.14	-8.61	2.70	-9.97	-9.60	2.73	-8.34	-8.86	-1.00	-8.50

Fuente: propia.

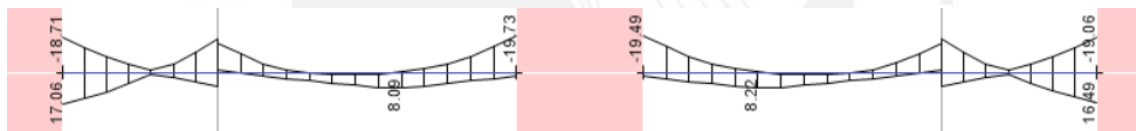


Imagen 6-2 Diagrama de momentos de la envolvente.

Fuente: Propia

Con las cargas últimas se procede a realizar el diseño utilizando las ecuaciones desarrolladas al inicio. Para ello se utilizarán las siguientes propiedades mecánicas.

Tabla 6-7 Propiedades Mecánicas.

\emptyset	0.9		Coefficiente de reducción por flexión
$f'c$	210	kg/cm ²	esfuerzo admisible del concreto
B	30	cm	base de la sección de viga
d	52	cm	peralte efectivo de la sección de viga
f_y	4200	kg/cm ²	esfuerzo de fluencia del acero
E_s	2000000		Coefficiente de elasticidad del concreto armado
β	0.85		
ecu	0.003		deformación máxima del concreto
d'	8		
$f_{fluencia}$	0.0021		

Fuente: propia.

A continuación, se muestra los aceros de refuerzo calculados para cada tramo de la viga V-101

TRAMO		Mu (ton.m)	C (cm)	As (cm ²)	Asmin (cm ²)	Asmax (cm ²)	Acero colocado	
1	IZ	superior	-18.73	9.52	10.32	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida + 2Ø3/4 baston
		inferior	17.06	8.62	9.34	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida + 2Ø5/8 baston
	CNT	superior	-2.74	1.3	1.41	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida
		inferior	3.61	1.72	1.86	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida
	DER	superior	-18.27	9.28	10.06	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida + 2Ø5/8 baston
		inferior	7.71	3.73	4.04	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida
2	IZ	superior	-15.39	7.71	8.36	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida + 2Ø5/8 baston
		inferior	0	0	0	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida
	CNT	superior	0	0	0	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida
		inferior	7.54	3.65	3.96	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida
	DER	superior	-19.73	10.09	10.94	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida + 2Ø3/4 baston
		inferior	1.65	0.78	0.85	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida
3	IZ	superior	-19.49	996	10.79	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida + 2Ø3/4 baston
		inferior	1.88	0.89	0.96	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida
	CNT	superior	0	0	0	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida
		inferior	7.6	3.68	3.99	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida
	DER	superior	-15.69	7.87	8.53	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida + 2Ø5/8 baston
		inferior	0	0	0	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida
4	IZ	superior	-17.67	8.95	9.7	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida + 2Ø5/8 baston
		inferior	7.69	3.72	4.03	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida
	CNT	superior	-2.77	1.31	1.42	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida
		inferior	3.52	1.68	1.82	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida
	DER	superior	-19.07	9.73	10.54	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida + 2Ø3/4 baston
		inferior	16.49	8.3	9	3.8	24.8	2Ø3/4 corrida + 2Ø5/8 baston

La siguiente imagen muestra el acero de refuerzo colocado en la viga.

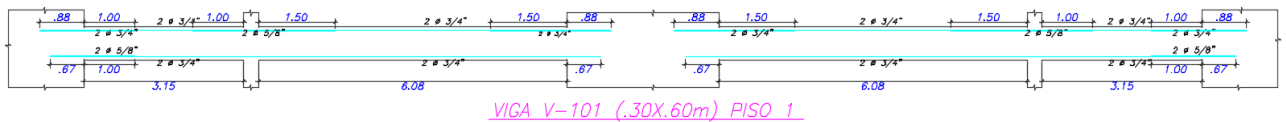


Imagen 6-3 Esquema de colocación de aceros de refuerzo.

Fuente: Propia.

6.3.2. Diseño por corte

Diseño por capacidad

El efecto del sismo influye de forma mucho más considerable que las cargas de gravedad, es por ello que los estribos de refuerzo se determinan mediante la teoría del diseño por capacidad.

En la Imagen 6-17 se observa que la fuerza cortante última de diseño (V_{ui} y V_{ud}) son resultado de la reacción generada por el momento nominal debido al acero de refuerzo colocado del diseño por flexión anterior y de la fuerza distribuida a lo largo de la viga debido a la amplificación de 1.25 veces la carga de servicio.

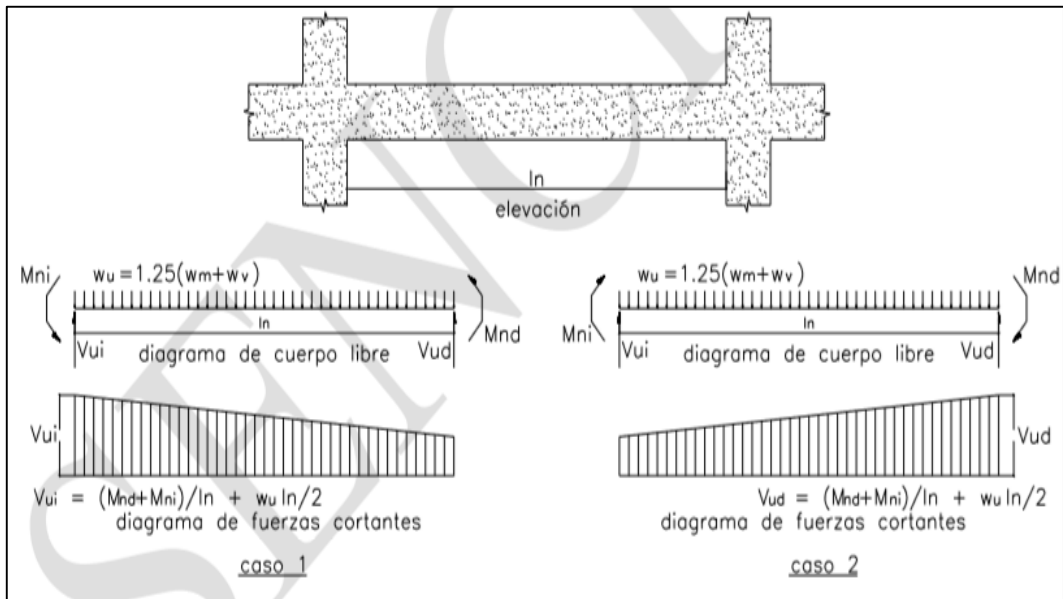


Imagen 6-17 Fuerza cortante de diseño en vigas.

Fuente: Norma Peruana E-060.

Para este ejemplo se procederá a desarrollar el tramo 1 de la viga V-101, en la cual se observa en la imagen siguiente, los momentos nominales generados por los las varillas de acero, así como la carga en servicio ampliada obtenida del metrado de cargas del capítulo 4.3.1.

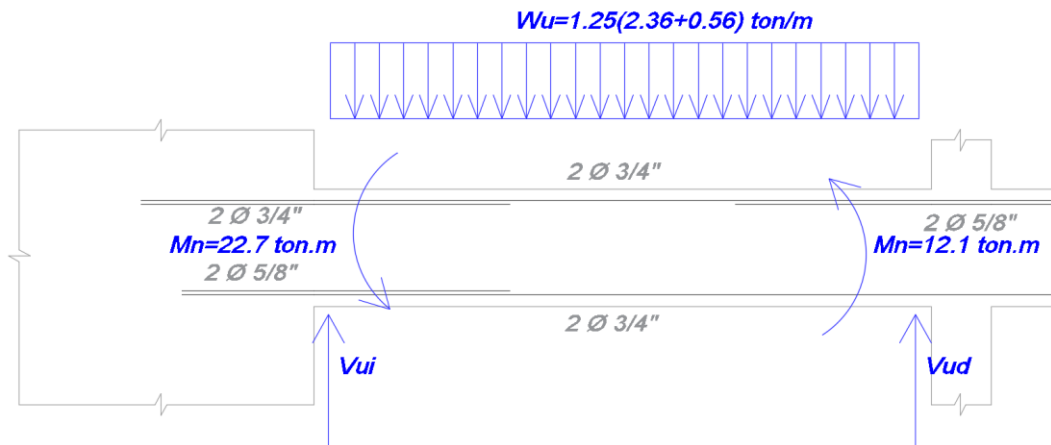


Imagen 6-18 Tramo 1 de Viga V-101 con cargas y momentos para diseño (Caso 1).

Fuente: Propia.

Se trabajará con el caso 1 ya que la carga última es mayor que la del caso 2 debido a que este caso presenta un mayor momento debido a la disposición del acero de confinamiento. El diagrama generado por las fuerzas V_{ui} y V_{ud} es el siguiente.



Imagen 6-19 Diagrama de fuerza cortante para el diseño de la viga B1.

Fuente: Propia

Para el cálculo de estribos se utilizarán la siguiente metodología:

Calcular la resistencia al corte que aporta el concreto (V_c), y de ser necesaria, la resistencia restante debe ser aportada por la proporcionada por el confinamiento de estribos (V_s).

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * bw * d \text{ (kg)}$$

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

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

Los criterios para colocar los estribos de refuerzo se encuentran en la norma peruana de construcción E-060 en el inciso 24.4.4. el cual se detalla a continuación.

- La viga posee una longitud de confinamiento mínima equivalente a una distancia igual a 2 veces la altura de la sección. Es decir, de 1.20 m para la viga de .30x.60m
- El espaciamiento máximo para la zona de confinamiento debe ser la menor de las siguiente:
 1. $d/4$ no menos de 15cm donde d es el peralte efectivo
 2. 10*diámetro del acero confinado
 3. 24*diámetro del estribo
 4. 30cm

En la siguiente imagen se desarrolla de forma visual los puntos del inciso 24.4.4 de la norma E060.

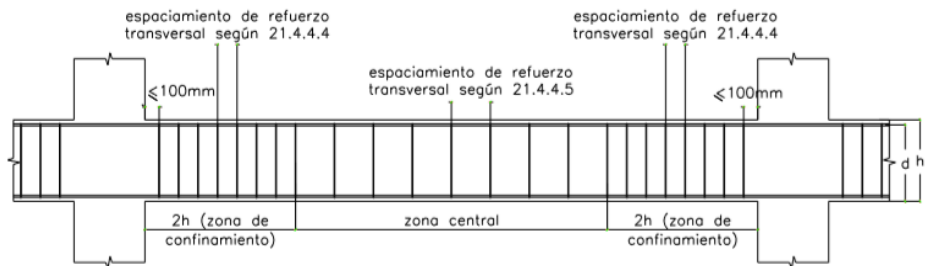


Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.

Para el ejemplo, los criterios de la norma son los siguientes:

- Zona de confinamiento 1.20m
- $S_{\max} = d/4 = 13\text{cm}$ (mínima de los 4 criterios). Se utilizará $S=12.5\text{cm}$ para este caso.

Los cálculos a verificar son los siguientes.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 52 = 12 \text{ ton}$$

$$V_u = 14.2 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{de la Imagen 6-19}$$

Para $S=12.5\text{cm}$ y estribos de $\varnothing 3/8$

$$V_s = \frac{2 * A_{\text{estribo}} * f_y * d}{0.85 * S * 1000} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 52}{0.85 * 12.5 * 1000} = 29.19 \text{ ton}$$

De esta manera comprobamos que la resistencia aportada por el estribo al concreto es más que suficiente para superar la resistencia última exigida por la viga.

Para el ejemplo se colocará el espaciamiento máximo de la zona de confinamiento a lo largo del tramo, debido a que dicha zona abarca casi en su totalidad la luz de la viga en análisis.

A continuación, se presentará una imagen con la colocación de los estribos:

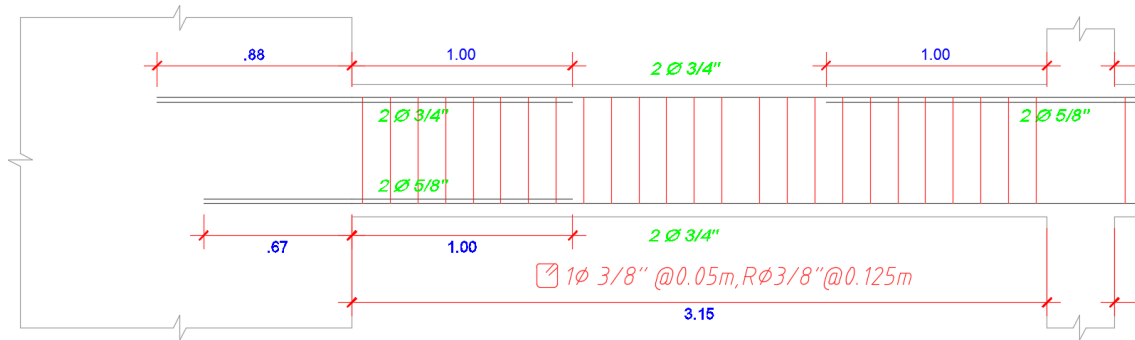


Imagen 6-20 Disposición de estribos final y zona de confinamiento para el tramo 1 de la viga V-101 en el software AutoCAD.

Fuente: Propia

7. DISEÑO DE COLUMNAS

7.1. Introducción

Para el diseño de columnas se partió con una cuantía mínima de acero $0.01bh$ para colocar una cantidad preliminar de acero y con ello se construyó un diagrama de interacción. Los puntos tabulados serán las combinaciones de carga y las fuerzas sísmicas serán extraídas del programa Etabs. El diseño por corte de las columnas se hará por capacidad y los espaciamientos para el diseño sísmico seguido por el acápite N°21 de la norma E.060.

7.2. Diseño por flexocompresión

Asumimos una cuantía mayor al $0.01bh$ para la sección de columna, con ello se obtuvieron 10 varillas de 1" a lo largo de la columna de sección 1.00×0.30 .

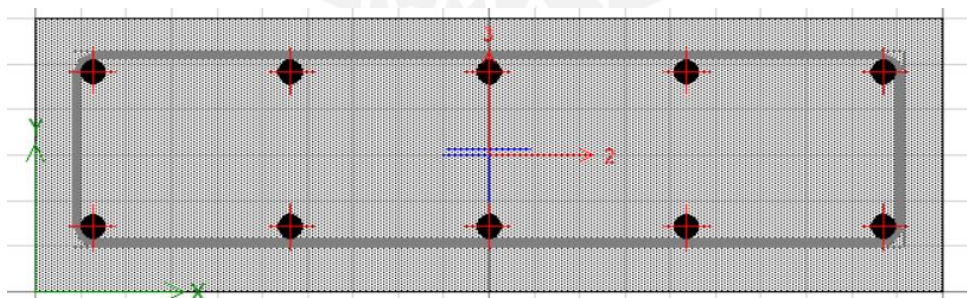


Imagen 7-1 Disposición de aceros para la columna C1 en el software Etabs.

Fuente: Propia

Se definen las propiedades mecánicas en la tabla 6-8. Con la cual será posible desarrollar los puntos del diagrama de interacción en las tablas contiguas.

Tabla 7-1 Propiedades mecánicas.

f'_c	210	Kg/cm ²
f_y	4200	Kg/cm ²
h	100	cm
b	30	cm
α	0.85	
ϕ	0.7	
ϵ_c	0.003	
ϵ_y	0.0021	
E_s	20000000	Kg/cm ²
d	94	cm

Fuente: Propia

Tabla 7-2 Procedimiento para encontrar los puntos del diagrama de interacción.

Capas	As (cm ²)	d (cm)	Punto 2					
			es2	Fs2 (ton)	Mn2 (ton.m)			
As1	10.20	6.00	0.000	0.000	0.000			
As2	10.20	30.00	0.001	15.626	-3.125			
As3	10.20	50.00	0.001	28.647	0.000			
As4	10.20	70.00	0.002	41.668	8.334			
As5	10.20	94.00	0.003	42.840	18.850			
ASTOTAL	51.000	1260.000	0.040					
Punto 3			Punto 4			Punto 5		
es3	Fs3 (ton)	Mn3 (ton.m)	es4	Fs4 (ton)	Mn4 (ton.m)	es5	Fs5 (ton)	Mn5 (ton.m)
0.002	42.840	-18.850	0.006	42.840	-18.850	0.009	42.840	-18.850
0.001	16.277	-3.255	0.003	42.840	-8.568	0.006	42.840	-8.568
0.000	-5.860	0.000	0.002	31.527	0.000	0.004	42.840	0.000
-	-27.996	-5.599	0.000	-5.564	-1.113	0.001	18.835	3.767
-	-42.840	-18.850	-	-42.840	-18.850	-	-42.840	-18.850
0.003			0.002			0.002		
	-17.579	46.554		68.804	47.380		104.515	42.500

Fuente: Propia

En la tabla 7-3 se detallaran los puntos notables del diagrama de interacción.

Tabla 7-3 Procedimiento para calcular puntos notables.

Po	
Po	740.60
P2 (C=d)	
C	94.00
Cc	427.86
Pn	556.64
Mn	67.06
P3 (Balanceada)	
C	55.29
Cc	-251.69
Pn	-269.26
Mn	113.25
P4 (Pn=Pn)	
ϕPn	63.00
C	34.00
Cc	-154.76
Pn	-90.32
Mn	102.72
P5 (Pn=0)	
C	22.94
Cc	-104.42
Pn	0.10
Mn	84.53

Fuente: Propia

Tabla 7-4 Combinaciones para el sismo en X.

COMBINACIÓN	Pu	Mu	Pu/ϕ	Mu/ϕ
1.4cm+1.7CV	275	-6	392.86	-8.57
1.25(CM+CV) +S	285	-56	407.14	-80.00
1.25(CM+CV)-S	188	46	268.57	65.71
0.9CM+S	190	-55	271.43	-78.57
0.9CM-S	95	50	135.71	71.43

Fuente: Propia

Finalmente se dibuja el contorno del diagrama de interacción con los puntos notables y las combinaciones de carga se colocan como puntos que deben situarse dentro de este diagrama para ser resultados aceptables para el diseño del acero elegido.

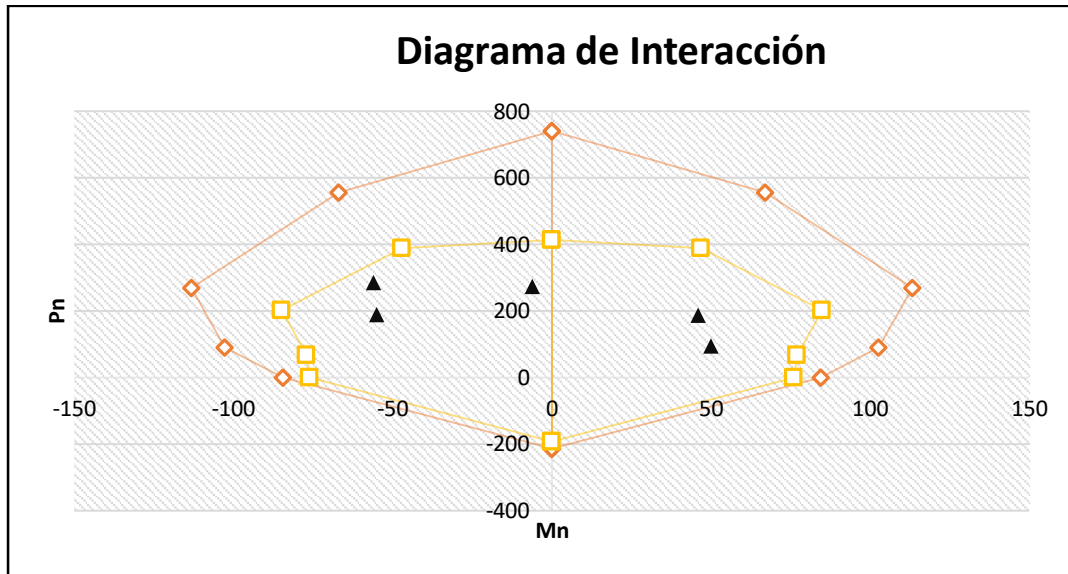


Imagen 7-2 Diagrama de Interacción de la columna.

Fuente: Propia

También se cotejan los valores que se obtienen del programa Etabs y comprobar la veracidad de los cálculos realizados.

Tabla 7-5 Puntos del diagrama de interacción exportados de Etabs.

Curve #19 270 deg				Curve #7 90 deg			
Point	P Ton	M2 Ton-m	M3 Ton-m	Point	P Ton	M2 Ton-m	M3 Ton-m
1	441.2	0.0	0.0	1	441.2	0.0	0.0
2	441.2	-39.1	0.0	2	441.2	39.1	0.0
3	407.6	-60.7	0.0	3	407.6	60.7	0.0
4	347.7	-76.9	0.0	4	347.7	76.9	0.0
5	280.4	-89.2	0.0	5	280.4	89.2	0.0
6	203.8	-98.4	0.0	6	203.8	98.4	0.0
7	159.9	-112.8	0.0	7	159.9	112.8	0.0
8	100.4	-120.9	0.0	8	100.4	120.9	0.0
9	11.5	-97.0	0.0	9	11.5	97.0	0.0
10	-82.6	-58.7	0.0	10	-82.6	58.7	0.0
11	-193.5	0.0	0.0	11	-193.5	0.0	0.0

Curve #19 270 deg				Curve #7 90 deg			
Point	P kgf	M2 kgf-mm	M3 kgf-mm	Point	P kgf	M2 kgf-mm	M3 kgf-mm
1	678.8	0.0	0.0	1	678.8	0.0	0.0
2	678.8	-60.1	0.0	2	678.8	60.1	0.0
3	627.1	-93.4	0.0	3	627.1	93.4	0.0
4	534.9	-118.3	0.0	4	534.9	118.3	0.0
5	431.3	-137.3	0.0	5	431.3	137.3	0.0
6	313.5	-151.3	0.0	6	313.5	151.3	0.0
7	211.0	-148.7	0.0	7	211.0	148.7	0.0
8	111.5	-134.3	0.0	8	111.5	134.3	0.0
9	12.8	-107.8	0.0	9	12.8	107.8	0.0
10	-91.8	-65.2	0.0	10	-91.8	65.2	0.0
11	-215.0	0.0	0.0	11	-215.0	0.0	0.0

Fuente: Etabs.

El diagrama de interacción proporcionado por Etabs también muestra que los puntos de las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de interacción, con lo cual el acero elegido es aceptable.

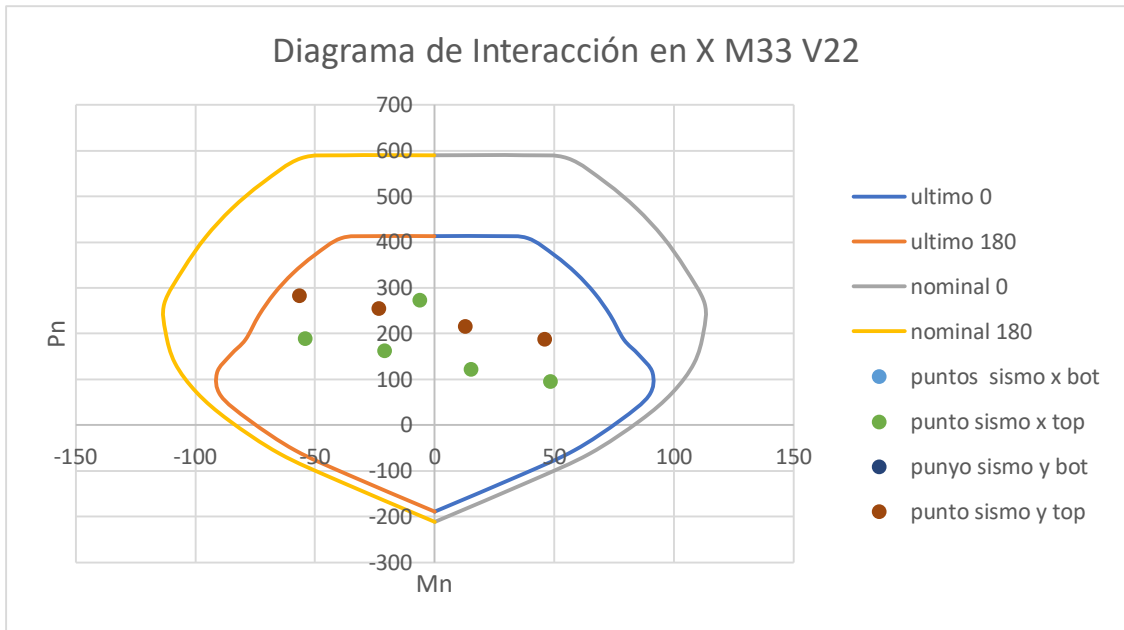


Imagen 7-3 Diagrama de interacción con los puntos de Etabs.

Fuente: Propia

7.3. Diseño por cortante

En la imagen se observa la colocación del confinamiento seleccionado para realizar el diseño por corte, el cual será desarrollado por capacidad para los dos primeros pisos mediante los parámetros de la norma peruana E-060.

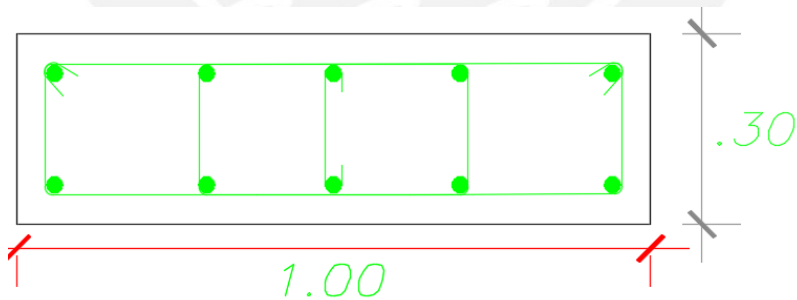


Imagen 7-4 Esquema de la Columna C1.

Fuente: Propia

De la ecuación:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag} \right) * bw * d$$

Se determina la resistencia al corte aportado por el concreto, donde N_u es la carga axial en compresión y A_g , el área bruta de la sección en cm^2 . Donde la resistencia resulta ser 21.67ton.

Posterior al cálculo de la resistencia al corte del concreto, se calcula la resistencia al corte que debe ser suministrada por el refuerzo de acero con la siguiente ecuación:

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

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

Del análisis de las combinaciones se determina la separación necesaria de estribos siguiendo los pasos para el diseño por capacidad, donde:

Tabla 7-6 Cálculo del espaciamiento de estribos.

COMBINACIONES	Pu	Mu	Mn	Mpr	Vpr	Vc	Vs	S
1.25(CM+CV)+S	285.00	-56	68.57	85.71	63.49	21.67	53.02	19.21
1.25(CM+CV)-S	188.00	46	57.14	71.43	52.91	21.67	40.58	25.10
0.9CM+S	190.00	-55	71.43	89.29	66.14	21.67	56.14	18.14
0.9CM-S	95.00	50	64.29	80.36	59.53	21.66	48.38	21.06

Fuente: Propia

El primer estribo se coloca a 5 cm, dentro del área de confinamiento se colocan estribos a 10 cm y el resto a 15 cm debido al cálculo. Todas las restricciones se realizan según lo indicado en la norma E060.

Para los pisos siguientes la máxima fuerza cortante que se obtiene de la combinación 1.25 (CM+CV) +SX es de 11.82, pero la resistencia al corte que aporta la sección es mayor, bastaría con colocar estribos mínimos; sin embargo, se tiene que cumplir con los requisitos adicionales para los estribos y espaciamientos que la norma E.060 indica en su capítulo 21.

La longitud de la zona de confinamiento no tendrá que ser mayor que el menor de los siguientes valores:

- $L_n/6 = 270/6 = 45\text{cm}$
- 100 cm
- 500 mm = 50 cm

La longitud del espaciamiento S_o no debe ser mayor que el menor de los siguientes valores:

- $8 \times 2.54 = 20.32 \text{ cm}$
- $100/2 = 50 \text{ cm}$
- $100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$

En el tramo central como lo indica el inciso 7.10 para estribos el espaciamiento no será mayor que:

- $d/2 = 50 \text{ cm}$
- $16 \times 2.54 = 40.6 \text{ cm}$
- $48 \text{ db (estribos de } 3/8) = 45.4 \text{ cm}$
- 30 cm

Para el nudo el espaciamiento de refuerzo no deberá ser mayor que:

- $S_{max} = \frac{1.42 \times 4200}{0.2 \times \sqrt{210} \times 30} = 68.60 \text{ cm}$
- $S_{max} = \frac{1.42 \times 4200}{3.5 \times 30} = 56.80 \text{ cm}$
- 15 cm

Finalmente se tiene un diseño por capacidad para los dos primeros pisos y el resto de los pisos con en espaciamiento indicado en la norma, quedando de la siguiente manera:

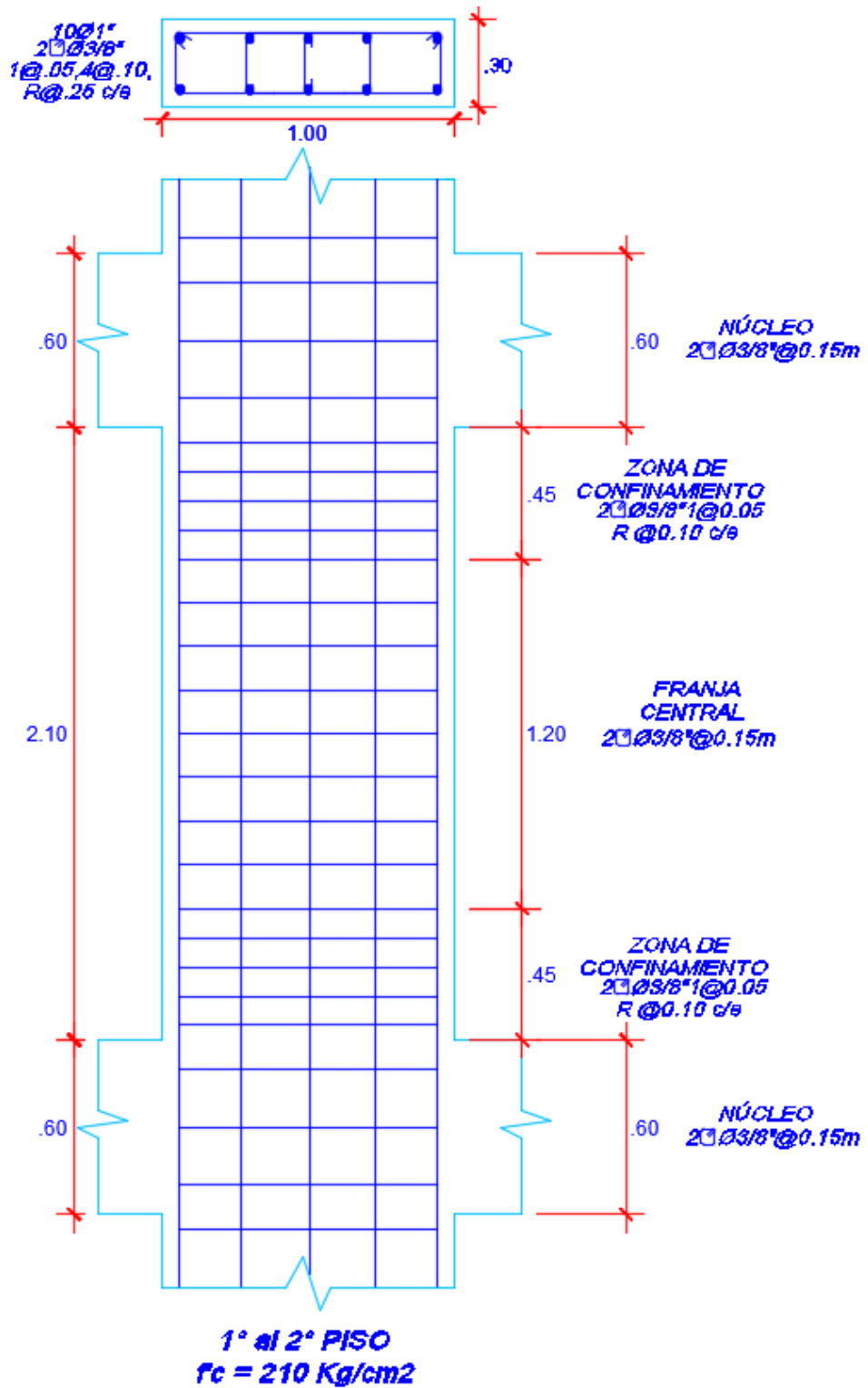


Imagen 7-5 Esquema final de la columna C1 en AutoCAD 2016.

Fuente: Propia

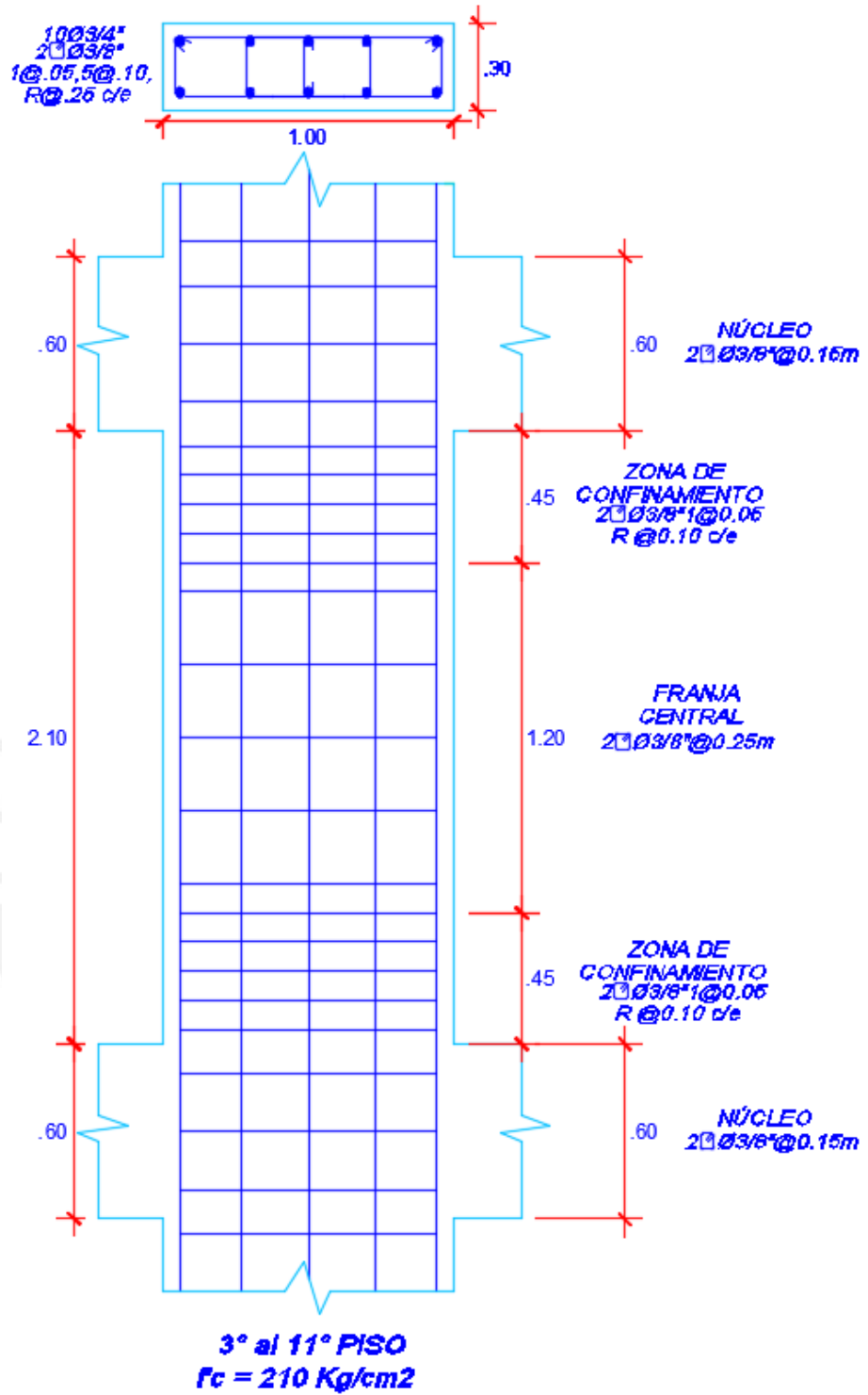


Imagen 7-6 Esquema final de la columna C1 en AutoCAD 2016.

Fuente: Propia

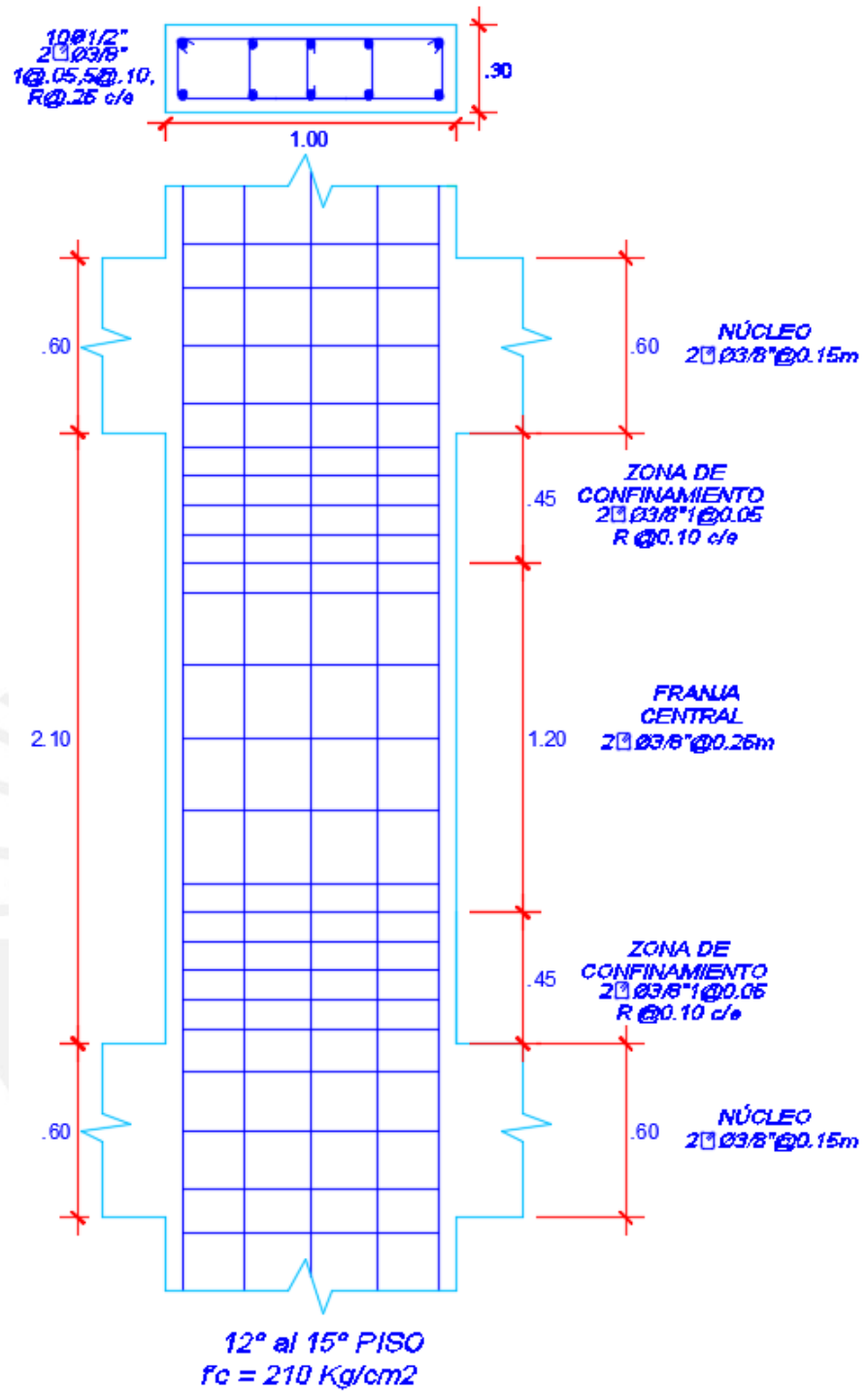


Imagen 7-7 Esquema final de la columna C1 en AutoCAD 2016.

Fuente: Propia

8. DISEÑO DE PLACAS

8.1. Introducción

Para el diseño de placas se fue disminuyendo la cuantía de acero vertical ya que el elemento en los pisos superiores tiene solicitaciones de carga que no son tan exigidas.

Con lo anteriormente mencionado, se realizará una misma cantidad de acero de refuerzo para los pisos de 1 a 2, de 3 al 11 y de 12 al 15.

8.2. Diseño por flexocompresión

Ejemplo de diseño para placa PL-01

Como primer paso se define etiquetas en placas para mantener un orden en el diseño de los elementos.

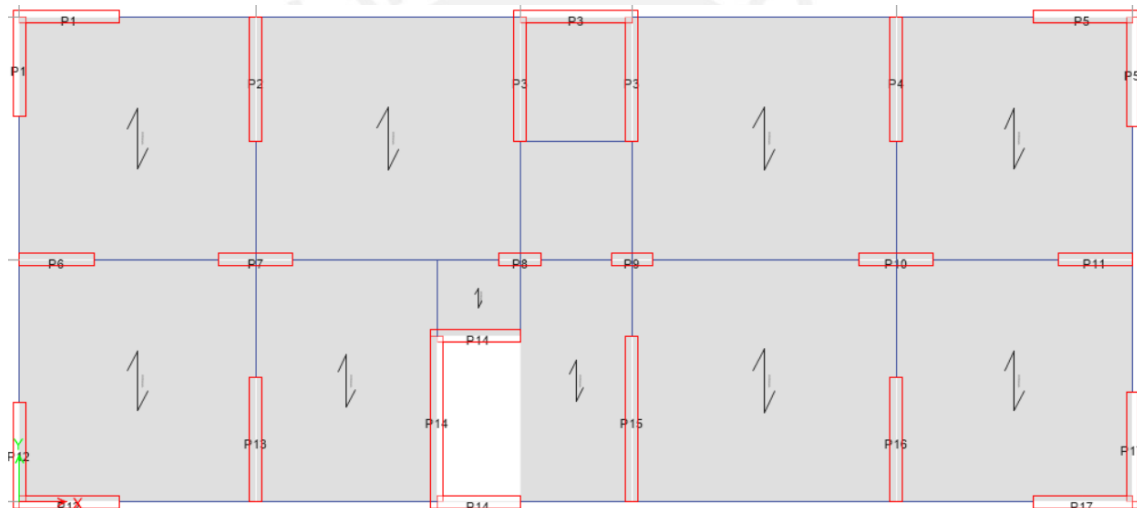
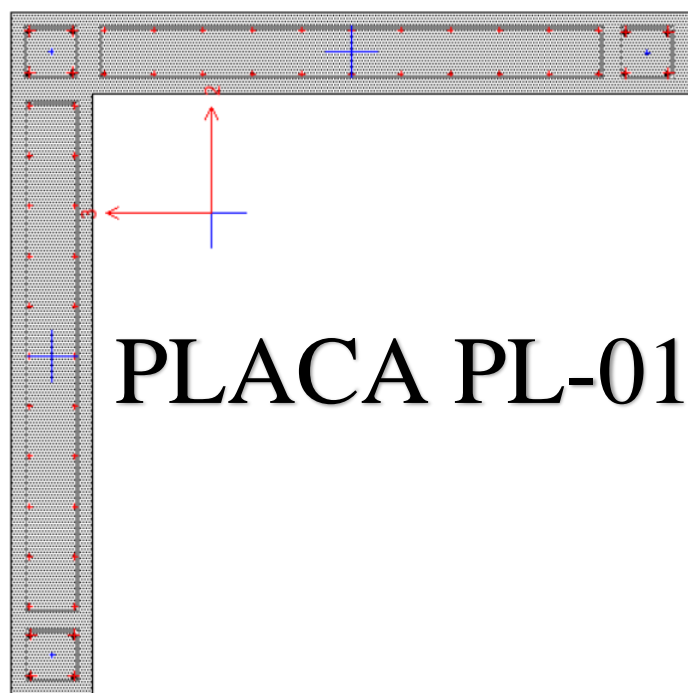


Imagen 8-1 Etiquetado de elementos placas en software Etabs.

Fuente: Propia

La sección con la que se va a trabajar presenta las siguientes características:

- 3 núcleos de confinamiento de $30\text{ cm} \times 30\text{ cm}$ con 4 aceros verticales de $\varnothing 3/4''$ en el interior de cada uno.
- Los aceros verticales repartidos a lo largo de la placa son de $\varnothing 3/8'' @ 0.175\text{ cm}$
- Acero Horizontal de $\varnothing 3/8''$ y $\varnothing 1/2''$ con recubrimiento de 3cm.



PLACA PL-01

Imagen 8-2 Propuesta de acero vertical en placa - software Etabs.

Fuente: Propia

Se espera comprobar que los puntos (Mn; Pn) originados por los casos de combinaciones de cargas se ubiquen dentro de los límites permisibles por el diagrama de interacción propia del elemento.

En la siguiente tabla se observan los casos de amplificación:

Tabla 8-1 Combinación de cargas.

Story	Pier	Combos	Location	P	Vy	Vx	My	Mx	P compresion
1-2	P1	1.4M+1.7V	Top	-614.57	-10.08	1.95	-47.35	53.34	614.57
		0.9M+SX Max		-173.82	8.15	11.87	77.13	92.16	173.82
		0.9M+SX Min		-488.72	-18.51	-10.41	-123.06	-37.76	488.72
		0.9M+SY Max		-160.01	22.25	10.37	32.71	62.24	160.01
		0.9M+SY Min		-502.53	-32.61	-8.91	-78.65	-7.84	502.53
		1.25(M+V)+SX Max		-375.64	4.64	12.75	59.65	110.85	375.64
		1.25(M+V)+SX Min		-690.53	-22.01	-9.52	-140.54	-19.08	690.53
		1.25(M+V)+SY Max		-361.82	18.74	11.25	15.23	80.93	361.82
		1.25(M+V)+SY Min		-704.35	-36.11	-8.03	-96.12	10.84	704.35
1-2	P1	1.4M+1.7V	Bottom	-631.56	-10.08	1.95	-35.20	-9.48	631.56
		0.9M+SX Max		-184.74	8.15	11.87	126.30	59.67	184.74
		0.9M+SX Min		-499.63	-18.51	-10.41	-163.10	-69.81	499.63
		0.9M+SY Max		-170.93	22.25	10.37	37.96	165.37	170.93
		0.9M+SY Min		-513.45	-32.61	-8.91	-74.76	-175.51	513.45
		1.25(M+V)+SX Max		-390.80	4.64	12.75	114.31	56.52	390.80
		1.25(M+V)+SX Min		-705.69	-22.01	-9.52	-175.09	-72.95	705.69
		1.25(M+V)+SY Max		-376.99	18.74	11.25	25.97	162.22	376.99
		1.25(M+V)+SY Min		-719.51	-36.11	-8.03	-86.75	-178.66	719.51

Fuente: Propia.

Se realiza la construcción del diagrama de interacción con los datos exportados de Etabs, para luego agrupar todo en una sola grafica con la ayuda del Ms Excel. Es necesario

comprobar que los puntos de carga amplificada estén dentro del diagrama de interacción en sentido X e Y por separado.

Para el sentido X-X:

Tabla 8-2 Puntos del diagrama de interacción a "0°" grados.

Curve #1	0 deg	0 deg
P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1620.41	-10.08	-10.90
1620.41	-78.50	172.62
1620.41	-123.92	286.90
1620.41	-170.59	391.10
1620.41	-218.43	484.58
1593.99	-267.72	568.13
1508.04	-319.04	642.96
1416.88	-373.46	710.94
1413.46	-460.82	781.99
1410.05	-548.17	853.04
1406.63	-635.53	924.08
1403.21	-722.89	995.13
1278.42	-771.95	955.29
670.92	-496.68	649.73
-303.73	13.53	14.64

Fuente: Propia.

Tabla 8-3 Puntos del diagrama de interacción a "180°" grados.

Curve #13	180 deg	180 deg
P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1620.41	-10.08	-10.90
1310.92	346.64	-462.52
905.22	527.03	-664.18
814.82	492.18	-693.72
719.89	458.57	-712.20
619.03	426.70	-720.39
510.01	397.31	-719.39
388.83	371.26	-710.36
322.94	356.76	-725.36
261.65	337.62	-729.99
177.45	300.67	-685.32
72.64	238.10	-565.14
-35.83	173.34	-419.72
-154.50	102.51	-238.47
-303.73	13.53	14.64

Fuente: Propia.

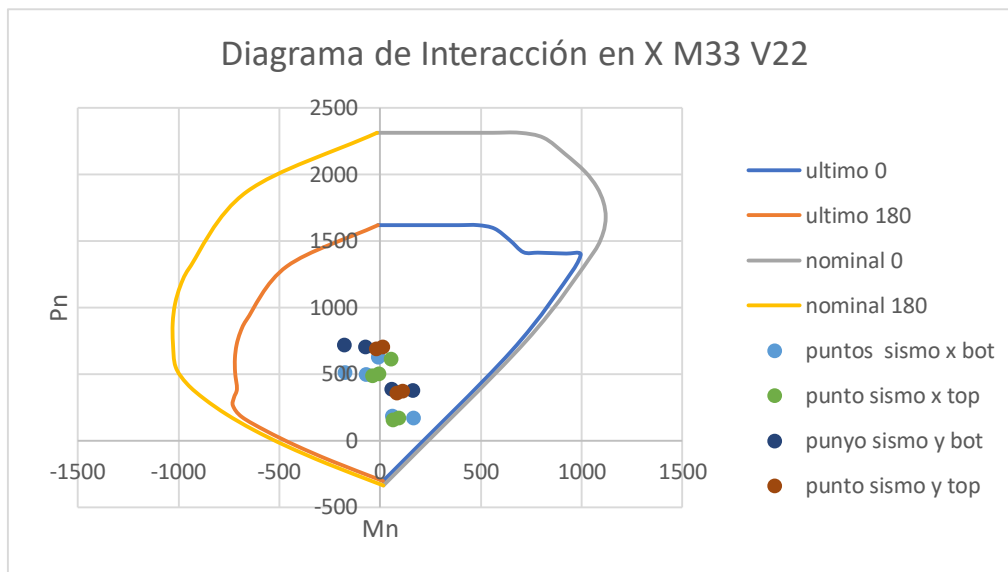


Imagen 8-3 Diagrama de interacción para la placa PL-01.

Fuente: Propia

Se comprueba que el acero definido para la sección es adecuado para soportar las cargas solicitadas “X”.

Para el sentido Y-Y:

Tabla 8-4 Puntos del diagrama de interacción a “90°” grados.

Curve #7	90 deg	90 deg
P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1620.41	-10.08	-10.90
1620.41	172.39	-79.45
1620.41	287.23	-125.24
1620.41	391.75	-172.28
1620.41	485.34	-220.53
1591.91	568.81	-270.27
1505.27	643.36	-322.09
1413.29	710.90	-377.12
1409.71	780.87	-464.18
1406.13	850.84	-551.24
1402.55	920.81	-638.30
1398.97	990.77	-725.36
1273.83	950.42	-773.26
656.91	639.75	-490.29
-303.73	13.53	14.64

Fuente: Propia.

Tabla 8-5 Puntos del diagrama de interacción a “270°” grados.

Curve #19	270 deg	270 deg
P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1620.41	-10.08	-10.90
1310.08	-461.46	347.02
905.11	-662.62	526.84
814.56	-692.07	492.06
719.39	-710.32	458.51
618.32	-718.30	426.78
508.96	-716.91	397.53
387.42	-707.52	371.76
321.25	-722.21	357.53
259.62	-726.16	338.26
175.68	-681.57	301.49
69.67	-559.55	238.06
-39.12	-413.81	172.97
-163.04	-224.57	98.81
-303.73	13.53	14.64

Fuente: Propia.

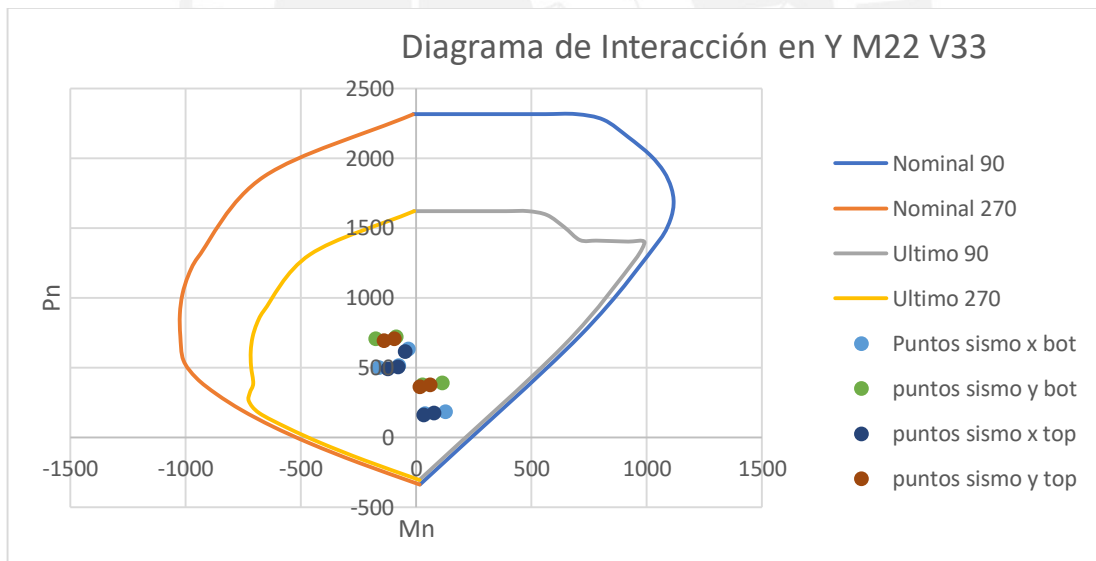


Imagen 8-4 Diagrama de interacción para la placa PL-01.

Fuente: Propia

Se comprueba que la estructura seleccionada es la adecuada para soportar las cargas solicitadas en “Y”.

8.3. Diseño por cortante

Para el diseño por cortante se hará un diseño por capacidad amplificando la fuerza cortante para los dos primeros pisos, cuya finalidad es buscar el fallo por flexión antes que, por corte, como se ha mencionado en acápite previos.

Donde:

$$Vu = 26 \text{ ton}$$

$$P = 720 \text{ ton (compresión)}$$

$$Mu = 180 \text{ ton.m}$$

$$Mn \text{ (del diagrama de interacción en Y)} = 1000 \text{ ton.m}$$

Se amplificará la cortante para el diseño por capacidad en base a la norma E060, la amplificación de la fuerza cortante se realiza con la siguiente ecuación:

$$Vu_{amp} = Vu \frac{Mn}{Mu}$$
$$Vu_{amp} = 26 \times \frac{1000}{180} = 26 \times 5.6 = 145 \text{ ton}$$

La norma limita el valor del factor de amplificación hasta el valor R de la estructura, en este caso no superamos el valor de 6, por lo tanto, nuestro factor de 5.6 es adecuado para la amplificación.

$$Vn_{max} = 2.6 * \sqrt{f'c} * Acw = 2.6 * \sqrt{210} * 0.8 * 2.55 * 0.3 * 10 = 230.587 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = \alpha * \phi * \sqrt{f'c} * Acw = 0.53 * 0.85 * \sqrt{210} * 0.85 * 2.55 * 0.30 * 10$$
$$= 39.95 \text{ ton}$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{145}{0.85} - \frac{39.95}{0.85} = 123 \text{ ton}$$

$$Vn = Vs + Vc = 123 + \frac{39.95}{0.85} = 170 \text{ ton}$$

Comprobamos que $Vn < Vn_{max}$

Verificación de cuantía (P)

Las cuantías para las dos mallas de colocación de acero horizontal y vertical son las siguientes:

Tabla 8-6 Cuantías típicas para la elección del estribo.

Espesor 30cm	
As H	ρ cm ² /m
3/8 17.5	0.0027
3/8 20	0.0024
3/8 25	0.0019
1/2 20	0.0043
1/2 25	0.0034
1/2 15	0.0052

Fuente: Propia

$$\rho_{horizontal} = \frac{123 * 1000}{0.8 * 255 * 30 * 4200} = 0.0047$$

Por lo tanto, colocar una malla de $\emptyset 1/2''@0.15m$ como acero de refuerzo horizontal en los primeros dos pisos sería adecuado ya que es de $0.0052 > 0.0047$, dados estos cálculos se comprobará que la cuantía vertical elegida inicialmente cumple con la requerida según la norma.

$$\rho_{vertical} = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{2.70 * 15}{2.55} \right) * (0.0052 - 0.0025) = -0.015$$

En el elemento se utilizó $\emptyset 3/8''@0.175m$ para el acero vertical, valor que nos da una cuantía de 0.0027 y es la cuantía mínima que puede tener una placa de espesor 0.30m. Los pisos siguientes se diseñaron con acero mínimo vertical debido a que las fuerzas y momentos de las combinaciones de carga eran menores que en los dos primeros pisos, además no se aplicará diseño por capacidad para los pisos superiores.

Se presentan a continuación las vistas en planta de la placa PL-01 para cada segmentación de pisos:

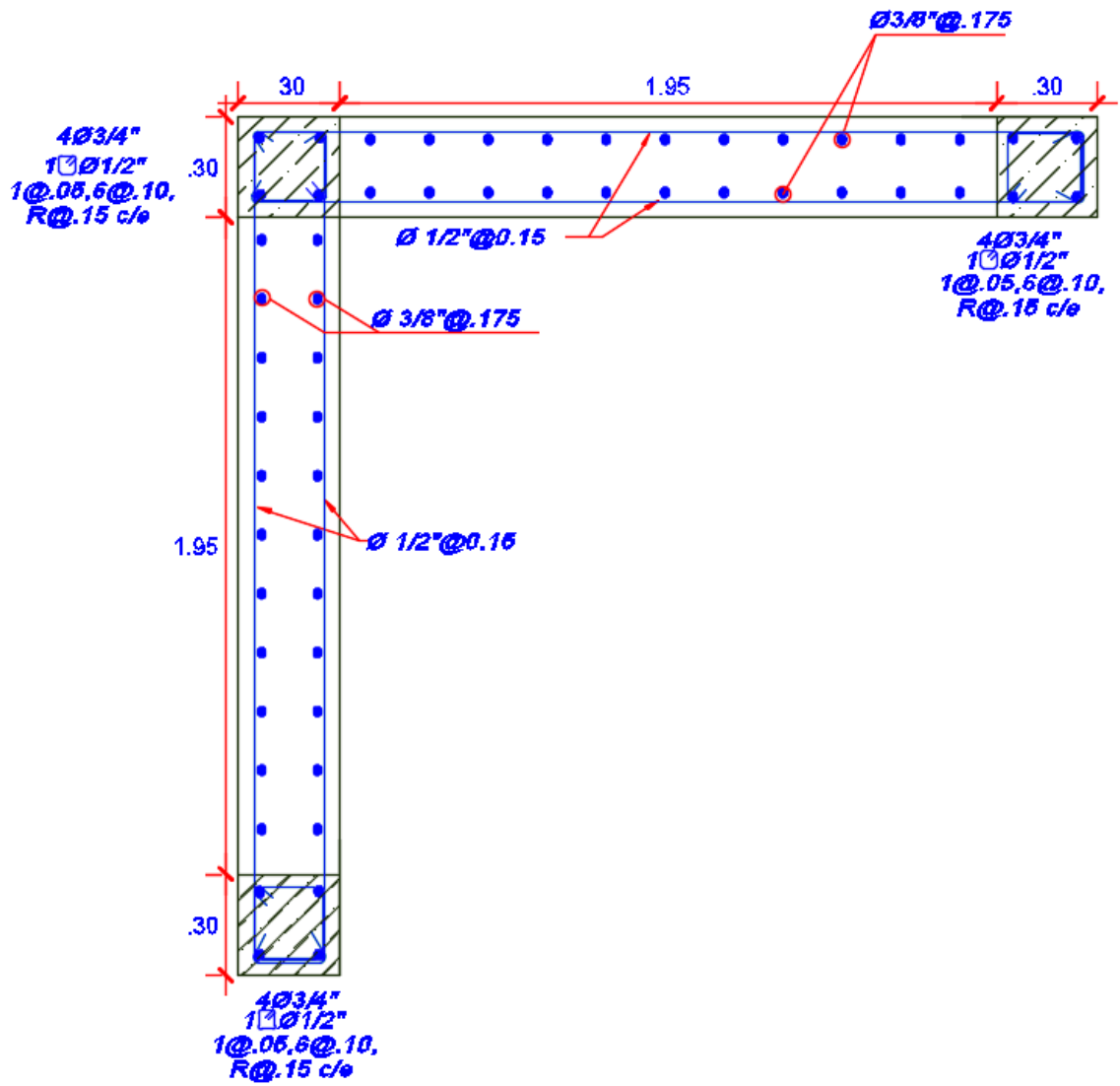


Imagen 8-5 Plano final de la placa PL-01 (1-2 Piso)

Fuente: Propia

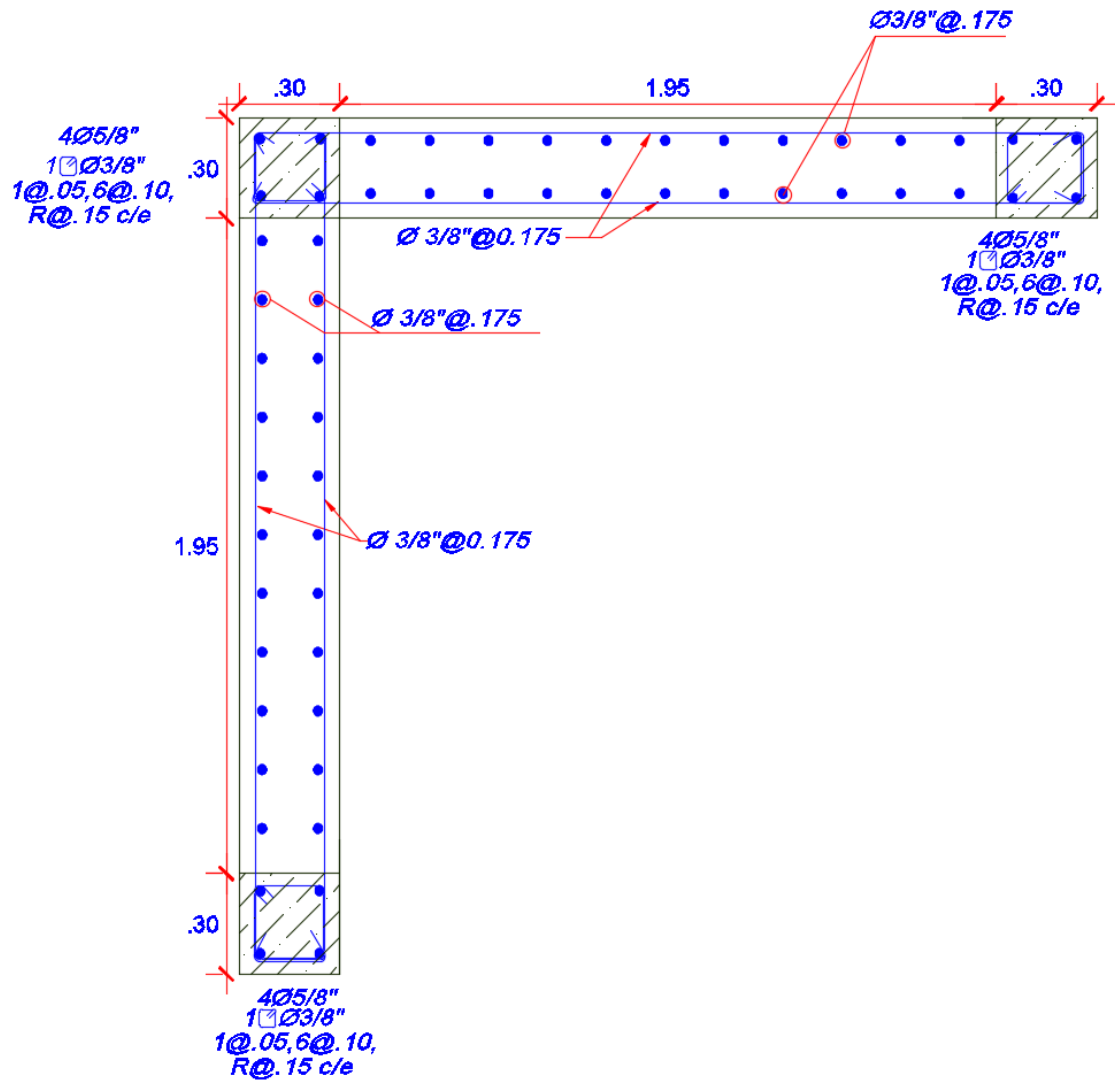


Imagen 8-6 Plano final de la placa PL-01 (3-11 Piso)

Fuente: Propia

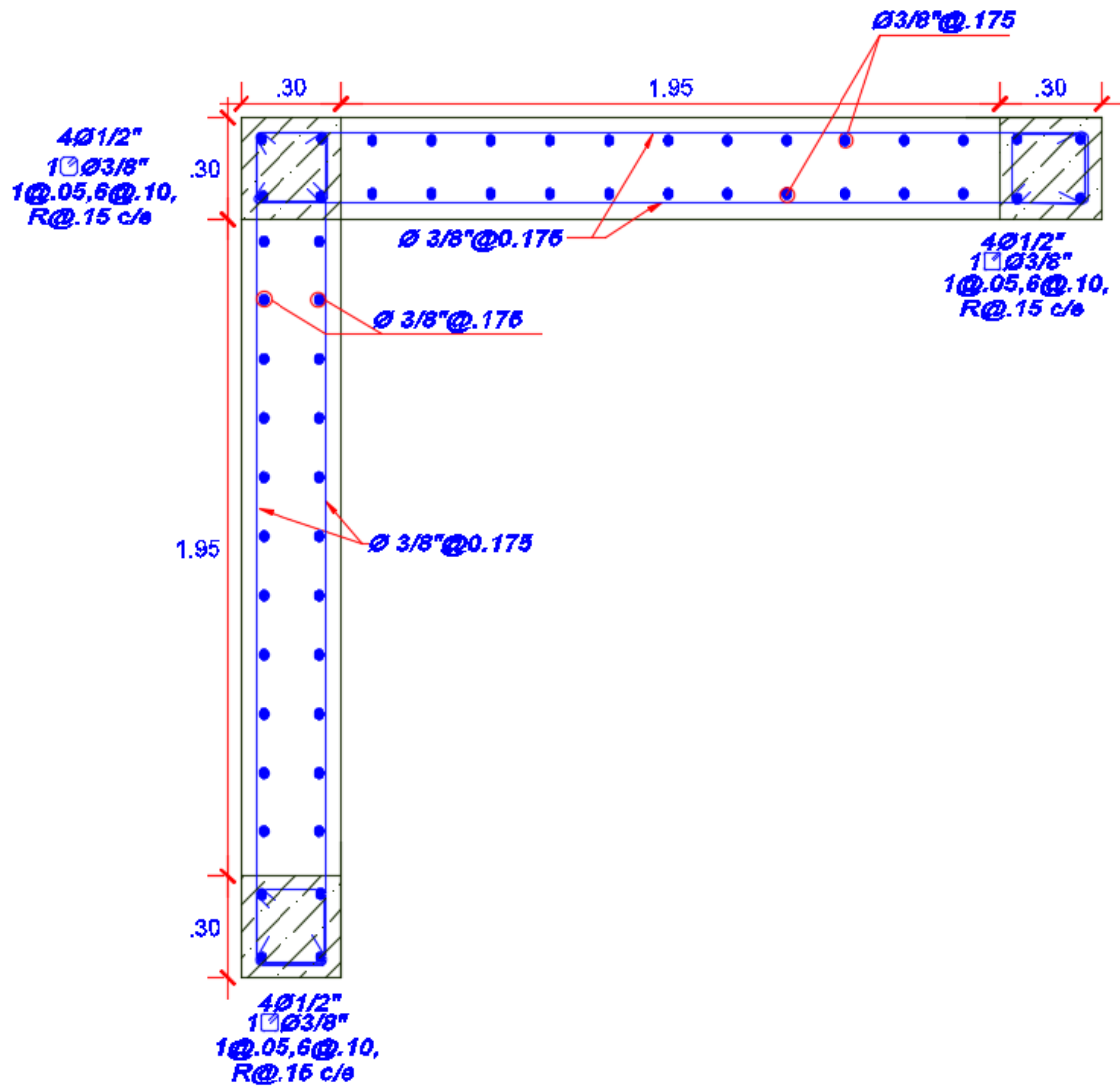


Imagen 8-7 Plano final de la placa PL-01(12-15 Piso)

Fuente: Propia

9. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

9.1. Descripción de la cimentación

Las cimentaciones en este proyecto serán zapatas combinadas y conectadas por vigas de cimentación, antes de efectuar el diseño de las cimentaciones se pre dimensionaron las áreas según el esfuerzo requerido del suelo, con el fin de obtener una presión actuante menor o igual a la presión admisible indicada en el estudio de suelos. Para nuestro caso fue de 4.0 kg/cm^2 .

Para pre dimensionarlas se usaron cargas se servicio incrementadas en un porcentaje de 5% para tener en cuenta el peso propio de la zapata.

9.2. Diseño de zapata aislada

La estructura se somete a diferentes cargas y momentos que afectan a la placa que está sobre la cimentación, se consideró que las vigas de cimentación tomarán los momentos en la zapata de manera que serán los momentos y excentricidades trasladadas a éstas.

$$\begin{aligned} \text{Carga muerta} &= 290\text{ton} \\ \text{Carga viva} &= 44\text{ton} \\ \text{Carga de sismo} &= 100\text{ton} \end{aligned}$$

Pre-dimensionamiento

Para el cálculo del área se utilizarán los esfuerzos con y sin el aporte del sismo, se trabajará con el área mayor.

$$\begin{aligned} \sigma_{grav} &= \frac{(290 + 44) * 1.05}{\text{Área}} \\ 40 &= \frac{(290 + 44) * 1.05}{\text{Área}} \\ \text{Área} &= 8.80\text{m}^2 \\ \sigma_{sismo} &= \frac{(290 + 44 + 100) * 1.05}{1.2 * \text{Área}} \\ 48 &= \frac{(290 + 44 + 100) * 1.05}{\text{Área}} \\ \text{Área} &= 9.50\text{m}^2 \end{aligned}$$

El área requerida es de 9.50m^2 y se optó por colocarle una zapata con volados de 85cm para cada lado interno una entrada de $1.10\text{m} \times 1.10\text{m}$, los bordes externos están limitados con viviendas, finalmente la zapata tendrá una sección de $3.40\text{m} \times 3.40\text{m} - 1.10\text{m} - 1.10\text{m} = 10.35\text{m}^2$.

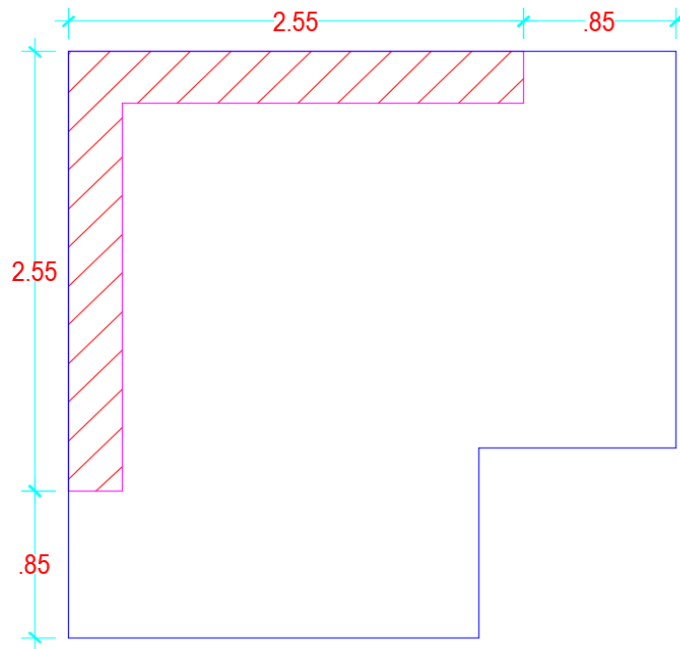


Imagen 9-1 Plano final de la zapata bajo la placa P1. AutoCAD.

Fuente: Propia

Esfuerzos en cargas últimas

$$\sigma_{grav} = \frac{(1.4 * 290 + 1.7 * 44) * 1.05}{10.35} = 49 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{sism} = \frac{[1.25 * (290 + 144) + 100] * 1.05}{10.35} = 52.5 \text{ ton/m}^2$$

Verificación por punzonamiento

$$A_0 = \left(2.55 + \frac{d}{2}\right)^2 - (2.25 * 2.25)$$

$$B_0 = 5.1 + d$$

El esfuerzo que aporta el concreto debe ser suficiente como para soportar las cargas ejercidas por las combinaciones previas, en este caso se tomará el esfuerzo de 52.5ton/m² que aporta la combinación con sismo.

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * B_0 * d * 10$$

$$V_u = 52.5 * (10.35 - A_0)$$

$$d = 0.53 \cong 0.60 \text{ cm}$$

Verificación por cortante

La resistencia al corte que aporta el concreto debe ser suficiente como para soportar las cargas ejercidas por las combinaciones previas, tomando nuevamente el esfuerzo de 52.5ton/m² que aporta la combinación con sismo.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 60 = 39.17 \text{ ton}$$

$$V_u = 52.5 * (1.8) = 93.96 \text{ ton}$$

Entonces $\phi V_c < V_u$

Se debe incrementar la profundidad "d" a 1.10m

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 110 = 71.81 \text{ ton}$$

$$V_u = 52.5 * (1.3) = 68.25 \text{ ton}$$

Entonces $\phi V_c > V_u$

Diseño por flexión

Se realizó un análisis con elementos finitos simulando apoyos en la cimentación para obtener los momentos con los cuales se diseñará el acero cargando un elemento Shell al esfuerzo que transmite el suelo a la zapata, con ello obtenemos un momento aproximadamente de 90 tonxm para el fierro superior.

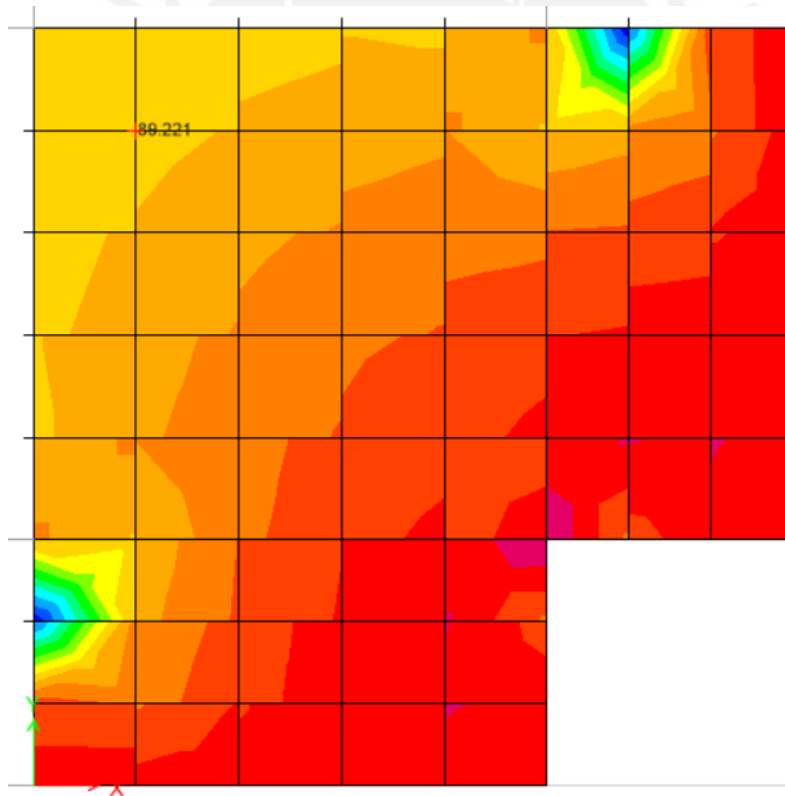


Imagen 9-2 Momentos en la zapata Z-01 para el acero superior.

Fuente: Propia

Usaremos los siguientes datos para calcular la cantidad de acero requerida por metro, fue necesario incrementar la profundidad de la zapata debido a la cantidad de acero que requería, de 60cm de profundidad incremento hasta 110cm.

$$M = 90\text{tonxm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$d = 110\text{cm}$$

$$f_y = 4200$$

$$f'_c = 210$$

Finalmente, el acero requerido es de $A_s = 26.80\text{cm}^2$ para un tramo de un metro, se colocará entonces fierro de 1"@0.15m para aceros superiores.

De igual forma se realizó el cálculo para el acero inferior usando el mayor momento que soportará la cimentación que fue de 110tonxm.

$$M = 110\text{tonxm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$d = 110\text{cm}$$

$$f_y = 4200$$

$$f'_c = 210$$

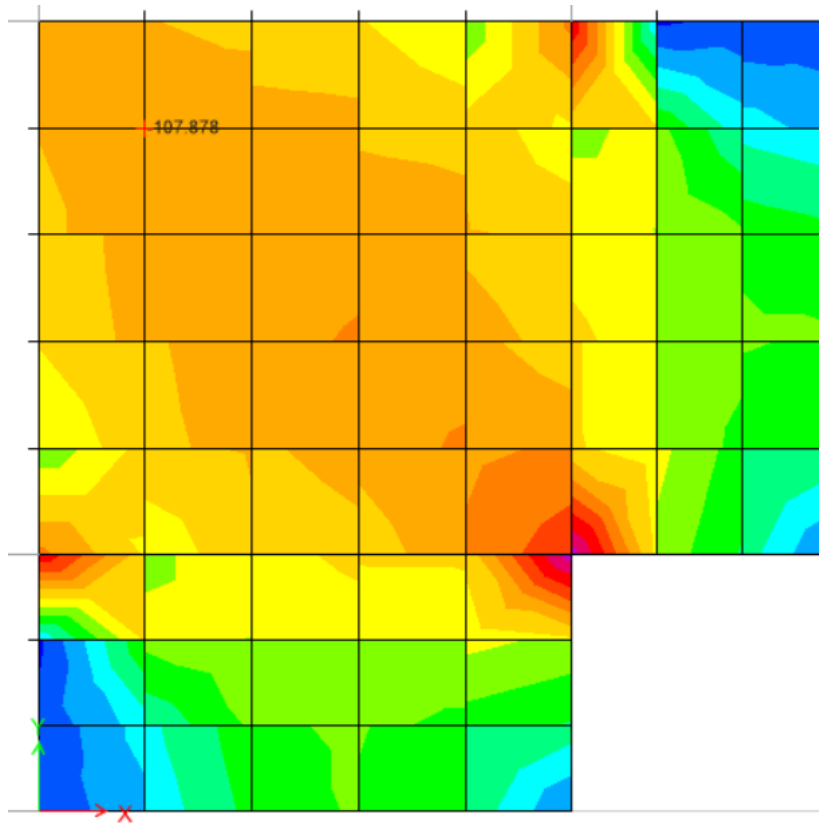


Imagen 9-3 Momentos en la zapata Z-01 para el acero inferior.

Fuente: Propia

Finalmente, el acero requerido es de $A_s = 33.02\text{cm}^2$ para un tramo de un metro, se colocará entonces fierro de $1''@0.15\text{m}$ para aceros inferiores.

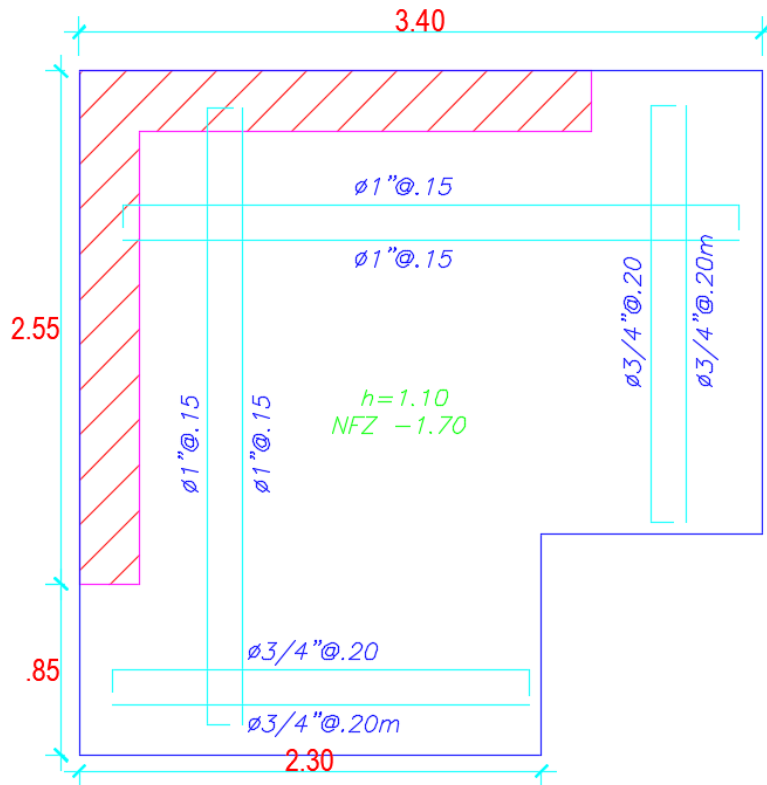


Imagen 9-4 Detalle de refuerzo de acero en la zapata en planta.

Fuente: Propia

9.3. Diseño de zapata combinada

Las columnas centrales serán colocadas en una misma zapata de manera y será necesario realizar un diagrama de cargas actuantes sobre la cimentación teniendo en cuenta los datos obtenidos para cada columna denominadas "C1" y "C2".

C1

Carga muerta = 200ton

Carga viva = 36ton

Carga de sismo = 70ton

C2

Carga muerta = 270ton

Carga viva = 50ton

Carga de sismo = 160ton

Pre-dimensionamiento

Para el cálculo del área se utilizarán los esfuerzos con y sin el aporte del sismo, se trabajará con el área mayor.

$$\sigma_{grav} = \frac{(556) * 1.05}{\text{Área}}$$

$$40 = \frac{(556) * 1.05}{\text{Área}}$$

$$\text{Área} = 14.60m^2$$

$$\sigma_{sismo} = \frac{(616) * 1.05}{1.2 * \text{Área}}$$

$$48 = \frac{(616) * 1.05}{\text{Área}}$$

$$\text{Área} = 13.50m^2$$

El área requerida es de $13.50m^2$ y se optó por colocarle una zapata con volados de $110cm$ para cada lado interno, los bordes externos están limitados con viviendas, finalmente la zapata tendrá una sección de $5.90m \times 2.50m = 14.75m^2$.

Esfuerzos en cargas últimas

$$\sigma_{grav} = \frac{(658 + 146.2) * 1.05}{14.75} = 57.30ton/m^2$$

$$\sigma_{sism} = \frac{(925) * 1.05}{14.75} = 65.90ton/m^2$$

Verificación por punzonamiento

$$A_0 = (0.3 + d) * (1 + d)$$

$$B_0 = 2.6 + 4d$$

El esfuerzo que aporta el concreto debe ser suficiente como para soportar las cargas ejercidas por las combinaciones previas, en este caso se tomará el esfuerzo de $65.90ton/m^2$ que aporta la combinación con sismo.

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * B_0 * d * 10$$

$$Vu = 65.90 * \left(\frac{5.90 * 2.50}{2} - A_0 \right)$$

$$d = 0.59 \triangleq 0.60m$$

Verificación por cortante

La resistencia al corte que aporta el concreto debe ser suficiente como para soportar las cargas ejercidas por las combinaciones previas, tomando nuevamente el esfuerzo de 65.90/m² que aporta la combinación con sismo.

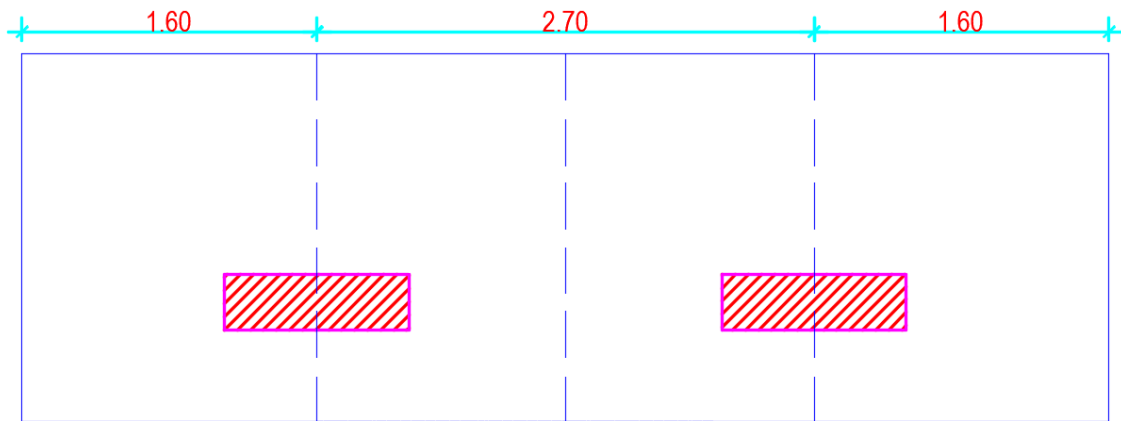


Imagen 9-5 Plano final de la zapata combinada AutoCAD.

Fuente: Propia

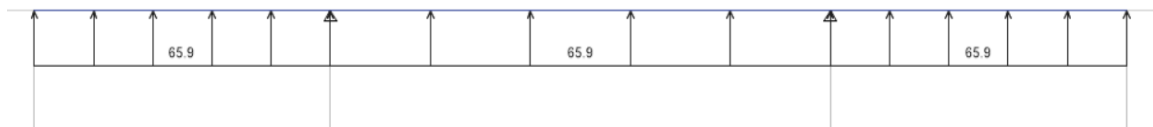


Imagen 9-6 Cargas distribuidas y reacciones en la zapata combinada..

Fuente: Propia



Imagen 9.4 Diagrama de fuerzas cortantes para la zapata combinada.

Fuente: Propia

La fuerza cortante a una distancia de 1.1m del eje es de 16.50ton

Realizando un cálculo usando triángulos equivalentes

$$\frac{88.96}{1.35} = \frac{V_o}{0.25}$$

$$V_o = 16.50$$

Usaremos una cortante de 20ton para ser más conservadores.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 250 * 60 = 97.93\text{ton}$$

$$V_u = 20 * 2.5 = 50\text{ton}$$

Se demuestra entonces que $\phi V_c > V_u$

Diseño por flexión del refuerzo de acero

Se presenta a continuación el diagrama de momentos de la zapata combinada, en el cual el momento a una distancia de 1.1m del eje es de 30tonxm.



Imagen 9-7 Diagrama de momento flector para la zapata combinada.

Fuente: Propia

Usaremos los siguientes datos para calcular la cantidad de acero requerida por metro

$$M = 30\text{tonxm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$d = 60\text{cm}$$

$$f_y = 4200$$

$$f'_c = 210$$

Finalmente, el acero requerido es de $A_s = 13.6\text{cm}^2$ para un tramo de un metro, se colocará entonces acero de $3/4''@0.20$ para cada lado de la zapata.

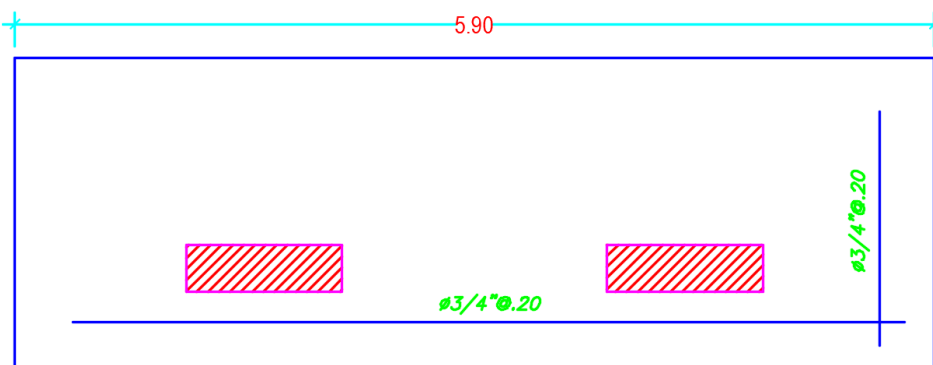


Imagen 9-8 Detalle de refuerzo de acero en la zapata en planta.

Fuente: Propia

9.4. Diseño de Viga de Cimentación

9.4.1. Diseño por flexión

El acero de confinamiento de la viga de cimentación se desarrolla mediante el diseño por flexión de la misma manera que en el capítulo 6.3.1. utilizando las mismas ecuaciones, pero teniendo en cuenta que se colocara este elemento estructural con la premisa de soportar todo el momento generado por las placas y columnas debido a que como ya se explicó anteriormente, la edificación no cuenta con sótanos por lo que la cantidad de momento generaría zapatas de un tamaño considerable, los cuales en su mayoría traspasarían el límite de propiedad.

Bajo esta premisa es que se debe tener en consideración que, debido al momento elevado debido a la excentricidad de la fuerza axial de la zapata, se desarrollaran secciones de viga de aproximadamente 1m.

Para el ejemplo se diseñará la viga del eje 1, denominada VC-104

Diagrama de CM

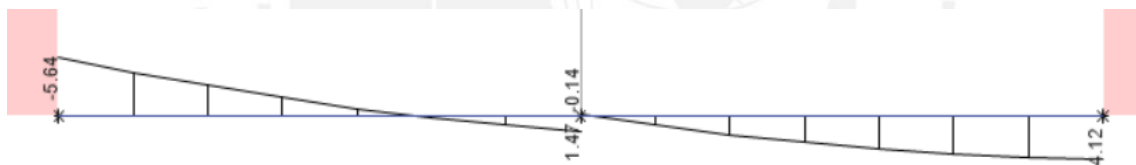


Imagen 9-9 Diagrama de momentos debido a la carga muerta en software Etabs.

Fuente: propia.

Diagrama de CV

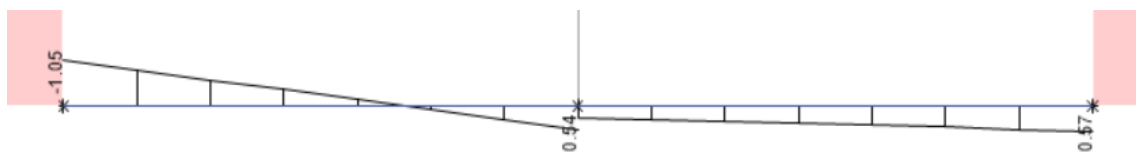


Imagen 9-10 Diagrama de momentos debido a la carga viva en software Etabs.

Fuente: propia.

Diagrama de Sx

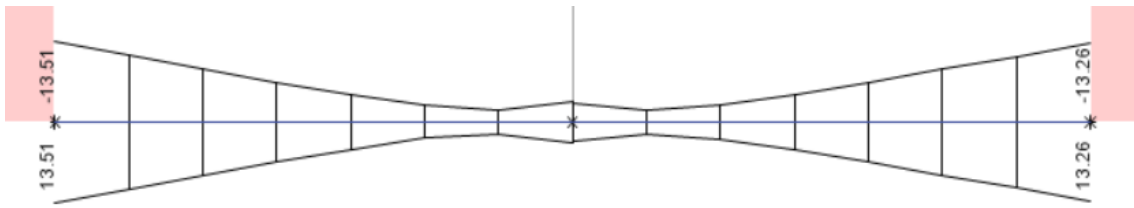


Imagen 9-11 Diagrama de momentos debido al sismo en X en software Etabs.

Fuente: propia.

Diagrama de Sy

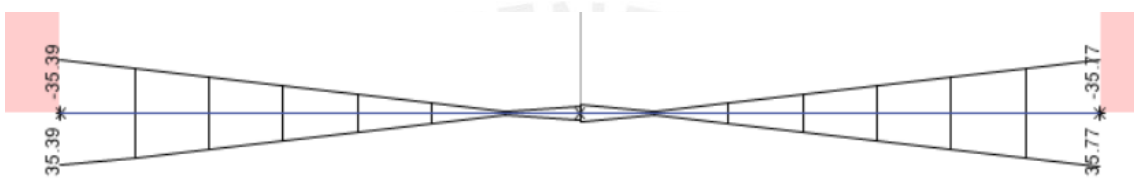


Imagen 9-12 Diagrama de momentos debido al sismo en Y en software Etabs.

Fuente: propia.

Se presenta en la siguiente tabla los valores obtenidos de los diagramas de momentos.

Tabla 9-1 cargas de servicio y sísmica.

	Tramo 1 (ton.m)			Tramo 2 (ton.m)		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
CM	-5.67	-1.24	1.47	-0.14	2.83	4.12
CV	-1.05	-0.25	0.54	0.27	0.42	0.57
SISMO X	13.51	5.66	3.5	3.11	5.74	13.26
SISMO Y	35.39	15.29	4.9	5.33	15.26	35.77

Fuente: propia.

Donde las cargas amplificadas para realizar la envolvente son las siguientes:

Tabla 9-2 cargas amplificadas.

	Tramo 1 (ton.m)			Tramo 2 (ton.m)		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
1.4CM+1.7CV	-9.72	-2.16	2.98	0.26	4.68	6.74
1.25(CM+CV)+ Sx	5.11	3.80	6.01	3.27	9.80	19.12
1.25(CM+CV)-Sx	-21.91	-7.52	-0.99	-2.95	-1.68	-7.40
1.25(CM+CV)+Sy	26.99	13.43	7.41	5.49	19.32	41.63
1.25(CM+CV)-Sy	-43.79	-17.15	-2.39	-5.17	-11.20	-29.91
0.9CM+Sx	8.41	4.54	4.82	2.98	8.29	16.97
0.9CM-Sx	-18.61	-6.78	-2.18	-3.24	-3.19	-9.55
0.9CM+Sy	30.29	14.17	6.22	5.20	17.81	39.48
0.9CM-Sy	-40.49	-16.41	-3.58	-5.46	-12.71	-32.06

Fuente: propia.

Envolvente de cargas amplificadas

Tabla 9-3 envolvente de cargas amplificadas.

Mu sup (ton.m)	-43.79	-17.15	-3.58	-5.46	-12.71	-32.06
Mu inf (ton.m)	30.29	14.17	7.41	5.49	19.32	41.63

Fuente: propia.

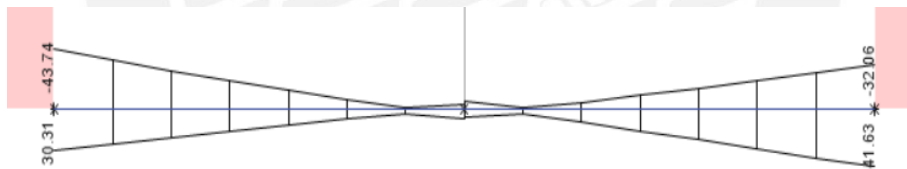


Imagen 9-13 Diagrama de momentos envolvente debido a cargas amplificadas en software Etabs.

Fuente: propia.

Adicionalmente a este momento se le adiciona el que ejerce la fuerza axial de las placas, dando como resultado los siguientes momentos últimos para diseño por flexión.

Tabla 9-4 envolvente de cargas amplificadas y momento generado por las fuerzas axiales de las placas.

Mu sup (ton.m)	-87.40	-17.15	-26.00	-26.00	-12.71	-75.40
Mu inf (ton.m)	30.29	14.17	7.41	5.49	19.32	41.63

Fuente: propia.

Debido al momento elevado, se eligió para esta viga un ancho de 0.30m y peralte de 0.90m. A continuación, se desarrollará el cálculo de lacero máximo para esta sección.

Calculando cuantía balanceada

$$Pb = \frac{0.85 * \beta * f'c * ecu}{fy * \left(ecu + \frac{fy}{Es} \right)} = \frac{0.85 * 0.85 * 210 * 0.003}{4200 * \left(0.003 + \frac{4200}{2 \times 10^6} \right)} = 0.02125$$

Acero balanceado

$$Asb = Pb * b * d = 0.02125 * 30 * 90 = 52.275 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, acero máximo

$$As \text{ max} = 0.75 * Asb = 39.21 \text{ cm}^2$$

En la *Tabla 9-5* se muestra los refuerzos calculados para cada tramo de la viga.

Tabla 9-5 acero de confinamiento para viga VC-104 de .30x.90m

TRAMO			Mu (ton.m)	As (cm2)	Asmin (cm2)	Asmax (cm2)	Acero colocado
1	IZ	superior	-87.4	33.6	5.94	39.21	3Ø1" + 4Ø1" baston
		inferior	30.29	10.53	5.94	39.21	2Ø1"
	CNT	superior	-17.15	5.69	5.94	39.21	3Ø1"
		inferior	14.17	4.67	5.94	39.21	2Ø1"
	DER	superior	-26	8.76	5.94	39.21	3Ø1"
		inferior	7.41	2.42	5.94	39.21	2Ø1"
2	IZ	superior	-26	8.76	5.94	39.21	3Ø1"
		inferior	5.49	1.79	5.94	39.21	2Ø1"
	CNT	superior	-12.71	4.18	5.94	39.21	3Ø1"
		inferior	19.32	6.43	5.94	39.21	2Ø1"
	DER	superior	-75.4	28.1	5.94	39.21	3Ø1" + 3Ø1" baston
		inferior	41.63	14.57	5.94	39.21	2Ø1"

Fuente: propia.

Adicionalmente debido a la norma E060, para vigas de peralte 0.90m a más, es necesario colocar acero para confinar el concreto a lo largo del alma. Este acero calcula como 10% del acero máximo en tracción. Para el ejemplo el acero máximo en tracción son 7Ø1" dando un total de 35.7cm², siendo el 10% 3.57cm². Por lo tanto, el acero elegido para confinar el alma de la sección son 4Ø1/2"

En la siguiente imagen se observa la colocación grafica de los aceros de refuerzo para la viga en análisis.

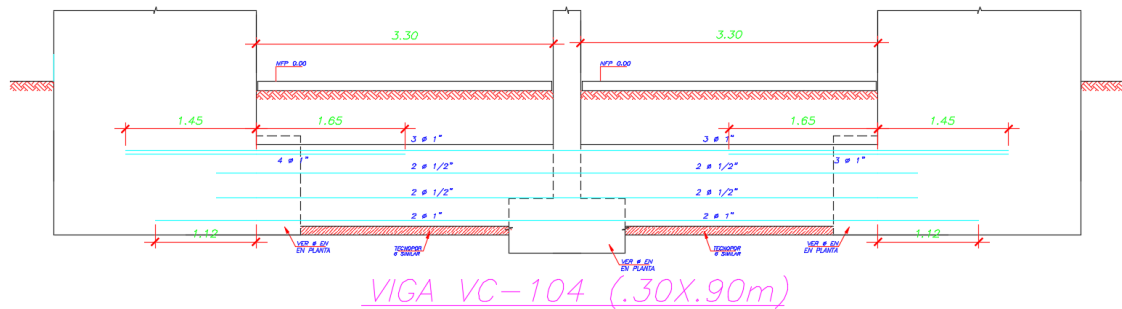


Imagen 9-14 acero de refuerzo para la viga de cimentación VC-104 en AutoCAD.

Fuente: propia.

9.4.2. Diseño por cortante

Debido que predominan las fuerzas de sismo, se realizara diseño por capacidad de la misma manera en la que se explica en el capítulo 6.3.2.

Los criterios para colocar los estribos de refuerzo se encuentran en la norma peruana de construccion E-060 en el insico 24.4.4. el cual se detalla a continuacion.

- La viga posee una longitud de confinamiento mínima equivalente a una distancia igual a 2 veces la altura de la sección. Es decir, de 1.20 m para la viga de .30x.60m
- El espaciamiento máximo para la zona de confinamiento debe ser la menor de las siguiente:
 1. Base
 2. 16*diámetro de barra de confinamiento
 3. 30cm

Para la zona de confinamiento se tiene como espaciamiento máximo 30cm, para la viga del ejemplo se tomará como separación de estribos $S=25\text{cm}$. Además, como la zona de confinamiento abarca toda la luz de la viga.

Para la elección del diámetro de estribo se procede a calcular la cortante ultima. Debido a los momentos generados por los aceros de confinamiento y la carga de servicio.

Diagrama de cortante Vu



Imagen 9-15 diagrama de Vu para viga VC-104 tramo 1.

Fuente: propia.

Calculando Vs con estribos de 1/2" y S=25cm

$V_u = 41.29 \text{ ton}$ de la Imagen 9-15

$$V_s = \frac{2 * A_{estribo} * f_y * d}{0.85 * S * 1000} = \frac{2 * 1.29 * 4200 * 82}{0.85 * 12.5 * 1000} = 41.81 \text{ ton}$$

Se comprueba que

$$V_s \geq V_u$$

Por lo tanto los estribos a colocar serán 1Ø1/2"@0.05cm, RestoØ1/2"@25cm.

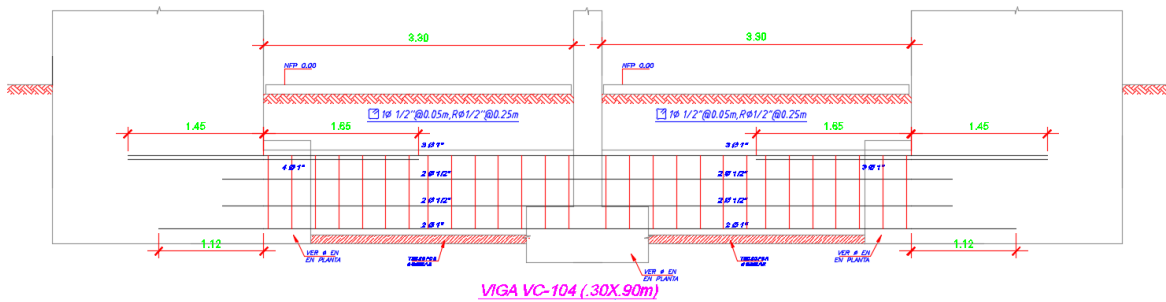


Imagen 9-16 diseño final de la viga de cimentación VC-104.

Fuente: propia.

10. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS

10.1. Diseño de la escalera

Para el diseño de la escalera se tomaron en cuenta dos sistemas, uno considerando apoyos sólo en los extremos y otro en cada uno de los descansos, de esta manera se trabajará con la envolvente de ambos diagramas de momento.

Para el metrado de cargas de la escalera se tomó en cuenta un espesor de garganta de 15cm y la losa de apoyo 20cm, las escaleras fueron diseñadas para un paso de 25cm y un contrapaso de 17.5cm.

Siguiendo lo estipulado en la norma de cargas E.020 para escaleras de un edificio multifamiliar la sobrecarga asignada fue de 200 kg/m² y como carga muerta se consideró el piso terminado de 100kg/m².

Tabla 10-1 Dimensiones de la escalera y cargas

Garganta (m)	0.15
Espesor Losa (m)	0.2
S/C (Ton/m ²)	0.2
Paso (m)	0.25
Contra Paso (m)	0.175
Piso Terminado (ton/m ²)	0.1

Fuente: Propia

El peso propio de la losa se determinó multiplicando en espesor por la densidad del concreto 2.4ton/m², al diseñarse por metro de ancho se obtuvo una distribuida de 0.48ton/m.

$$W_{pp \text{ Losa}} = 2.4 * 0.2 = 0.48 \text{ton/m}^2$$

Para la escalera se utilizó la siguiente fórmula donde:

cp: contrapaso

t: espesor de garganta

p: paso

$$W_{pp} = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right] = 2.4 \left[\frac{0.175}{2} + 0.15 \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{0.25} \right)^2} \right]$$

$$W_{pp \text{ Escalera}} = 0.65 \text{ton/m}^2$$

Sumando las cargas de peso propio con piso terminado para cada tramo escalera y losa de apoyo o descanso.

$$W_D \text{escalera} = 0.65 + 0.10 = 0.75 \text{ton/m}^2$$

$$W_L \text{escalera} = 0.20 \text{ton/m}^2$$

$$W_D \text{losa} = 0.48 + 0.10 = 0.58 \text{ton/m}^2$$

$$W_L \text{Losa} = 0.20 \text{ton/m}^2$$

Finalmente aplicando las combinaciones de cargas se obtienen las siguientes fuerzas distribuidas últimas:

$$W_u \text{escalera} = 1.56 \text{ton/m}^2$$

$$W_D \text{losa} = 1.322 = 0.58 \text{ton/m}^2$$

Construyendo ambos diagramas de fuerzas distribuidas para los dos casos, apoyado en extremos y apoyado en descansos.

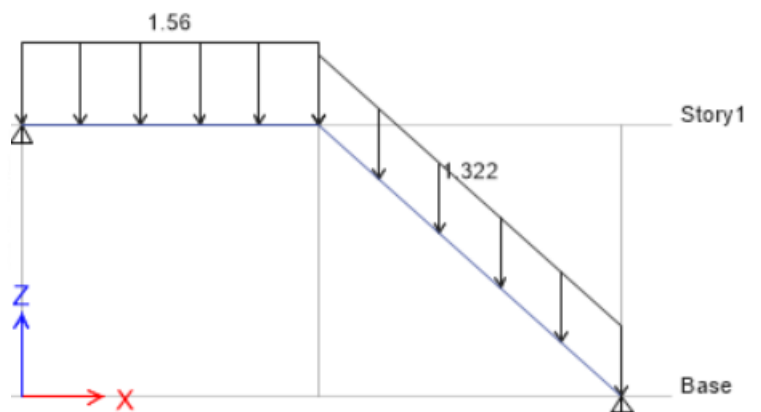


Imagen 10-1 Diagrama de fuerzas distribuidas en escalera apoyada en extremos.

Fuente: Propia

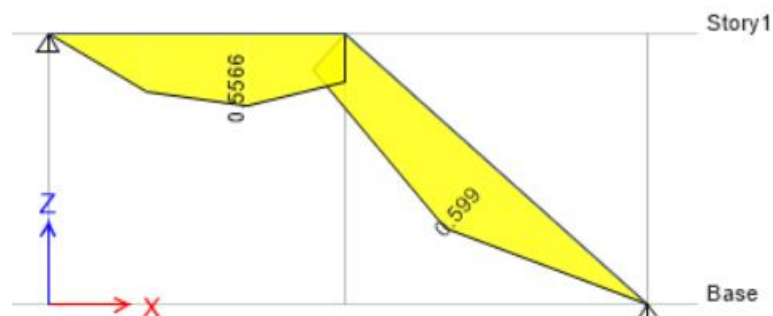


Imagen 10-2 Diagrama de momentos en escalera apoyada en extremos.

Fuente: Propia

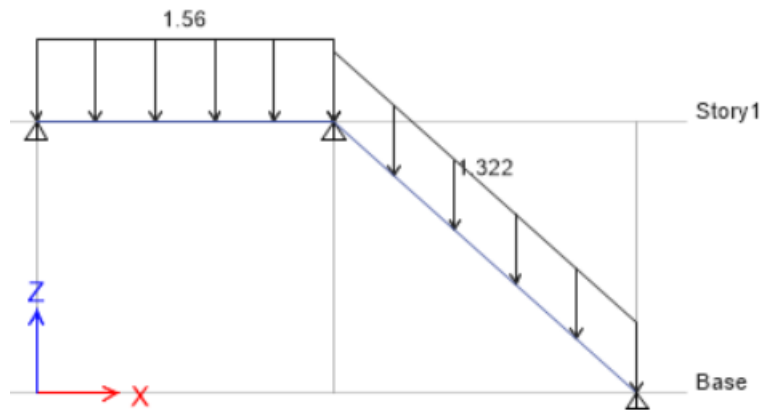


Imagen 10-3 Diagrama de fuerzas distribuidas en escalera articulada en descansos.

Fuente: Propia

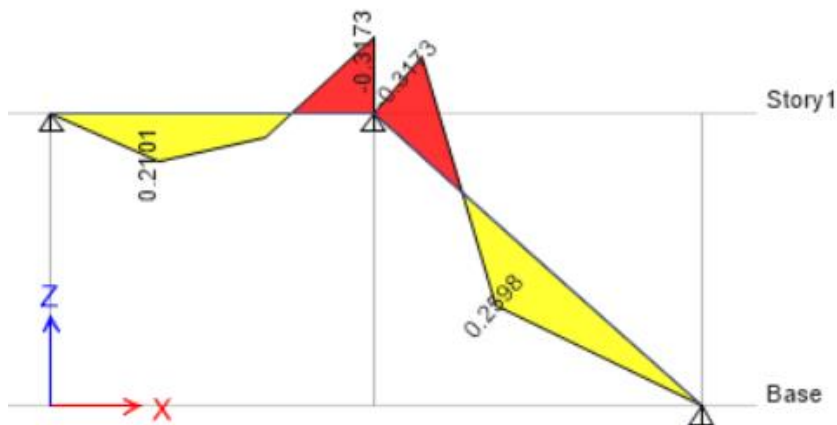


Imagen 10-4 Diagrama de momentos en escalera articulada en descansos.

Fuente: Propia

Se calculó la cantidad de acero requerida por cada tramo usando una envolvente de momentos y se comparará con el acero mínimo.

Tabla 10-1 Dimensiones de la escalera y cargas

TRAMO	M(Ton.m)	AS(cm ²)
1	0.56	1.35
2	0.32	0.71
3	0.6	1.35

Fuente: Propia

$$A_{smin\ Losa} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6cm^2$$

$$A_{smin\ Escalera} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 15 = 2.7cm^2$$

La escalera fue diseñada con una cuantía de acero mínima distribuida longitudinalmente y transversalmente para que funcione como acero de temperatura en capas superior e

inferior, de tal manera tenemos $\emptyset 3/8''@0.25m$ para los tramos en dirección de los escalones y $\emptyset 3/8''@0.20m$ para los tramos perpendiculares a estos y puedan tener coherencia con el amarre a la losa de la escalera.

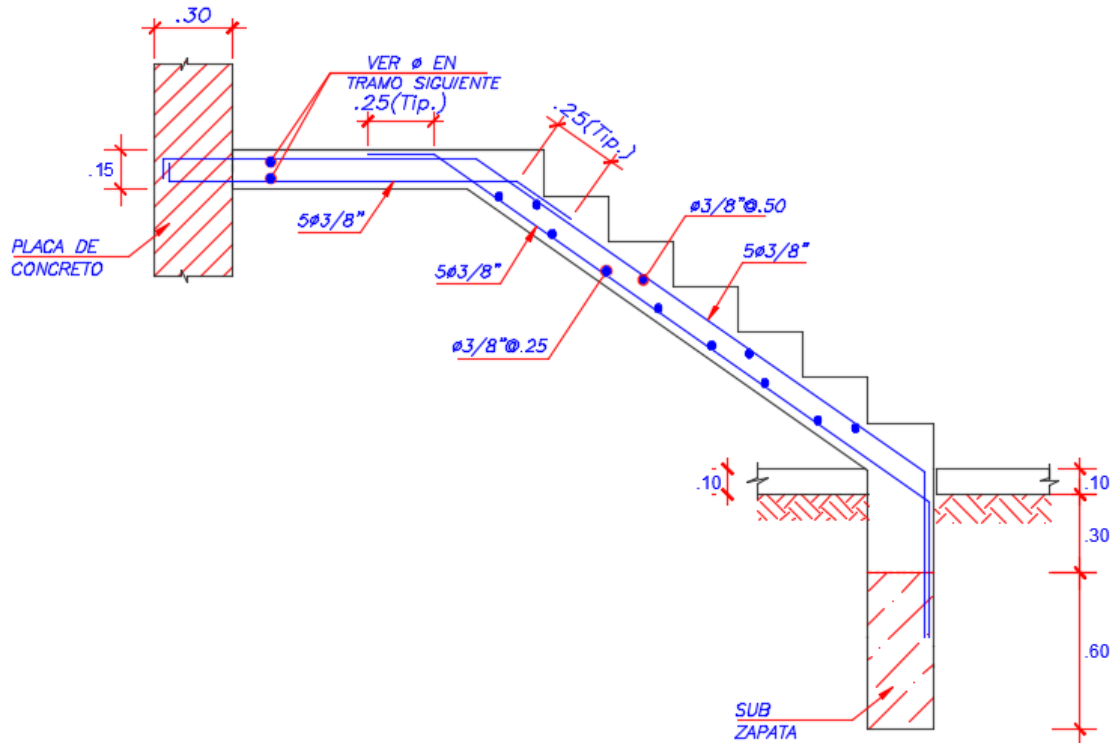


Imagen 10-5 Detalle del refuerzo de la escalera.

Fuente: Propia

11. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

El dimensionamiento de los elementos como el caso de las vigas, se realizó usando criterios del libro del Ingeniero Antonio Blanco, adecuándonos a la arquitectura inicial del proyecto. Si bien muchas de las vigas elegidas pudieron tener un peralte menor a 60cm se prefirió elegir un peralte homogéneo para todas y darle continuidad con el espesor de las placas de 30cm, la decisión de no variar el peralte de las vigas permitió conservar la estética de los departamentos.

Inicialmente el proyecto se basaba en un sistema de ductilidad limitada, sistema que actualmente no se utiliza y el cual la norma limita a 07 pisos, muros con espesores

menores a 10cm y mucha densidad de estos, se optó por cambiarlo a un sistema de muros estructurales que aportarían mayor rigidez.

El peso en servicio por metro cuadrado en el metrado de una columna resultó 1.15tn/m² ya que se tiene tabiquería distribuida y además el área tributaria de esa columna era grande, luego realizando una reducción de carga se obtuvo un valor de 1.04tn/m² valor que es más cercano a 1tn/m².

El diseño por capacidad para los elementos placas y columnas fueron realizados sólo en los dos primeros pisos de la edificación, tal y como indica la norma, este diseño por capacidad será aplicado para la longitud L_m de toda la placa (2.55m), para $M_u/4V_u$ (1.24m) o los dos primeros pisos, dependiendo de cuál sea la mayor longitud, además de ser un cálculo más conservador dándole un generoso refuerzo transversal de acero en estos pisos, es imposible aplicar esto para pisos superiores ya que el elemento estaría sobre reforzado para las solicitaciones de momentos y fuerzas, teniendo en cuenta además que no debe sobre reforzarse con estribos y dicha restricción nos da el valor del V_n máximo para las placas y columnas, impidiendo así que estos elementos fallen a compresión sin que los estribos entren en fluencia cuando esto ocurra.

La elección de la cimentación inicialmente estuvo pensada como una platea debido a las cargas que soportaban las columnas y placas, el poco espacio de los extremos laterales y el lado posterior también forzaban a esta idea inicial, adicionalmente este edificio no cuenta con sótanos lo que fortalece más esta hipótesis de una platea; Sin embargo el área a cimentar resultaba 60% de toda el área y con un 70% ya podría pensarse en una platea además de encontrarnos frente a un suelo bueno en Lima, fue oportuno demostrar que sí se puede cimentar usando vigas de cimentación y zapatas combinadas, sin temor a que exista un volteo.

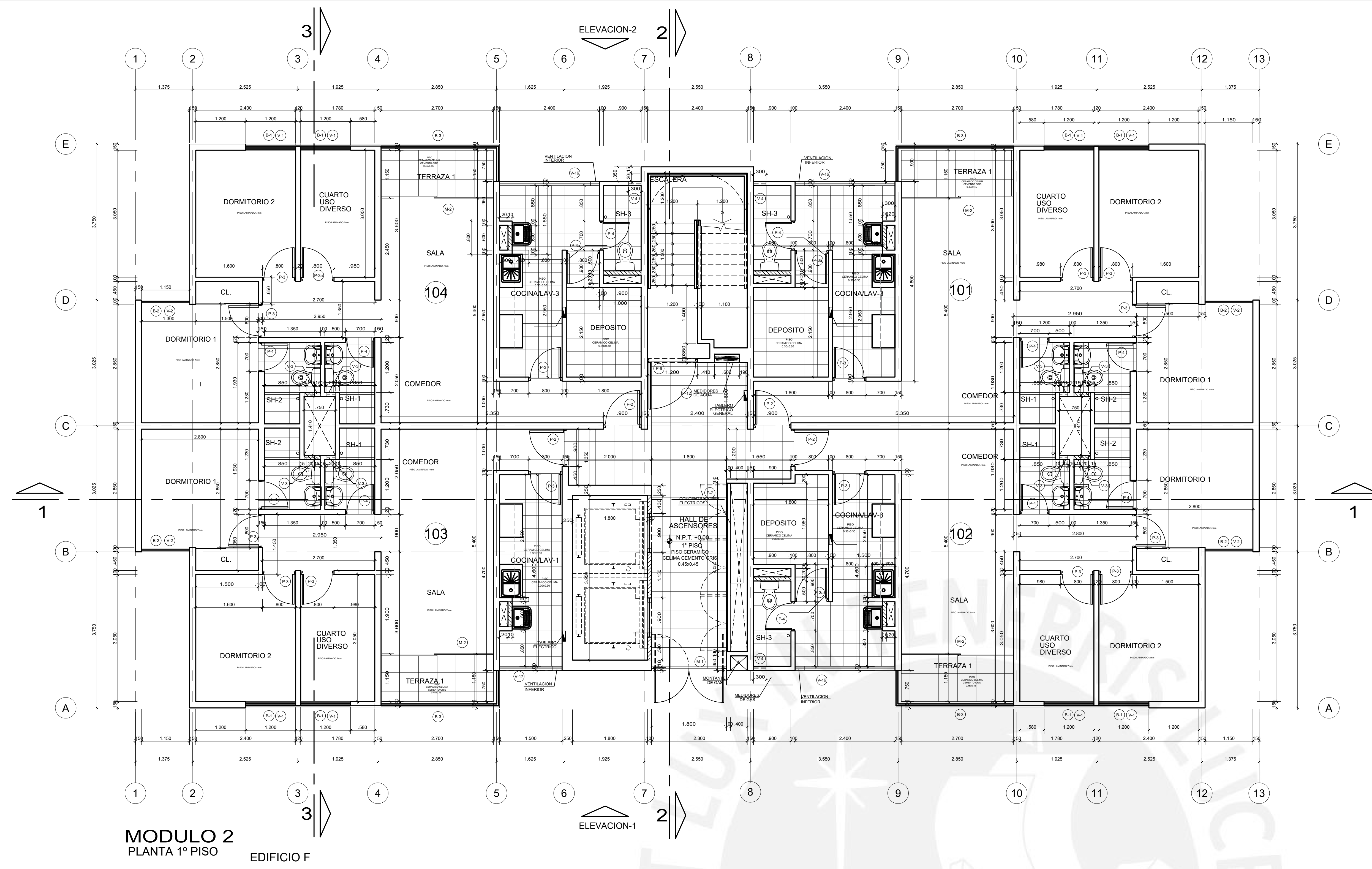
12. REFERENCIAS

- Normas Peruanas de Estructuras (ACI Capítulo Peruano – 1998)
- Reglamento Nacional de Construcción NTE E-020 Cargas, 1985
- Reglamento Nacional de Construcción NTE E-050 Suelos y Cimentaciones, 1997
- Reglamento Nacional de Construcción NTE E-030 Diseño Sismo resistente, 2016

- Reglamento Nacional de Construcción NTE E-060 Concreto Armado, 1989
- Reglamento Nacional de Construcción NTE E-070 Albañilería, 1982
- Antonio Blanco Blasco Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado – 1997.
- Antonio Blanco Blasco Conferencia sobre Cimentaciones Superficiales y Profundas 13- junio-1991.
- Alejandro Muñoz Peláez Ingeniería Sismo resistente – Apuntes del Curso de Antisísmica – 1999
- Ángel San Bartolomé Análisis de edificios – 1era Edición, Fondo Editorial PUCP – 1998
- Gianfranco Ottazzi Concreto Armado – Apuntes del Curso de Concreto Armado 1 - 2003
- T. Harmsen y P. Mayorga Diseño de Estructuras de Concreto Armado Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial, 1997
- Richard Bares Tablas para el cálculo de placas y vigas pared – Barcelona- Edit Gustavo- Gill. 1970.

13. ANEXOS

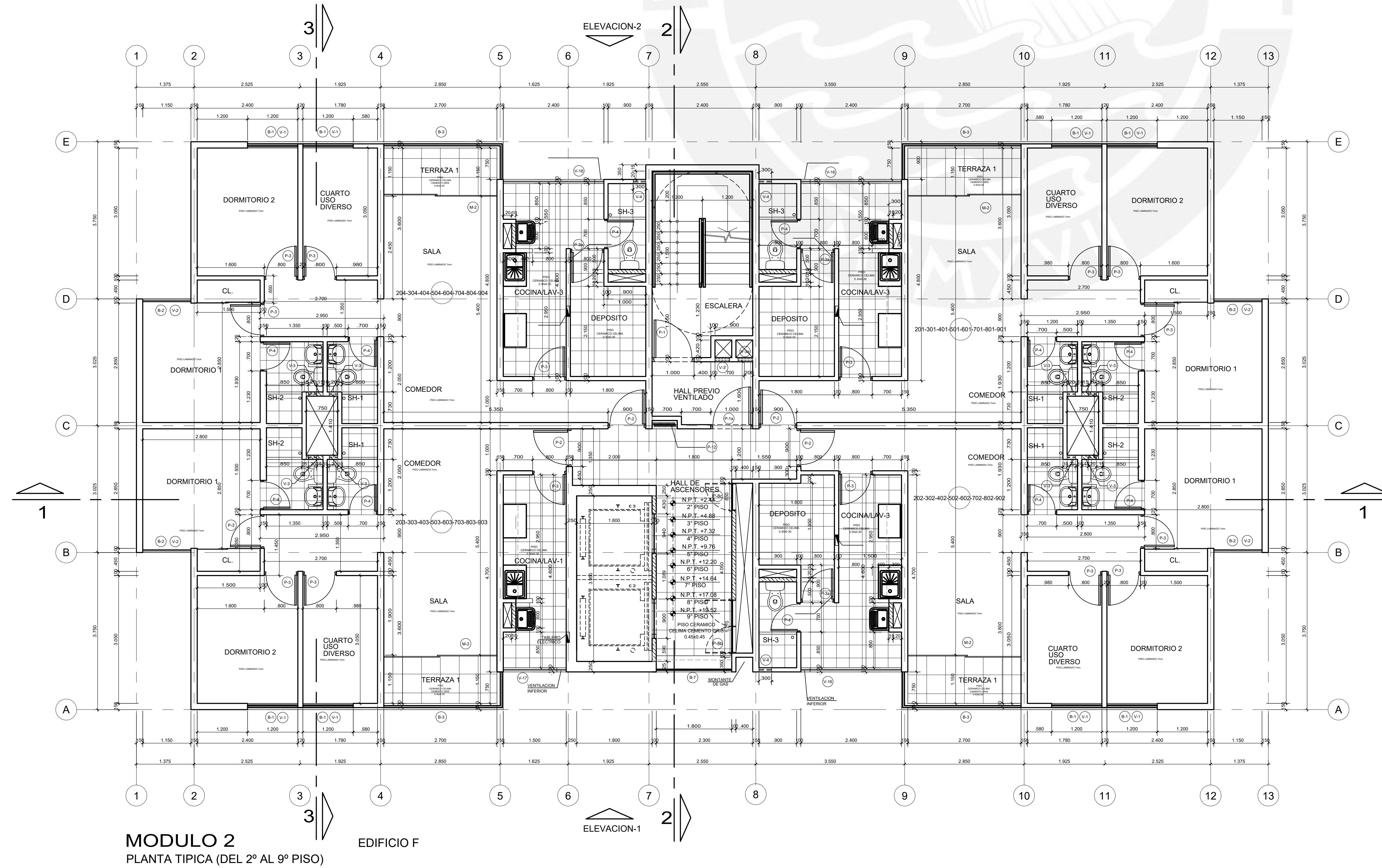
13.1. PLANOS



MODULO 2
PLANTA 1º PISO
EDIFICIO F

LEYENDA

- TABIQUE DE DRYWALL DE SANITARIOS
- TABIQUE DE DRYWALL RESISTENTE AL FUEGO



MODULO 2
PLANTA TÍPICA (DEL 2º AL 9º PISO)
EDIFICIO F

CODIGO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	AMBIENTE	INDICACIONES
P-1	1.00	2.10	--	ESCALERA	METALICA SIMPLE
P-2	1.00	2.10	--	ESCALERA	METALICA COMPLETA
P-3	0.90	2.10	--	OPORTUNIDAD	COMPLETA
P-4	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
P-5	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
P-6	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
P-7	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
P-8	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
P-9	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
P-10	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
P-11	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
P-12	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
P-13	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
P-14	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
P-15	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
P-16	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
P-17	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
P-18	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE

CODIGO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	AMBIENTE	INDICACIONES
V-1	1.20	1.30	0.80	DORMITORIO	METALICA SIMPLE
V-2	1.20	1.30	0.80	DORMITORIO	METALICA SIMPLE
V-3	1.20	1.30	0.80	DORMITORIO	METALICA SIMPLE
V-4	1.20	1.30	0.80	DORMITORIO	METALICA SIMPLE
V-5	1.20	1.30	0.80	DORMITORIO	METALICA SIMPLE
V-6	1.20	1.30	0.80	DORMITORIO	METALICA SIMPLE
V-7	1.20	1.30	0.80	DORMITORIO	METALICA SIMPLE
V-8	1.20	1.30	0.80	DORMITORIO	METALICA SIMPLE
V-9	1.20	1.30	0.80	DORMITORIO	METALICA SIMPLE
V-10	1.20	1.30	0.80	DORMITORIO	METALICA SIMPLE
V-11	1.20	1.30	0.80	DORMITORIO	METALICA SIMPLE
V-12	1.20	1.30	0.80	DORMITORIO	METALICA SIMPLE
V-13	1.20	1.30	0.80	DORMITORIO	METALICA SIMPLE
V-14	1.20	1.30	0.80	DORMITORIO	METALICA SIMPLE
V-15	1.20	1.30	0.80	DORMITORIO	METALICA SIMPLE
V-16	1.20	1.30	0.80	DORMITORIO	METALICA SIMPLE
V-17	1.20	1.30	0.80	DORMITORIO	METALICA SIMPLE
V-18	1.20	1.30	0.80	DORMITORIO	METALICA SIMPLE

CODIGO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	AMBIENTE	INDICACIONES
M-1	1.00	2.10	--	ESCALERA	METALICA SIMPLE
M-2	1.00	2.10	--	ESCALERA	METALICA COMPLETA
M-3	0.90	2.10	--	OPORTUNIDAD	COMPLETA
M-4	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
M-5	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
M-6	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
M-7	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
M-8	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
M-9	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE
M-10	0.90	2.10	--	CTO. DE MADURO	METALICA SIMPLE

REVISION	FECHA	OBSERVACIONES

CONFORMIDAD DE CERCA Y
DECLARATORIA DE EDIFICACION
3ª ETAPA

PROGRAMA MI VIVIENDA

ALFONSO DE LA PIEDRA
C.A.F. 5254

GERMAN SALAZAR B
C.A.F. 5240

CONJUNTO RESIDENCIAL
ALTO SAN MIGUEL

INVERSIONES INMOBILIARIAS
DE MANCORA S.A.

EDIFICIO F
MODULO 2
PLANTA 1º PISO
PLANTA TÍPICA 2º AL 9º PISO

INGENIERO ARQUITECTO
LOURDES PELAEZ MAS
C.A.F. 4022

PROYECTO: L.P.M.

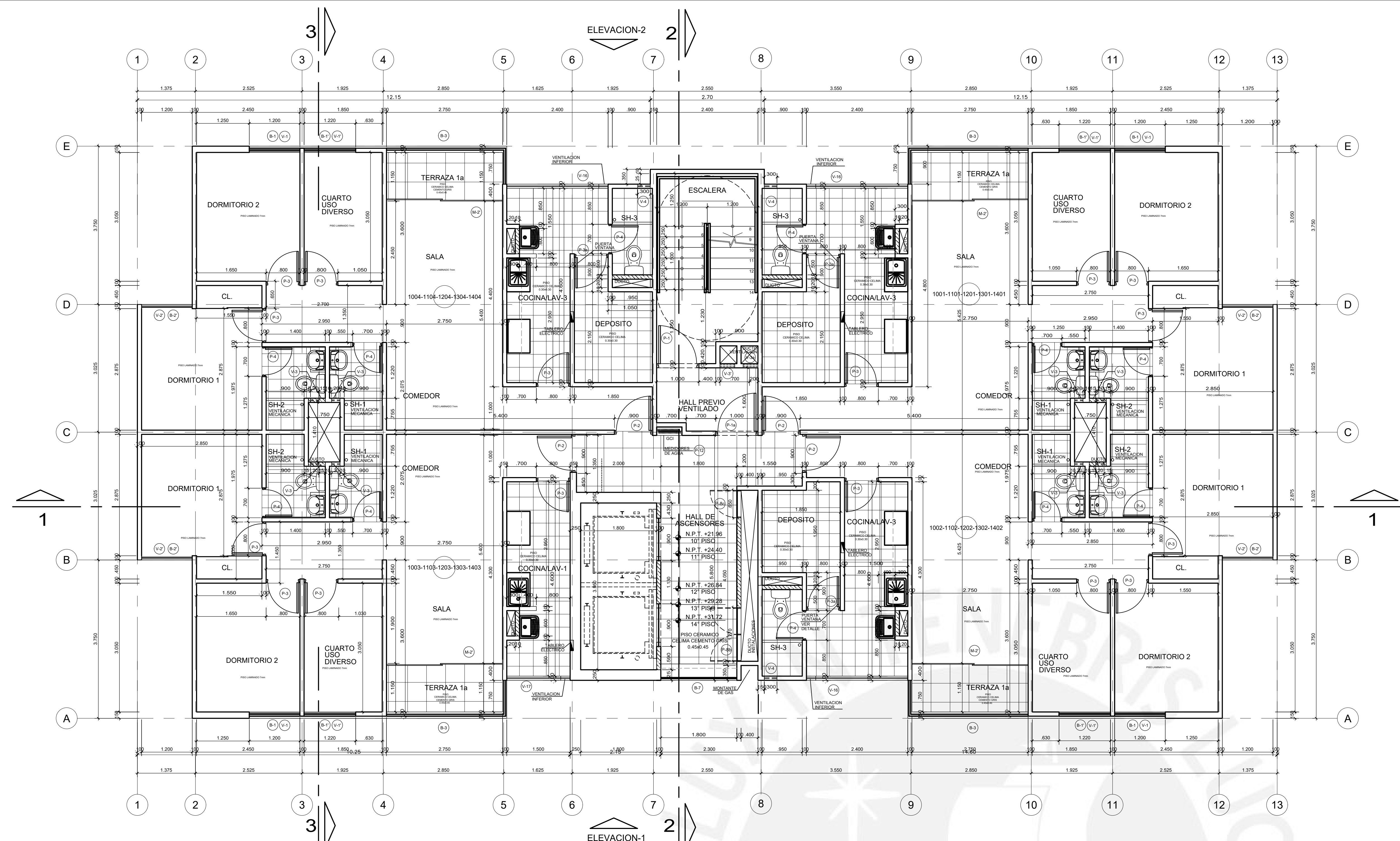
FECHA: SEPTIEMBRE 2015

ESCALA: 1/50

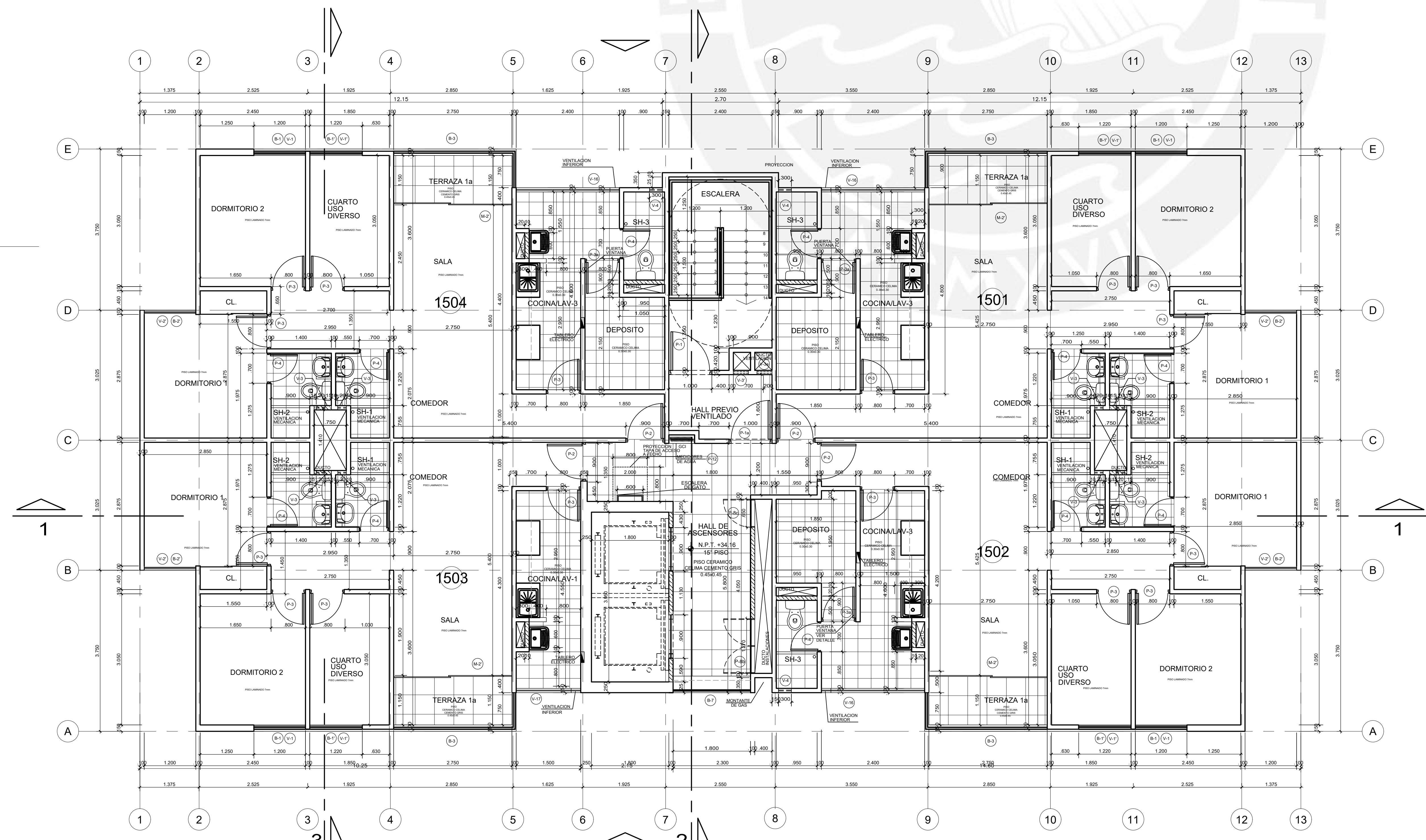
HOJA: A-01

REV: 001

PROYECTO MI VIVIENDA
D.R. N° 003-08-PM/01
D.O. N° 003-08-PM/01
D.O. N° 011-2003-VIVIENDA
D.O. N° 012-2004-VIVIENDA
D.O. N° 003-2003-VIVIENDA



MODULO 2 EDIFICIO F
PLANTA TIPICA (DEL 10º AL 14º PISO)



MODULO 2 EDIFICIO F
PLANTA 15º PISO

LEYENDA


- [Hatched pattern] TABIQUE DE DRYWALL DE SANITARIOS
- [Diagonal hatched pattern] TABIQUE DE DRYWALL RESISTENTE AL FUEGO

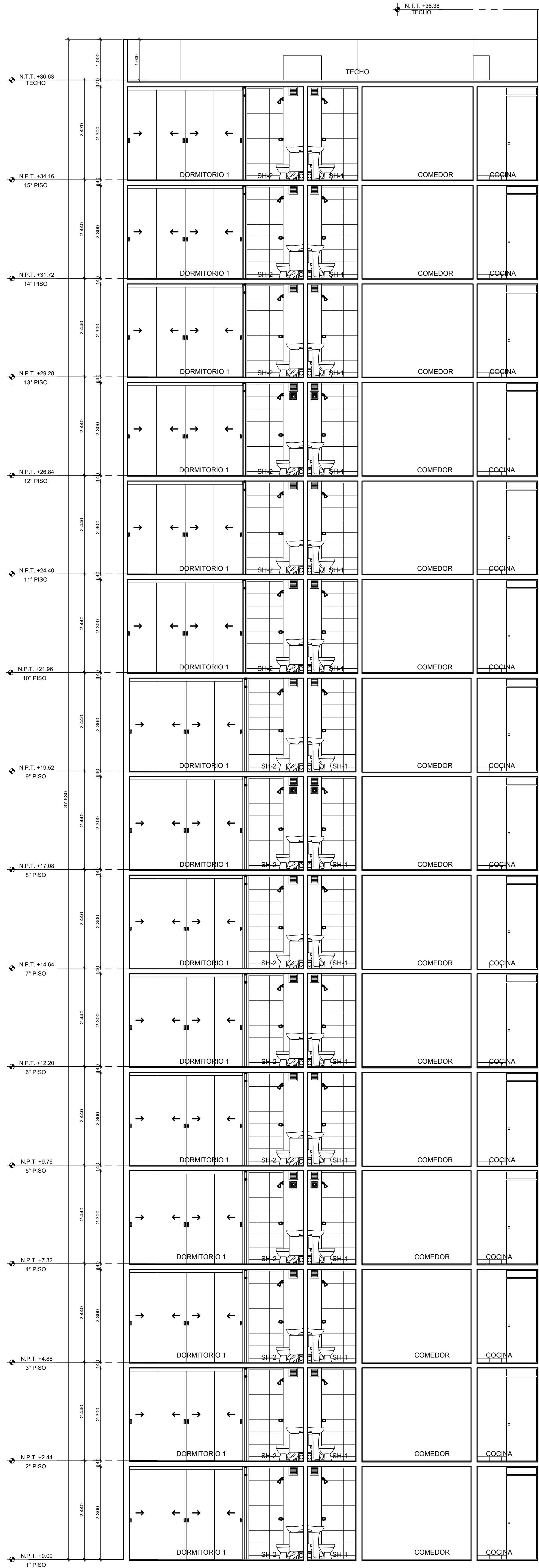
PUERTAS					
CODIGO	ANCHO	ALTO	APEZAR	AMBIENTE	INDICACIONES
P-1	1.90	2.10	-	ESCALERA	METALCA SIMPLE
P-2	0.90	2.10	-	ESCALERA	METALCA SEMPL.
P-3	0.90	2.10	-	ESPESORA	SUBSUELOS
P-3a	0.90	2.10	-	CTO. DE INGRESO	CON REJILLA
P-3b	0.90	2.10	-	CTO. DE INGRESO	CTO. DE INGRESO
P-3c	0.90	2.10	-	CTO. DE INGRESO	CTO. DE INGRESO
P-3d	0.90	2.10	-	CTO. DE INGRESO	METALCA SIMPLE
P-3e	0.90	2.10	-	COCINER	-
P-3f	0.90	2.20	-	SERVICIO DEPARTAMENTO	PUERTA VENTANA
P-3g	0.80	2.10	-	S.H. CASA CLUB	-
P-4	0.70	2.20	-	BANCO	-
P-4a	0.70	2.20	-	S.H. CASA DE VIGILANCIA	-
P-5	3.80	2.20	0.10	ENTRADA	-
P-6	0.90	0.90	-	ALTO	TAJER METALICA
P-6a	0.90	0.90	-	ALTO	TAJER METALICA
P-7	4.55	1.54	0.30	ENTRADA	CONSEJEROS
P-8	1.200	1.45	0.25	ENTRADA	CONSEJEROS
P-9	0.845	1.45	0.25	ENTRADA	CONSEJEROS
P-9	1.20	2.10	-	ESCALERA	METALCA
P-10	1.90	2.10	-	CTO. DEL 2º PISO	CON REJILLA
P-11	0.90	0.90	0.15	MEJORES DE AGUA	-
P-12	0.90	0.90	0.15	MEJORES DE AGUA	-
P-13	0.75	1.41	-	TECHO	TAJER METALICA
P-14	0.85	0.90	-	TECHO	TAJER METALICA
P-15	0.90	0.90	-	TECHO	TAJER METALICA
P-16	0.90	1.45	-	TECHO	TAJER METALICA

VENTANAS					
CODIGO	ANCHO	ALTO	APEZAR	AMBIENTE	INDICACIONES
V-1	1.20	1.50	0.80	DORMITORIO	-
V-1	1.20	1.50	0.80	DORMITORIO	-
V-2	1.15	2.35	-	DORMITORIO	-
V-3	0.25	0.25	2.10	S.H.	VANO PARA EXTRACCION
V-3a	0.50	0.50	2.10	HALL PREVIO	TAJER METALICA
V-3b	0.50	0.50	0.15	HALL PREVIO	TAJER METALICA
V-4	0.50	0.50	2.05	S.H. SERVICIO	TAJER METALICA
V-4a	0.50	0.50	1.95	S.H. SERVICIO	TAJER METALICA
V-5	2.40	1.50	0.80	DORMITORIO	-
V-6	1.20	1.20	0.90	INTERNET	-
V-7	1.20	0.90	2.10	S.H. SALA DE NIÑOS	-
V-8	1.00	0.90	2.20	COMEDOR	-
V-9	2.70	0.20	2.05	CENTRO DE LAVADO	-
V-9a	2.70	1.30	0.80	DORMITORIO	-
V-10	2.30	0.40	2.20	CTO. DE ACOSO	MALLA MOSQUITERO
V-11	1.65	0.40	2.20	CTO. DE ACOSO	MALLA MOSQUITERO
V-12	2.30	0.40	2.20	CTO. DE ACOSO	MALLA MOSQUITERO
V-13	0.90	1.20	0.90	VELOCIDAD	-
V-14	0.70	1.40	0.90	VELOCIDAD	-
V-15	0.90	1.30	1.40	VELOCIDAD	-
V-16	2.40	1.20	0.90	COCINALAV	-
V-17	1.50	1.50	0.80	COCINALAV	-
V-17	1.50	1.50	0.80	COCINALAV	-
V-18	1.00	0.20	2.20	ELECTROMECANICO	-

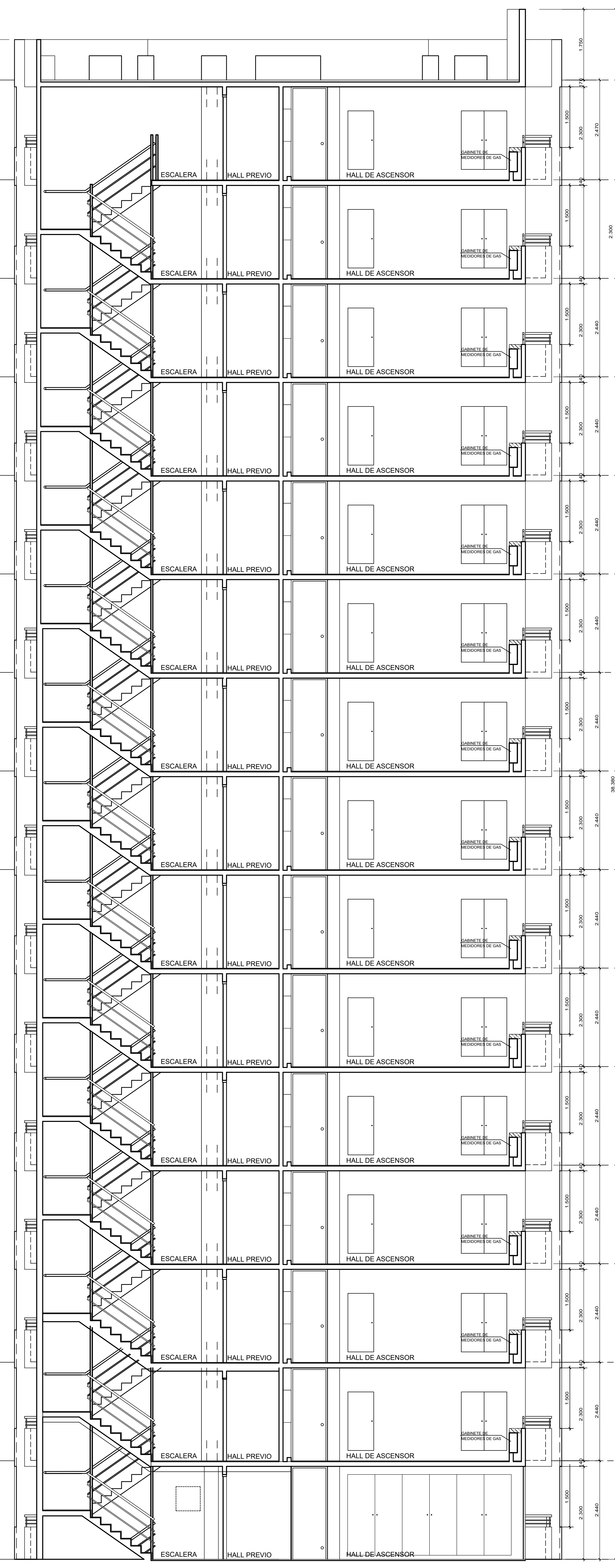
MAMPARAS					
CODIGO	ANCHO	ALTO	APEZAR	AMBIENTE	INDICACIONES
M-1	1.90	2.30	-	SALA	-
M-2	2.70	2.30	-	SALA	-
M-2	2.70	2.30	-	SALA	-
M-3	2.70	2.30	-	SALA	-
M-3	2.40	2.30	-	SALA	-
M-4	1.90	2.30	-	SALA	-

REVISION	FECHA	OBSERVACIONES


 CONFORMIDAD DE OBRA Y DECLARATORIA DE EDIFICACION 3º ETAPA
 PROGRAMA MI VIVIENDA
 ALFONSO DE LA PIEDRA C.A.F. 7054
 GERMAN SALAZAR B C.A.F. 5760
 PROYECTO:
 CONJUNTO RESIDENCIAL ALTO SAN MIGUEL
 PROYECTO:
 INVERSIONES INMOBILIARIAS DE MANCORA S.A.
 PLANO:
 EDIFICIO F
 MODULO 2
 PLANTA TIPICA 10º AL 14º PISO
 PLANTA 15º PISO
 ARQUITECTOS:
 LOURDES PELAEZ MAS C.A.F. 8072
 FECHA:
 L.P.M.
 1/50
 A-02
 1/50 REV-001



MODULO 2
CORTE 1



MODULO 2
CORTE 2

EDIFICIO F

LEYENDA

- TABIQUE DE DRYWALL DE SANITARIOS
- TABIQUE DE DRYWALL RESISTENTE AL FUEGO

REVISION	FECHA	OBSERVACIONES

SE ACOPIA PREVIAMENTE SOBRE EL DISEÑO DE RESTRICCION TECNICA. CUALQUIER RESTRICCION DE CONDICION A DE PLAN DE SER CONSULTADO CON LOS ARQUITECTOS.



CONFORMIDAD DE OBRA Y DECLARATORIA DE EDIFICACION 3ª ETAPA

PROGRAMA MI VIVIENDA
PROYECTISTA:
ALFONSO DE LA PIEDRA
C.A.F. 503
GERMAN SALAZAR B
C.A.F. 510

PROYECTO:
CONJUNTO RESIDENCIAL ALTO SAN MIGUEL

PROPIETARIO:
INVERSIONES INMOBILIARIAS DE MANCORA S.A

PLANO:
EDIFICIO F
CORTE Y ELEVACIONES

ARQUITECTOS ASISTENTES:
LOURDES PELAEZ MAS
C.A.F. 802

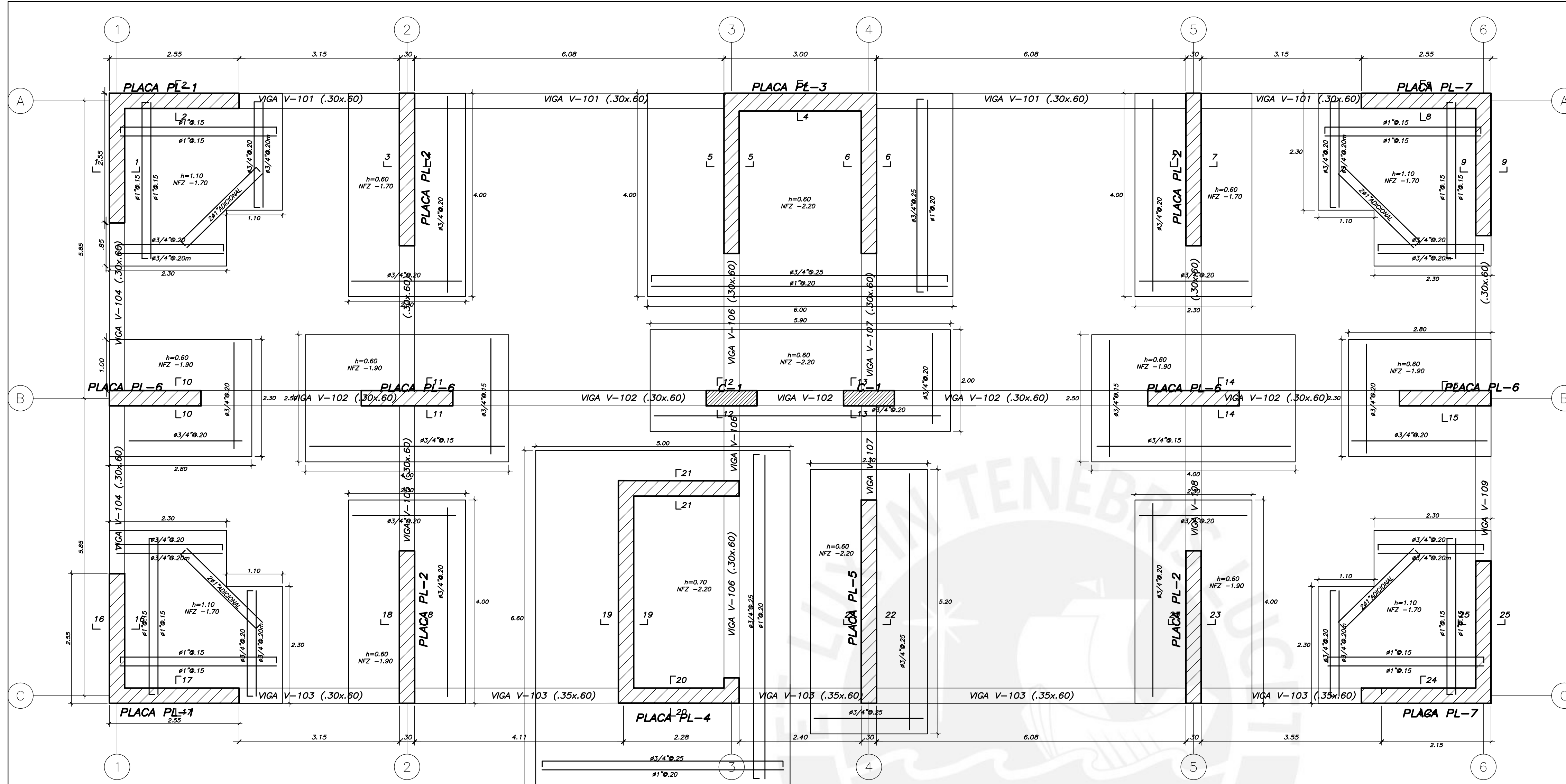
FECHA:
L.P.M.

EDIFICIO:
A-04

FECHA:
SEPTIEMBRE 2015

Escala:
1/50

Revision:
REV-001



CIMENTACION

RELACION DE PLANOS	
E-01	CIMENTACION
E-02	VIGAS DE CIMENTACION Y DETALLE
E-03	CORTES Y ELEVACIONES "A"
E-04	CORTES Y ELEVACIONES "B"
E-05	PLACAS "A"
E-06	PLACAS "B"
E-07	ENCOFRADO 1° AL 15° PISO, CORTES Y DETALLES
E-08	ENCOFRADO AZOTEA, CORTES Y DETALLES
E-09	VIGAS "A"
E-10	VIGAS "B"

PARAMETROS SISMO-RESISTENTES

a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:
 XX: MUROS DE CONCRETO
 YY: MUROS DE CONCRETO

b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO:
 -FACTOR DE ZONA (ZONA 4): Z=0.45
 -FACTOR DE SUELO (TIPO S1, ZONA 4): S=1.00 Tp=0.40s Tl=2.5s
 -FACTOR DE USO (CATEGORIA C): U=1.0
 -COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION SISMICA (Ro):
 RoXX = 6.0 (MUROS ESTRUCTURALES)
 RoYY = 6.0 (MUROS ESTRUCTURALES)
 -FACTOR DE REGULARIDAD EN ALTURA: lax = 1.0, lay = 1.0
 -FACTOR DE REGULARIDAD EN PLANTA: lpx = 1.0, lpy = 1.0
 -COEFICIENTE DE REDUCCION DE LAS FUERZAS SISMICAS (R=Ro.la.lp):
 Rx = 6, Ry = 6
 -FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA: Cx=1.48 Cy=0.89

c) PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION (T)
 Tx = 0.925 seg., Ty = 0.88 seg.

d) FUERZA CORTANTE EN LA BASE EMPLEADA EN EL DISEÑO
 Vx = 431 ton., Vy = 408 ton.

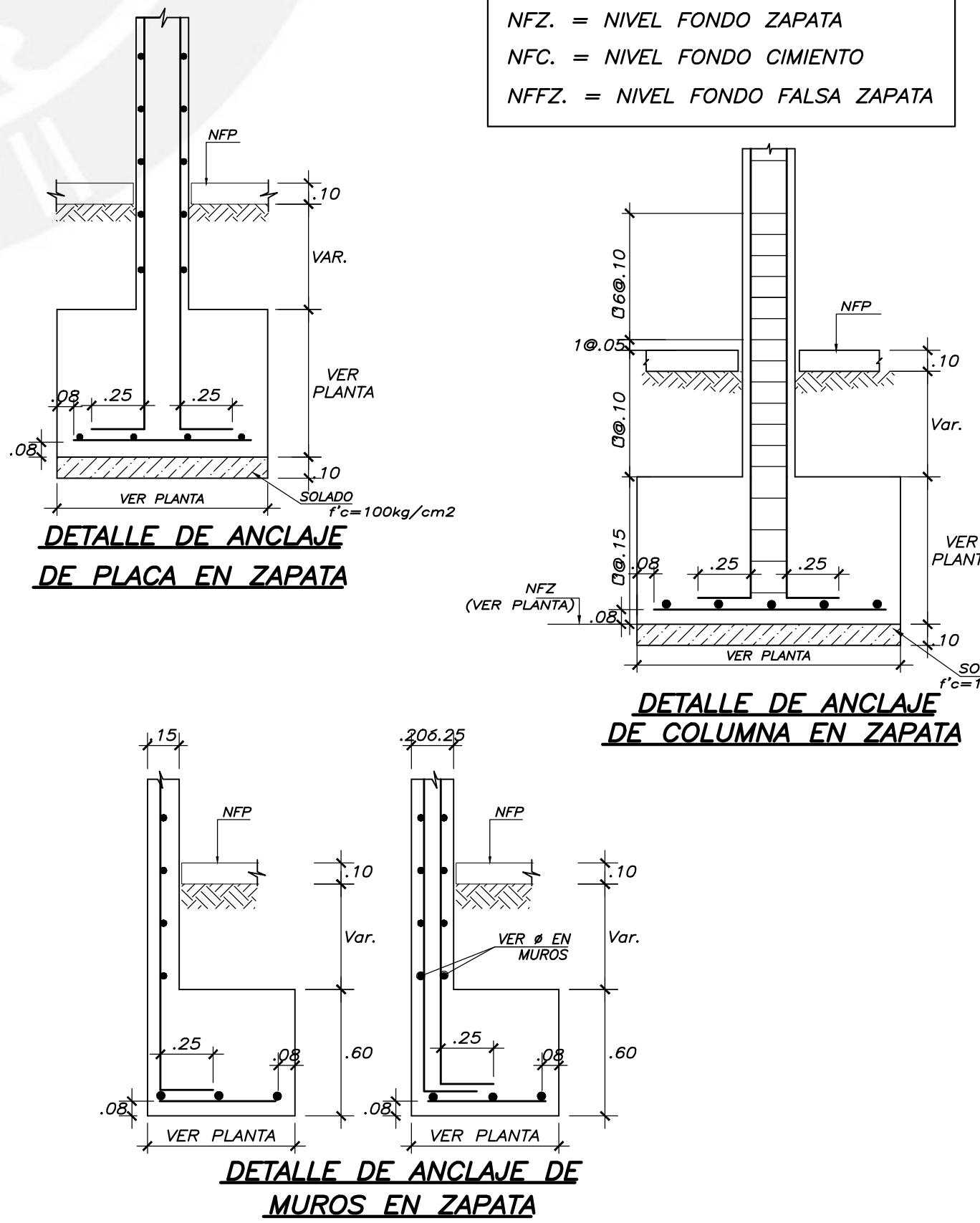
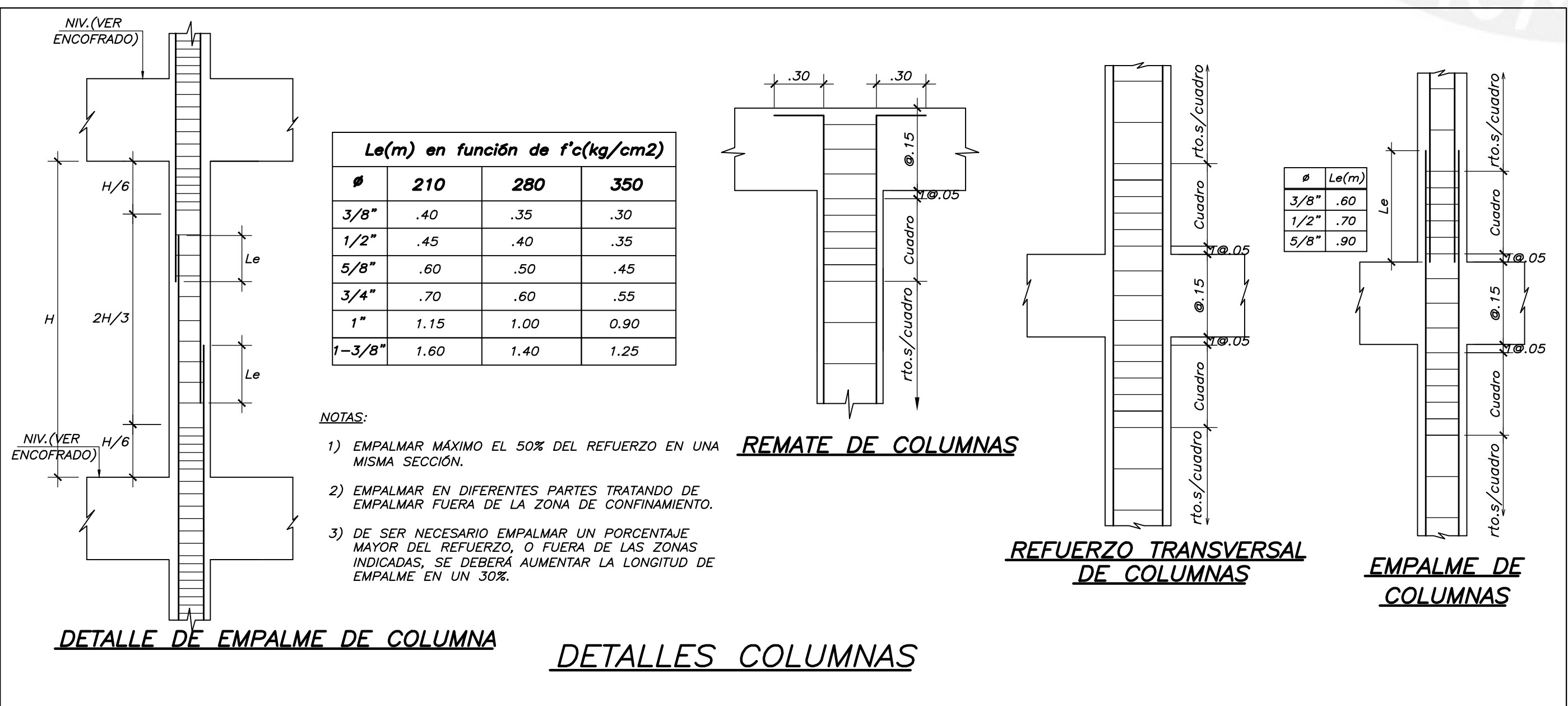
e) MAXIMO DESPLAZAMIENTOS SISMICOS

DIR XX
 DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ULTIMO NIVEL = 24.03 cm
 DESPLAZAMIENTO RELATIVO MAXIMO Δmax = 0.75 cm.
 MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO Δ/h = 0.0027 < 0.0070

DIR YY
 DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ULTIMO NIVEL = 33.27 cm.
 DESPLAZAMIENTO RELATIVO MAXIMO Δmax = 0.99 cm.
 MAXIMA DERIVA DE ENTREPISO Δ/h = 0.0036 < 0.0070

LEYENDA

NFP. = NIVEL FALSO PISO
 NFZ. = NIVEL FONDO ZAPATA
 NFC. = NIVEL FONDO CIMIENTO
 NFFZ. = NIVEL FONDO FALSA ZAPATA



ESPECIFICACIONES

CONCRETO ARMADO
 CONCRETO f'c = 210 kg/cm2
 CONCRETO f'c = 280 kg/cm2 (CISTERNA)
 FIERRO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2

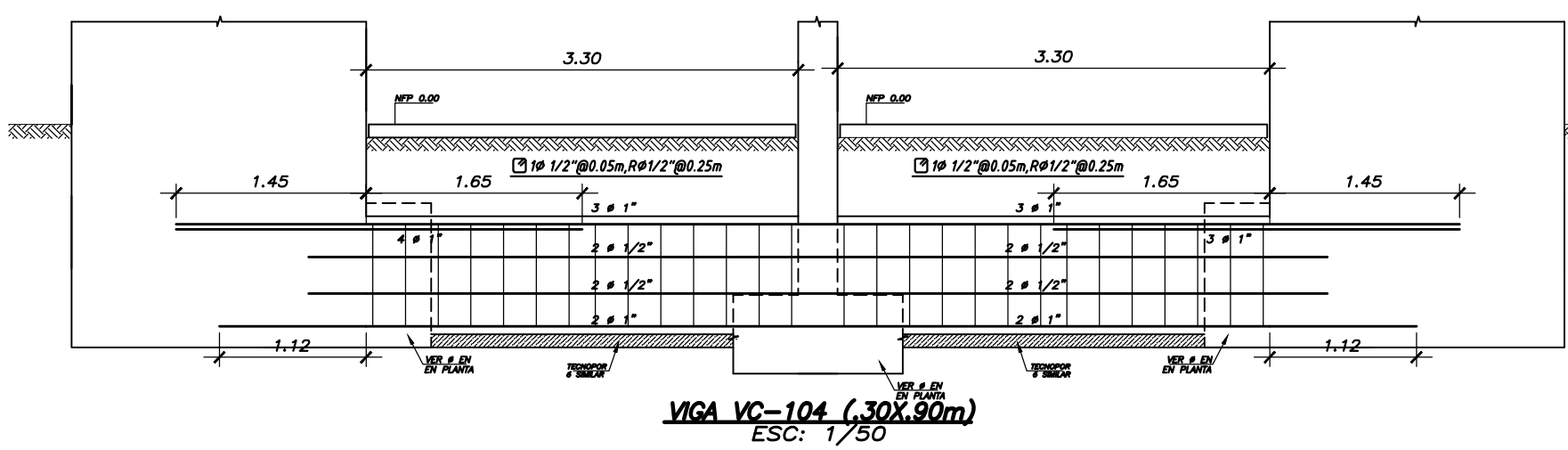
CONCRETO SIMPLE
 SOBRECIMIENTO f'c = 100 Kg/cm2+25%P.M. (Tamaño máximo 3")
 FALSA ZAPATA MEZCLA CEMENTO : HORMIGON 1:12+ 30% DE PIEDRA GRANDE (8" MAXIMO)

RECUBRIMIENTOS
 ZAPATAS 7.5 cm.
 PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS 4 cm.
 VIGAS PERALTADAS Y COLUMNAS (Ø=15) 3 cm.
 VIGAS CHATAS 2.5 cm.
 LOSAS Y ALIGERADO 2 cm.
 MURO DE CONTENCIÓN(LADO CONTRA TERRENO) 4.5 cm.
 MURO DE CONTENCIÓN(LADO INTERNO) 2.5 cm.

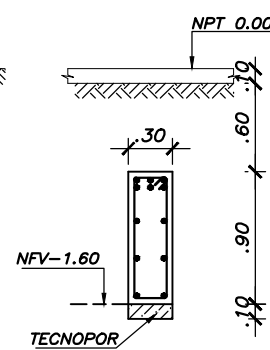
ALBAÑILERIA (CERCOS Y TABIQUERIA EXTERIOR)
 LADRILLO TIPO IV f'm = 45 kg/cm2
 RESISTENCIA MINIMA DEL LADRILLO f'b = 130 kg/cm2
 DIMENSIONES (MINIMAS) 24x13x9 cm
 % MAXIMO DE VACIOS 30
 MORTERO P1 (CEMENTO/CAL HIDRATADA/ARENA) 1/1/5
 ESPESOR JUNTA ENTRE HILADAS 1.0 cm (Min.)
 1.5 cm (Max.)

TABIQUERIA INTERIOR
 LADRILLO KING KONG 18 HUECOS Y COLUMNAS DE ARRIOSTRAMIENTO (VER DETALLE)

PROYECTO DE FIN DE CARRERA		
PROYECTO :	DISEÑO DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 15 PISOS - ALTO SAN ISIDRO	
ALUMNOS :	PAOLO YANCAN C. - DAVID EGUSQUIZA G.	
ASESOR :	ING. CESAR HUAPAYA HUAPAYA	
PLANO :	CIMENTACION	
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ESCALA : 1/25, 1/50	FECHA : 2018

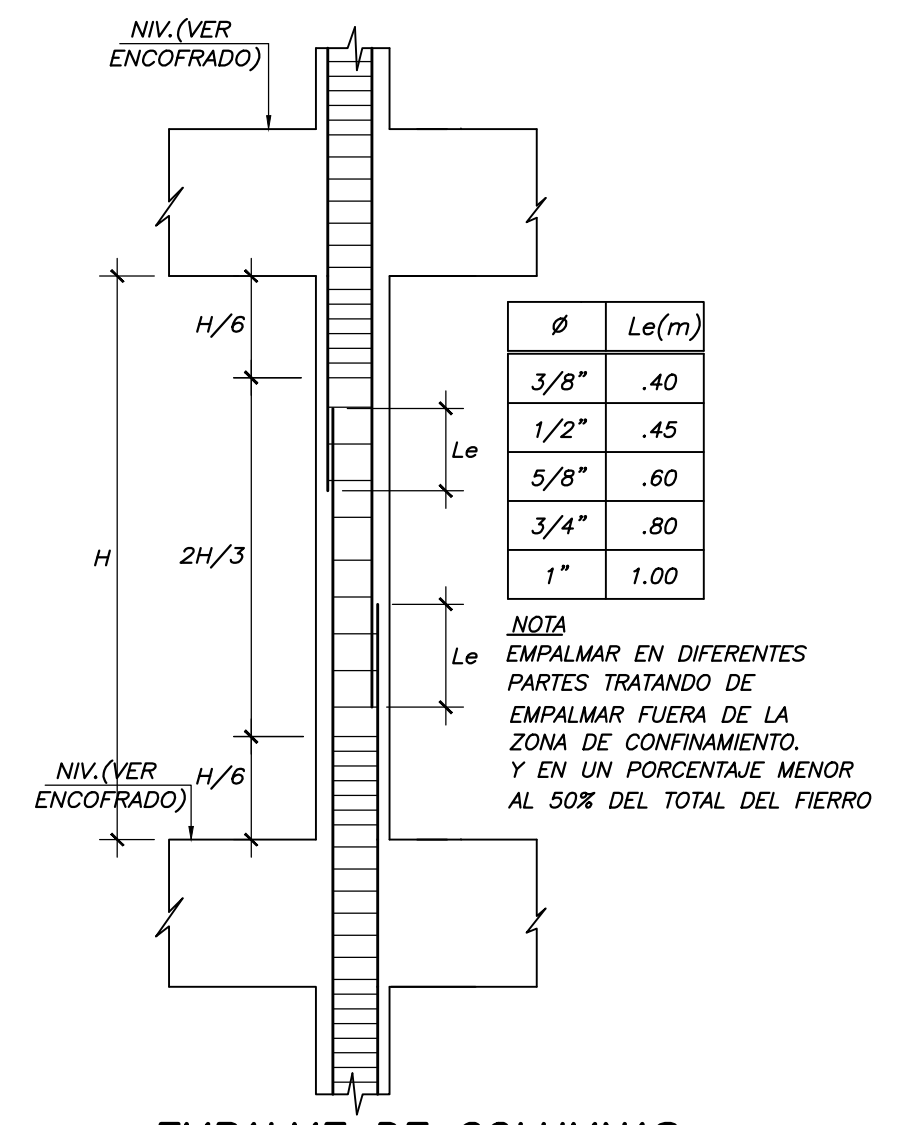


VIGA VC-104 (30x90m)
ESC: 1/50



ESPECIFICADO	Ø	r(cm.)	a(cm.)
Ø DE COLUMNA	1/4"	1.3	6.5
PLACA O VIGA	3/8"	2.0	10.0
	1/2"	2.5	12.5

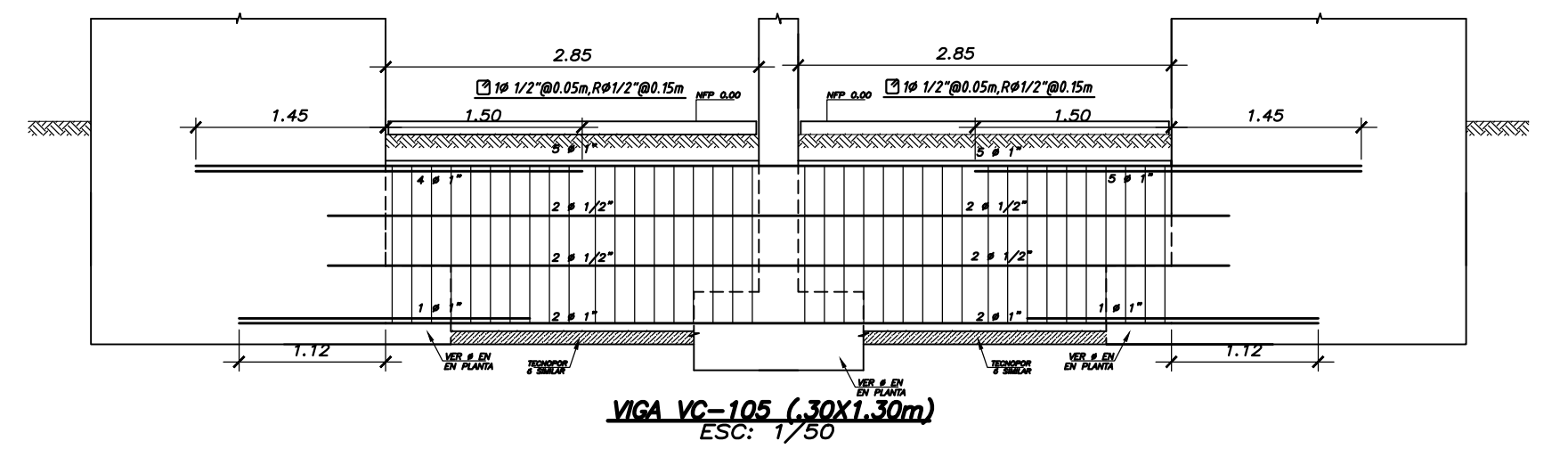
DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS



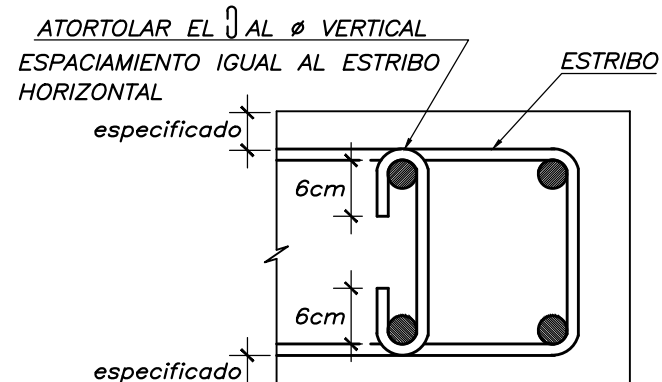
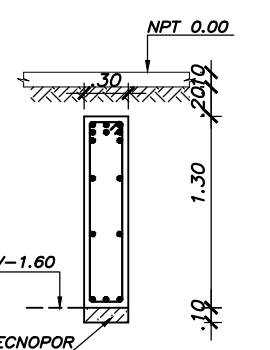
Ø	Le(m)
3/8"	.40
1/2"	.45
5/8"	.60
3/4"	.80
1"	1.00

NOTA: EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE EMPALMAR FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO, Y EN UN PORCENTAJE MENOR AL 50% DEL TOTAL DEL FIERRO

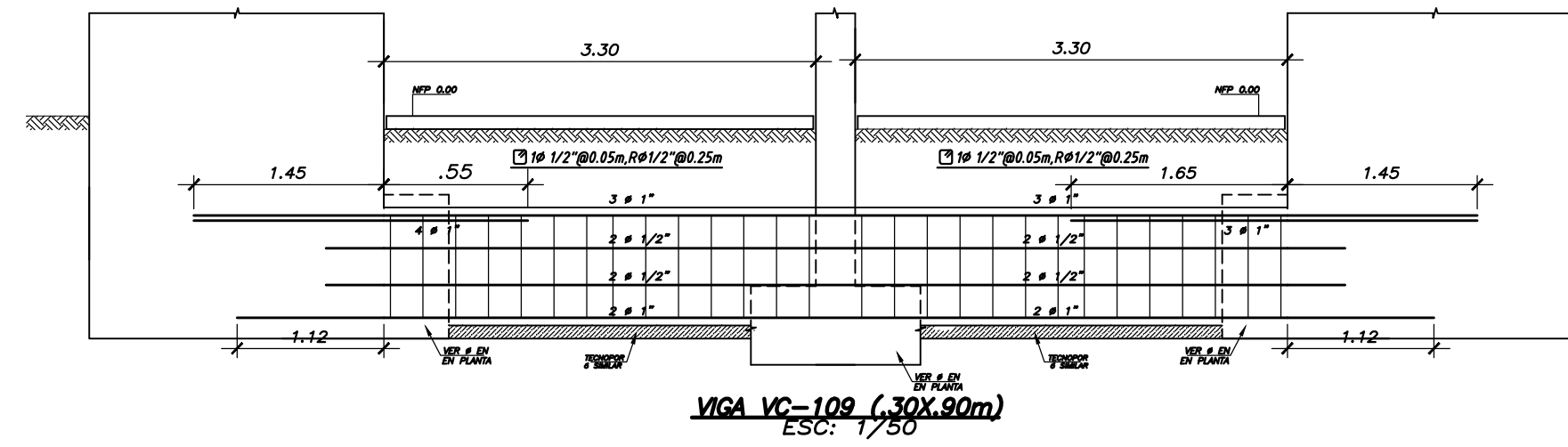
EMPALME DE COLUMNAS



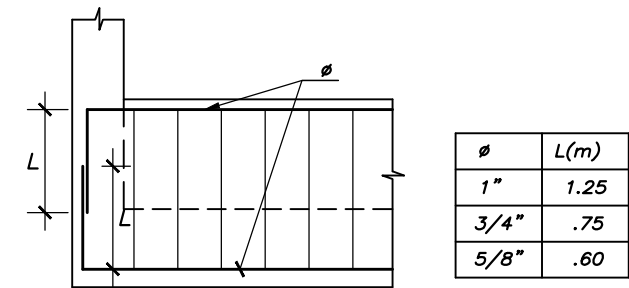
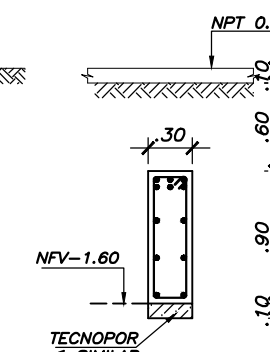
VIGA VC-105 (30x130m)
ESC: 1/50



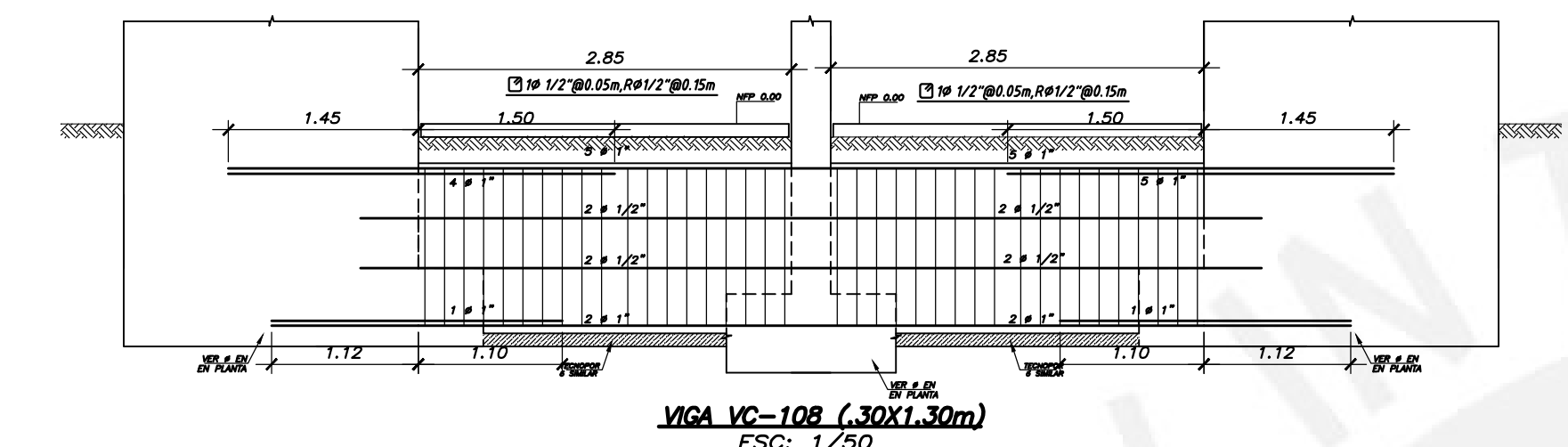
DETALLE DE GANCHO EN COLUMNAS



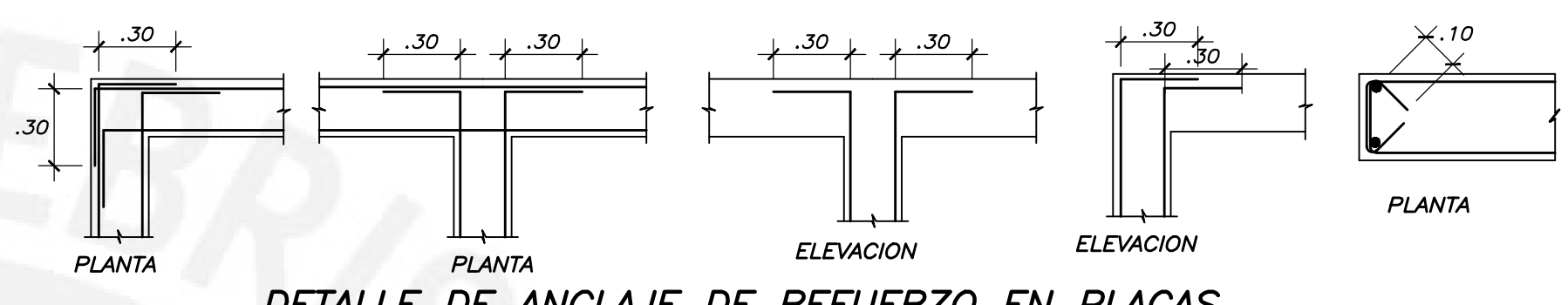
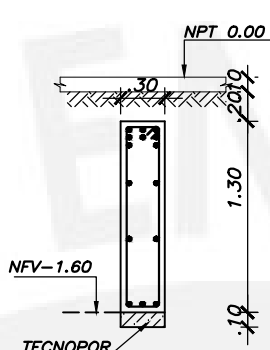
VIGA VC-108 (30x90m)
ESC: 1/50



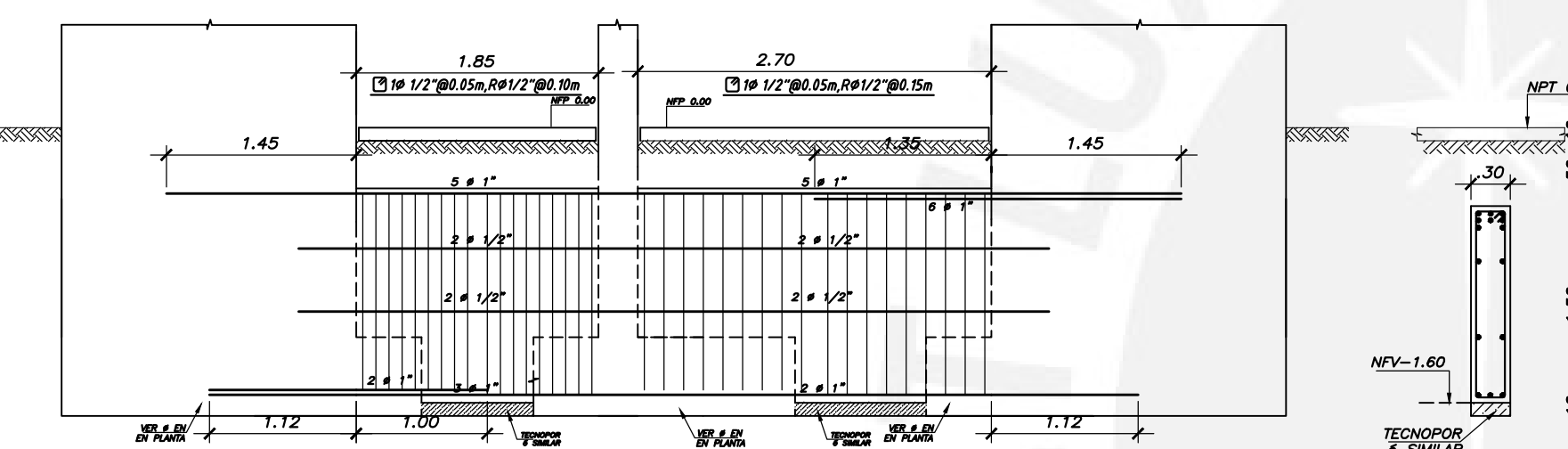
ANCLAJE DE Ø VIGA DE CIMENTACION EN COLUMNA



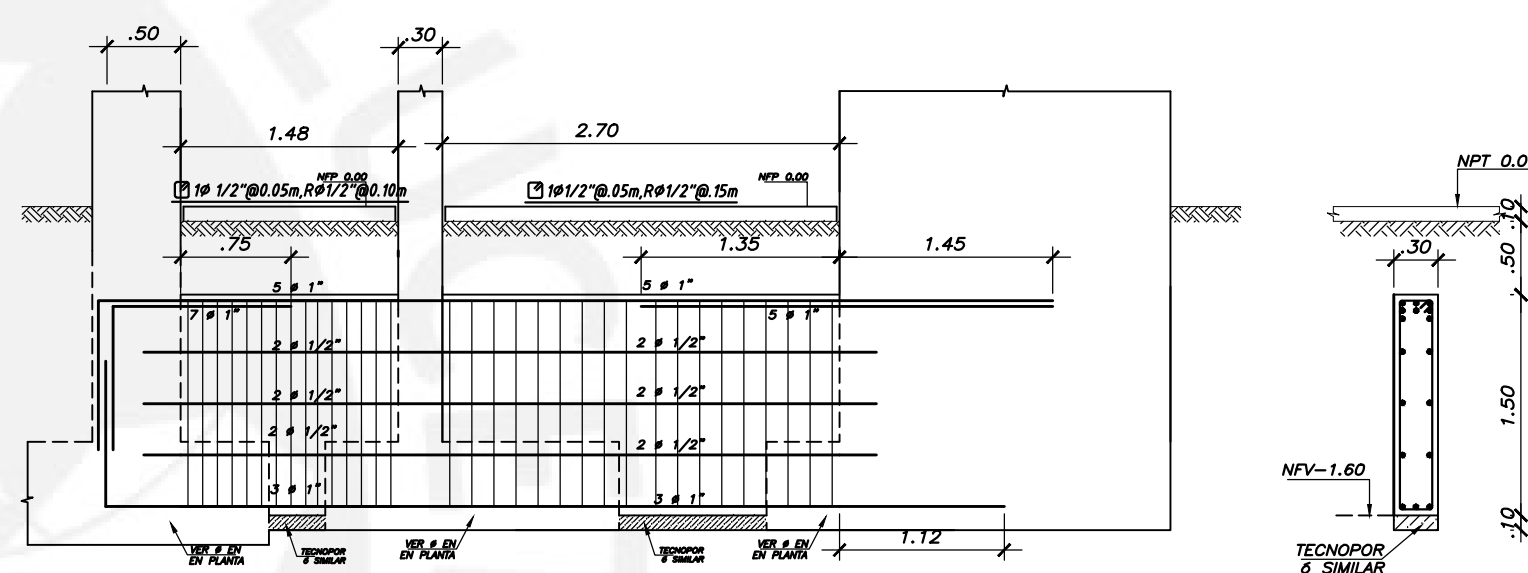
VIGA VC-108 (30x130m)
ESC: 1/50



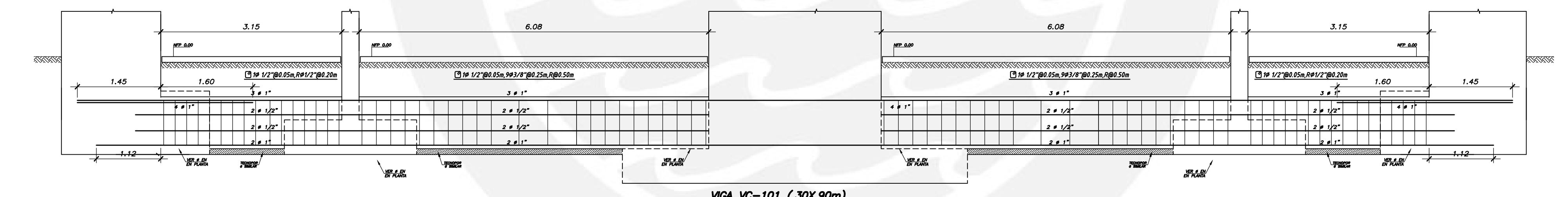
DETALLE DE ANCLAJE DE REFUERZO EN PLACAS



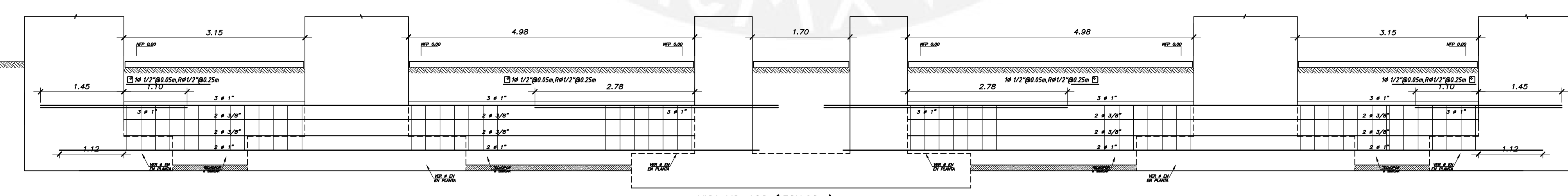
VIGA VC-107 (30x150m)
ESC: 1/50



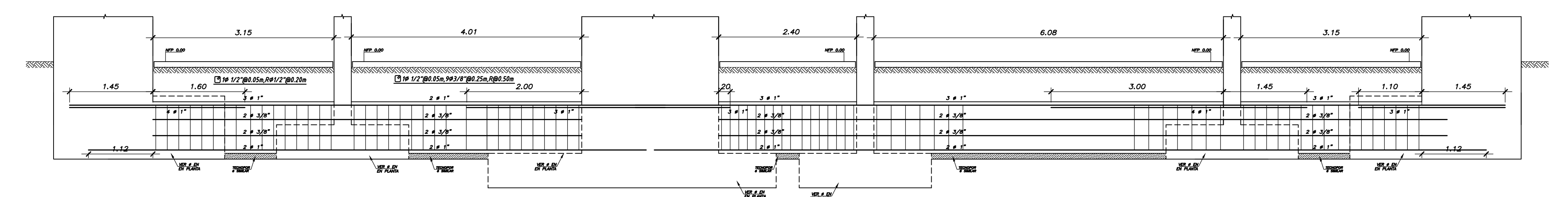
VIGA VC-106 (30x150m)
ESC: 1/50



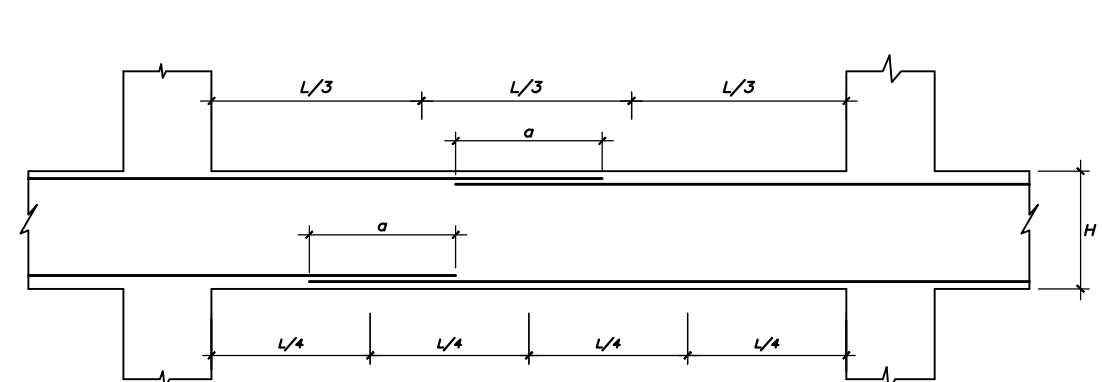
VIGA VC-101 (30x90m)
ESC: 1/50



VIGA VC-102 (30x90m)
ESC: 1/50



VIGA VC-103 (30x90m)
ESC: 1/50



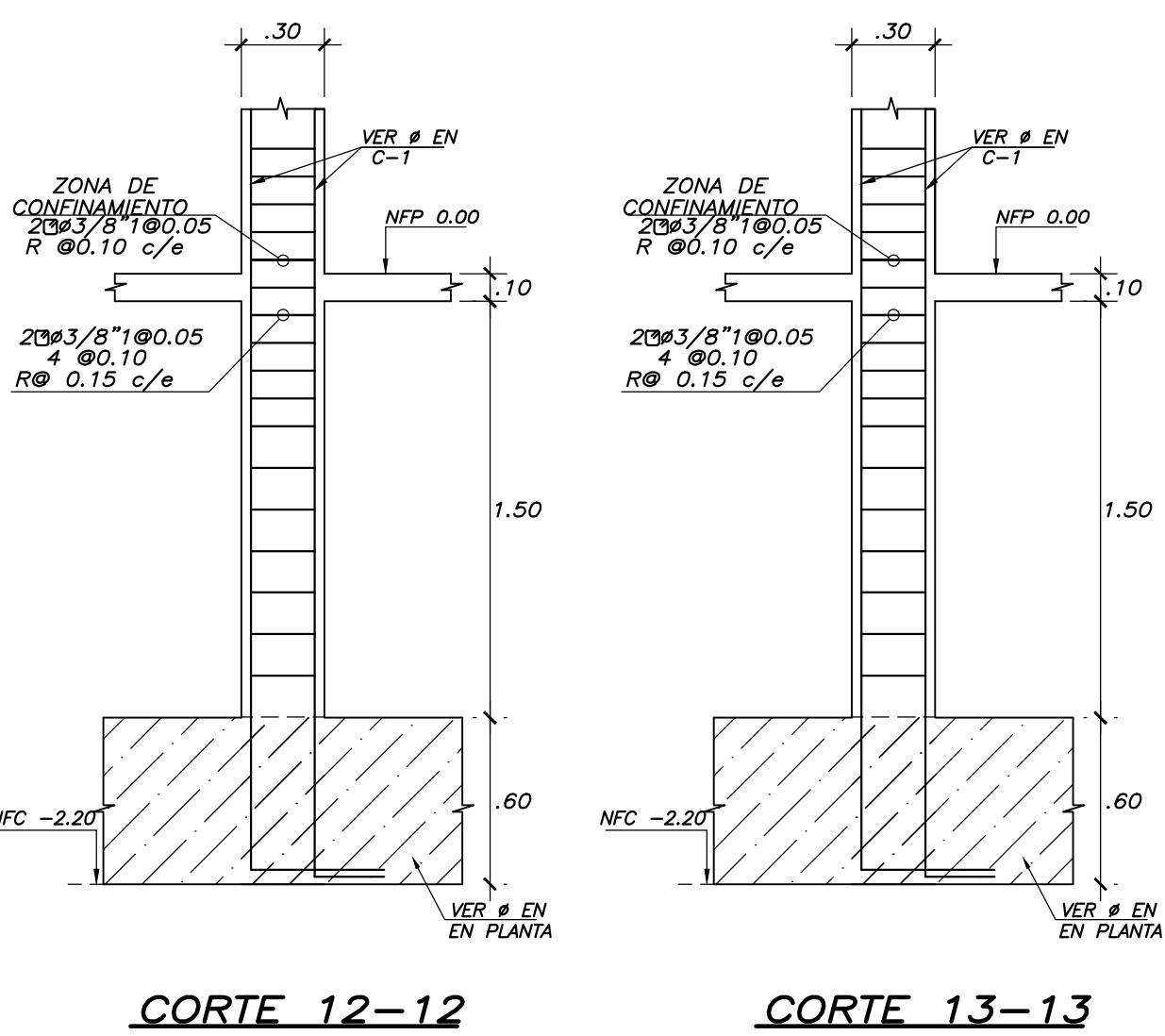
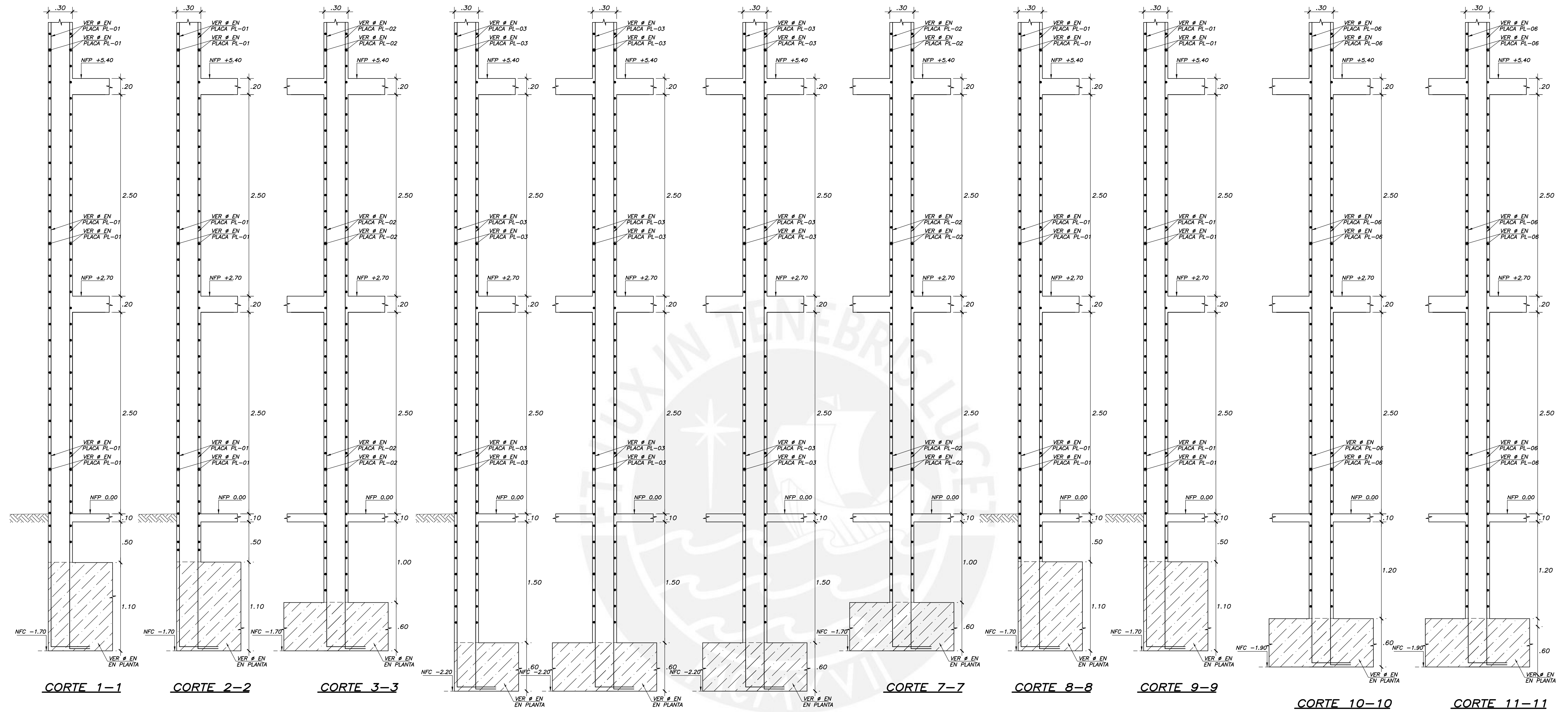
VALORES DE a		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

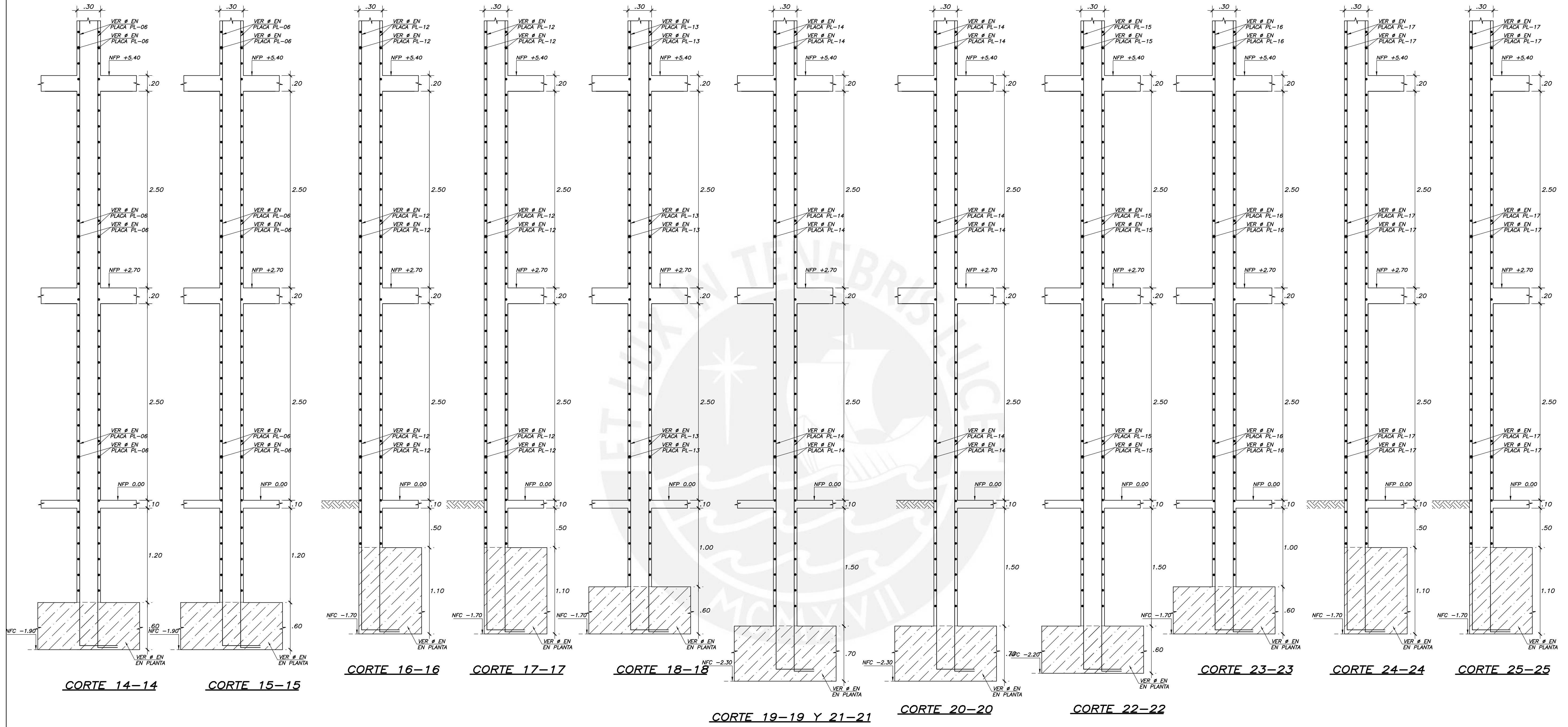
- NOTA.- (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
- (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
- (c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8".

PROYECTO DE FIN DE CARRERA

PROYECTO :	DISEÑO DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 15 PISOS - ALTO SAN ISIDRO	LAMINA N° :	E-02
ALUMNOS :	PAOLO YANCAN C. - DAVID EGUSQUIZA G.	DE	
ASESOR :	ING. CESAR HUAPAYA HUAPAYA	ESCALA :	1/25, 1/50
PLANO :	VIGAS DE CIMENTACION Y DETALLES	FECHA :	
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU			



PROYECTO DE FIN DE CARRERA		
PROYECTO :	DISEÑO DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 15 PISOS - ALTO SAN ISIDRO	
ALUMNOS :	PAOLO YANCAN C. - DAVID EGUSQUIZA G.	
ASESOR :	ING. CESAR HUAPAYA HUAPAYA	
PLANO :	MUROS "A"	
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ESCALA : 1/25, 1/50	FECHA : 2018
		LAMINA N° : E-03 DE 10



CORTE 14-14

CORTE 15-15

CORTE 16-16

CORTE 17-17

CORTE 18-18

CORTE 19-19 Y 21-21

CORTE 20-20

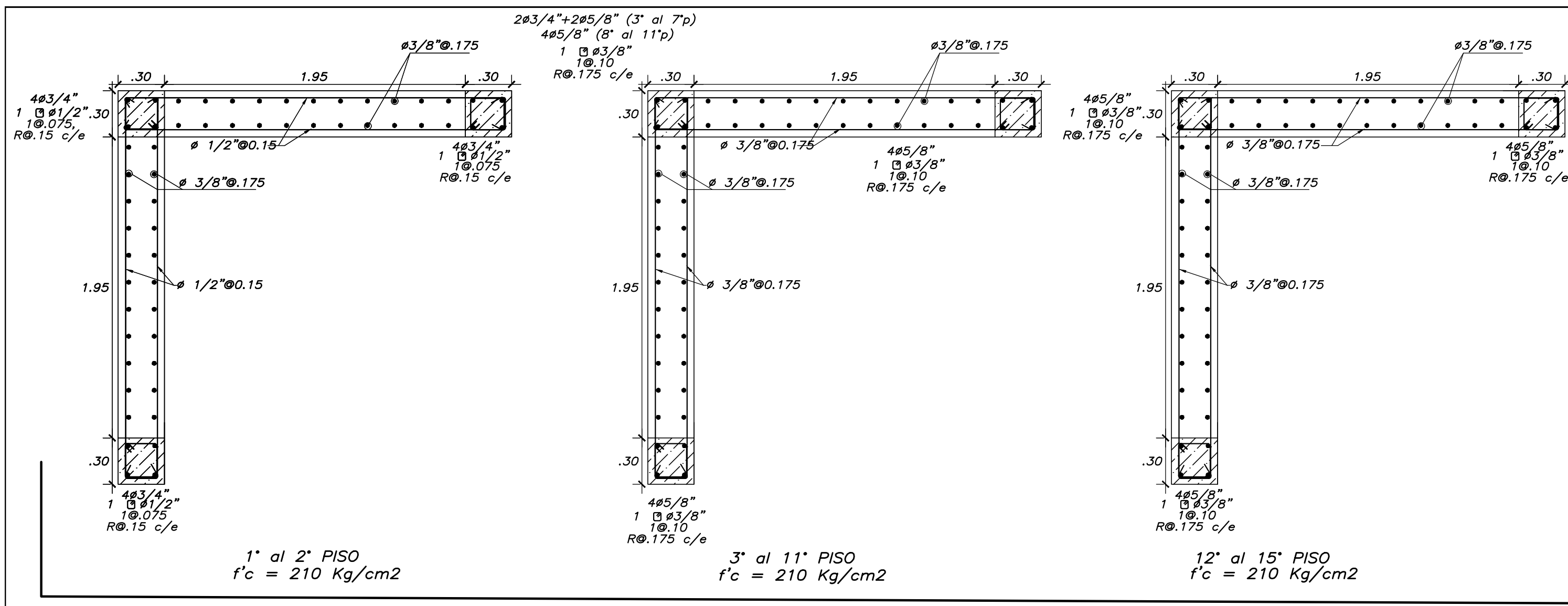
CORTE 22-22

CORTE 23-23

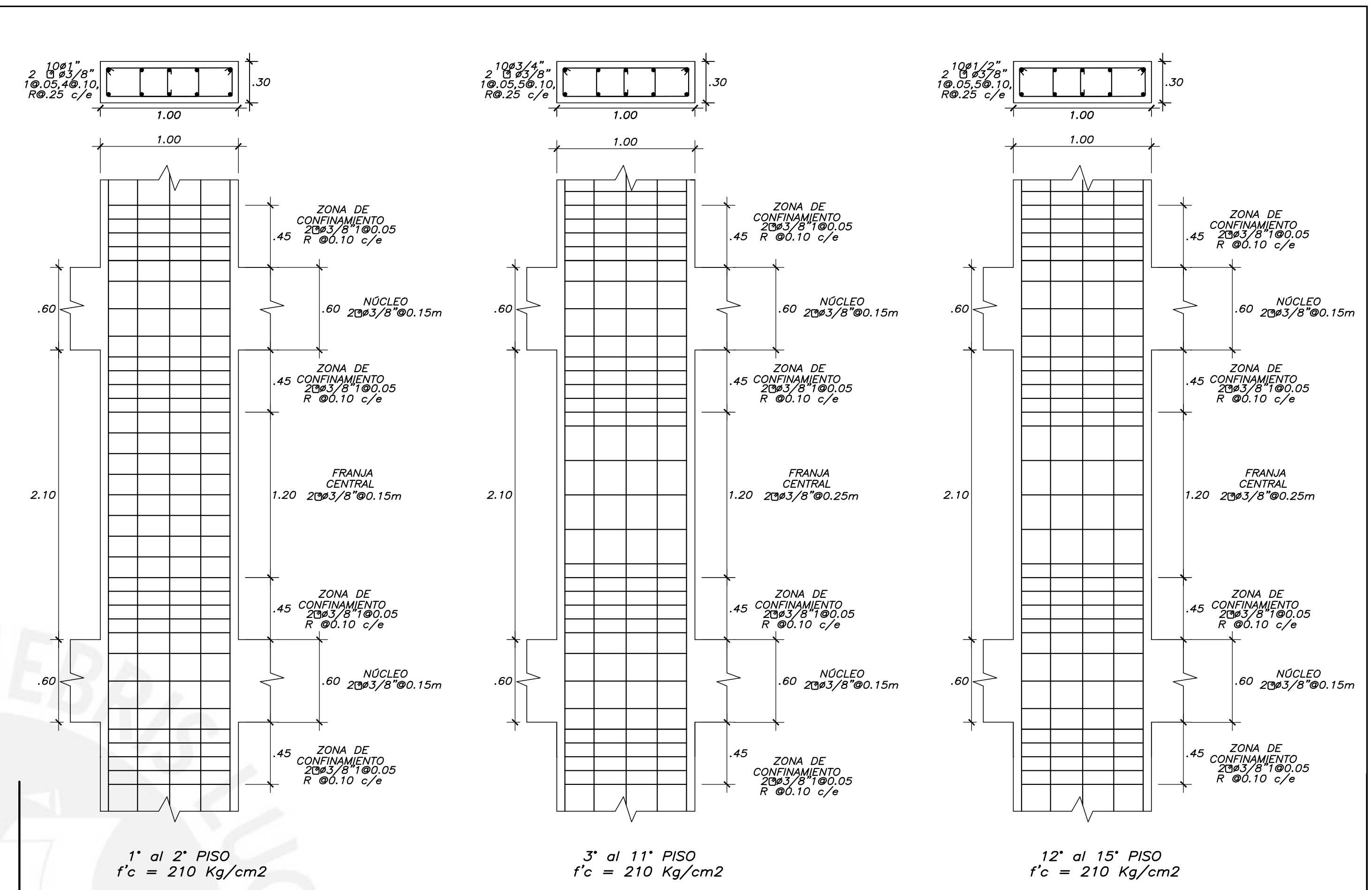
CORTE 24-24

CORTE 25-25

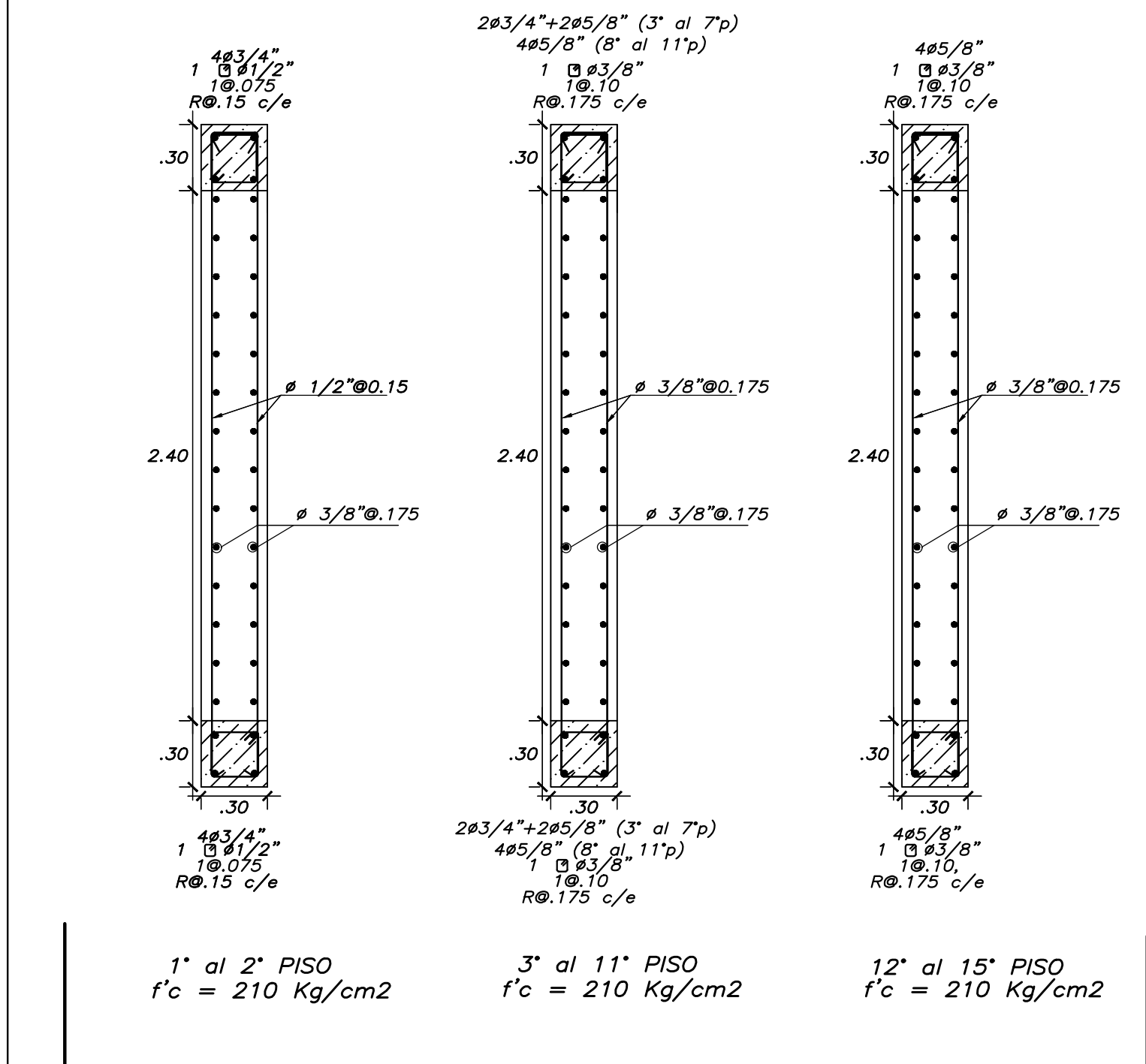
PROYECTO DE FIN DE CARRERA		
PROYECTO :	DISEÑO DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 15 PISOS – ALTO SAN ISIDRO	
ALUMNOS :	PAOLO YANCAN C. – DAVID EGUSQUIZA G.	
ASESOR :	ING. CESAR HUAPAYA HUAPAYA	
PLANO :	MUROS "B"	
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ESCALA : 1/25, 1/50	FECHA : 2018
		LAMINA N° : E-04 DE 10



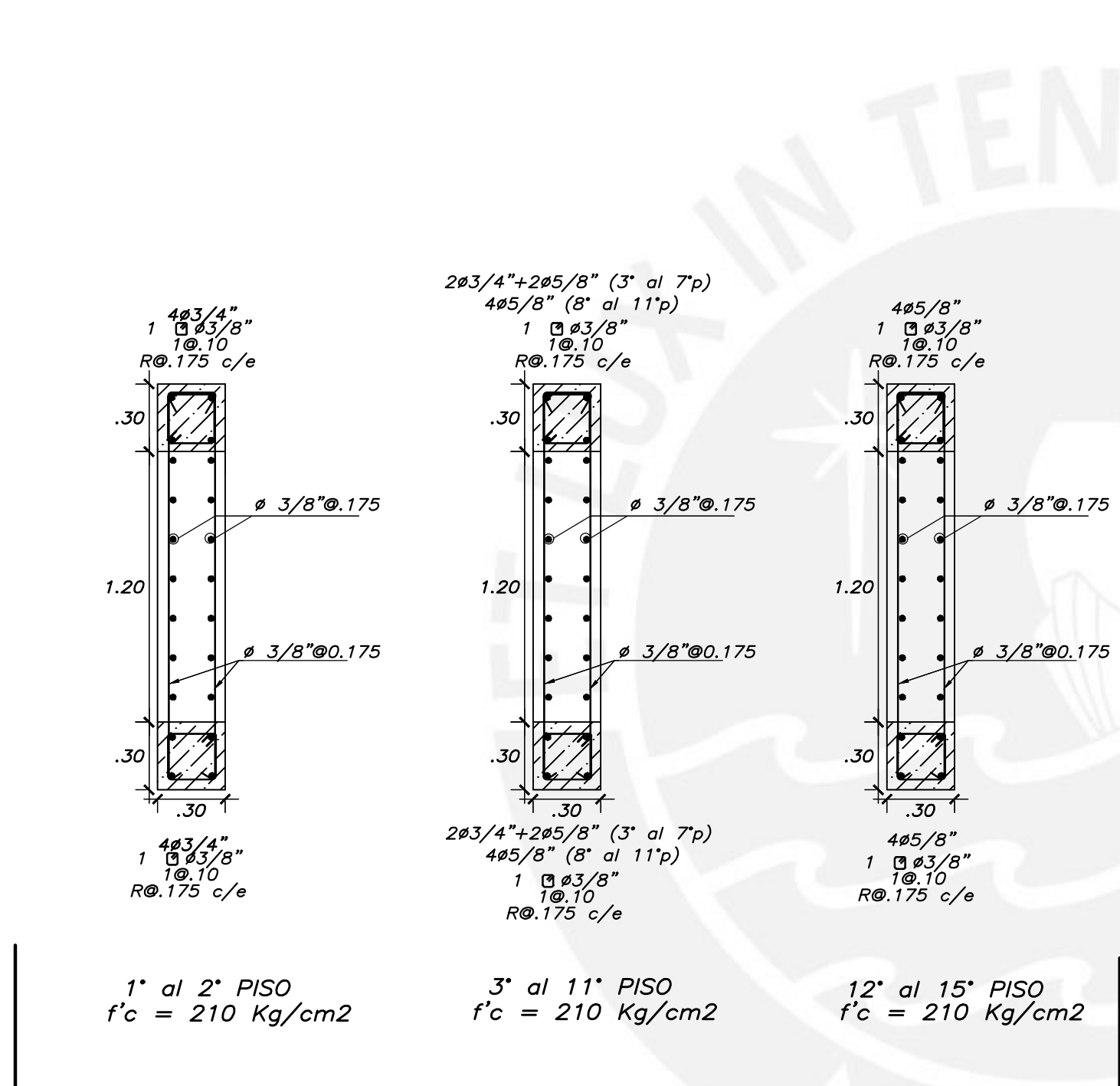
PLACA-PL-1



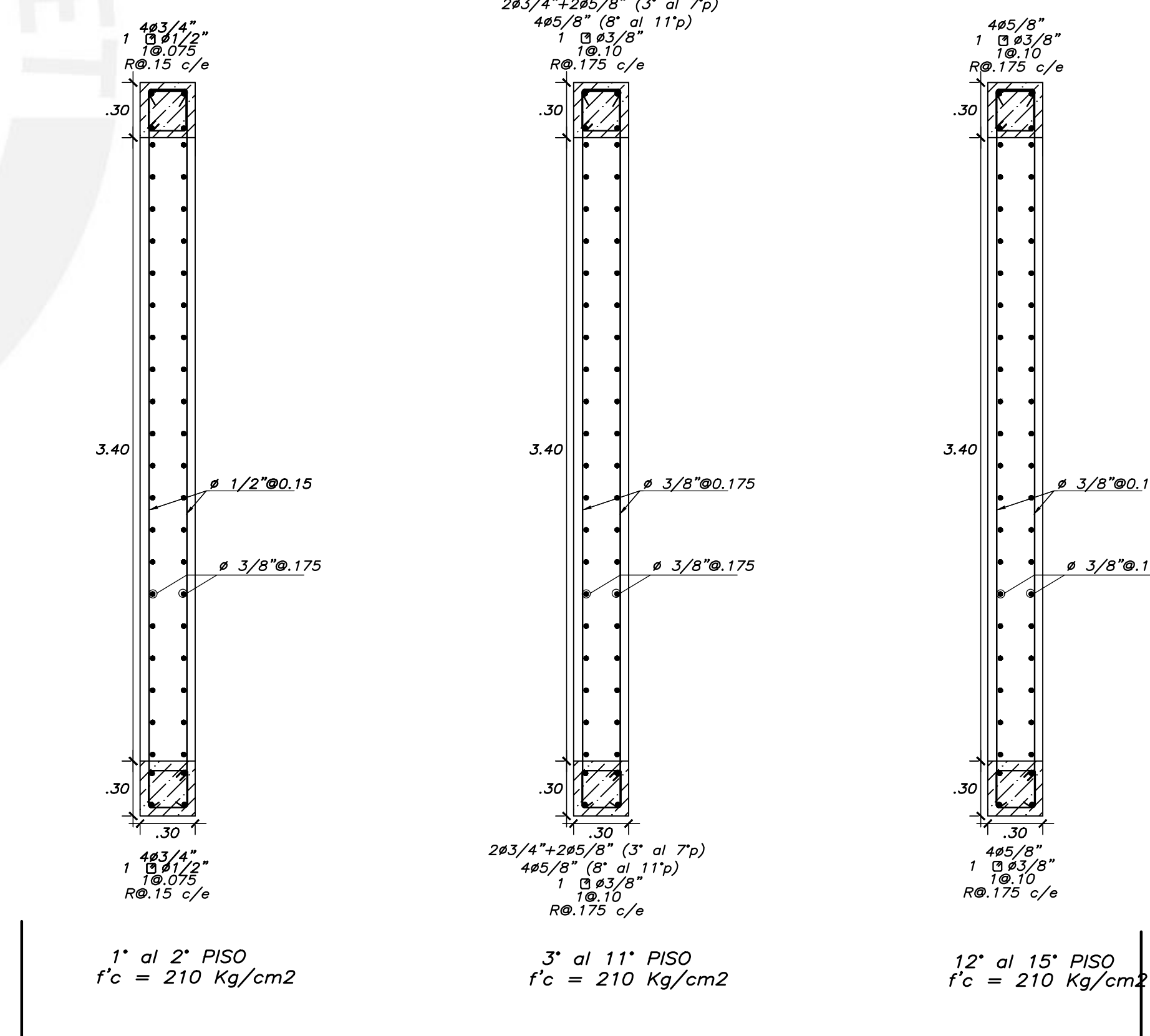
COLUMNA C-1



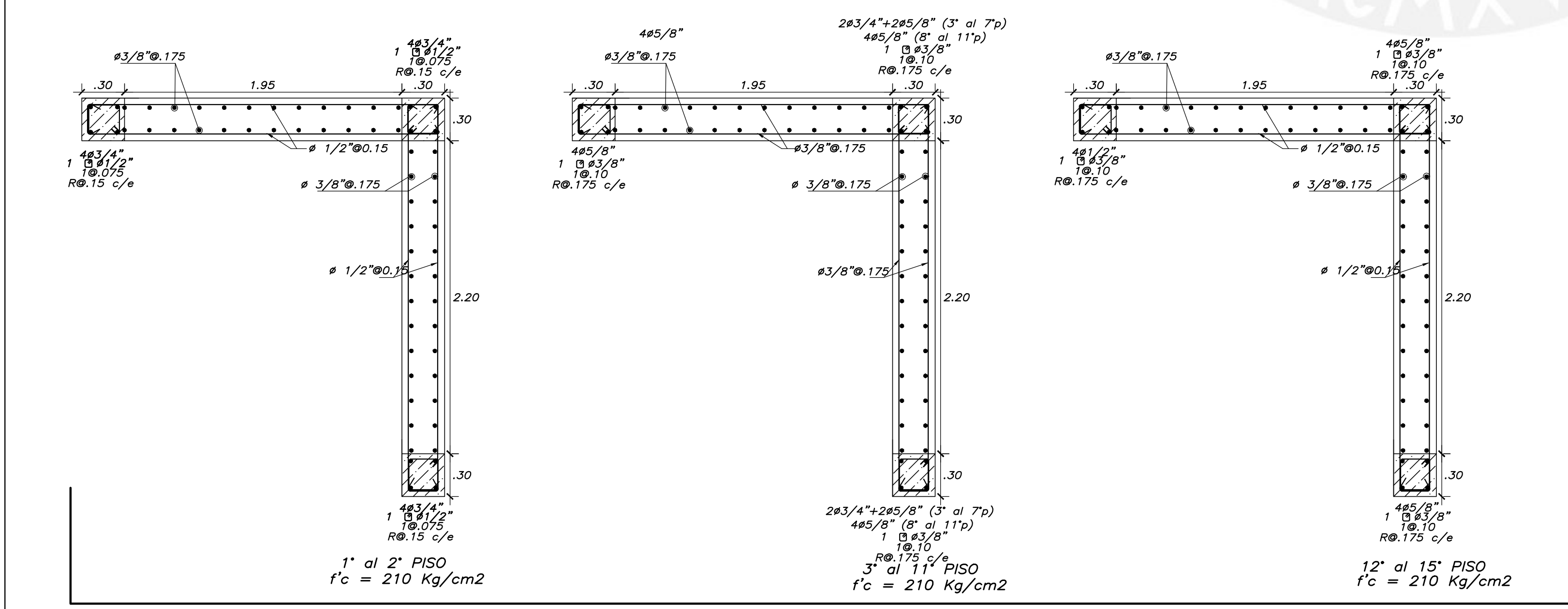
PLACA-PL-2



PLACA-PL-6

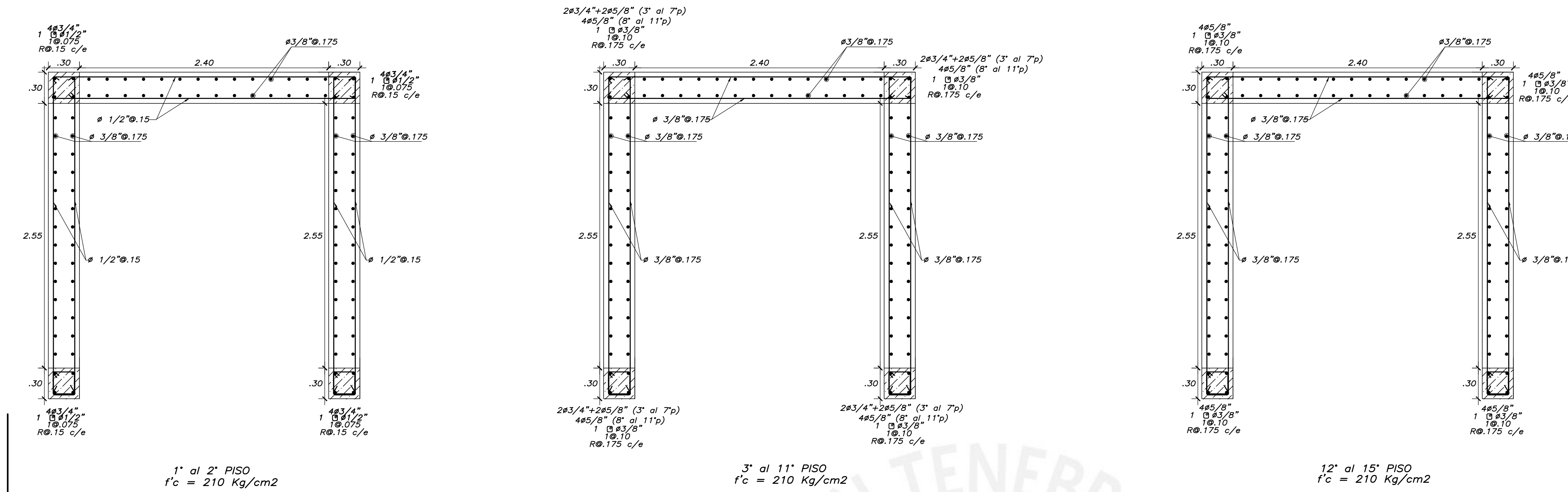


PLACA-PL-5

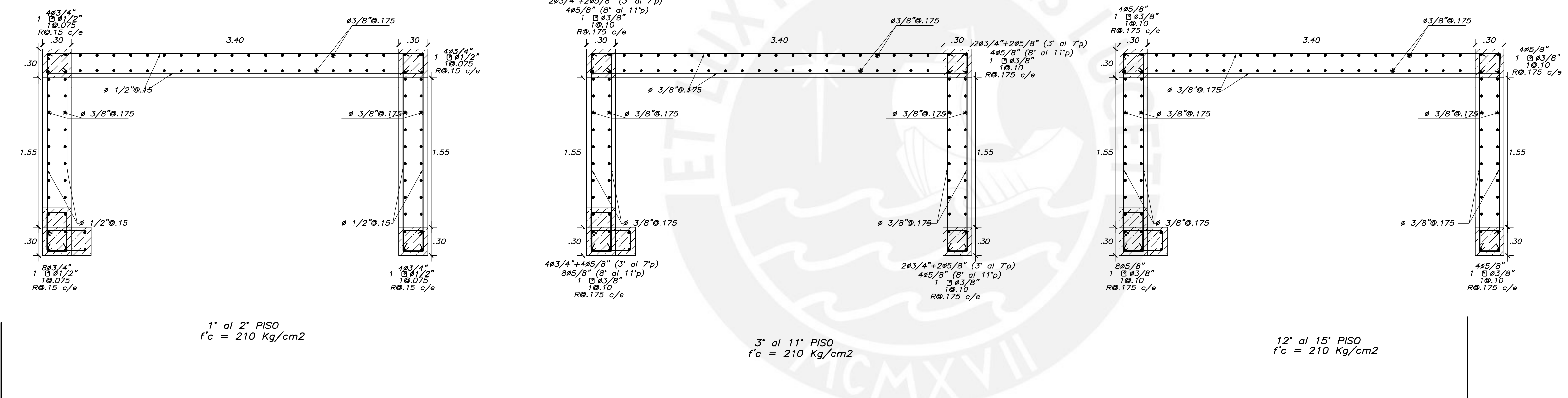


PLACA-PL-7

PROYECTO DE FIN DE CARRERA		
PROYECTO :	DISEÑO DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 15 PISOS - ALTO SAN ISIDRO	
ALUMNOS :	PAOLO YANCAN C. - DAVID EGUSQUIZA G.	
ASESOR :	ING. CESAR HUAPAYA HUAPAYA	
PLANO :	MUROS "A"	
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ESCALA : 1/25, 1/50	FECHA : 2018

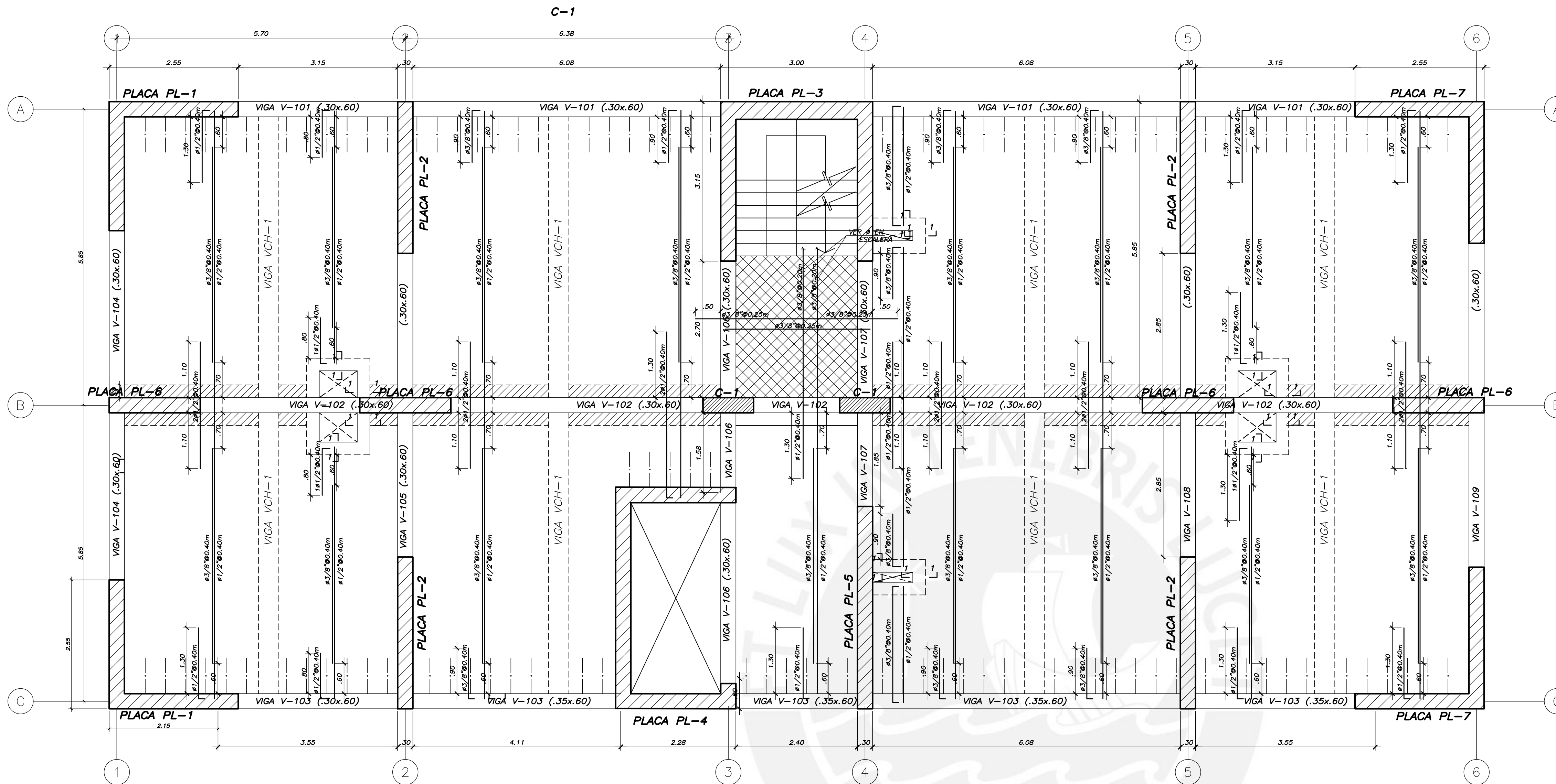


PLACA-PL-3



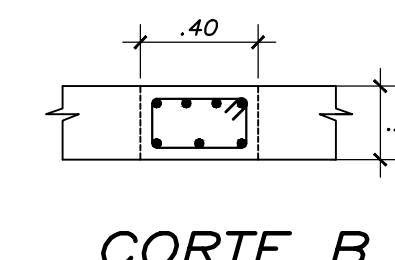
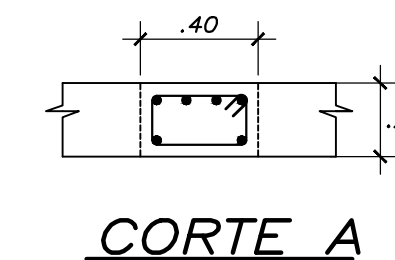
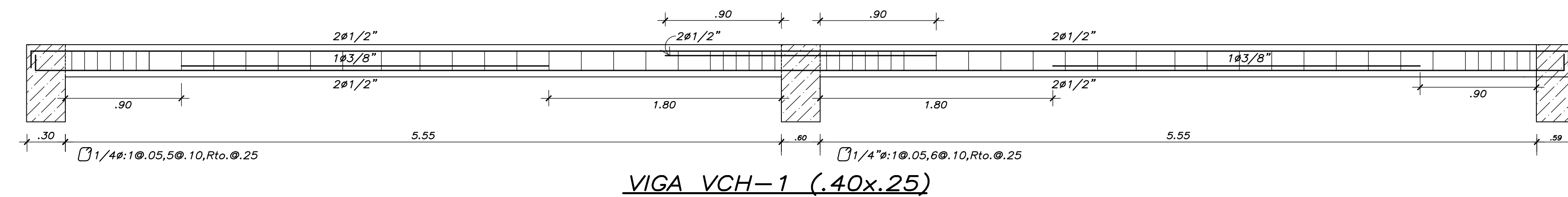
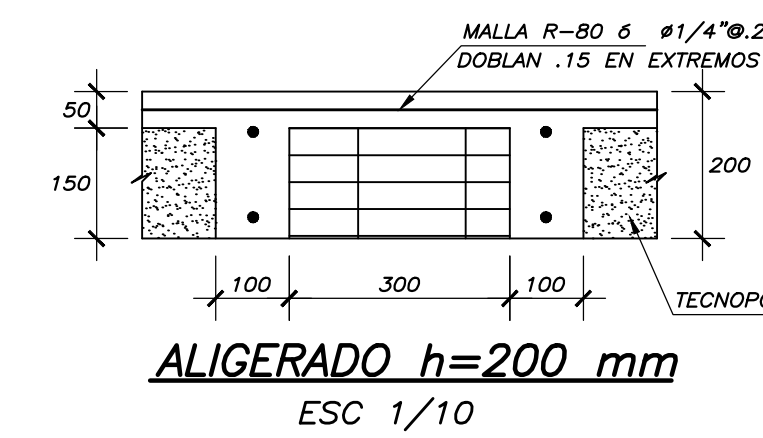
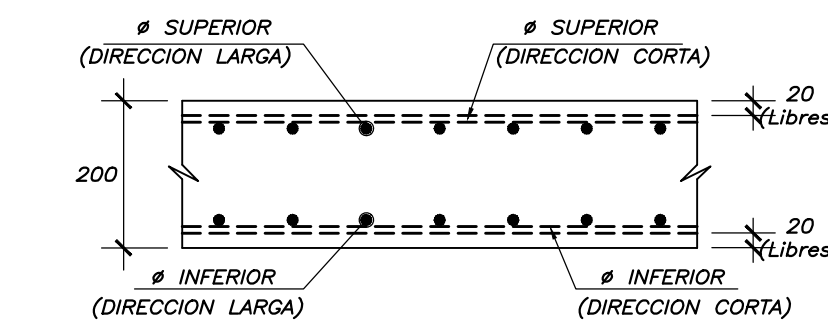
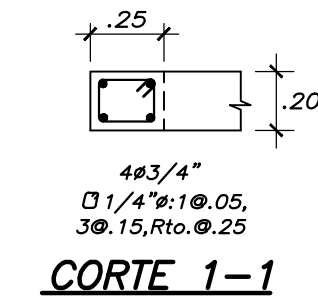
PLACA-PL-4

PROYECTO DE FIN DE CARRERA			
PROYECTO : DISEÑO DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 15 PISOS – ALTO SAN ISIDRO			
ALUMNOS : PAOLO YANCAN C. – DAVID EGUSQUIZA G.			
ASESOR : ING. CESAR HUAPAYA HUAPAYA			
PLANO : MUROS "B"			
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		ESCALA : 1/25, 1/50	FECHA : 2018
			LAMINA N° : E-06 DE 10



ENCOFRADO 1°AL15° PISO

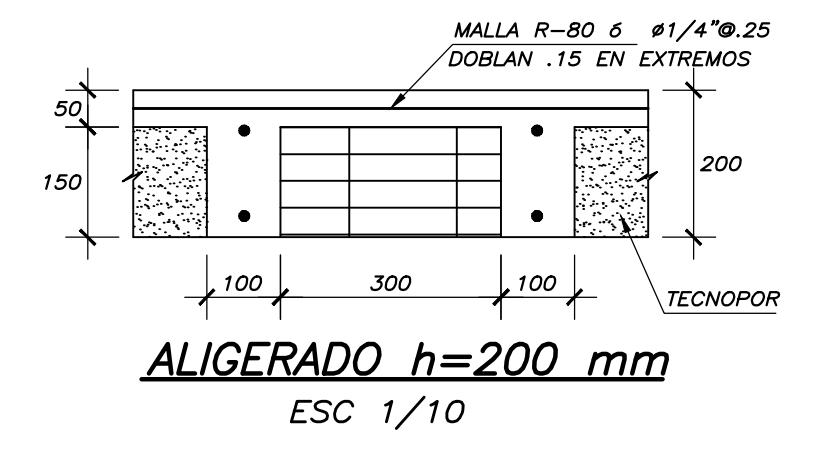
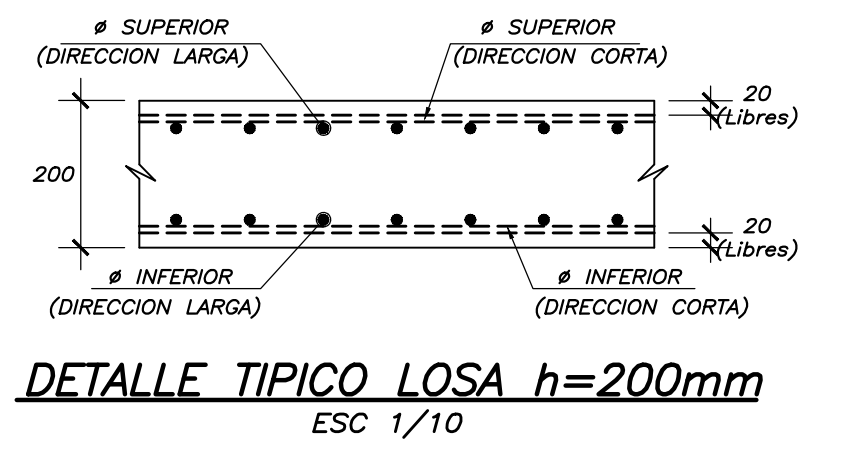
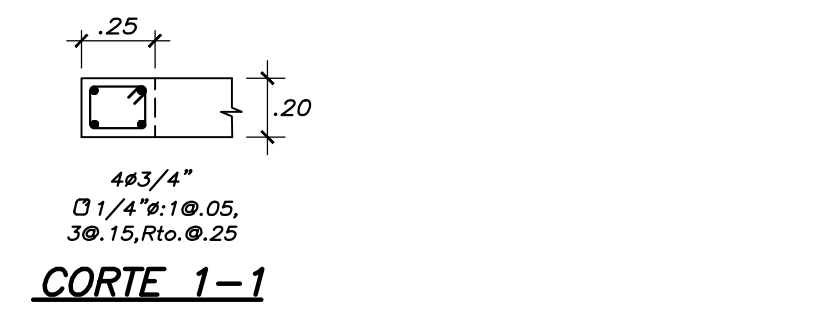
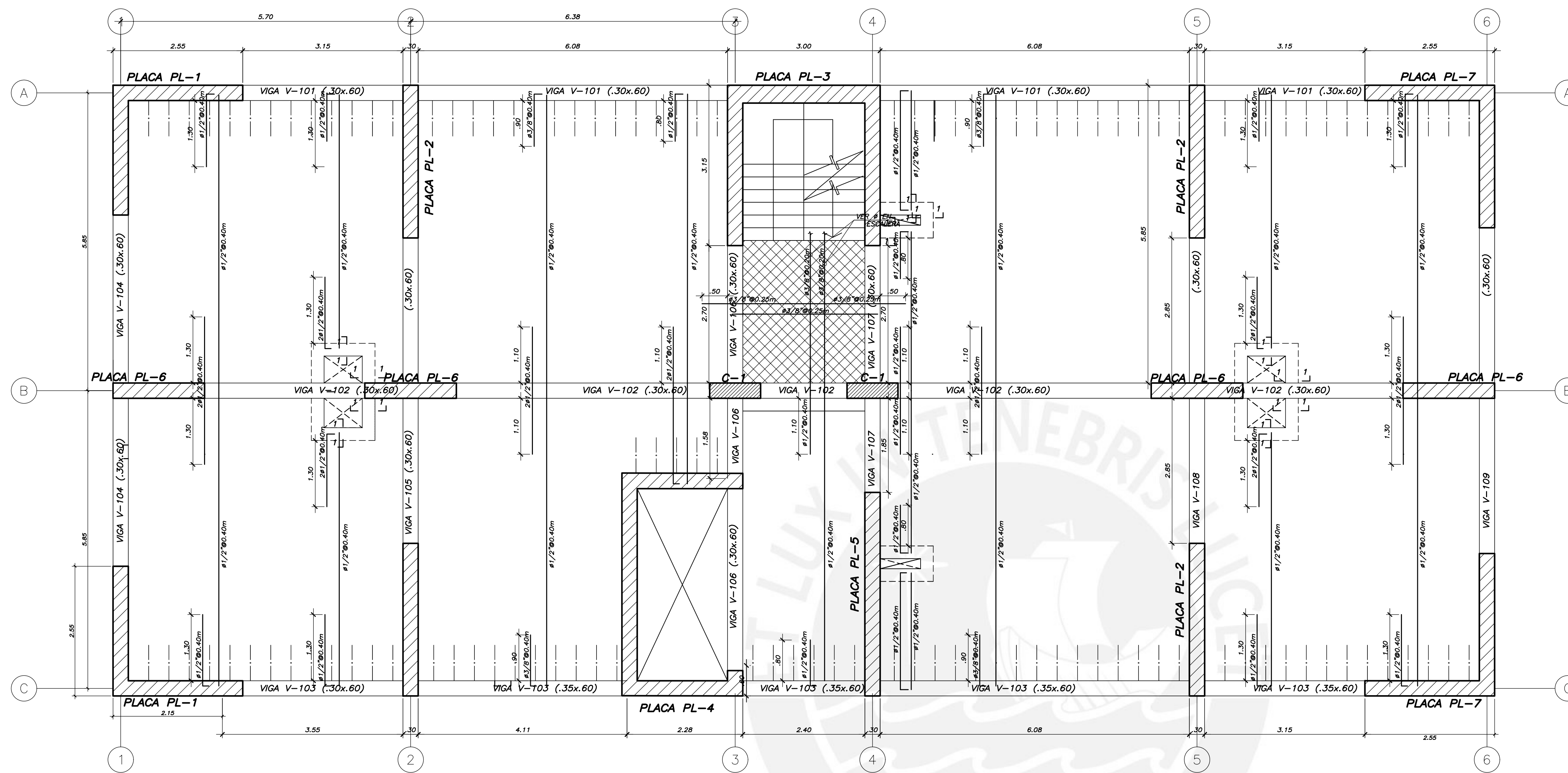
ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m²
 LOSA H=0.20, S/C=200 Kg/m²



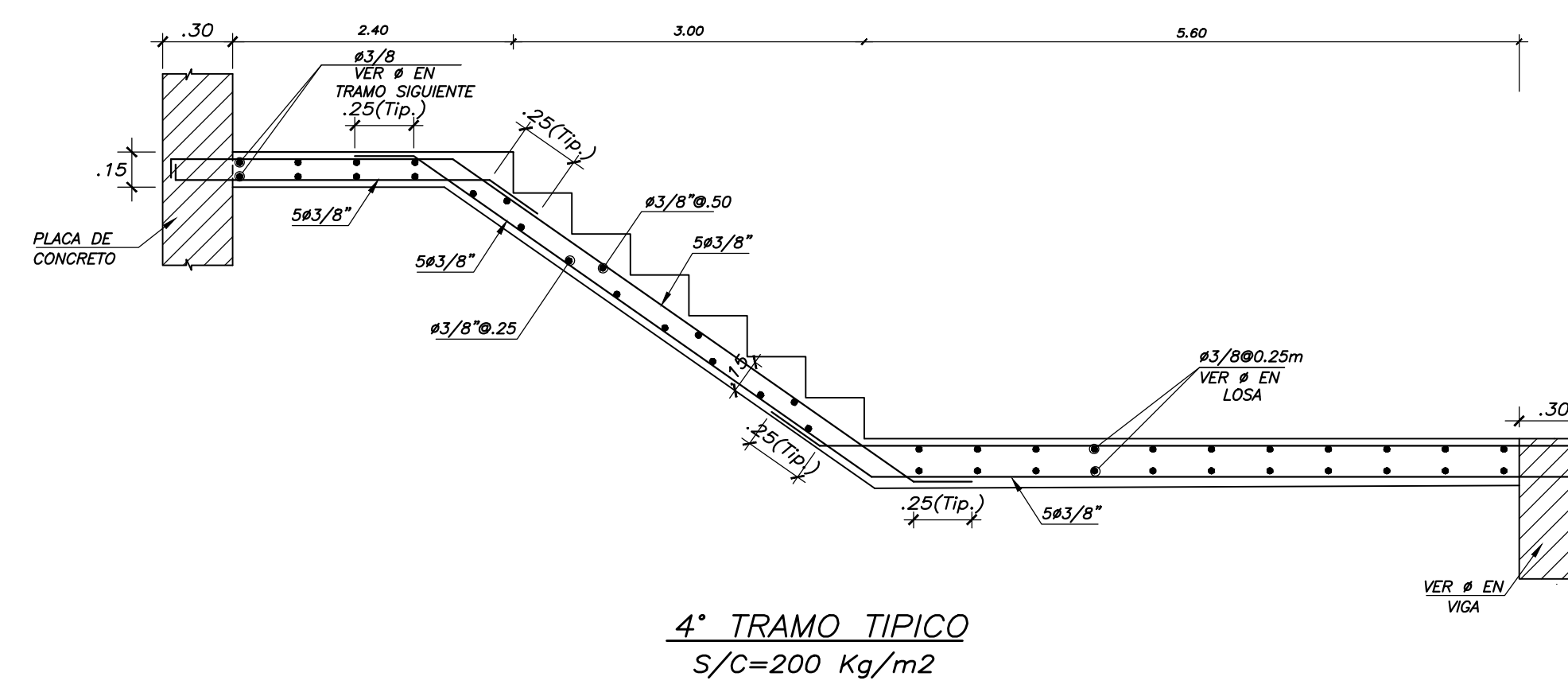
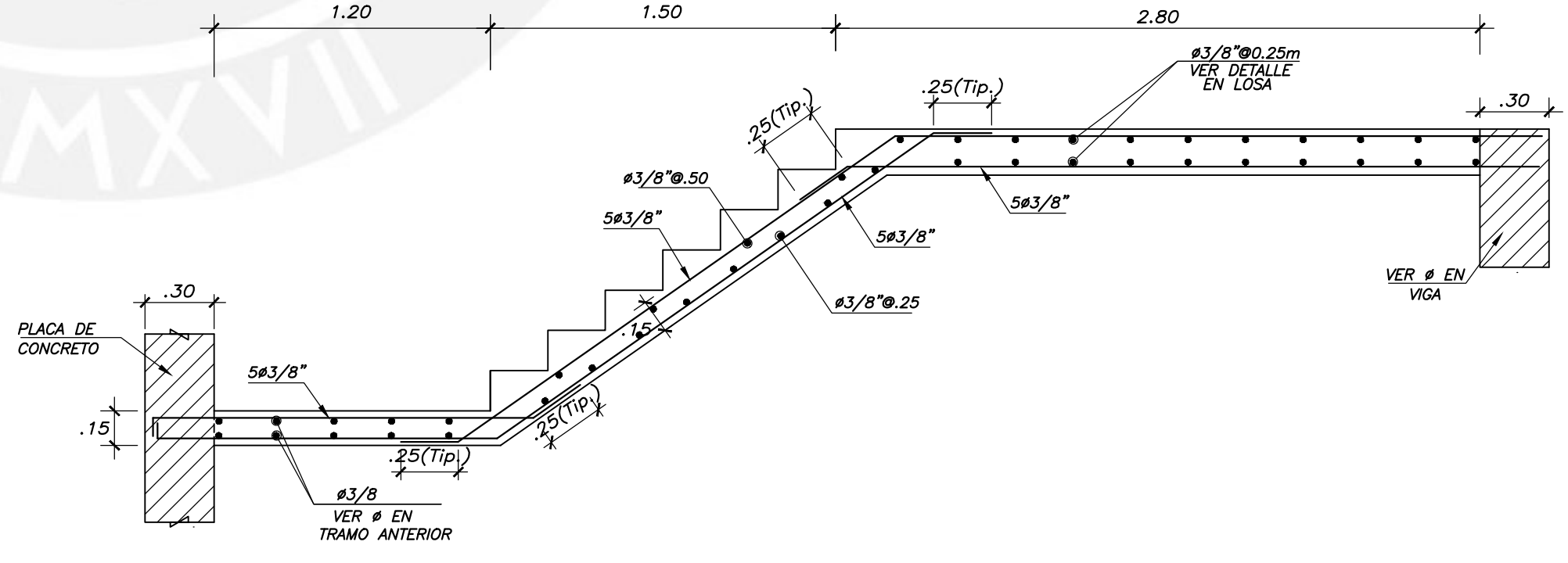
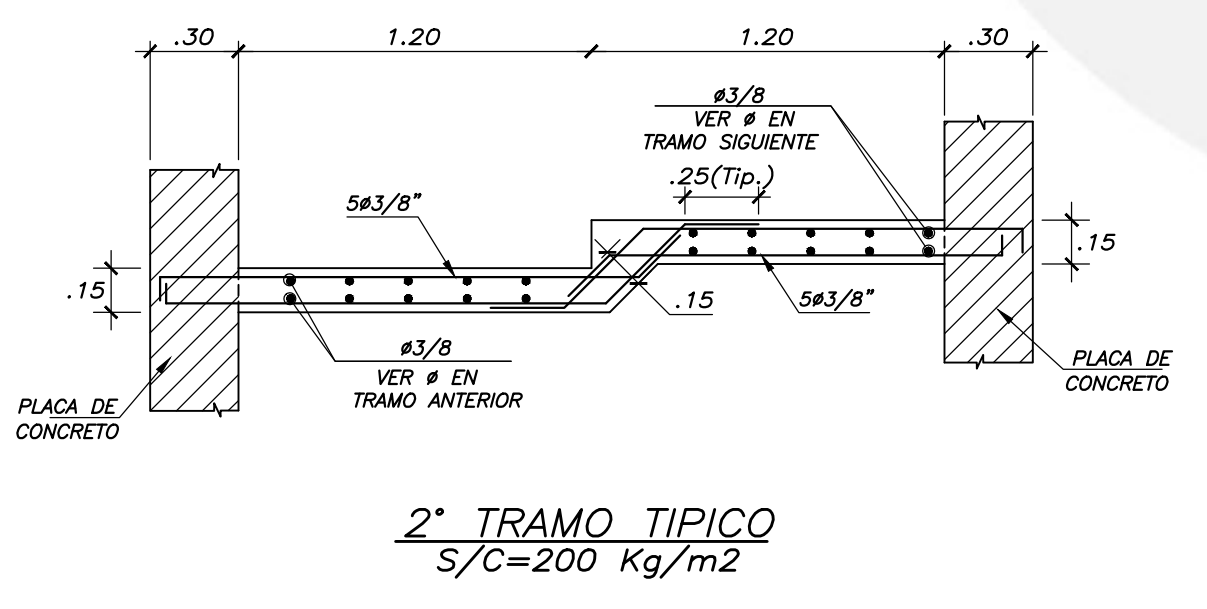
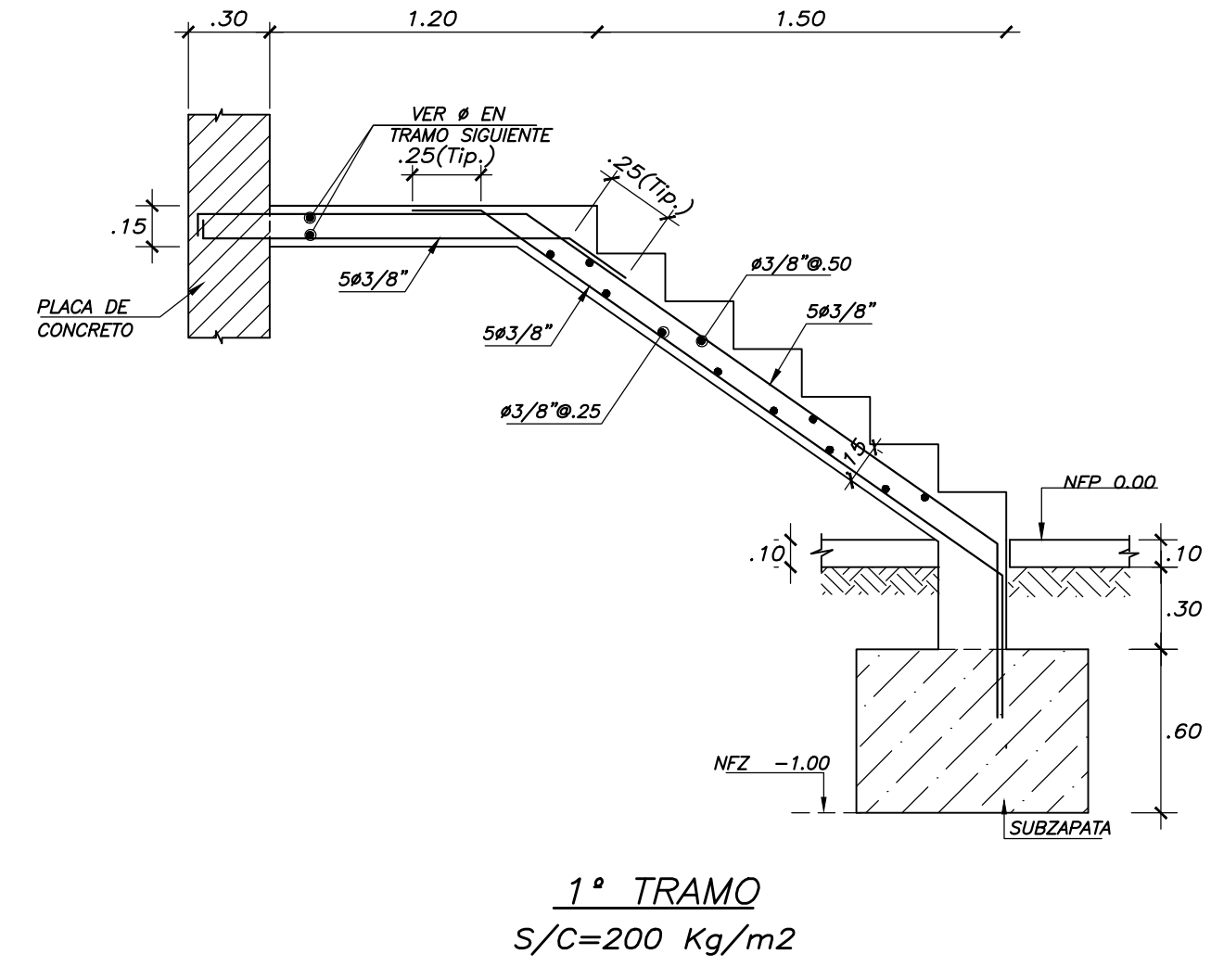
LEYENDA	
	COLUMNA CONCRETO
	PLACA CONCRETO
	LOSA ALIGERADA h=.20
	LOSA h=.20
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA

PROYECTO DE FIN DE CARRERA		
PROYECTO :	DISEÑO DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 15 PISOS - ALTO SAN ISIDRO	
ALUMNOS :	PAOLO YANCAN C. - DAVID EGUSQUIZA G.	
ASESOR :	ING. CESAR HUAPAYA HUAPAYA	
PLANO :	ENCOFRADO PISO 1, CORTES Y DETALLES	
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ESCALA :	FECHA :
	1/25, 1/50	2018

LAMINA N° :
E-07
 DE 10

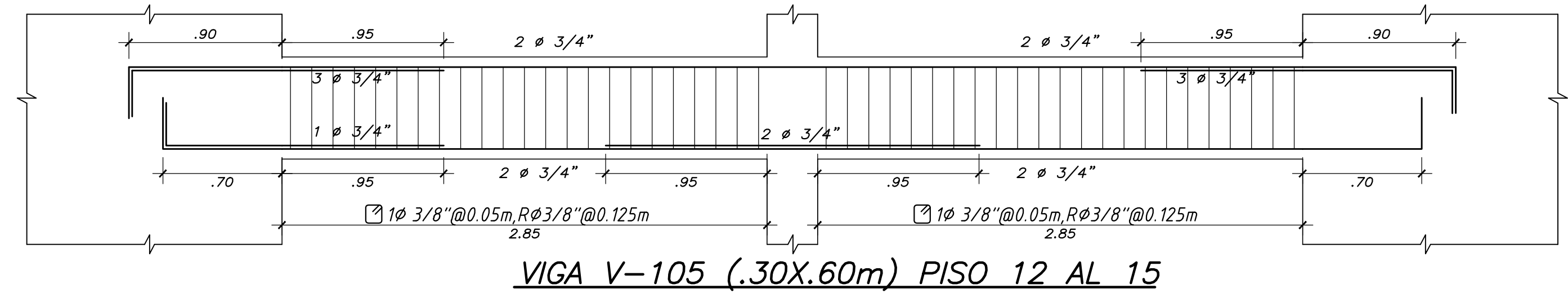
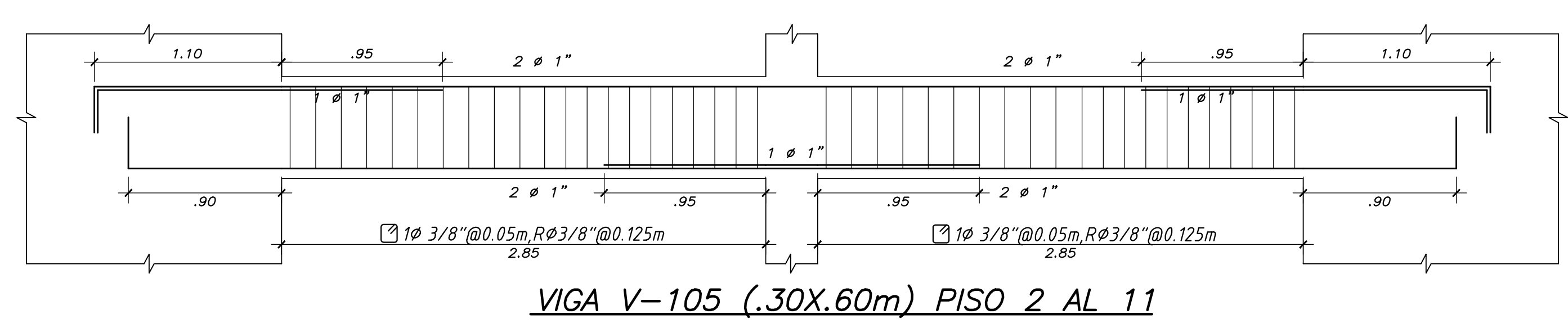
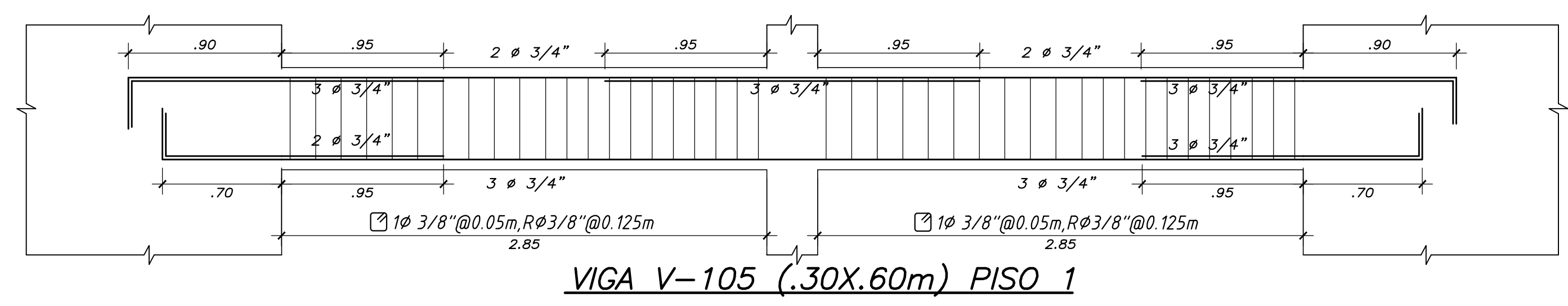
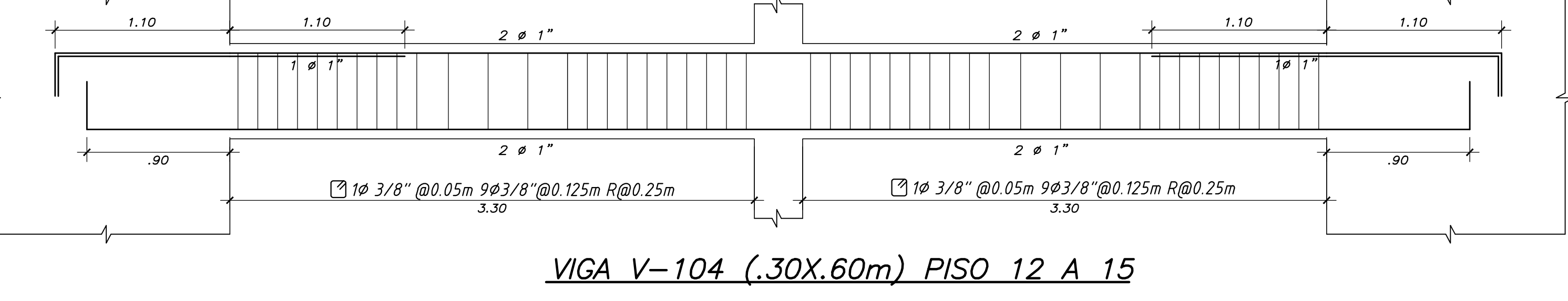
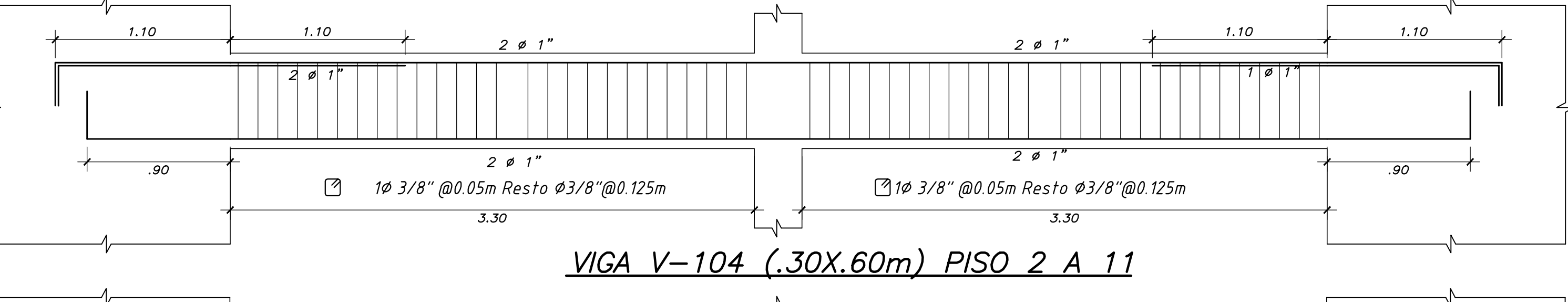
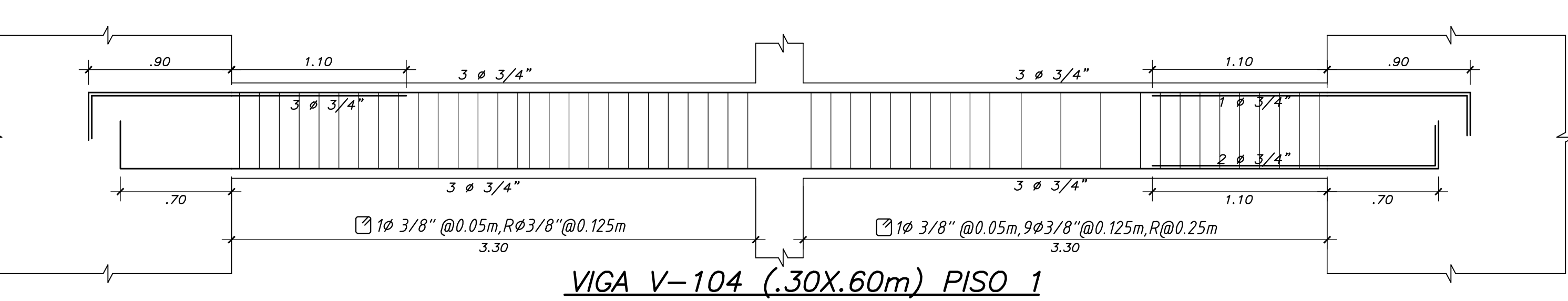
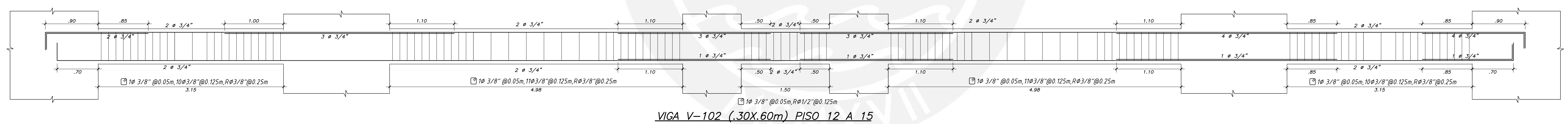
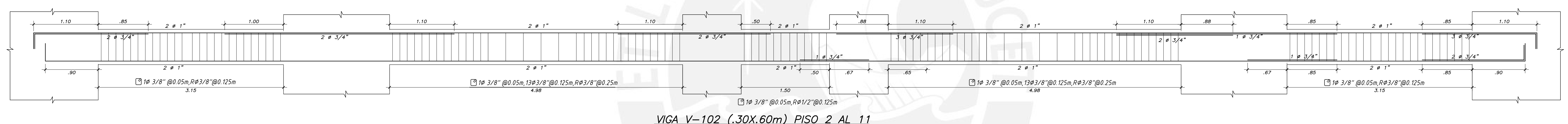
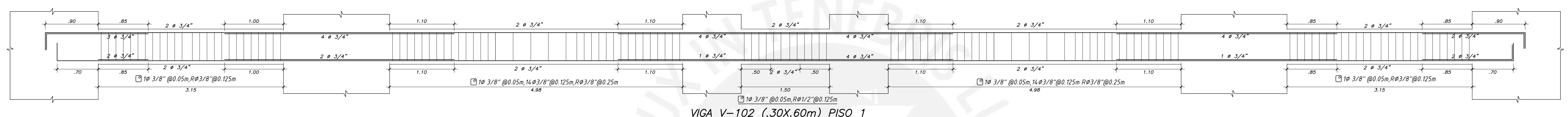
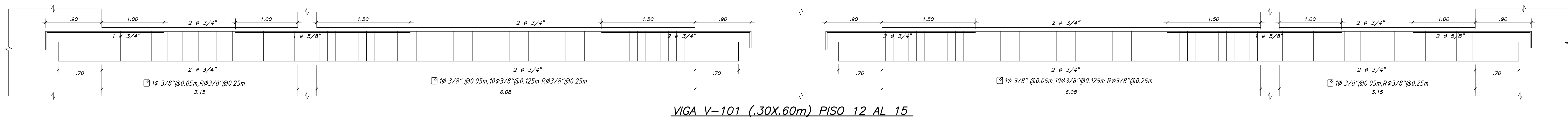
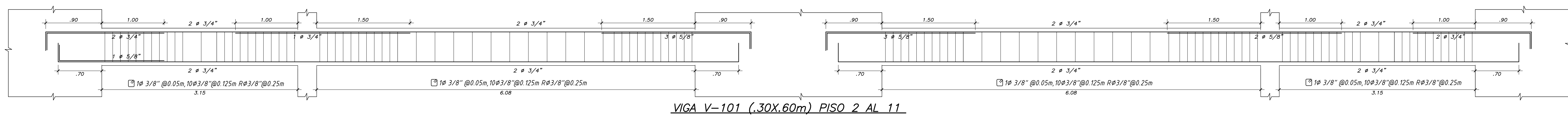
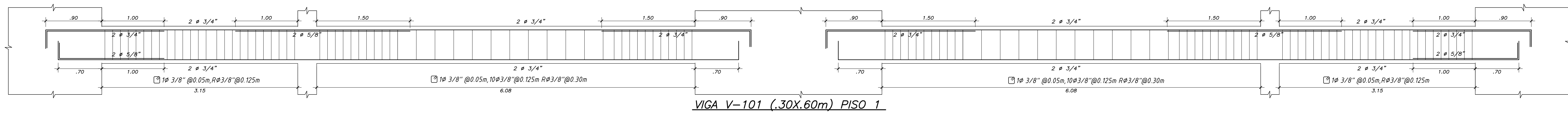


ENCOFRADO AZOTEA
ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m²
LOSA H=0.20, S/C=200 Kg/m²



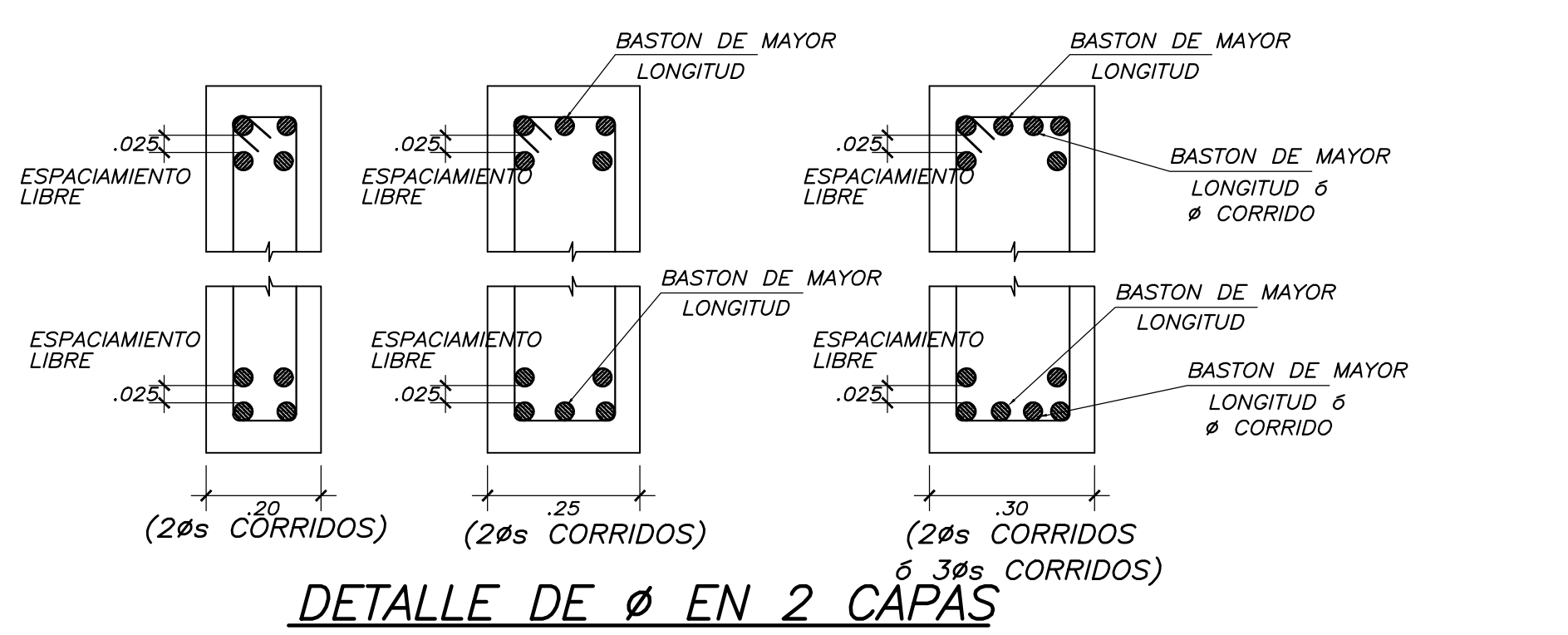
LEYENDA	
	COLUMNA CONCRETO
	PLACA CONCRETO
	LOSA ALIGERADA h=20
	LOSA h=20
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA

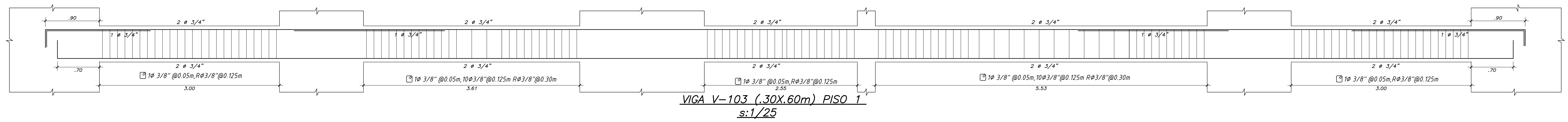
PROYECTO DE FIN DE CARRERA		
PROYECTO :	DISEÑO DE EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 15 PISOS - ALTO SAN ISIDRO	
ALUMNOS :	PAOLO YANCAN C. - DAVID EGUSQUIZA G.	
ASESOR :	ING. CESAR HUAPAYA HUAPAYA	
PLANO :	ENCOFRADO PISO 2 AL 15, CORTES Y DETALLES	
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	ESCALA : 1/25, 1/50	FECHA : 2018
		LAMINA N° : E-08 DE 10



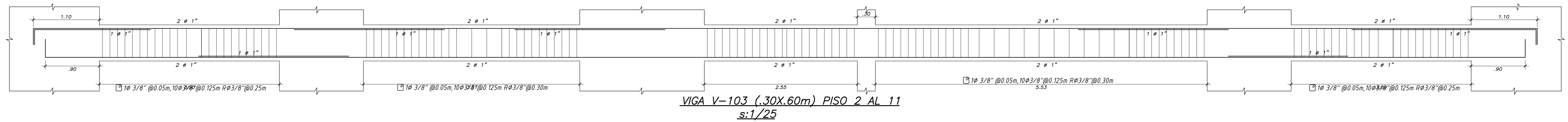
VALORES DE α		
#	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS
 NOTA: (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 (c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8".

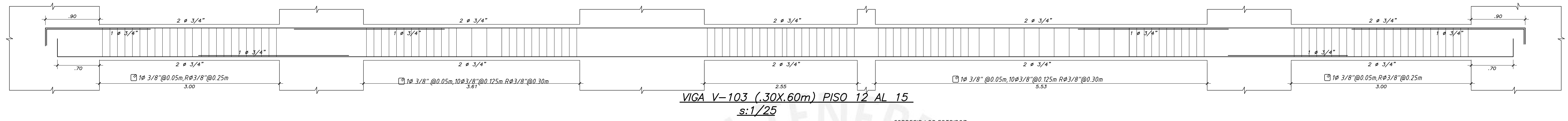




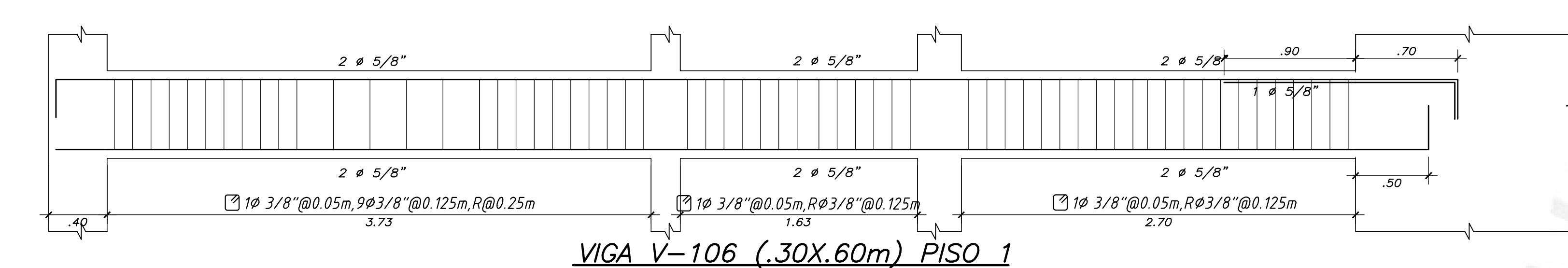
VIGA V-103 (.30X.60m) PISO 1
s:1/25



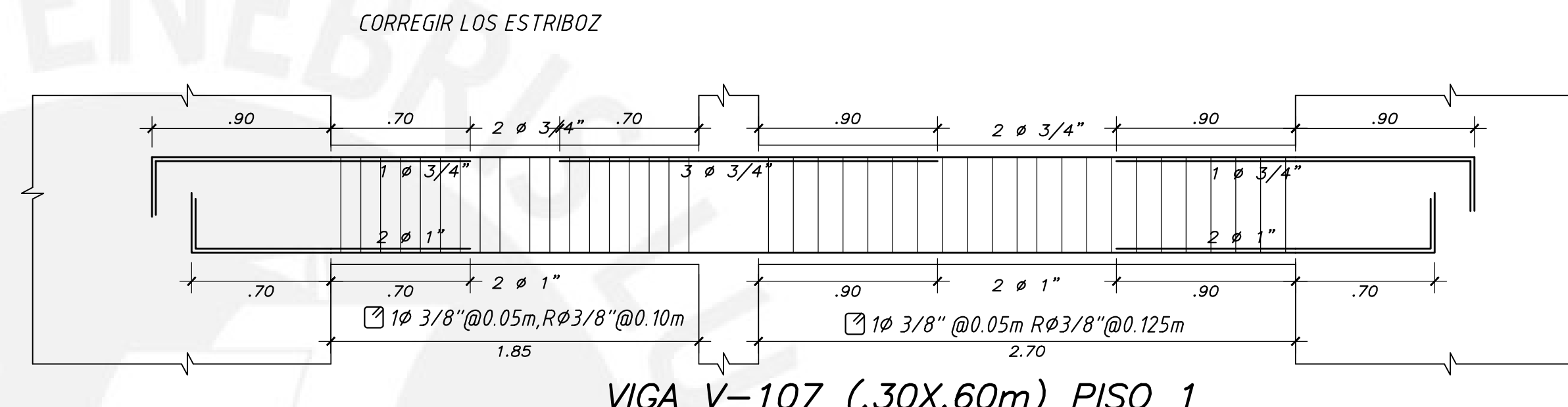
VIGA V-103 (.30X.60m) PISO 2 AL 11
s:1/25



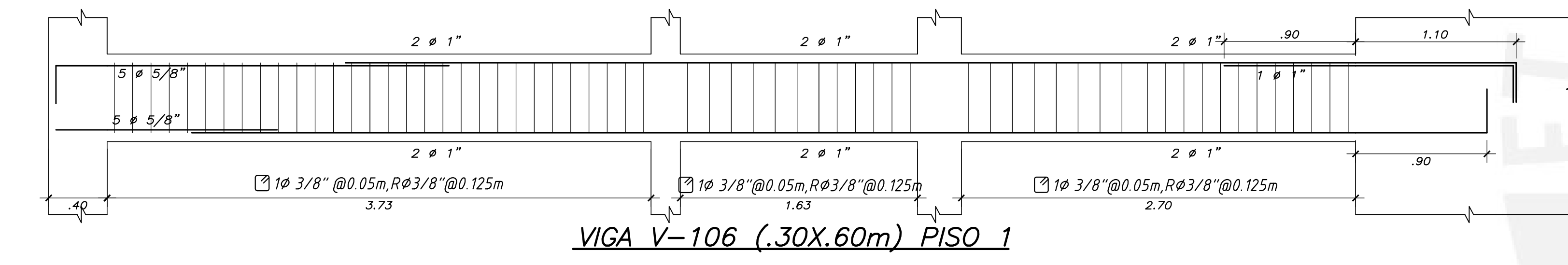
VIGA V-103 (.30X.60m) PISO 12 AL 15
s:1/25



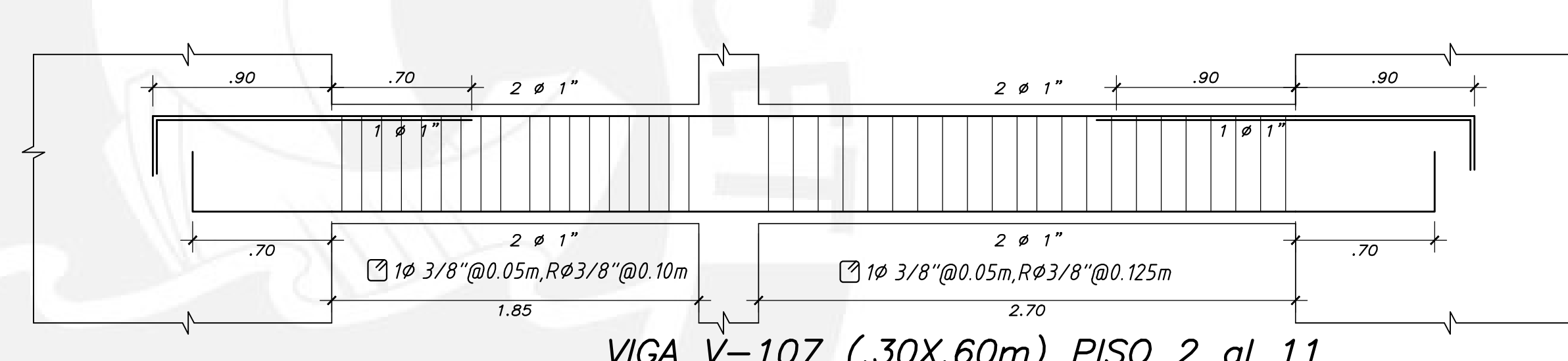
VIGA V-106 (.30X.60m) PISO 1



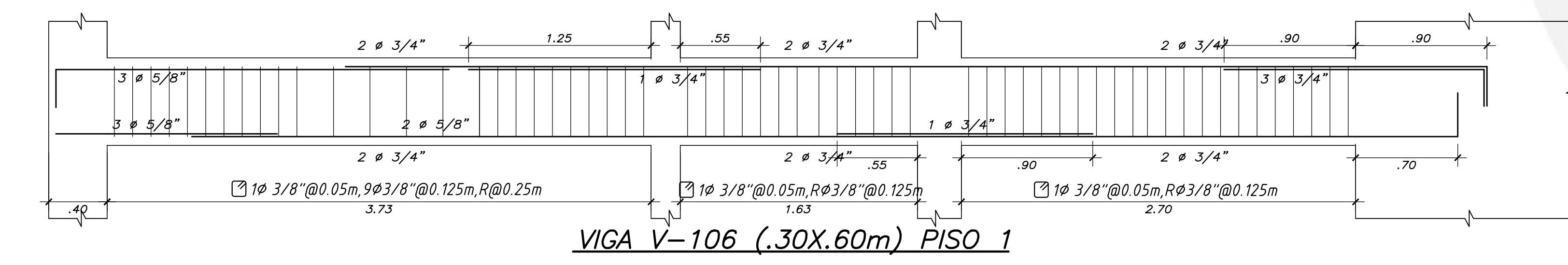
VIGA V-107 (.30X.60m) PISO 1



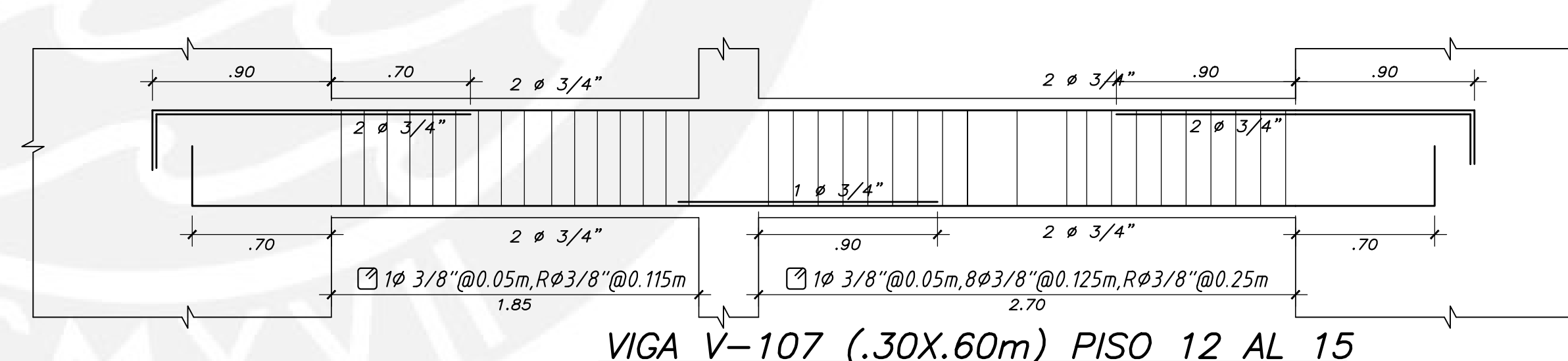
VIGA V-106 (.30X.60m) PISO 1



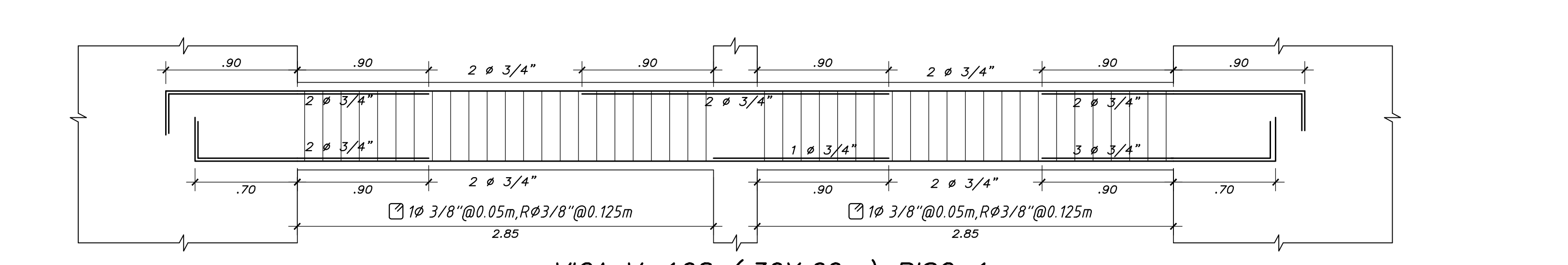
VIGA V-107 (.30X.60m) PISO 2 al 11



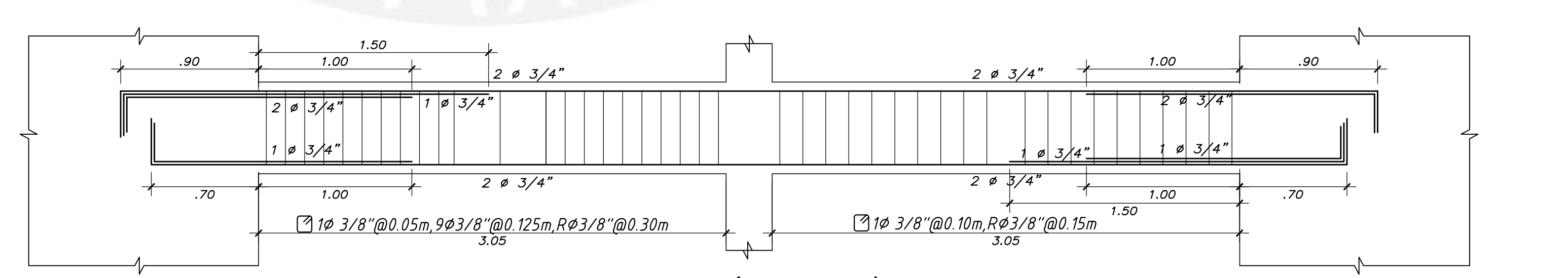
VIGA V-106 (.30X.60m) PISO 1



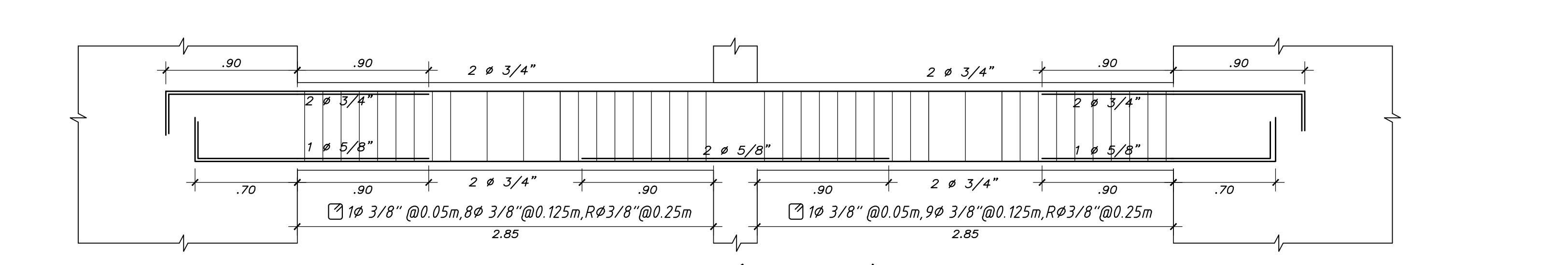
VIGA V-107 (.30X.60m) PISO 12 AL 15



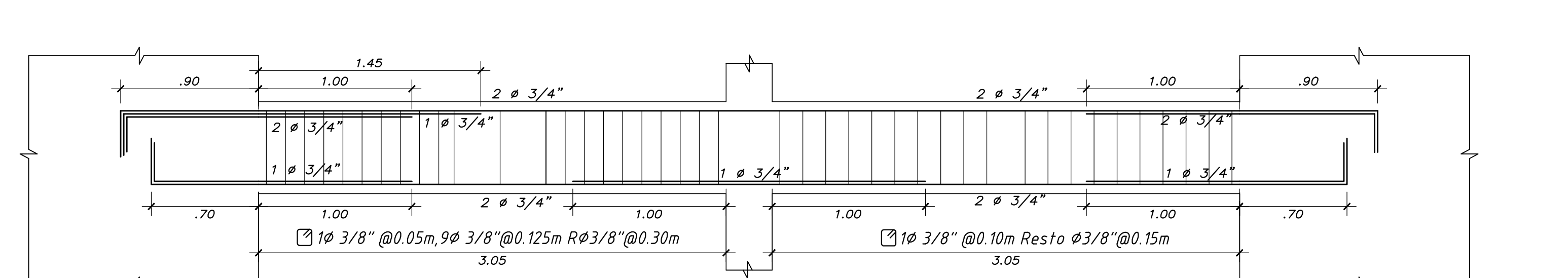
VIGA V-108 (.30X.60m) PISO 1



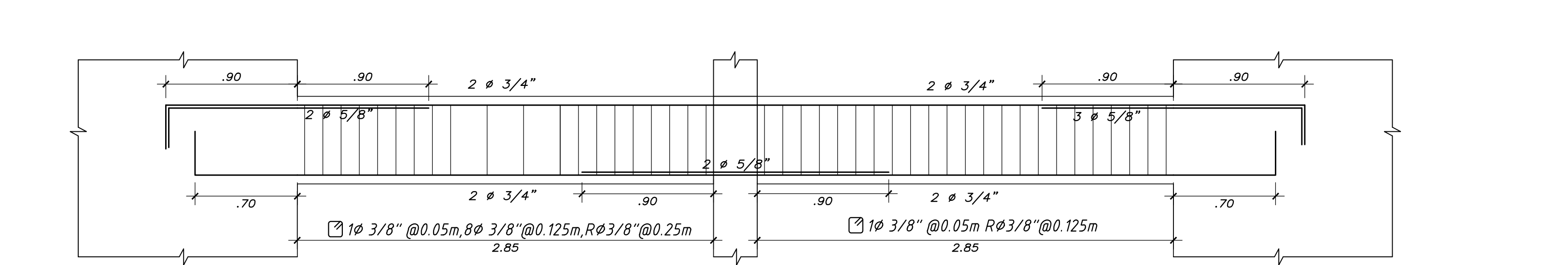
VIGA V-109 (.30X.60m) PISO 1



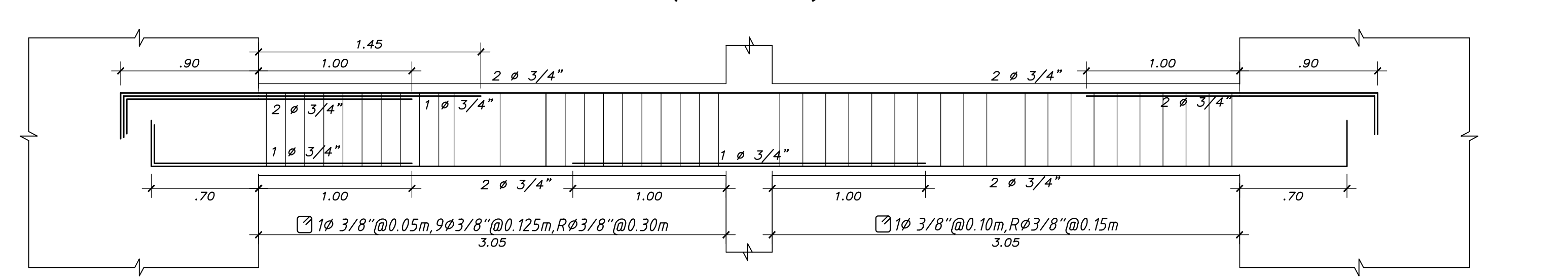
VIGA V-108 (.30X.60m) PISO 2 AL 11



VIGA V-109 (.30X.60m) PISO 2 a 11

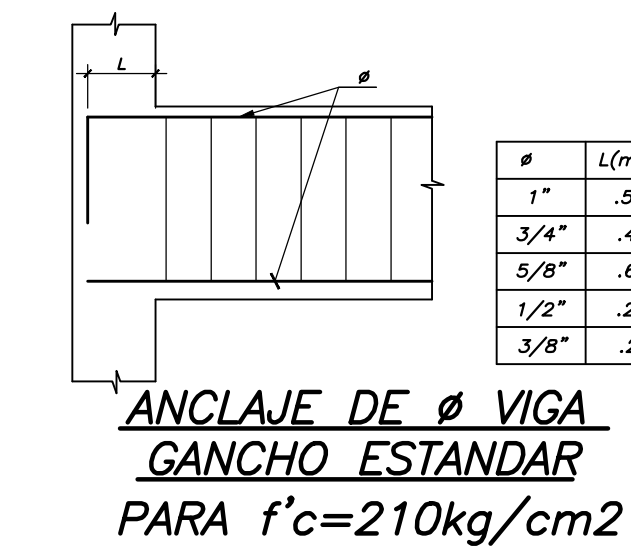


VIGA V-108 (.30X.60m) PISO 1



VIGA V-109 (.30X.60m) PISO 12 a 15

CORREGIR LOS ESTRIBOS



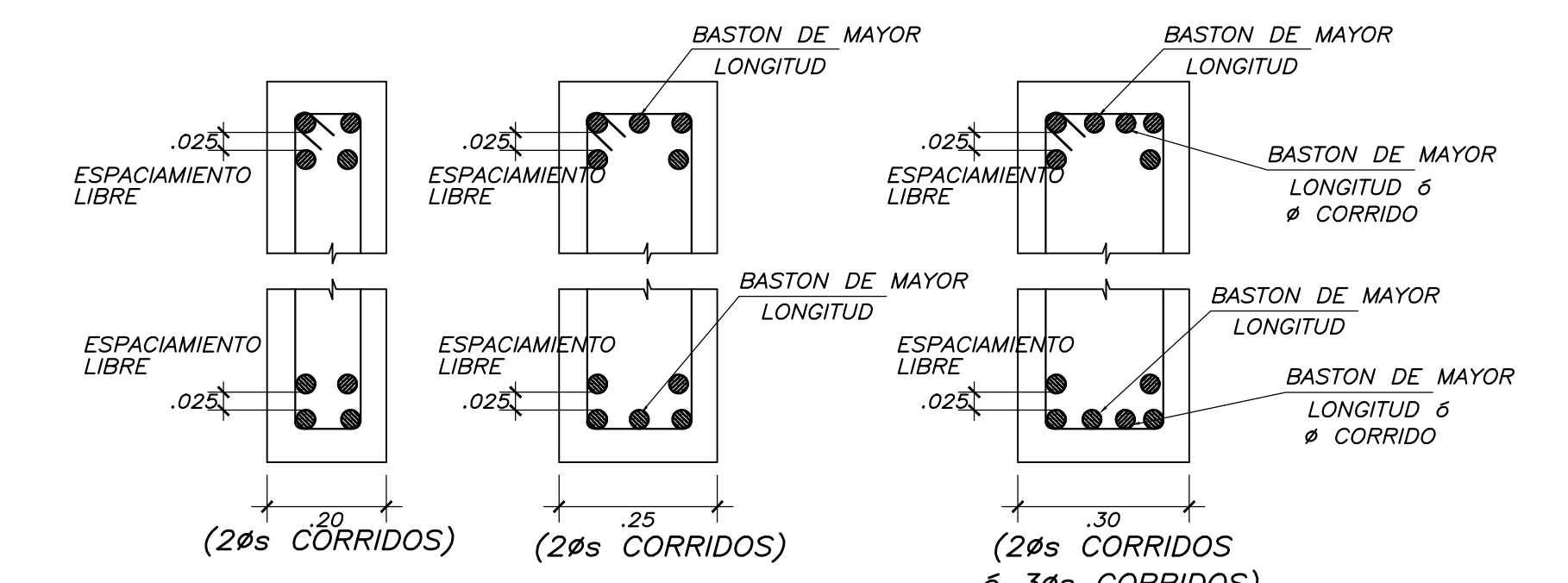
ANCLAJE DE Ø VIGA
GANCHO ESTANDAR
PARA f'c=210kg/cm2

Ø	l(m)
1"	.56
3/4"	.42
5/8"	.60
1/2"	.28
3/8"	.21

VALORES DE α		
Ø	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
3/8"	.50	.60
3/4"	.65	.75
1"	1.15	1.30

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA:-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
(b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
(c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8".



DETALLE DE Ø EN 2 CAPAS