

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA  
**UNIVERSIDAD**  
**CATÓLICA**  
DEL PERÚ

DISEÑO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE SIETE PISOS EN LINCE

Tesis para obtener el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presenta el bachiller:

**CRISTHIAN EDMUNDO NOLAZCO CANDELA**

**ASESOR: GIAN FRANCO OTTAZZI PASINO**

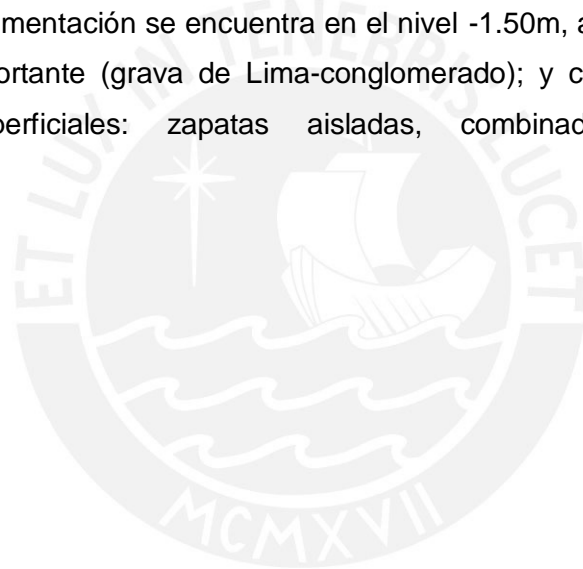
Lima, noviembre 2019

## RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos para uso de oficinas. El edificio estará ubicado en el distrito de Lince sobre un terreno de 1300m<sup>2</sup>.

El sistema estructural será de muros estructurales, y su análisis se realizará según lo estipulado en la Norma E030. Los materiales a usar para el diseño se encuentran dentro de lo especificado por la norma E060, para esta edificación en particular se escogió concreto de 210 kg/cm<sup>2</sup> y acero de grado 60 A615, los cuales son de uso común en nuestro medio. El análisis y diseño para los elementos estructurales (losas, vigas, columnas y placas) se realizarán con asistencia de software para el análisis sísmico, y hojas de cálculo para el análisis por cargas de gravedad.

La profundidad de cimentación se encuentra en el nivel -1.50m, aquí se tiene suelo de buena capacidad portante (grava de Lima-conglomerado); y como tal, se diseñará cimentaciones superficiales: zapatas aisladas, combinadas y conectadas.



## Dedicatoria

**A mi familia, por el apoyo incondicional;  
A la vida, por el conocimiento y las amistades.**



## **TEMA DE TESIS**

PARA OPTAR	: Título profesional de Ingeniero Civil
TEMA	: Diseño de un edificio de oficinas de siete pisos en Lince
ÁREA	: Estructuras
ASESOR	: Gianfranco Ottazzi Pasino
ALUMNO(S)	: Cristhian Edmundo Nolazco Candela - 20121976
FECHA	: 9 de mayo del 2019
MÁXIMO	: 100 páginas

---

### **OBJETIVO**

Elaborar los planos arquitectónicos y estructurales completos de un edificio de oficinas de siete pisos ubicado en la ciudad de Lima, distrito de Lince.

### **DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

La distribución de los ambientes del piso típico se indica en el plano de arquitectura correspondiente. En este plano se indican las diversas modificaciones en la arquitectura que el alumno deberá considerar.

El edificio se diseñará para un primer piso destinado a estacionamientos, seis pisos típicos de oficinas (altura de piso a piso de 3.30 m) y azotea.

El análisis sísmico se realizará con la Norma Peruana de Diseño Sismo resistente NTE-030-2017. Se realizarán análisis dinámicos en traslación pura en las dos direcciones principales del edificio, así como considerando tres grados de libertad por piso. Los resultados de los análisis dinámicos se compararán entre sí y con los resultados del análisis estático de la Norma.

El terreno de cimentación es la grava típica de la ciudad de Lima con un esfuerzo admisible de  $4 \text{ kg/cm}^2$  a 1.50 m de profundidad.

### **PLAN DE TRABAJO**

#### **Primera Revisión**

Planos de arquitectura modificados. Estructuración, predimensionamiento de elementos y metrado de cargas, diseño del techo del piso típico.

#### **Segunda Revisión**

Análisis de cargas verticales. Análisis sísmico. Comparación de los resultados de los diversos análisis dinámicos y estáticos realizados.

#### **Tercera Revisión**

Diseño de muros, vigas, cimentación y otros elementos.

## INDICE DE CONTENIDO

<b>1. GENERALIDADES</b>	<b>9</b>
<b>2. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO</b>	<b>12</b>
<b>3. ESTRUCTURACIÓN</b>	<b>16</b>
<b>4. PREDIMENSIONAMIENTO</b>	<b>21</b>
4.1.- Predimensionamiento Losa aligerada	21
4.2.- Predimensionamiento Losa maciza	21
4.3.- Predimensionamiento Vigas	22
4.4.-Predimensionamiento de vigas chatas	22
4.5.- Predimensionamiento columnas	22
4.6.- Predimensionamiento placas	23
<b>5. ANÁLISIS SÍSMICO</b>	<b>24</b>
5.1. Análisis estático	33
5.2. Análisis dinámico	34
5.3. Modelo Sísmico - Análisis estático	35
5.4. Fuerzas Cortantes Estáticas:	38
5.5. Modelo Sísmico - Análisis dinámico	38
5.6. Modos principales de Vibración	39
5.7. Irregularidades	41
5.8. Cortantes Dinámicas	42
5.9. Factores de Escala	43
<b>6. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS</b>	<b>44</b>
<b>7. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS</b>	<b>47</b>
<b>8. DISEÑO DE VIGAS</b>	<b>50</b>
8.1. VIGA CHATAS	50
8.2. VIGA SECUNDARIA	54
8.3. VIGAS PRINCIPALES	58
<b>9. DISEÑO DE COLUMNAS</b>	<b>67</b>
9.1. DISEÑO DE COLUMNA C1	68
<b>10. DISEÑO DE PLACAS</b>	<b>73</b>
10.1. DISEÑO PLACA-02	74
10.2. DISEÑO PLACA-01:	80
<b>11. DISEÑO DE CIMENTACIONES</b>	<b>86</b>
11.1. DISEÑO ZAPATA Z-01	90
11.2. DISEÑO ZAPATA Z-04	93
11.3. DISEÑO DE VIGA CIMENTACIÓN/ZAPATA LATERAL	98
<b>12. CONCLUSIONES</b>	<b>100</b>
<b>13. BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>101</b>
<b>14. ANEXOS</b>	<b>102</b>

## INDICE DE TABLAS

Tabla 2-1 Cargas Muertas de la edificación	12
Tabla 2-2 Sobrecargas de la edificación	12
Tabla 2-3 Factores de reducción de resistencia indicados en la Norma E.060.	14
Tabla 2-4 Combinaciones últimas de carga	14
Tabla 5-1 Masas sísmicas	24
Tabla 5-2 Factor de Suelo S1	26
Tabla 5-3 Factor de reducción "R"	28
Tabla 5-4 Categoría del sistema estructural	29
Tabla 5-5 Factores de irregularidad en Altura	30
Tabla 5-6 Factores de irregularidad en planta	30
Tabla 5-7 Distribución de fuerzas sísmicas estáticas-XX	35
Tabla 5-8 Cálculo de periodo estático-XX	36
Tabla 5-9 Resultados del análisis estático XX ( $t=0.52$ s)	37
Tabla 5-10 Fuerzas y desplazamientos estáticos elásticos XX	37
Tabla 5-11 Fuerzas y desplazamientos estáticos elásticos YY	38
Tabla 5-12 Fuerzas cortantes estáticas	38
Tabla 5-13 Modos de vibración, periodos y masas participativas	40
Tabla 5-14 Centros de masa, centros de rigidez y excentricidad promedio.	40
Tabla 5-15 Verificación de irregularidad XX	41
Tabla 5-16 Verificación de irregularidad YY	41
Tabla 5-17 Derivas máximas inelásticas	42
Tabla 6-1 Propiedades de viguetas típicas	44
Tabla 6-2 Metrado de cargas vigueta	46
Tabla 6-3 Momentos últimos	46
Tabla 6-4 Diseño por flexión de aligerado	46
Tabla 6-5 Resistencia a fuerza cortante de Aligerado	47
Tabla 7-1 Metrado de cargas-losa maciza	48
Tabla 7-2 Diseño por flexión de losa maciza	49
Tabla 7-3 Verificación por corte en losa maciza	49
Tabla 8-1 Metrado de cargas de VCH-1	51
Tabla 8-2 Diseño por flexión VCH1	52
Tabla 8-3 Diseño por corte VCH-1	52
Tabla 8-4 Espaciamiento máximo de estribos de VCH-1	53
Tabla 8-5 Metrado de cargas VS-1	54
Tabla 8-6 Solicitaciones últimas de Viga VS-1	55
Tabla 8-7 Cálculo de acero de VS-1	55
Tabla 8-8 Verificación por corte VS-1	56
Tabla 8-9 Valores límite de Vs de VS-1	56
Tabla 8-10 Espaciamiento máximo de estribos de VS1	56
Tabla 8-11 Metrado de cargas V2(T1-T2-T3)	59
Tabla 8-12 Diseño por flexión de V2	63
Tabla 8-13 Diseño por capacidad	63
Tabla 8-14 Cortantes últimas V2	63
Tabla 8-15 Diseño por corte V2	63
Tabla 8-16 Valores de límites Vs para V2	64
Tabla 8-17 Espaciamiento de estribos para V2	64
Tabla 8-18 Espaciamiento máximo de estribos para V2	64
Tabla 9-1 Metrado de cargas C1	69
Tabla 9-2 Solicitaciones por CM, CV y Sx	69
Tabla 9-3 Resistencia requeridas	69
Tabla 9-4 Diseño por corte C1	71
Tabla 10-1 Solicitaciones de carga PL-02	75
Tabla 10-2 Cargas últimas PL-02	75

Tabla 10-3 Fuerzas cortantes PL-02	75
Tabla 10-4 Cortantes últimas PL-02	76
Tabla 10-5 Diseño por corte PL-02	77
Tabla 10-6 Solicitaciones de carga PL-01	80
Tabla 10-7 Cargas últimas PL-01	80
Tabla 10-8 Valores de eje neutro	83
Tabla 10-9 Valores de eje neutro límites para PL-01	83
Tabla 10-10 Diseño por corte PL-01	84
Tabla 11-1 Solicitaciones sísmicas de Z-01	91
Tabla 11-2 Parámetros para predimensionamiento Z-01	91
Tabla 11-3 Predimensionamiento zapata Z-01	91
Tabla 11-4 Esfuerzos máximos en Z-01	91
Tabla 11-5 Combinaciones últimas de carga para Z-01	92
Tabla 11-6 Esfuerzos últimos en Z-01	92
Tabla 11-7 Diseño por flexión Z-01	92
Tabla 11-8 Parámetros de punzonamiento Z-01	93
Tabla 11-9 Diseño por corte Z-01	93
Tabla 11-10 Propiedades geométricas de la zapata Z-04	94
Tabla 11-11 Par de fuerzas resultantes de Z-04 por CM	94
Tabla 11-12 Par de fuerzas resultantes de Z-04 por CV	94
Tabla 11-13 Desplazamiento de fuerzas Z-04 por Sismo YY	95
Tabla 11-14 Par de fuerzas resultantes de Z-04 por Sismo YY	95
Tabla 11-15 Cargas últimas de Z-04	95
Tabla 11-16 Verificación de estabilidad de Z-04	95
Tabla 11-17 Esfuerzos últimos máximos de Z-04	96
Tabla 11-18 Momentos máximos en volados de Z-04	96
Tabla 11-19 Factor de punzonamiento de Z-04	97
Tabla 11-20 Verificación de punzonamiento de Z-04	97
Tabla 11-21 Verificación de corte de Z-04	97
Tabla 11-22 Solicitaciones actuantes	98
Tabla 11-23 Diseño por flexión de VC-04	99
Tabla 11-24 Diseño por flexión de VC-04	99

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1-1.- Arquitectura Primer piso .....	10
Figura 1-2.-Arquitectura Planta Típica.....	11
Figura 3-1 Estructuración de Planta típica.....	20
Figura 5-1 Zonificación sísmica del Perú .....	26
Figura 5-2 Determinación de los periodos “Tp” y “Tl” .....	27
Figura 5-3 Construcción de la Función C vs T .....	27
Figura 5-4 Construcción del espectro de Diseño: Espectro de Diseño R=6 (Tr=500 años).....	31
Figura 5-5 Masas sísmicas.....	32
Figura 5-6 Masa de la estructura por metro cuadrado .....	32
Figura 5-7 Modelo en Etabs 2016.....	39
Figura 5-8 Fuerzas laterales dinámicas “XX” en los diafragmas.....	43
Figura 5-9 Fuerzas laterales dinámicas “YY” en los difragmas.....	43
Figura 6-1 Sección de losa aligerada .....	44
Figura 6-2 Tramo de vigueta para análisis.....	45
Figura 7-1Vigueta típica de losa maciza a diseñar.....	47
Figura 7-2 Modelo de loza maciza .....	48
Figura 7-3 Diagrama de Fuerzas Cortantes-loza maciza.....	48
Figura 7-4 Diagrama de Momento Flector – losa maciza .....	49
Figura 8-1 Viga chat para análisis .....	50
Figura 8-2 modelo de VCH-1.....	51
Figura 8-3 Diagrama de fuerza cortante- VCH 1 .....	51
Figura 8-4 Diagrama de momento flector- VCH1 .....	52
Figura 8-5 Vigueta diseñada VCH1.....	53
Figura 8-6 ubicación de VS-1.....	54
Figura 8-7 Modelo de viga secundaria.....	55
Figura 8-8 Disposición de acero final– VS1 .....	57
Figura 8-9 Viga V2 T1-T2-T3 (DE IZQUIERDA A DERECHA).....	58
Figura 8-10 Modelo de la Viga V2-Tramo 1.....	59
Figura 8-11 Modelos de análisis T2 y T3 .....	60
Figura 8-12 Envolvente del tramo 1, Mu (ton.m) vs X (m) .....	61
Figura 8-13 Envolvente del tramo 2, Mu (ton.m) vs X (m).....	61
Figura 8-14 Envolvente del tramo 3, Mu (ton.m) vs X (m).....	62
Figura 8-15 Diseño de viga V2.....	66
Figura 9-1 Ubicación de columna C1.....	68
Figura 9-2 Distribución de acero-4 $\phi$ 1” + 4 $\phi$ 5/8”.....	70
Figura 9-3 Diagrama de interacción de C1 para la dirección X.....	70
Figura 9-4 Diagrama de interacción de C1 para la dirección X.....	71
Figura 9-5 Armado de Columna C1 .....	72
Figura 10-1 Diseño preliminar de la PL-.....	76
Figura 10-2 Diagrama de iteracción YY.....	76
Figura 10-3 Diseño de placa PL-04 .....	79
Figura 10-4 Secciones de análisis de placa PL-01 .....	81
Figura 10-5 Momentos en la dirección XX.....	82
Figura 10-6 Momentos en la dirección YY.....	82
Figura 10-7 Diseño final de placa PL-01.....	85
Figura 11-1 Modelos de distribución de esfuerzos .....	87
Figura 11-2 Ubicación de zapata Z-01.....	90
Figura 11-3 Distribución de esfuerzos últimos en la base Z-01.....	92
Figura 11-4 Ubicación de Zapata Z-04.....	93
Figura 11-5 Área de falla por punzonamiento.....	96
Figura 11-6 Verificación de punzonamiento .....	97
Figura 11-7 Modelo de zapatas conectadas mediante viga de cimentación VC-04.....	98
Figura 11-8 Diseño final de VC-04 .....	99



## 1. GENERALIDADES

El edificio cuenta con 26 estacionamientos y hall de entrada en su primer piso, en la planta típica se tendrán dos oficinas; y por último se cuenta con una azotea para uso común. Para el acceso a los pisos superiores se dispone de dos ascensores y una escalera.

### Planta de ingreso

El primer nivel cuenta con un hall de ingreso y 26 estacionamientos, esta planta cuenta con dos accesos por las vías aledañas a la edificación. El acceso a niveles superiores es mediante dos ascensores de capacidad para ocho personas cada uno y una escalera ubicada al lado de la caja de ascensores. En este nivel se tiene una altura de entrepiso de 3.9 m debido a requerimientos de arquitectura.

### Planta típica (2do al 7mo nivel)

Cuenta con dos oficinas de 250 m<sup>2</sup>, además de baños independientes cada una. El acceso a la azotea es mediante una escalera y será destinada al uso exclusivo del cuarto de máquinas para el ascensor.

A continuación, se muestra la arquitectura del edificio a estudiar (fig. 1.1 y fig. 1.2)

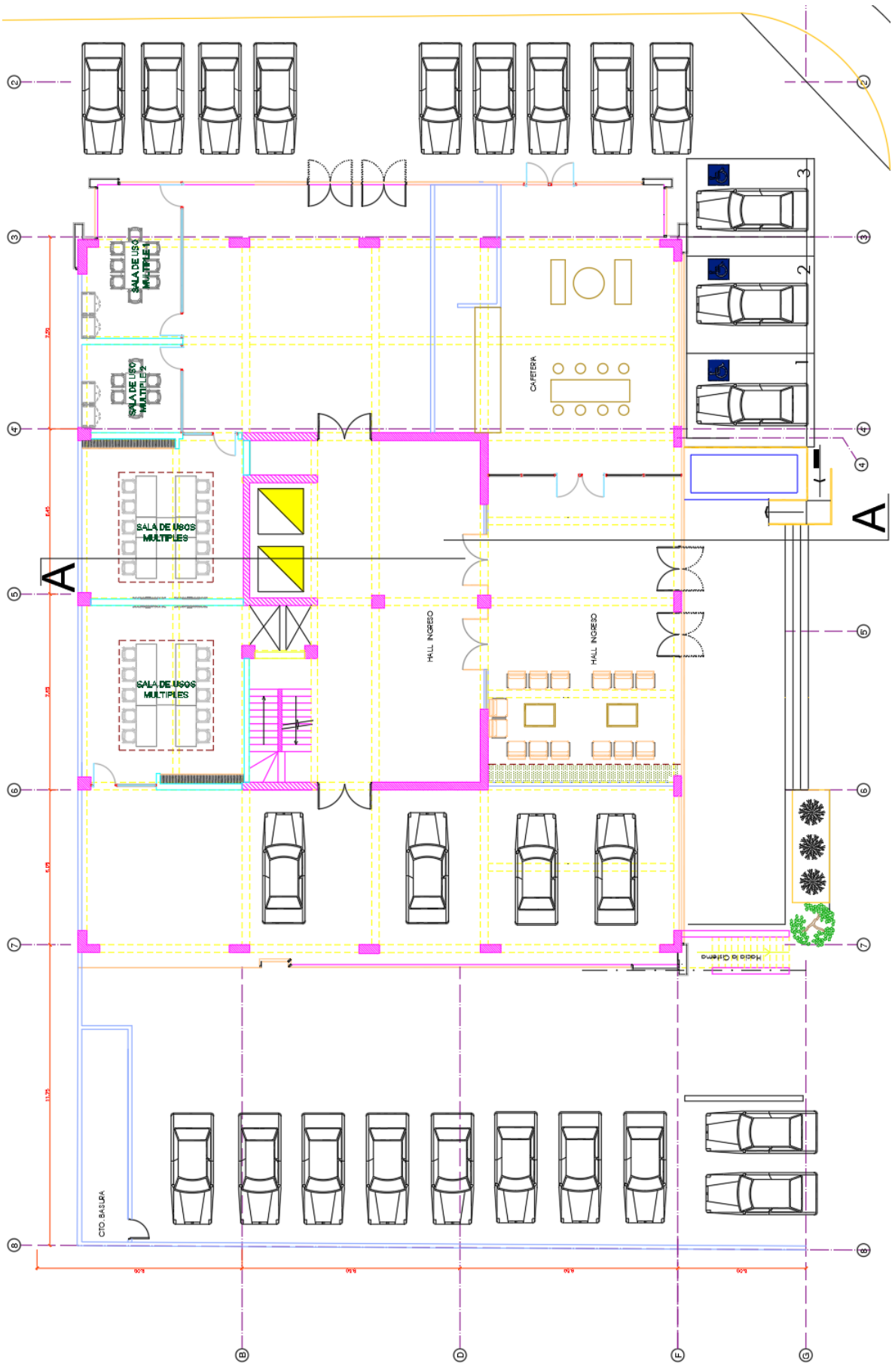


Figura 1-1.- Arquitectura Primer piso

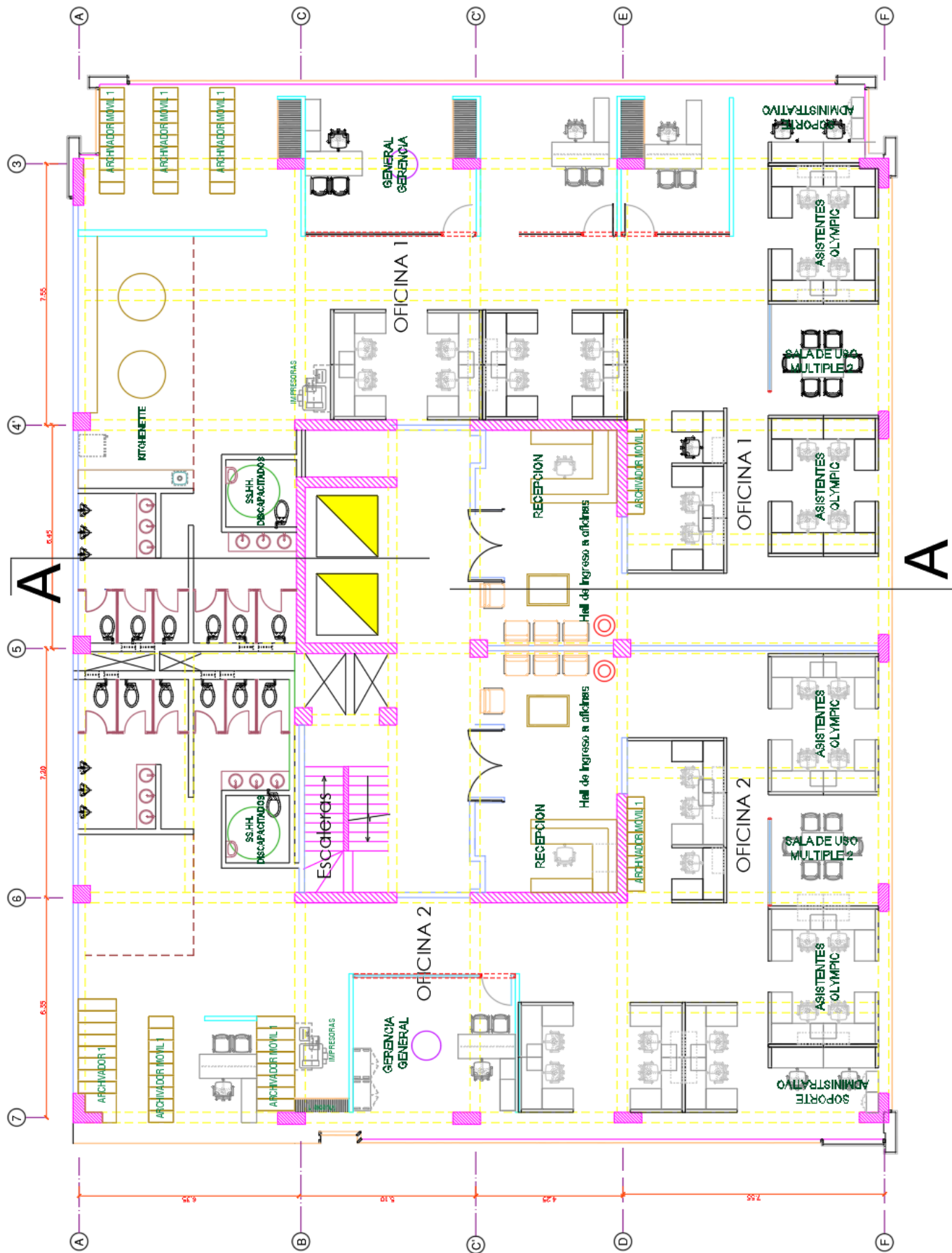


Figura 1-2.-Arquitectura Planta Típica

## 2. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Para el análisis y diseño estructural es necesario recurrir al RNE el cual se subdivide en distintos capítulos:

Normas:

- E.020 Cargas
- E.030 Diseño sismorresistente
- E.050 Suelos y cimentaciones
- E.060 Concreto armado

**Norma E020**, se encuentran las disposiciones relativas a la sobrecarga de la edificación de acuerdo al uso que esta tendrá. En el capítulo de diseño se muestra el análisis de cargas por elemento; y el metrado las cargas vivas y muertas de los principales elementos de la edificación.

Carga muerta: Se considerarán los siguientes valores de carga muerta.

CM	Peso/Unidad de metrado
Aligerado h=20	300 kg/m <sup>2</sup>
piso terminado (5 cm)	100 kg/m <sup>2</sup>
concreto	2400 kg/m <sup>3</sup>
tabiquería	1800 kg/m <sup>3</sup>
Muros cortina	50 kg/m <sup>2</sup>

Tabla 2-1 Cargas Muertas de la edificación

Sobrecarga: Se considerarán los siguientes valores de carga muerta

CV	Peso/Unidad de metrado
Oficinas	250 kg/m <sup>2</sup>
Tabiquería móvil	50 kg/m <sup>2</sup>
Escaleras y pasadizos	400 kg/m <sup>2</sup>
Azotea	100 kg/m <sup>2</sup>

Tabla 2-2 Sobrecargas de la edificación

**Norma E030**, Requerimientos y parámetros de diseño sísmico según el tipo de edificación. En esta normativa se presentan dos tipos de análisis requeridos para el diseño, para cada uno de estos se considera un comportamiento elástico de la

estructura, las hipótesis de los modelos se desarrollarán dentro de los siguientes capítulos:

- Análisis estático: la fuerza sísmica se distribuye en la altura de la edificación,
- Análisis dinámico: mediante la superposición espectral de los modos de vibración de la estructura.

Como hipótesis general para el diseño sísmico, se considera que la base de la estructura se encuentra empotrada.

La Norma E030, en su versión más reciente (2018), se caracteriza por los cambios en los criterios de irregularidad torsional en planta y piso blando, cabe indicar que estos últimos son menos exigentes que la versión anterior (2016)

**Norma E060**, se adopta la metodología del Diseño por Resistencia que consiste en que la resistencia nominal ( $R_n$ ) de las secciones de los elementos estructurales, afectado por un factor de reducción ( $\phi$ ), sea por lo menos igual a la resistencia requerida del mismo. La resistencia última requerida ( $R_u$ ) de un elemento se calcula mediante las combinaciones de las cargas de servicio (CM y CV) y las demandas sísmicas (S) multiplicados por un factor de amplificación ( $C_i$ ). En resumen, se presenta la siguiente expresión:

$$\phi R_n \geq R_u$$

$$R_u = \sum C_i * S_i$$

Donde:

$R_n$  = Resistencia de Diseño o Resistencia suministrada

$R_u$  = Resistencia última o resistencia requerida

$\phi$  = Factor de Reducción de Resistencia

$S_i$  = Efecto de la carga de servicio especificadas (muertas, vivas y sismo)

$C_i$  = Factores de las cargas o de amplificación.

### **Factores de reducción de resistencia**

Los factores de reducción de resistencia ( $\phi$ ) afectan las resistencias nominales de las secciones de los elementos estructurales con el objetivo de cubrir las incertidumbres de la variabilidad de las resistencias de los materiales.

Solicitud	Factores de reducción de resistencia
Flexión	0.9
Tracción y Tracción + Flexión	0.9
Cortante	0.85
Cortante	Elementos con espirales 0.75
	Elementos con estribos 0.70

Tabla 2-3 Factores de reducción de resistencia indicados en la Norma E.060.

### Factores de carga o de amplificación

Los factores de carga amplifican las cargas de servicio a condición última, la cuales es de baja probabilidad de ser excedida durante la vida de la estructura. Las cargas últimas toman en cuenta la variabilidad de las cargas, es decir el grado de precisión con el que se estiman las cargas.

CARGAS	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5
Carga Muerta (CM)	1.4	1.25	1.25	0.9	0.9
Carga Viva (CV)	1.7	1.25	1.25	-	-
Sismo (S)	-	1	-1	1	-1

Tabla 2-4 Combinaciones últimas de carga

### Materiales considerados para el diseño:

Los materiales y sus propiedades mecánicas se encuentran normados y se considerará las siguientes hipótesis:

#### Acero ASTM 615 grado 60:

- El comportamiento del acero se modelará mediante el modelo elastoplástico perfecto. Se tienen los siguientes parámetros:
  - Límite de fluencia: 4200 kg/cm<sup>2</sup>
  - Módulo de elasticidad= 2x10<sup>6</sup> kg/cm<sup>2</sup>
- No hay pérdidas por transferencia de esfuerzos entre la interfaz entre concreto/acero, debido a que se utilizarán barras corrugadas.

**Concreto:**

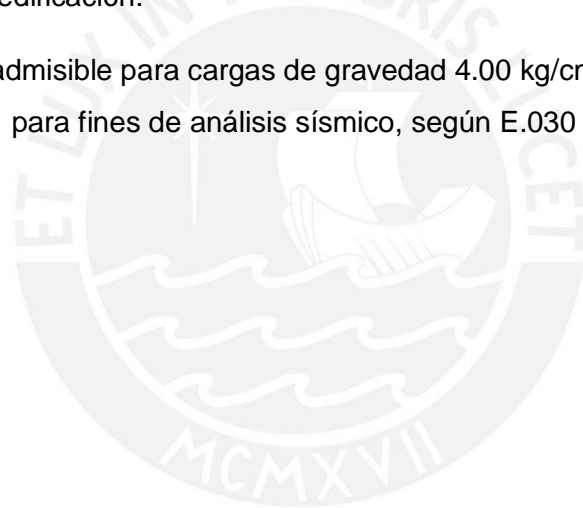
- Para el análisis en compresión se adoptará el modelo del bloque de compresiones, el cual se encuentra permitido por la vigente Norma E060 diseño.
- La sección agrietada de concreto armado no aporta capacidad por tracción, para los cálculos de resistencias nominales sólo se considera el aporte del acero para fuerzas de tracción.
- La calidad del concreto mínima a utilizar es de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ; el módulo de elasticidad corresponde a la siguiente expresión:

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'c}$$

**Suelo**

Los resultados del suelo se encuentran en el estudio de mecánica de suelos (EMS), para fines de diseño se han considerado los siguientes resultados del suelo sobre el que se cimentará la edificación:

- Resistencia admisible para cargas de gravedad  $4.00 \text{ kg/cm}^2$
- Suelo tipo S1 para fines de análisis sísmico, según E.030



### 3. ESTRUCTURACIÓN

El proceso de estructuración de un edificio de concreto armado consiste en la distribución de los diferentes elementos estructurales para que la edificación tenga un comportamiento dentro de lo estipulado en los códigos, para esto se debe tener en cuenta que la estructura cumpla con los siguientes criterios (Blanco 1994):

Sencillez y simetría: el cual se traduce en una distribución de rigidez cuyo comportamiento se pueda predecir de forma simple, de esta forma se evita que la estructura tenga modos torsionales importantes, dando así prioridad a los modos traslacionales. En las estructuras simétricas los centros de gravedad y centro de rigidez se encuentran cercanos, evitando altas excentricidades en planta, esto se traduce en momentos torsores bajos.

Resistencia y ductilidad: las edificaciones de concreto armado deben tener suficiente rigidez lateral y ductilidad, de manera que cuando estas incurrieren en el rango inelástico estas puedan disipar esta energía en forma de desplazamientos permanente. De acuerdo con este criterio, se recomienda el uso de muros de concreto armado en las dos direcciones para tener una estructura con una rigidez lateral suficiente en las dos direcciones.

Existencia de diafragmas rígidos: es la existencia de una losa rígida, la cual permite que las fuerzas paralelas al plano no deformen a la losa, en consecuencia, las fuerzas se distribuyen directamente a las columnas y placas.

Son los muros o placas los que forman los pórticos principales de la estructura y su ubicación será simétrica en todos los ejes del sistema. Los muros son los principales elementos resistentes de la estructura bajo la acción del sismo; dada su gran capacidad resistente, los pórticos formados por estos elementos tienden a tener mayores demandas de capacidad que un pórtico formado por vigas y columnas, y su falla tiende a ser frágil.

Para este caso, el edificio presenta simetría con respecto a los ejes X e Y, por lo que se trata de una estructura regular, cabe resaltar que nuestra norma de diseño sismorresistente evalúa la irregularidad torsional con la relación geométrica entre el desplazamiento promedio y el desplazamiento del centro de masa en cada entrepiso. Por lo tanto, la dependencia del criterio de "torsionalidad" de este edificio estará gobernado por los pórticos donde no haya presencia de placas que es donde ocurren los máximos desplazamientos de entrepiso.



Por último, con todos los criterios anteriormente mencionados y en cumplimiento de estos; a continuación, se presentan los principales elementos a diseñar y sus consideraciones especiales de acuerdo a nuestra normativa.

### **3.1.- Sistema de techado**

Como una posible solución de techado se planteó un sistema losas bidireccionales (macizas o nervadas), esto debido a que la estructuración inicial planteó luces de 7 a 8 metros.

De las distintas propuestas de techado, se eligió usar losas aligeradas unidireccionales con vigas secundarias, ya que estas resultan más económicas que una losa maciza o aligerada bidireccional; con referencia a la masa de la estructura, estas losas son más ligeras que una losa maciza. La capacidad de corte y flexión de las viguetas debe ser mayor a las demandas, en caso de que esto no se cumpla se utilizarán vigas chatas, de esta forma se aislará las cargas del diafragma.

El uso de losas macizas se debe a la sobrecarga que la norma E020 exige para corredores y pasadizos.

Convencionalmente, el armado de las losas aligeradas sólo considera bastones para momentos negativos, y barras corridas para momento positivo; por lo general, para espesores de 20 cm y luces de 3 a 5m, basta con correr una sola barra de 3/8" y en algunos casos es el acero mínimo quien gobierna el diseño.

### **3.2.-Vigas**

Las vigas son elementos estructurales horizontales que transfieren las cargas de las losas y las transmiten hacia las columnas y muros. Con las columnas y muros de corte, las vigas forman pórticos principales y secundarios. Las dimensiones de la sección de viga están sujetas a los requerimientos mínimos según el tipo de sistema estructural del edificio, en el capítulo 21 de la norma E060 se muestran los requerimientos especiales para sismo. El comportamiento del elemento debe ser dúctil hasta la formación de rótulas plásticas, por lo que se tiene que evitar que ocurran las fallas frágiles como lo es la falla por corte; es por esto que en muchos casos el diseño por capacidad gobierna sobre el diseño por fuerza resistente. Como ya se mencionó anteriormente, los requerimientos del armado de las vigas están relacionados al factor de reducción del sistema estructural, para cumplir con estos, se tendrán los siguientes criterios generales:

- Debe correrse como mínimo 2 varillas de refuerzo en la cara superior e inferior. La cuantía de las varillas debe satisfacer la cuantía mínima para vigas.
- El confinamiento de los extremos de las vigas debe garantizar la formación de rótulas plásticas para lograr una falla dúctil.

Para la estructuración escogida, se usarán vigas cuya relación de peralte/ancho se encuentre cercana a 2; principalmente debido a que las vigas con mayor peralte, tienen mayor capacidad nominal en flexión y corte que vigas de poco peralte.

### **3.3.-Columnas**

Las columnas estarán peraltadas en las direcciones donde se requiera controlar los desplazamientos del edificio, por ejemplo: los pórticos perimetrales paralelos al eje X serán peraltados en la dirección "X", e igualmente con los pórticos paralelos en la dirección "Y"; esto proporciona rigidez lateral en la dirección del peralte. Con el criterio anterior se mejora el comportamiento del edificio ya que dos pórticos en paralelo aportan mayor rigidez torsional al edificio, de esta forma se controlan no sólo los desplazamientos sino también la rigidez al giro en planta del edificio, por lo que los periodos de vibración principales serán menores con respecto a un sistema de columnas cuya relación peralte y ancho sea cercano a 1 (columnas cuadradas). Al igual que en las vigas, el comportamiento debe ser dúctil hasta la formación de rótulas plásticas. Es por esto que en muchos casos el diseño por capacidad gobierna sobre las demandas de fuerza cortante. Los requerimientos de armado de las columnas, al igual que las vigas, están relacionados al factor de reducción (R) del sistema estructural; para cumplir con estos, se tendrán los siguientes criterios generales para la primera verificación de armado:

- La cuantía mínima es 1% y la máxima es 6%.
- Zonas de confinamiento para los extremos de la columna, según el sistema estructural.
- El diseño considerará un comportamiento dúctil.

Por otro lado, se deberá garantizar el anclaje del refuerzo de las vigas, para esto se tendrá en cuenta que dependiendo del diámetro a utilizar se requerirán distintas longitudes de anclajes.

Para sistemas de muros estructurales, las columnas no tienen demandas por corte grandes, son las placas quienes resisten el sismo, por lo que se muchas veces se requiere usar cuantías bajas.

### 3.4.-Placas

Las placas son elementos que proporcionan mayor rigidez lateral, son conocidas como muros de corte, ya que su función principal es tomar la fuerza cortante sísmica en la base de la edificación y en toda su altura. Generalmente se plantean placas que se encuentren posicionadas simétricamente según la geometría de la edificación. En general, su presencia hace que los modos de vibración de la edificación se rigidicen según la dirección de su mayor longitud (presentan menor periodo), y la simetría que presentan (placas en paralelo) se traduce como rigidez en planta. Por lo general, las placas suelen tener núcleos de confinamiento a sus extremos, aunque algunas veces se puede prescindir de estos según el código vigente. En el presente diseño se utilizarán núcleos de confinamiento, aunque los elementos no los requieran debido a que el comportamiento mejora con el uso de estos; y no se incrementa el costo de la edificación.

El armado inicialmente propuesto tendrá las siguientes consideraciones:

- Cuantía vertical en el alma  $R_o = 0.0025$
- Núcleos confinados a  $h/6$ , donde  $h$  representa la longitud total del elemento en el plano de estudio.

En la figura 1.3 se muestra la estructuración escogida, esta estructuración obedece a los criterios antes mencionados teniendo en cuenta algunos criterios de armado según la norma E.060. La sección transversal de los elementos estructurales se calcula en el capítulo de predimensionamiento.

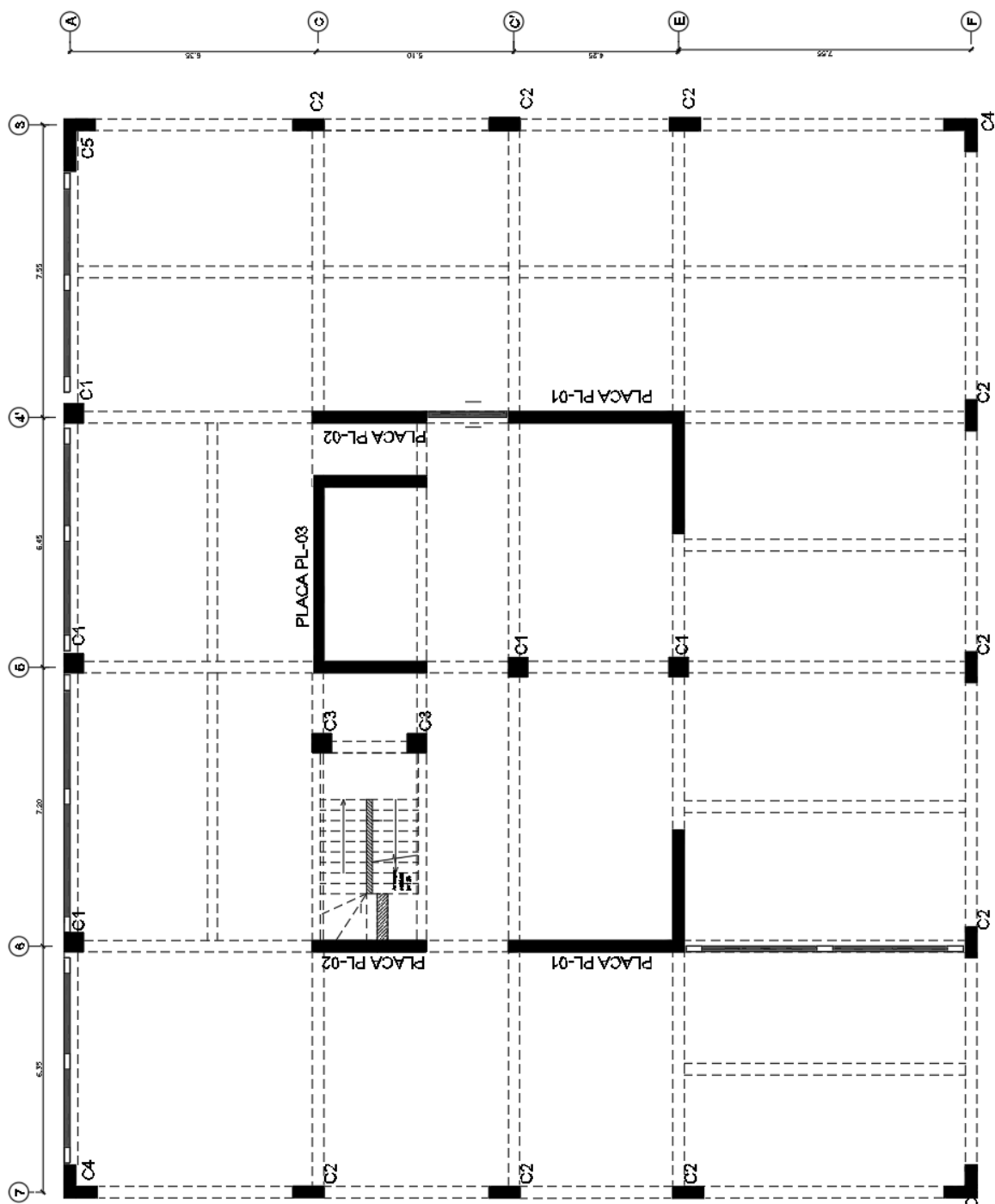


Figura 3-1 Estructuración de Planta típica

## 4. PREDIMENSIONAMIENTO

El predimensionamiento de los elementos estructurales consiste en establecer dimensiones geométricas preliminares para realizar los estudios estáticos y dinámicos. El predimensionamiento tiene que cumplir como mínimo las demandas de servicio, para esto se analizan las secciones brutas de concreto armado, las demandas por servicio son calculadas a partir de la estructuración inicial propuesta ajustándose a las limitaciones de la arquitectura. Los siguientes cálculos siguen el criterio anteriormente señalado y fueron realizados bajo condiciones de servicio.

### 4.1.- Predimensionamiento Losa aligerada

Se considerará lo predispuesto por la norma E060 en el artículo 9.6.2 para no verificar deflexiones:

$$h \geq \frac{l}{25}$$

Las luces de mayor largo se encuentran entre los ejes A, B y C con dimensiones de 6.1 m y 4.75 m, por ello se utilizará aligerado de h=25cm para la luz de 6.1 m. y aligerado de 20cm para las otras losas. A pesar de que se podría usar losas de 17 cm, estas podrían tener problemas de vibración durante su uso (bajo cargas de servicio), por lo que se optó por techar con losas de 20 cm.

Es necesario considerar el uso de ensanches (alternados o corridos) por corte en la transición de losa aligerada de 20 cm a 25 cm debido a que hay una alta concentración de esfuerzos cortantes, a esto se suma la variabilidad de cargas en un edificio de oficinas.

### 4.2.- Predimensionamiento Losa maciza

El predimensionamiento se realizará de acuerdo a las longitudes de las luces, de esta forma a cada comportamiento se le asignan un espesor necesario. La relación de luces para que una losa se comporte en dos direcciones debe ser cercana a 1 y mayores a 7 m. En el caso de la edificación se utilizará sólo losas macizas en las zonas de hall de ascensores y escaleras.

Como las zonas en las que se utilizarán losas macizas sólo trabajaran en una sola dirección, se utilizará la siguiente expresión la corresponde a la norma E060:

$$h = \frac{ln}{40} \text{ o } h = \frac{\text{Perímetro}}{180}$$

Las zonas de losa maciza tienen luces de 2.9 m. en la dirección corta y un perímetro de 20.0 m. El cálculo con las fórmulas anteriores sugiere utilizar losas de 15cm, se utilizarán de 20 cm para uniformizar el encofrado del techo típico. La dirección de menor rigidez será armada con la cuantía mínima

#### 4.3.- Predimensionamiento Vigas

Las vigas principales forman pórticos principales que trabajan por cargas de gravedad y también toman cargas de sismo. A continuación, se dimensionará la Viga V1 considerando un peralte del orden de 1/12 a 1/10 de la luz libre (Blanco, 1994).

VIGA	Luz(m)	Peralte "h" (cm)	Ancho "b" (cm)	h/b
V1	7	0.7	0.3	2.3

Predimensionamiento de Viga V1

Para los ejes principales se tienen vigas con luces de 7.5 metros por lo que se decidió utilizar vigas de .30x.70, una sección de .30x.60 también hubiese sido viable, pero se optó por 0.30x70 debido a que estas presentan mayor capacidad.

También se utilizaron vigas secundarias, estas no tienen responsabilidad sísmica por lo que su diseño sólo involucra cargas de gravedad, este tipo de vigas se han utilizado para reducir las luces de las viguetas en los aligerados. En el edificio se tienen vigas secundarias con anchos luces de 6.5 metros por lo que se eligió una sección de .30x.60.

#### 4.4.-Predimensionamiento de vigas chatas

Estas vigas tienen como función aislar la fuerza cortante que transmiten los tabiques a las losas aligeradas, por lo que su diseño sólo involucra el análisis por cargas de gravedad. Estas deben diseñarse por corte y por flexión según lo estipulado en el código vigente. Se utilizará una sección de .40x.20

#### 4.5.- Predimensionamiento columnas

Las columnas son los elementos estructurales que reciben las cargas de las losas y de las vigas con el fin de transmitirlo hacia la cimentación. Las columnas trabajan a esfuerzos de flexocompresión y forman parte de los pórticos que aportan la rigidez lateral de la estructura. La dimensión mínima para columnas en este sistema estructural es de 25cm, se tendrá en cuenta esta consideración para el cálculo de la sección.

$$\text{Area de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f'c}$$

Columna	Área tributaria (m2)	Carga asumida (tn/m2)	Carga servicio (tn)	Área requerida (cm2)	Área de sección (cm2)
C1	200	1	200	1693	50 x50 =2500

Predimensionamiento de la columna C1

#### 4.6.- Predimensionamiento placas

Se realizará un análisis estático, en el que se considera que los elementos están en traslación pura, las placas toman el 80% de la cortante basal, se analizará la dirección YY; para estos cálculos se considerará el aporte de la placa en volado. Para el cálculo de la cortante basal se está analizando una estructura regular. A continuación, se plantean las siguientes ecuaciones a resolver:

Cortante en la base:

Según los parámetros de la norma E.030:

$$F = \frac{ZUSC}{R} * Wedif$$

Fuerza cortante nominal de la sección:

$$\phi Vc = \phi * Acw * (\alpha * \sqrt{f'c})$$

Dónde:

- $\phi = 0.85$  para elementos sometidos a flexo-compresión
- $Acw = b * d$
- $b = \text{ancho del muro}$
- $d = \text{Longitud del alma}$
- $L = \text{longitud de placa}$
- $\alpha \text{ varía según}$

Rigidez lateral de la placa:

$$K_{placa} = \frac{E}{\frac{h^3}{3I} + \frac{fhE}{GA}}$$

Donde:

- $h$ : Altura del muro (cm)

- I: Inercia de la sección (cm<sup>4</sup>)
- A: Área de sección (cm<sup>2</sup>)
- f: Factor de forma
- E: Módulo de elasticidad
- G: Módulo de corte

Distribuyendo proporcionalmente a la inercia de las secciones de los elementos verticales, se obtiene que la placa representa 23% de la inercia total; se resuelve para  $0.23(V_{\text{basal}})=K(\Delta_{\text{elás}})$  y  $e=0.30$ , se obtiene una longitud de corte de placa de 3.5 metros; por lo que la configuración de la estructuración inicial cumple con el requerimiento de rigidez para el muro estudiado.

## 5. ANÁLISIS SÍSMICO

Según la norma E030 se acepta que el comportamiento de las estructuras incurra en el rango inelástico para solicitaciones sísmicas severas. El diseño sísmico de la estructura está dado por la respuesta que tendrá la estructura bajo estas fuerzas.

Se considera a la estructura como un sistema de diafragmas rígidos con 3 GDL (2 ortogonales de traslación y 1 de rotación), los cuales se traducen a un sistema de masas concentradas y rigideces distribuidas.

El peso sísmico de la estructura depende del tipo de edificación a analizar (ver tabla 4.1)

CATEGORÍAS	CARGA
A y B	CM+0.5CV
C	CM+0.25CV
Depósitos	CM+0.8CV
Azoteas y techos en general	CM+0.25CV
Tanques, silos y estructuras similares	CM+CV

Tabla 5-1 Masas sísmicas

Según el Art. 14 de la E030, el análisis se podrá realizar mediante métodos estáticos (conjunto de fuerzas horizontales) y dinámicos de superposición espectral. En los capítulos 2 y 3 se definen y detallan los siguientes parámetros de respuesta espectral. Para la realización del análisis del edificio, la norma E.030 define los siguientes parámetros:



Factor de zona - Z: es la aceleración de la roca para una región determinada, en el Perú se tienen 4 regiones, La norma plantea 4 zonas geográficas de distintas aceleraciones máximas.

Factor de uso-U: representa el uso que tendrá el edificio a diseñar, edificaciones de uso común se diseñan con  $U=1$ , este factor varía según la importancia de la edificación. Cabe indicar que hay tipos de edificaciones en las que la norma deja abierto el factor de Uso al criterio del diseñador.

Factor de suelo-S: se definen distintas amplificaciones según la calidad del suelo según la zona en que se encuentra la edificación. Este factor se interpreta como la amplificación de la roca sobre el suelo existente.

Factor de amplificación sísmica-C: este coeficiente se interpreta como la amplificación de la estructura debido a la aceleración del suelo. El parámetro depende de 3 factores: periodo de la estructura, periodo del suelo y el periodo de la plataforma del espectro.

Factor de reducción de fuerzas sísmicas-R: factor que depende del sistema estructural utilizado, se detalla en la tabla número 7 de la norma E030. La verificación del factor R de la estructura se realizará mediante el análisis dinámico al verificar las irregularidades de la estructura

## **Peligro Sísmico**

### **Factor de zona (Z)**

Se distinguen 4 zonas según la ubicación geográfica del edificio en estudio; se tiene una aceleración máxima de  $0.45g$  para el edificio en estudio, el cual corresponde a la Zona 4, a continuación se presenta el mapa de zonificación de peligro sísmico en el Perú

ZONAS SÍSMICAS



Figura 5-1 Zonificación sísmica del Perú

La magnitud de la aceleración de la zona 4 se debe a que en el Perú la mayoría de sismos ocurren en el mar, debido a que el país se encuentra en el cinturón de fuego del pacífico; lo cual ocasiona intensa actividad sísmica.

**Perfil de suelo (S,  $T_p$ ,  $T_I$ )**

Para el estudio se consideró un suelo de muy buena calidad, este suelo encaja bajo el perfil S1, el cual según la siguiente tabla tiene una amplificación de 1. Cabe resaltar que es necesario un estudio de Mecánica de Suelos (EMS) para clasificar el perfil del suelo. En la siguiente tabla se muestra el factor de suelo (S) escogido:

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla 5-2 Factor de Suelo S1

La determinación de los periodos  $T_p$  y  $T_l$ , se realiza mediante el siguiente cuadro:

Tabla N° 4 PERÍODOS " $T_p$ " Y " $T_l$ "				
	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

Figura 5-2 Determinación de los periodos " $T_p$ " y " $T_l$ "

### Función C vs T:

Con los parámetros obtenidos, se construirá la función, utilizando las siguientes expresiones:

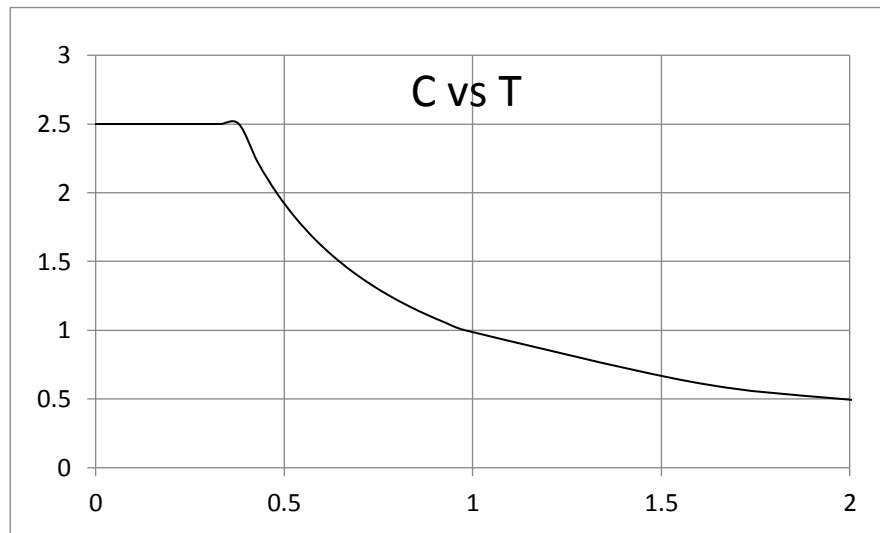


Figura 5-3 Construcción de la Función C vs T

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

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

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

La función que define el valor de "C" para la edificación en estudio varía directamente con respecto al periodo de la estructura, para valores de periodos entre 0.4 y 2.5; finalmente para valores menores 0.4 s, C es constante e igual a 2.5. Es esta función quien finalmente define el espectro de pseudo aceleraciones.

## Caracterización de la estructura

### Factor Uso (U):

las oficinas se consideran de uso común (D), por lo que su factor U es igual a 1. Esto se traduce en que las restricciones de diseño no son tan exigentes como para una edificación cuyo uso estará orientado al servicio público (Edificaciones Esenciales) como colegios, hospitales, etc.

### Coefficiente de reducción (Ro):

El sistema estructural de nuestra edificación se clasifica como una estructura de muros estructurales, para este sistema la norma E.030 propone un factor de reducción igual a 6. La clasificación y sus respectivos factores de reducción se resumen en el siguiente recuadro:

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción $R_o$ (*)
<b>Acero:</b>	
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
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada.</b>	3
<b>Madera (Por esfuerzos admisibles)</b>	7

Tabla 5-3 Factor de reducción "R"

Luego de realizar el análisis, es necesario realizar la verificación de la distribución de fuerza cortante en la base del edificio, para los muros este debe ser por lo menos el 70% de la fuerza cortante basal de la edificación.

Se deberá verificar si el sistema estructural es permitido en la zona que se encuentra:

Tabla N° 6 CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES		
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.

Tabla 5-4 Categoría del sistema estructural

### Factores de irregularidad (Ia, Ip):

Los factores de irregularidad se expresan como reducciones de ductilidad de la estructura, lo que finalmente resulta en mayores fuerzas en la base de la edificación, y por consecuencia afecta directamente al costo de la edificación.

Se establecen 7 criterios para evaluar un edificio como irregular, estos criterios derivan de fallas comunes después de sismos severos. Según el tipo de edificación y la zona en la que se encuentra, no se permiten algunos tipos de irregularidades.

A continuación, se muestran las posibles irregularidades para el edificio en estudio:

**Irregularidad de piso blando:** tipo de falla muy común en edificaciones de estacionamientos en el primer nivel, debido a que los pisos superiores conforman mayor volumen, en términos de rigidez y masa. el criterio de la norma actual compara rigideces de entrepisos, este tipo de irregularidad es permitido en la zona 4. Para el caso en estudio, no existe discontinuidad de los elementos estructurales, el primer nivel es más alto que los demás entrepisos por lo cual la falla de piso blando tiene baja de probabilidad de ocurrencia.

**Irregularidad de piso débil:** la resistencia frente a fuerzas cortantes no debe ser menor que el 80% del piso inmediato superior, este criterio es muy similar al de piso blando, en donde la falla se puede dar en un piso inferior debido a que la concreción de carga se encuentra en pisos superiores.

**Irregularidad Torsional:** la cual mide la relación entre el desplazamiento máximo de un entrepiso sobre el desplazamiento promedio de los extremos del mismo

entrepiso. Es necesario evitar este tipo de irregularidad debido a que se inducen fuerzas torsoras desconocidos sobre los elementos. Generalmente este tipo de irregularidad se obtiene por una distribución asimétrica de elementos rígidos en planta. La norma E030 indica que la irregularidad torsional extrema no esta permitida en la zona 4.

Finalmente el valor de reducción “R” de la estructura será el obtenido de  $R_o(l_a)(l_p)$ .

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad $I_a$
<p><b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b> Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p><b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b> Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,75
<p><b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p><b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,50
<p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b> Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 23, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90

Tabla 5-5 Factores de irregularidad en altura

Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad $I_p$
<p><b>Irregularidad Torsional</b> Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (<math>\Delta_{max}</math>) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta_{prom}</math>). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p> <p><b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (<math>\Delta_{max}</math>) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta_{prom}</math>). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,75
<p><b>Esquinas Entrantes</b> La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0,90
<p><b>Discontinuidad del Diafragma</b> La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0,85

Tabla 5-6 Factores de irregularidad en planta

## Espectro de Diseño.

El espectro de diseño representa la respuesta obtenida para la edificación según un registro histórico de terremotos de la zona, estos son representados en función los parámetros sísmicos del sistema en estudio.

La construcción del espectro inelástico para la edificación en estudio se obtendrá al escalar la función que define el parámetro “C” con los factores característicos de la edificación Z, U, S y “R”; estos valores en conjunto representan la aceleración máxima de la masa vibrante total de la estructura.

En el inciso 4.6.2 se indica el uso de la siguiente expresión para la obtención de espectro:

$$S_a = \left( \frac{ZUSC}{R} \right) g$$

Para la realización del primer análisis dinámico se consideró que la edificación es regular, por lo que no se aplicará las reducciones por irregularidades al factor R, cabe indicar que en caso la edificación no cumpla con el valor inicial de R asumido, se tendrá que realizar un nuevo espectro de pseudo aceleraciones, según el factor de irregularidad que le(s) corresponda; y verificar las respuestas obtenidas cumplan con los criterios de irregularidad aplicados.

A continuación, se muestra el espectro, para una estructura con un factor de reducción  $R=6$  (sin reducciones por irregularidad):

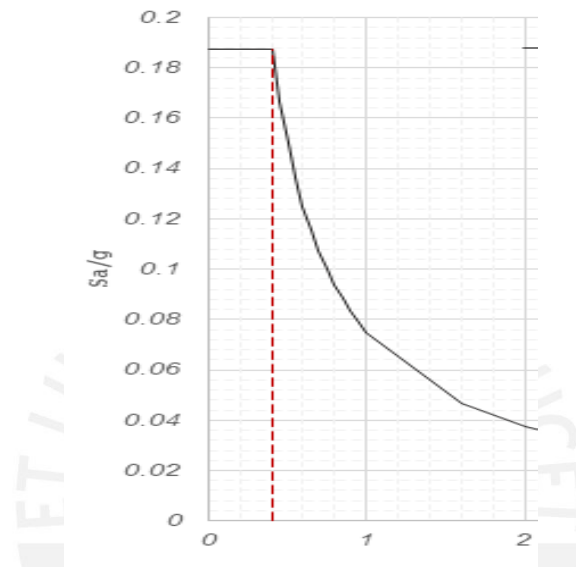


Figura 5-4 Construcción del espectro de Diseño: Espectro de Diseño  $R=6$  ( $T_r=500$  años)

El espectro corresponde a una edificación con periodo "T" y 5% de amortiguamiento.

Se muestra que para rigideces muy bajas la edificación tendrá periodos cercanos a 0, lo que se traduce en desplazamientos y fuerzas internas bajas, por lo que la aceleración máxima de la edificación será casi igual a la del terreno. En cambio, para periodos muy largos la aceleración tendrá su valor más bajo, pero los valores de desplazamiento y velocidades máximas serán muy altos.

## Masa sísmica

A continuación se muestra en la tabla 4.6.1 el resumen de las masas sísmicas obtenidas del programa utilizado para el análisis, los parámetros introducidos en el programa obedecen a lo requerido por la norma E30, para edificaciones tipo C (CM+0.25CV).

Piso	Peso(ton)
7	518
6	600
5	600
4	600
3	600
2	600
1	609

Figura 5-5 Masas sísmicas

En la tabla 4.6.2 se muestra la masa de la estructura por metro cuadrado de área techada, esta se encuentra dentro del rango esperado como se puede apreciar.

Peso total	4200	ton
Área Techada/piso	585.8	m <sup>2</sup>
Área techada total	4101	m <sup>2</sup>
Peso/m <sup>2</sup>	1.04	ton/m <sup>2</sup>

Figura 5-6 Masa de la estructura por metro cuadrado

## Modelo matemático

El modelo matemático de la estructura se realizará utilizando el programa Etabs, se considera las siguientes hipótesis generales para el modelo:

- La rigidez de la estructura obedece a las propiedades de las secciones brutas de concreto sin fisurar.
- No se consideran los esfuerzos por retracción y flujo plástico para el análisis.
- Se ha utilizado elemento tipos "Frame" para vigas y columnas, "Shell" para placas y "Membrane" para los diafragmas.
- Las cargas de los elementos secundarios fueron asignados a los elementos principales, mediante cargas puntuales y distribuidas
- No se considera el efecto constructivo.



- La incertidumbre de torsión del modelo se expresa como una excentricidad accidental en cada uno de los diafragmas.

A continuación, se desarrollará el procedimiento de análisis para la edificación:

### 5.1. Análisis estático

Este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección de análisis, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \left(\frac{ZUCS}{R}\right)W_{edif}$$

Donde el valor de C/R no deberá considerarse menor que 0,125. Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i, correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$f_i = \alpha_i * V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum P_j(h_j)^j}$$

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:

a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: k = 1,0.

b) Para T mayor que 0,5 segundos: k = (0,75 + 0,5 T) ≤ 2,0.

Con los pesos estimados por piso, la norma permite estimar el periodo fundamental de la estructura "T" mediante la expresión de Rayleigh:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i(d_i)^2}{g \sum f_i(d_i)}}$$

Donde:

f<sub>i</sub>: es la fuerza lateral en el nivel i correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.

$d_i$ : es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel  $i$  en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas  $f_i$ . Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

## 5.2. Análisis dinámico

Los modos de vibración podrán determinarse mediante un modelo de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas; los modos evaluados corresponderán a cada grado de libertad asignado a la estructura; en donde la participación de cada modo en el comportamiento de la estructura se representará mediante el porcentaje de masa participativa, este ratio corresponde al nivel de participación del modo sobre el comportamiento de la estructura.

Según la norma E030, el análisis modal deberá considerar como mínimo los modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero para la superposición de respuestas se debe tomar en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en cada dirección de análisis.

La respuesta elástica de cada modo de vibración corresponde al espectro de pseudo aceleraciones obtenido mediante la siguiente expresión, en el cual es el parámetro “C” quien varía según el periodo de cada modo de vibración:

$$S_a = \frac{ZUSC}{R}$$

La respuesta máxima se estimará mediante procedimientos de combinación espectrales:

- Combinación Cuadrática Completa (CQC),
- o la expresión alternativa dada por la norma E030 en el inciso 4.6.3

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Donde  $r$  representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

### 5.3. Modelo Sísmico - Análisis estático

Es necesario realizar un análisis de traslación pura para la edificación en estudio debido a que se necesita interpretar de mejor forma el comportamiento sísmico del edificio y también tener un mejor entendimiento de los resultados dinámicos, para esto se fijará las siguientes restricciones en el programa:

- Sólo se analizará una dirección a la vez, por lo que se tendrá que restringir la otra dirección mientras se analiza una.
- Para que se cumpla traslación pura, es necesario restringir los giros en los diafragmas.

El periodo del edificio se obtuvo mediante la expresión alternativa indicada en el inciso 4.5.4 de la norma E030. La distribución de fuerzas obedece a un periodo asumido de 0.5s. En la tabla 5.1 se muestra la distribución de fuerzas asumidas para la dirección XX:

PISO	P(ton)	Hi(m)	P*Hi	alfa	fi(ton)
7	518	23.7	12472.5	0.217	131
6	598	20.4	12384.5	0.216	130
5	600	17.1	10406.7	0.182	109
4	600	13.8	8389.4	0.146	88
3	576	10.5	6119.5	0.107	65
2	600	7.2	4362.9	0.076	46
1	609	3.9	2391.3	0.042	25

Tabla 5-7 Distribución de fuerzas sísmicas estáticas-XX

Aplicando la expresión de Rayleigh para el cálculo del periodo estático, se obtiene los siguientes resultados:

PISO	dxx(mm)	P(d^2)	fi(d)
7	17.5	158637.5	2292.2
6	15.1	136350.0	1965.3
5	12.8	98888.5	1405.3
4	9.9	58901.1	875.3
3	6.9	27328.1	444.5
2	4.0	9667.3	185.0
1	1.6	1482.1	39.5

Tabla 5-8 Cálculo de periodo estático-XX

Remplazando los resultados en la expresión, se obtiene:

$$T=2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i \cdot d^2}{g \cdot \sum f_i \cdot d}} = 0.52 \text{ s}$$

A continuación, la siguiente tabla muestra el periodo calculado por el programa mediante métodos dinámicos para el caso estático en la dirección XX:

Modo	Periodo	Masa
	(s)	Participativa
1	0.52	83%

Resultados del análisis estático XX

Como se puede apreciar que en la dirección XX, se tiene que el 83% de la masa participativa se encuentra en el modo principal de vibración, cuyo periodo fundamental es 0.52 s, el resultado de la fórmula es compatible con el resultado del programa utilizado. Cuando se realice el análisis dinámico se podrá comparar los periodos obtenidos y su respectiva masa participante en sus principales modos de vibración.

PISO	P(ton)	Hi(m)	P(Hi)	alfa	fi(ton)
7	518	23.7	12671.4	0.214	127
6	598	20.4	12572.7	0.213	126
5	600	17.1	10555.5	0.179	106
4	600	13.8	8500.2	0.144	85

3	576	10.5	6191.9	0.106	62
2	600	7.2	4406.1	0.075	45
1	609	3.9	2407.6	0.041	25

Tabla 5-9 Resultados del análisis estático XX ( $t=0.52$  s)

En la tabla 5.5 se muestran los desplazamientos generados en cada diafragma para el caso estático XX; se observa en Tabla 5.5 que el desplazamiento relativo de entrepiso es mayor en los pisos intermedios, esto se traduce en mayores fuerzas internas entre los elementos correspondientes a los niveles 3,4 y 5, por lo que los elementos críticos a diseñar se encontrarán en los niveles anteriormente señalados.

PISO	$f_i$ (ton)	$D_{xx}$ (mm)
7	127	18.0
6	126	16.7
5	106	14.2
4	87	12.6
3	62	7.9
2	50	4.6
1	32	2.8

Tabla 5-10 Fuerzas y desplazamientos estáticos elásticos XX

Igualmente, se obtiene los siguientes periodos mediante métodos dinámicos para el caso estático en la dirección YY:

Modo	Periodo	Masa
	(s)	Participativa
1	0.42	92%

Resultados análisis estático YY

En la dirección YY, se tiene que el 92% de la masa participativa se encuentra en el modo principal de vibración, cuyo periodo fundamental es 0.42 s; el periodo del modo principal de vibración corresponde al periodo natural de la estructura, esto debido a que la masa participativa en este periodo sugiere que la estructura tendrá un comportamiento casi en traslación pura para el caso del sismo estático. Cuando se realice el análisis dinámico de la estructura se podrá verificar el comportamiento ya mencionado de la estructura.

A continuación se muestran las fuerzas y desplazamientos asociados al caso estático YY, se observa que el desplazamiento relativo de entrepiso es mayor en los pisos intermedios, esto se traduce en mayores fuerzas internas entre los elementos correspondientes a los niveles 3 y 4, por lo que los elementos críticos a diseñar se encontrarán en los niveles anteriormente señalados.

Piso	fi (ton)	Dyy (mm)
7	172	20.2
6	169	17.7
5	144	14.8
4	134	11.5
3	95	8.0
2	65	4.6
1	35	1.8

Tabla 5-11 Fuerzas y desplazamientos estáticos elásticos YY

#### 5.4. Fuerzas Cortantes Estáticas:

Con los periodos calculados se procederá a calcular las cortantes estáticas; para esto se definirán los parámetros sísmicos para esta edificación en particular.

Parámetros sísmicos	Txx=0.52 (s)	Tyy=0.42 (s)
Z	0.45	0.45
U	1	1
C	1.92	2.22
S	1	1
R	6	6
V basal (ton)	590	640

Tabla 5-12 Fuerzas cortantes estáticas

#### 5.5. Modelo Sísmico - Análisis dinámico

Para analizar el edificio se usó el programa ETABS 2016. Este modelo servirá para realizar el análisis modal y dinámico. Respecto a la elaboración del modelo es importante apuntar que:

- Se consideró un solo diafragma para cada piso, asignando 3 GDL. Se tendrán 7 diafragmas y 21 GDL en total.
- Se consideró 5% de excentricidad accidental en cada diafragma.
- Debido a que el suelo tiene buena capacidad portante, se empotraron todas las columnas y placas en sus bases.
- Se utilizó concreto 210 kg/cm<sup>2</sup> y  $E_c=2.17 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>
- La superposición de respuestas se realizó mediante CQC.

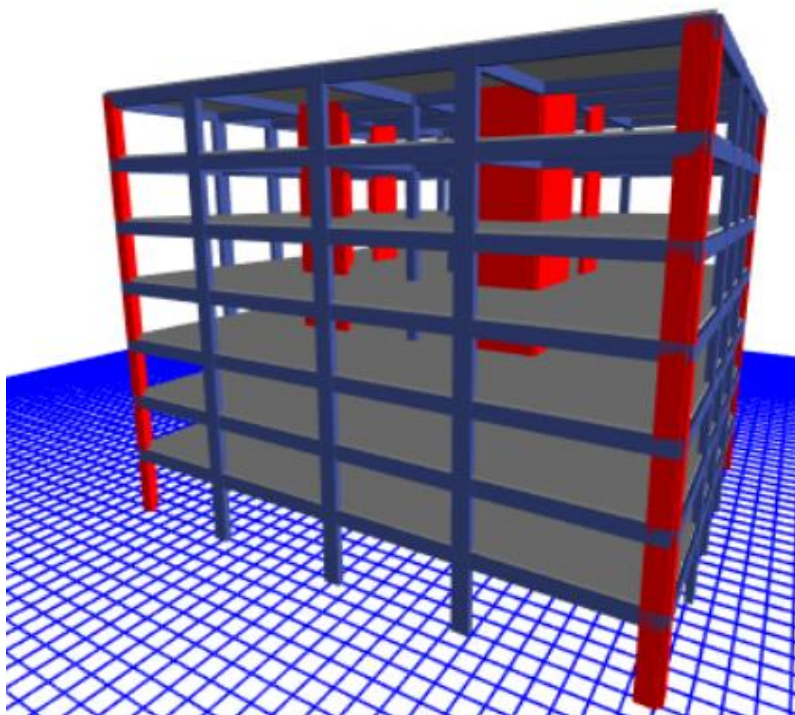


Figura 5-7 Modelo en Etabs 2016

### 5.6. Modos principales de Vibración

Los periodos fundamentales son aquellos que presentan mayor porcentaje de participación en cada dirección de la estructura. Se observa que para XX el periodo es 0.52 s y presenta un porcentaje de participación de 64%, y para YY el periodo 0.42s presenta un porcentaje de 70%, siendo los modos más importantes. A priori, se puede ver que los periodos son coherentes con el sistema estructural, ya que se tiene mayor presencia de placas en YY, era de esperarse que en esta dirección se presente un periodo menor que en XX.

Modo	Periodo	Masa Participativa	Masa Participativa
	(s)	XX (%)	YY(%)
1	0.52	64	27
2	0.45	9	3
3	0.42	1	70

Tabla 5-13 Modos de vibración, periodos y masas participativas

A diferencia del análisis estático, el procedimiento dinámico tiene una menor masa participativa con el mismo periodo, esto significa que el sismo dinámico presenta menor cortante basal; esta diferencia en la masa participativa se debe a que bajo condiciones dinámicas la estructura no solamente debe su desplazamiento en XX a las fuerzas en ese eje, sino también existe participación de la respuesta en el YY y la rotación de la estructura, estos modos superiores son representados alrededor del 30% del comportamiento de la estructura. La respuesta del eje YY y la rotación del sistema se debe a la presencia de placas en forma de "L", cuya forma geométrica hace que se induzcan desplazamientos en ambos sentidos cuando se analiza la estructura independientemente en cada dirección.

Se necesita amplificar la respuesta dinámica para obtener una respuesta similar a la obtenida en el análisis estático. Debido a que se trata de una estructura regular de pocos niveles, el factor de amplificación no será importante.

En la tabla 5.10 se puede apreciar los centros de Masa y centros de rigidez de la estructura. El cálculo del programa muestra que hay excentricidades menores al 5% de la longitud de la planta general, por lo cual no se producirán momentos torsionales importantes en el edificio.

PISO	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	ey
	m	m	m	m		
1	14.0	11.5	12.4	11.3	1.4	0.2
2	14.0	11.5	12.8	11.7	1.2	-0.2
3	14.0	11.5	13.0	12.2	1.0	-0.7
4	14.0	11.5	13.2	12.4	0.8	-0.9
5	14.0	11.5	13.4	12.4	0.6	-0.9
6	14.0	11.5	13.5	12.4	0.4	-0.9
7	13.8	10.9	13.7	12.4	0.1	-1.5
promedio					0.5	-1.1

Tabla 5-14 Centros de masa, centros de rigidez y excentricidad promedio.



## 5.7. Irregularidades

Con las hipótesis presentadas en el modelo matemático y los parámetros de diseño, se presentan a continuación los desplazamientos y derivas obtenidos. A continuación, se verificará que la estructura es regular en planta.

Irregularidad de torsión: En la tabla 5.11 y 5.12 se muestra que la relación entre el desplazamiento máximo inelástico y el desplazamiento promedio inelástico de la estructura para la dirección XX e YY respectivamente, estas son menores a 1.3, con esto se verifica que no existe irregularidad torsional:

PISO	Dx máx	Dx prom	Dprom/Dcm
	mm	mm	<1.3
7	7.9	7.6	1.04
6	9.1	8.7	1.05
5	10.1	9.5	1.06
4	10.6	10.0	1.06
3	10.2	9.6	1.07
2	8.8	8.2	1.07
1	5.5	5.2	1.06

Tabla 5-15 Verificación de irregularidad XX

Igualmente verificando la regularidad en la dirección YY:

PISO	Dy máx	Dy prom	Dprom/Dcm
	mm	mm	<1.3
7	7.16	6.44	1.11
6	8.19	7.43	1.10
5	9.05	8.24	1.10
4	9.32	8.60	1.08
3	8.64	8.15	1.06
2	7.70	7.20	1.07
1	5.09	4.64	1.10

Tabla 5-16 Verificación de irregularidad YY

Se procede a verificar las derivas En ambas direcciones:

DIAFRAGMA	Derivas máx.	
	X	Y
D7	0.0014	0.0023
D6	0.0027	0.0027
D5	0.0031	0.0030
D4	0.0032	0.0032
D3	0.0031	0.0031
D2	0.0028	0.0027
D1	0.0024	0.0014

Tabla 5-17 Derivas máximas inelásticas

Se obtiene que la estructura es regular en planta, por lo que se verifica que el valor de  $R=6$ . Las derivas están por debajo del 0.007, si se hubiese evaluado la edificación bajo la E030 del 2016, el criterio de irregularidad torsional no hubiese aplicado debido a que las derivas se encuentran por debajo del 50% de la máxima deriva para concreto armado; si el edificio tuviese 2 pisos más que el presente alcance, las derivas máximas se superarían y tendría que verificarse el criterio de torsión para la nueva estructura, lo más probable es que se trate de una estructura irregular debido a que los desplazamientos máximos en los pórticos laterales no están arriostrados por muros de corte que controlen el desplazamiento.

### 5.8. Cortantes Dinámicas

A continuación, se procedió a analizar las cortantes basales resultantes de la combinación CQC de los 21 modos de vibración de la estructura. En la siguiente tabla se muestran las cortantes basales en cada piso para los sismos en la dirección XX e YY.

CASO	Fx	My(base)
	Tonf	tonf-m
SISMOXX	480	8150

$$V_{dinámicaXX} = (480/4105)\%P = 11.7\% \text{Peso}$$

CASO	Fy	Mx(base)
	tonf	tonf-m
SIMOYY	550	9930

$$V_{dinámicaYY} = (550/4105)\%P = 13.4\% \text{Peso}$$

## 5.9. Factores de Escala

Fuerza Cortante Mínima: 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 en el análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares, de no cumplir con los valores mínimos se escalará los valores de forma proporcional.

- $f_x = 0.8V_{est}/V_{din} = 0.8 \cdot 590/450 = 1.05$
- $f_y = 0.8V_{est}/V_{din} = 0.8 \cdot 685/550 = 1$

No se requiere amplificar el sismo dinámico en la dirección YY, debido a que el comportamiento dinámico presenta una masa de participación muy similar al caso estático.

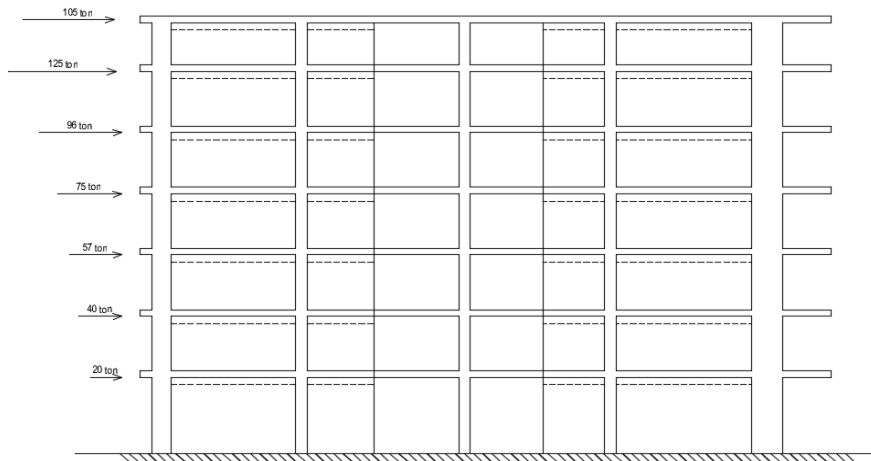


Figura 5-8 Fuerzas laterales dinámicas "XX" en los diafragmas

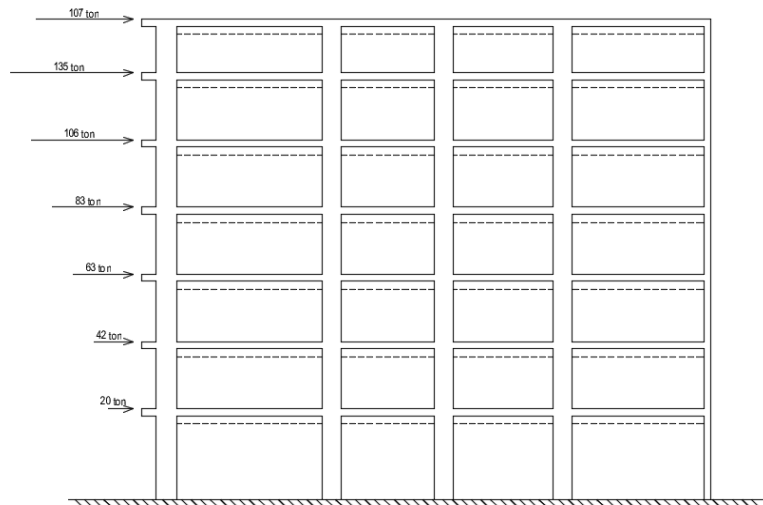


Figura 5-9 Fuerzas laterales dinámicas "YY" en los diafragmas

## 6. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

El diseño de las losas aligeradas se realizará tanto por flexión como por corte, el uso de ensanches se utilizará donde los momentos o fuerzas nominales de la sección no sean suficientes para resistir las solicitaciones últimas, para el cálculo de las solicitaciones últimas se utilizará la siguiente combinación de carga que exige la norma E060:

$$\text{Carga últ.} = 1.4\text{CM} + 1.7\text{CV}$$

El peralte de las losas que se utilizó fue de 20 cm, a continuación, se muestra la sección a analizar y la siguiente tabla de propiedades (Ottazzi, 2001), estas cuantías han sido calculadas en base a la norma E060:

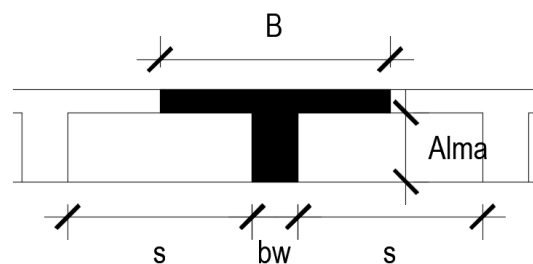


Figura 6-1 Sección de losa aligerada

$$f'c=210 \text{ kg/cm}^2 \quad fy=4200 \text{ kg/cm}^2$$

Peralte(h) cm	Peralte efect. (d)	Ig cm <sup>4</sup>	M+cr kg-m	M-cr kg-m	As+min cm <sup>2</sup>	As-min cm <sup>2</sup>	A+sb cm <sup>2</sup>	A-sb cm <sup>2</sup>
17	0.14	7275	185	370	0.34	0.91	9.35	2.97
20	0.17	11800	260	505	0.41	1.01	10	3.61
25	0.22	22700	405	750	0.53	1.15	11.05	4.67
30	0.27	38430	580	1030	0.65	1.28	12.11	5.74

Tabla 6-1 Propiedades de viguetas típicas

Dónde:

Ig= momento de inercia de la sección no fisurada

M+cr= momento de agrietamiento positivo( $f_r=2 \cdot f'c^{0.5}$ )

M-cr = momento de agrietamiento positivo( $f_r=2 \cdot f'c^{0.5}$ )

A+s min= Acero positivo mínimo E060 10.5.2 ( $0.24\% \cdot 10 \cdot d$ )

A-s min= Acero negativo mínimo E060 10.5.2 ( $f_i M_n = 1.2 M_{cr}$ )

Asb= Acero balanceado mapa M+ y M-

Luego de hallar las cantidades máximas y mínimas de acero permitido, se procederá a hallar la cantidad de acero necesario ( $A_s$ ) para resistir los momentos últimos ( $M_u$ ) obtenidos del análisis. Para ello se utilizaron las siguientes ecuaciones:

$$M_u = 0.9 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right); \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}; \quad a = 0.85 * c$$

Dónde:

- b: es el ancho en compresión
- d: peralte efectivo
- a: la altura del bloque de compresiones

### Diseño por corte

Para el diseño por corte se tomó en cuenta las fuerzas cortantes últimas ( $V_u$ ) obtenidas del análisis estructural a una distancia "d" (peralte efectivo) de la cara del apoyo.

La fuerza cortante última, según la norma, no debe ser mayor o igual a la resistencia al corte del concreto ( $\phi V_c \geq V_u$ ). La resistencia del concreto debe ser sin considerar el aporte del acero, dado que las viguetas de las losas aligeradas no llevan estribos. La resistencia al corte se halló con la siguiente expresión:

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

### Vigueta a analizar

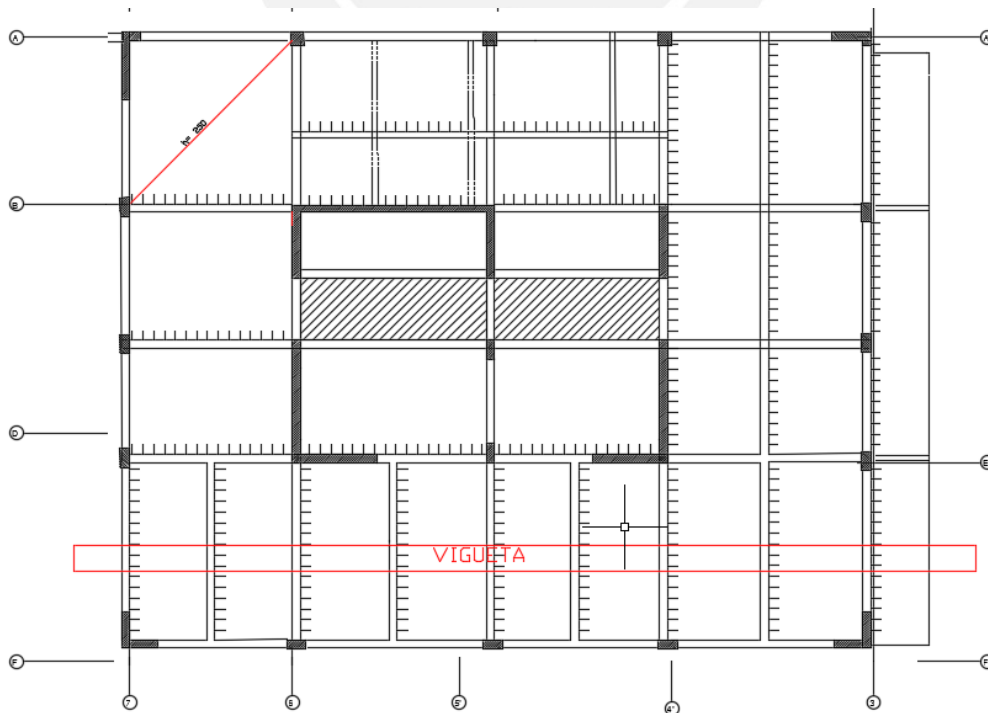


Figura 6-2 Tramo de vigueta para análisis

## 6.1 Metrado de cargas

Para el metrado de cargas se consideró las disposiciones de la norma E020, las cuales se resumen en la siguiente tabla:

CARGAS		carga kg/m <sup>2</sup>	ancho m	carga kg/ml	Wu kg/ml
CM	PP	300	0.4	120	224
	p.t	100	0.4	40	
CV	s/c	250	0.4	100	204
	tab. Móvil	50	0.4	20	
			1.4CM+1.7CV		428

Tabla 6-2 Metrado de cargas vigueta

## 6.2 Diseño de vigueta

Cálculo de momentos últimos y cuantías positivas:

Coeficientes(extremos)	Ln	Mu+	As+	φ colocado
1/11	2.9	0.33	0.52	φ 3/8"
	3.5	0.48	0.76	φ 3/8"
Coeficiente(centrales)	Ln	Mu+	As+	φ colocado
1/16	2.9	0.22	0.34	φ 3/8"
	3	0.24	0.38	φ 3/8"
	3.3	0.29	0.45	φ 3/8"
	3.5	0.33	0.52	φ 3/8"

Tabla 6-3 Momentos últimos

Cálculo de momentos últimos y cuantías negativas:

Coeficientes (extremos)	Ln(m)	Mu- (ton.m)	As- (cm <sup>2</sup> )	φ colocado
1/11	2.9	0.33	0.53	φ3/8"
	3.5	0.48	0.8	φ8mm+ φ8mm
Coeficientes (centrales)	Ln	Mu-	As-	φ colocado
1/10	2.9	0.36	0.58	φ3/8"
	3	0.39	0.63	φ3/8"
	3.3	0.47	0.77	φ8mm + φ8mm
	3.5	0.52	0.86	φ8mm + φ8mm

Tabla 6-4 Diseño por flexión de aligerado

Se calcula el M- en el volado, para un ancho de 40 cm:

$$M_u = 1.28 \text{ ton-m, en 40 cm de ancho}$$

$$\phi M_n = 1.40 \text{ ton-m}$$

$$A_s = 2.1 \text{ cm}^2$$

Equivale a colocar  $2 \phi 3/8" @0.20 + 1 \phi 3/8" @0.40$ (bastón)

Verificación por corte:

Capacidad de corte	
$V_u = \phi(V_c + V_s)$	1.10 ton
$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17$	1.10 ton

Tabla 6-5 Resistencia a fuerza cortante de Aligerado

## 7. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Para el diseño de la losa maciza se recurrió a analizar la dirección más corta, el análisis también se puede realizar mediante elementos finitos debido a que existen esfuerzos en las dos direcciones pero a pesar de esto la dirección corta es la que resulta más esforzada y la que gobierna el diseño, el uso de elementos finitos resulta conveniente cuando se analizan losas con una relación de luces entre 0.5 y 1.

Como se mencionó anteriormente, la losa maciza se encuentra apoyada sobre vigas. Dicha área corresponde a un corredor de uso público que sirve de entrada a las oficinas, por ello la carga viva a usar será de 400 Kg/ m<sup>2</sup>.

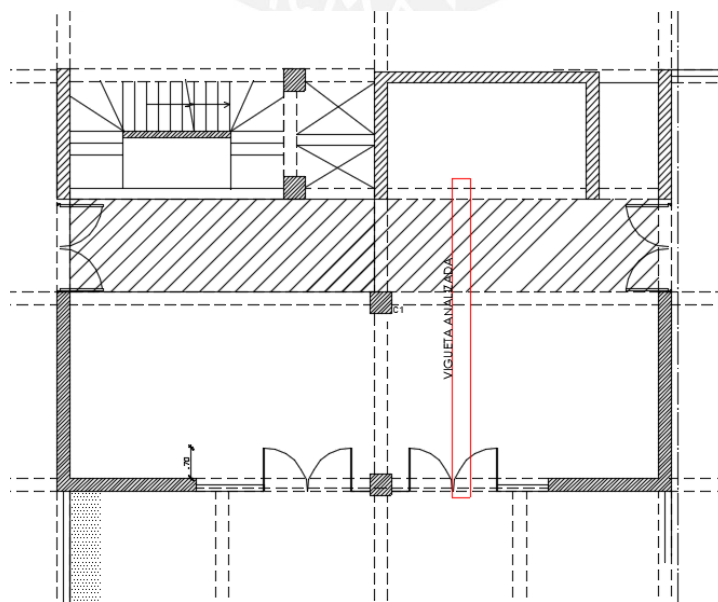


Figura 7-1 Vigueta típica de losa maciza a diseñar

## 7.1 Metrado de cargas

La vigueta a metrar tendrá ancho de 40 cm, las cargas muertas consideran el peso propio y el peso para 5 cm de piso terminado, y se considera una sobrecarga correspondiente a pasadizos.

CARGAS		carga kg/m <sup>2</sup>	ancho m	carga kg/ml	Wu kg/ml
CM	PP	480	0.4	192	325
	p.t	100	0.4	40	
CV	s/c	400	0.4	160	272
				1.4CM+1.7CV	600

Tabla 7-1 Metrado de cargas-loza maciza

Modelo a utilizar:

Se utilizará el siguiente modelo de análisis de una vigueta simplemente apoyada de 40 cm de ancho con sección variable en cada tramo, donde el primer tramo corresponde a la vigueta de aligerado (E,K1) y el segundo corresponde a la vigueta de la losa maciza (E,K2).

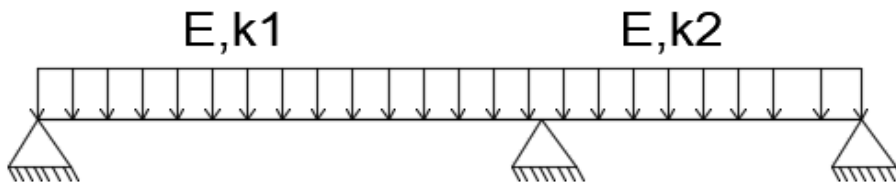


Figura 7-2 Modelo de losa maciza

A continuación, se muestra los diagramas de fuerzas cortantes y momentos flectores, obtenidos:

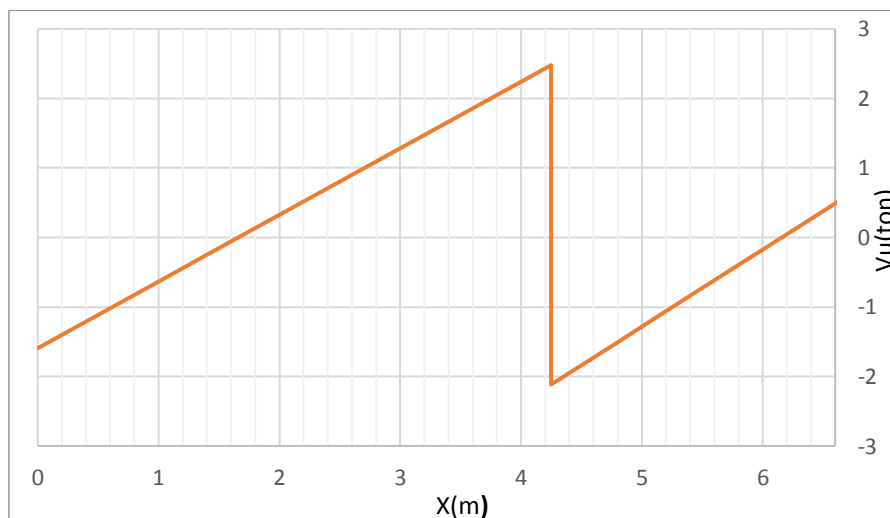


Figura 7-3 Diagrama de Fuerzas Cortantes-loza maciza



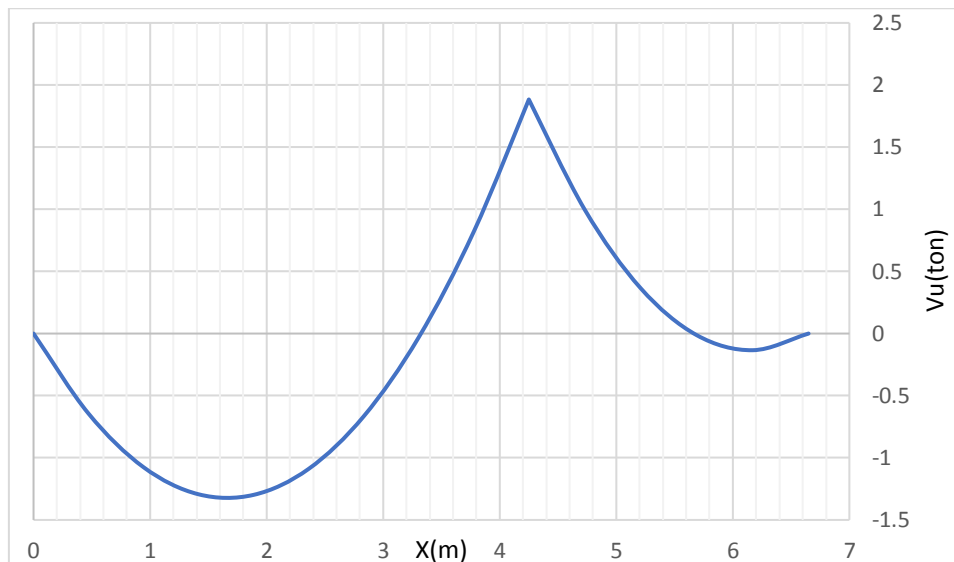


Figura 7-4 Diagrama de Momento Flector – losa maciza

### Diseño de Vigüeta

De los diagramas se obtiene las sollicitaciones últimas para realizar los diseños correspondientes, se tendrá en cuenta que para el armado sólo se dispondrá de una doble malla con el uso de bastones en caso sea necesario. Para el caso del diseño por corte no se dispondrá de algún refuerzo adicional.

#### Diseño por flexión:

Mu-	As-	Asmin-	As colocado
ton.m	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	
1.5	1.98	3.6	$\phi 3/8'' @ .20m$
Mu+	As+	Asmin+	As colocado
ton.m	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	
0.7	1.1	3.6	$\phi 3/8'' @ .20m$

Tabla 7-2 Diseño por flexión de losa maciza

#### Diseño por corte:

$\phi Vc$	
$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 40 * 17$	4.4 ton
$Vu = 2.4 - 0,17 * 1.492$	1.8 ton

Tabla 7-3 Verificación por corte en losa maciza

No se necesita aporte del acero para tomar la fuerza cortante, se verifica que el concreto puede tomar la fuerza cortante última y por lo tanto no hay necesidad de que la losa sea de mayor peralte.

## 8. DISEÑO DE VIGAS

En el diseño de vigas chatas y vigas secundarias sólo involucró en análisis de las cargas de gravedad, para el análisis se utilizó una viga simplemente apoyada con sus respectivas cargas. Para el análisis de las vigas chatas y secundarias, al igual que las losas aligeradas, se consideraron solo los efectos de las cargas de gravedad (muertas y vivas).

Para el análisis y diseño de las vigas principales se requiere elaborar la envolvente con las combinaciones de cargas dispuestas en la norma E060.

Se realizará el diseño por capacidad debido a que se debe asegurar la falla dúctil sobre una frágil en los elementos, la norma E060 propone la siguiente expresión para el cálculo de la cortante última de capacidad:

$$V_{uc} = \frac{\sum Mn}{Ln} + V \text{ isostático}$$

El diseño por capacidad tiene como hipótesis la formación de rótulas plásticas en los extremos de los elementos, tal que las cortantes están dadas por la expresión ya antes descrita la cual corresponde a una viga bi-articulada en la cual actúan las cargas últimas y los momentos nominales producidos en cada extremo de la viga.

También existen disposiciones adicionales para el armado de estos elementos, los cuales se disponen en el capítulo 21 de la norma E060.

### 8.1. VIGA CHATAS

Las vigas chatas serán empleadas en el caso de la existencia de tabiques de albañilería o cargas secundarias importantes que sean paralelos a la dirección del aligerado.

A continuación, se muestra un ejemplo de una viga chata a analizar de sección de .40x.20, con dos tramos de luces de 2 y 3.7 metros.

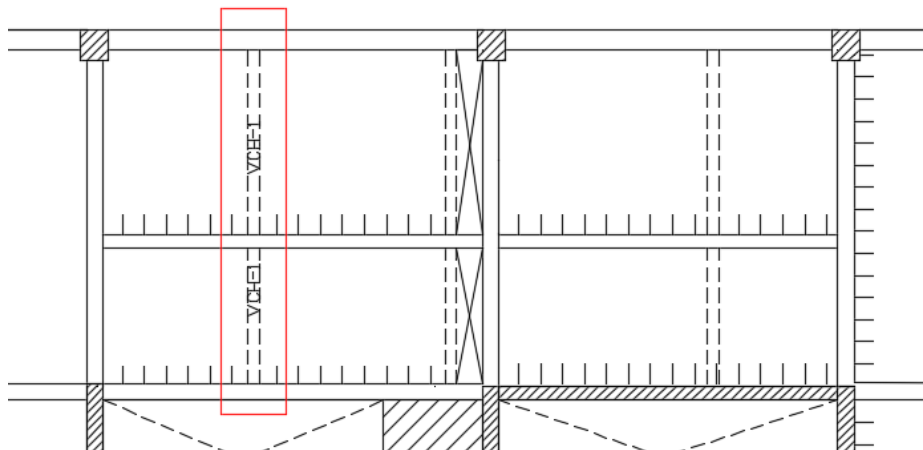


Figura 8-1 Viga chat para análisis

## Metrado de cargas

Para el metrado de las vigas chatas, se consideró el peso propio y el peso del tabique, en otros casos las vigas chatas soportarán su peso propio más el peso de un paño pequeño de aligerado.

VCH-1		Carga kg/m <sup>2</sup>	Atura m	Carga kg/ml	Wu kg/ml
CM	PP	-	-	$2400 \cdot 0.2 \cdot 0.2 = 96$	571
	P.tab	120	2.6	312	
CV	s/c	250	3.18	795	1352
1.4CM+1.7CV					1923

Tabla 8-1 Metrado de cargas de VCH-1

## Modelo de análisis

La viga chata (.40X0.20) se modelo como simplemente apoyada en cada uno de sus tramos, con rigidez y módulo de elasticidad constante:

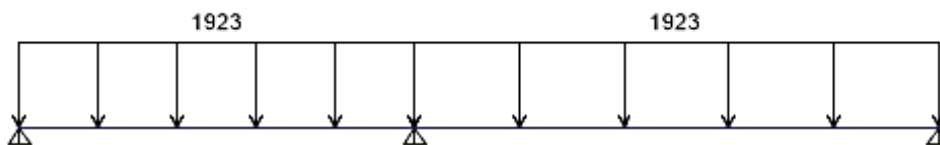


Figura 8-2 modelo de VCH-1

A continuación, se muestra los diagramas de fuerza cortante y de momento flector:

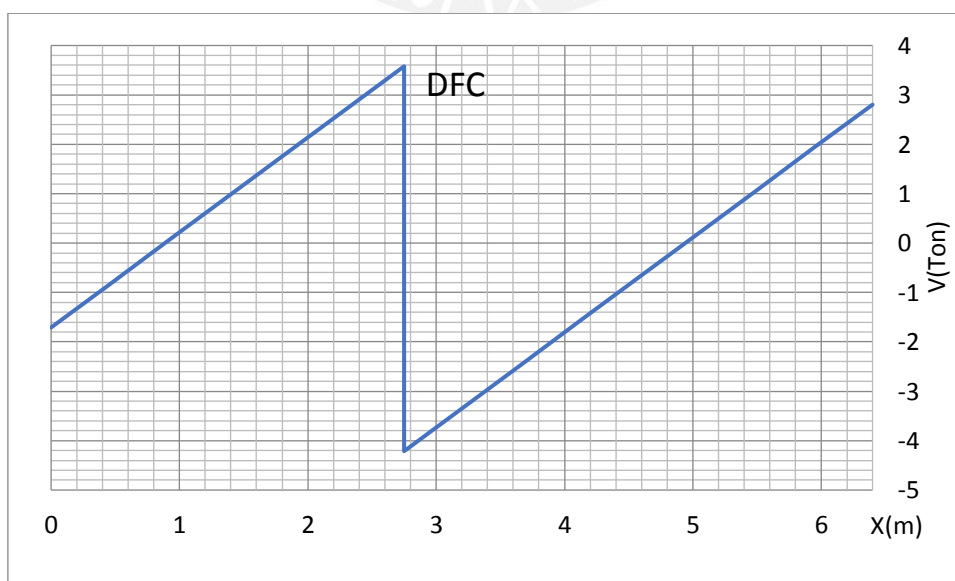


Figura 8-3 Diagrama de fuerza cortante- VCH 1

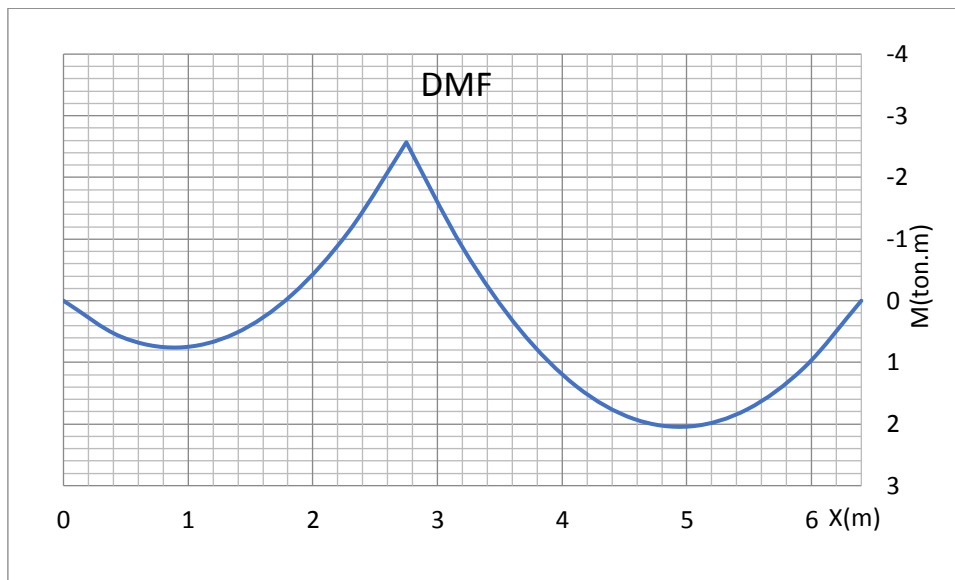


Figura 8-4 Diagrama de momento flector- VCH1

Diseño por flexión:

En las siguientes tablas se presentan los momentos máximos y las cuantías colocadas para la viga chata en estudio:

Mu	As	As min	ϕ colocado
ton.m	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	
2.1	4.6	1.64	2 ϕ 3/8" + 1 ϕ 1/2"
-2.3	5.2	1.64	2ϕ3/8" + 1ϕ1/2"

Tabla 8-2 Diseño por flexión VCH1

Diseño por corte:

Se presenta el diseño por corte de la viga estudiada, no es necesario realizar diseño por capacidad debido a que esta viga no tiene importancia sísmica.

Para:  $V_u \geq \phi V_c$

Refuerzo por corte	
$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 40 * 17$	4.44 ton
$V_u = 4.2 - (0,15 + 0,17) * 1.923$	3.58 ton
$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$	-
$S_{m\acute{a}x\ diseño} = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$	-

Tabla 8-3 Diseño por corte VCH-1

Como se puede apreciar, no se necesitan de estribos, se dispondrán de estribos mínimos dados por las siguientes ecuaciones, a continuación, se estudiará los valores límites del cortante:

Para:  $V_u \leq \phi V_c$

Espaciamientos máximos de estribos	
$S_{m\acute{a}x} = \frac{Avfy}{0.2\sqrt{f'c} * bw}$	60 cm
$S_{m\acute{a}x} = \frac{Avfy}{3.5 * bw}$	60 cm

Tabla 8-4 Espaciamiento máximo de estribos de VCH-1

El diseño final está dado por: Estribos  $\phi 1/4"$  1@ .10, Rto @.30 C/E

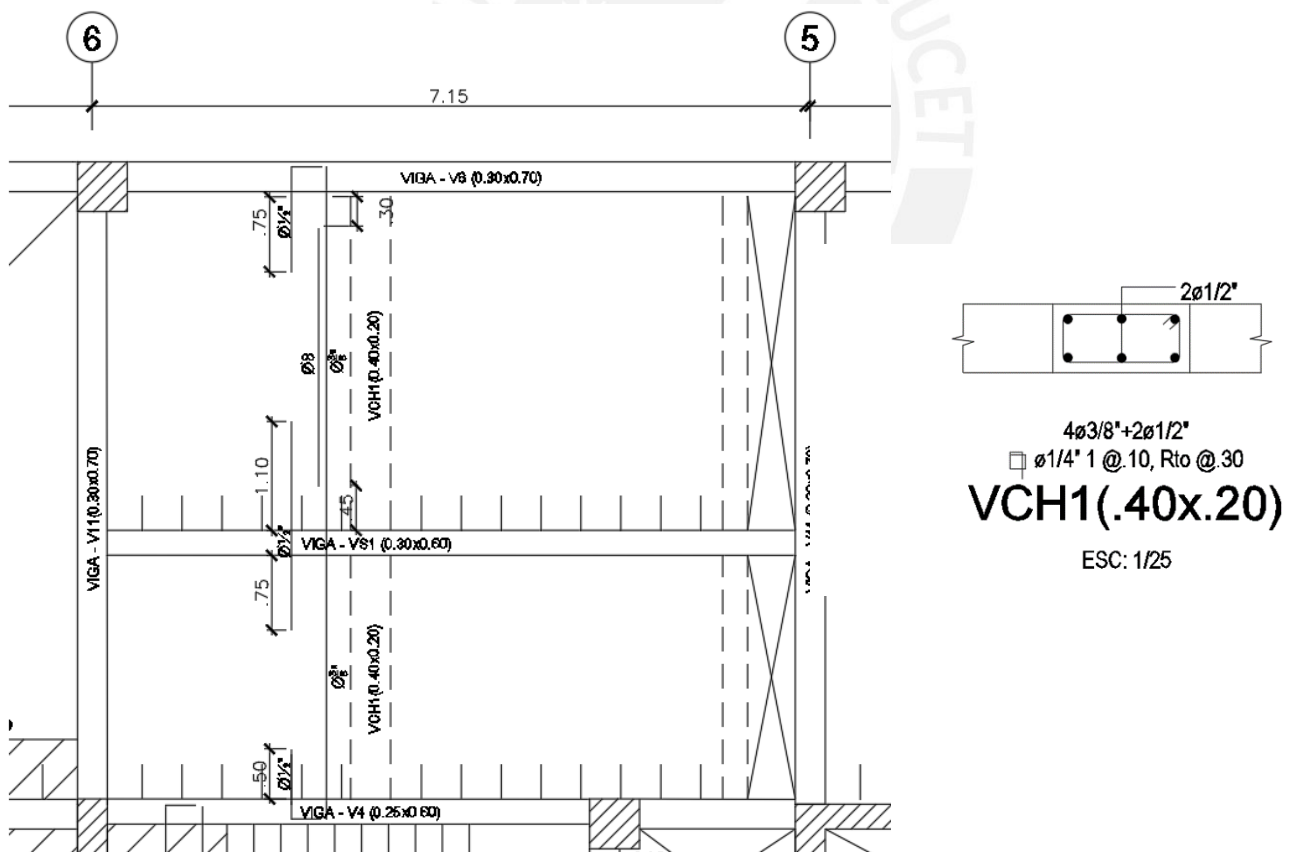


Figura 8-5 Vigueta diseñada VCH1

## 8.2. VIGA SECUNDARIA

Al igual que la viga chata, esta viga se encuentra trabajando bajo cargas de gravedad, por lo que su diseño y análisis no es tan distinto al de una viga chata, para el metrado de cargas se siguieron las disposiciones de la norma E020; A continuación, se muestra la ubicación de la viga a diseñar:

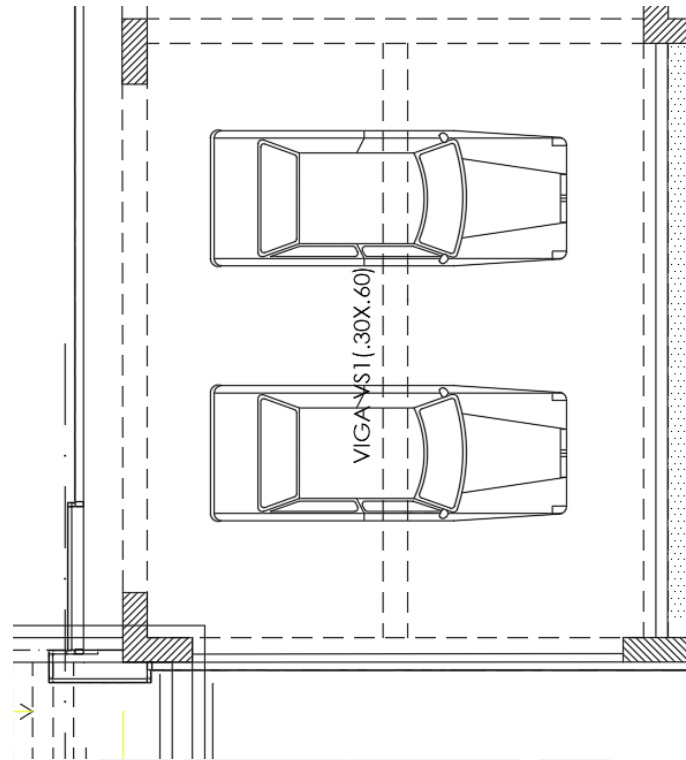


Figura 8-6 ubicación de VS-1

### 8.2.1 Metrado de cargas

Para el metrado de cargas muertas se consideró el peso propio, el peso del aligerado que carga y el peso 5 cm de piso terminado. La sobrecarga corresponde al uso de oficinas normado en E020 y al peso de tabiquería móvil. Las cargas serán distribuidas uniformemente la toda la viga.

Cargas		Carga kg/m <sup>2</sup>	Ancho m	Carga kg/ml	Wu kg/ml
CM	PP	-	-	$2400 \cdot 0.3 \cdot 0.6 = 432$	2260
	p.t	100	3.18	318	
	P. aligerado	300	2.88	864	
CV	s/c	250	3.18	795	1620
	Tab. Móvil	50	3.18	159	
				1.4CM+1.7CV	3880

Tabla 8-5 Metrado de cargas VS-1

### 7.2.2 Análisis y Diseño:

El modelo analizar corresponde a una viga (.30X.60) de 7.55 m, la cual se encuentra simplemente apoyada en sus extremos, con rigidez y módulo de elasticidad constante.

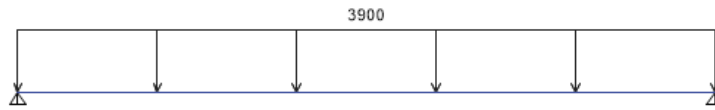


Figura 8-7 Modelo de viga secundaria

Solicitaciones últimas.

Refuerzo por corte	
$V_u = \frac{W_u * l}{2}$	12.9 ton
$M_u = \frac{W_u * l^2}{8}$	23.2 ton

Tabla 8-6 Solicitaciones últimas de Viga VS-1

Mediante las ecuaciones de diseño se calcula el acero para el máximo momento último obtenido de los diagramas:

#### Diseño VS-1:

De los diagramas se obtiene las solicitaciones últimas para realizar los diseños correspondientes, se tendrá en cuenta que para el armado sólo se dispondrá de una doble malla con el uso de bastones en caso sea necesario. Para el caso del diseño por corte y flexión no se requiere revisar las disposiciones del capítulo 21 de la norma E030.

#### Diseño por flexión:

Mu	As	Asmín	As colocado	φ colocado
ton.m	cm2	cm2	cm2	
23.2	12.18	4.1	11.9	2 φ 3/4" + 2 φ 3/4" (positivo)
-	-	-	4.1	2 φ 3/4" (negativo)

Tabla 8-7 Cálculo de acero de VS-1

### Diseño por corte:

Se presenta el diseño por corte de la viga estudiada, no es necesario realizar diseño por capacidad debido a que esta viga no tiene importancia sísmica.

Diseño por corte	
$V_u = \phi(V_c + V_s)$	12.9 ton
$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 54$	12.21 ton

Tabla 8-8 Verificación por corte VS-1

Como se puede apreciar, prácticamente no se necesitan de estribos, se dispondrán de estribos mínimos dados por las siguientes ecuaciones; a continuación, se verificará que el cortante máximo no exceda su límite máximo:

Valores límite de Vs	
$V_s \text{ máx} = 2.1 * \sqrt{210} * 30 * 54$	56.9 ton
$V_s \text{ lim} = 1.1 * \sqrt{210} * 30 * 54$	29.8 ton

Tabla 8-9 Valores límite de Vs de VS-1

Se verifica que  $V_s \leq V_s \text{ máx}$ , se procede a calcular el espaciamiento:

Valores límite de "S"	
$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} \text{ ó } 0.60 \text{ m}$	25 cm

Tabla 8-10 Espaciamiento máximo de estribos de VS1

El diseño final estará dado por:



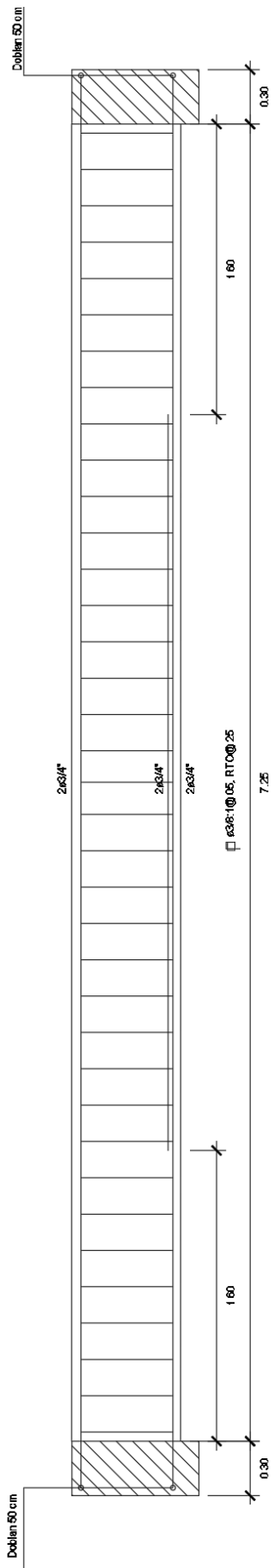


Figura 8-8 Disposición de acero final-VS1

### 8.3. VIGAS PRINCIPALES

El diseño de vigas principales a diferencia de las vigas secundarias implica el análisis por cargas de gravedad y de sismo. Esto implica la elaboración de las envolventes mediante las combinaciones de carga que dispone la norma E.060

El análisis y diseño de la viga V2, se subdivide en 3 tramos con análisis independientes entre sí mismos, a continuación se muestra la viga a diseñar:

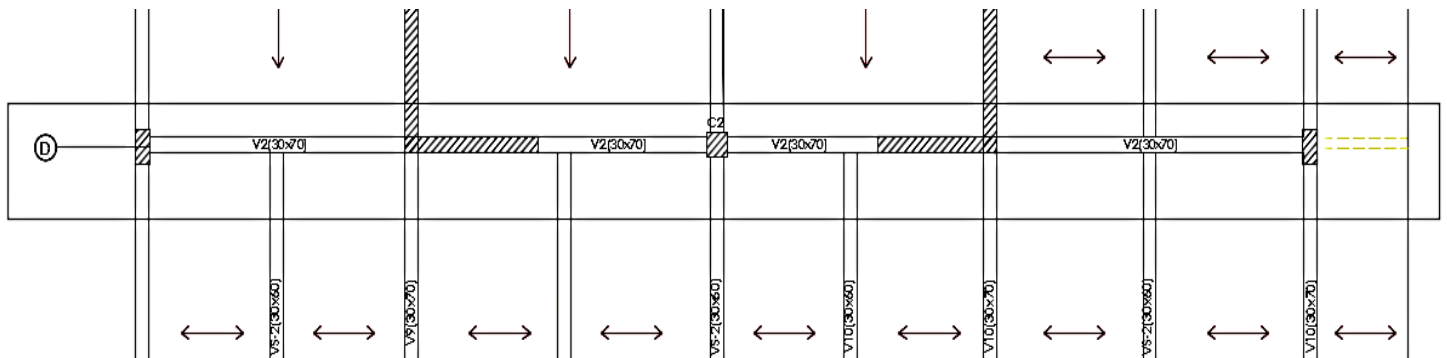


Figura 8-9 Viga V2 T1-T2-T3 (DE IZQUIERDA A DERECHA)

#### 8.3.1 Metrado de cargas

Para el metrado de cargas muertas se consideró el peso propio, el peso del aligerado que carga y el peso 5 cm de piso terminado. La sobrecarga corresponde al uso de oficinas normado en E020 y al peso de tabiquería móvil. Las cargas serán distribuidas según el modelo de análisis presentado.

A continuación, se muestra el metrado de cargas para los tramos en estudio:

V-2(tramo 1)		Carga kg/m <sup>2</sup>	Ancho m	Carga kg/ml	Wu kg/ml
CM	PP	-	-	$2400 \cdot 0.3 \cdot 0.6 = 432$	1744.4
	p.t	100	2.26	226	
	P.alig	300	1.96	588	
CV	s/c	250	2.26	565	1152.6
	tab. Móvil	50	2.26	113	
$1.4CM + 1.7CV$					2897

V-2(tramo 1)	W kg/ml	Long.(VS2) m	P=W*L/2 Kg
CM	2260	6.9	5.6
CV	950	6.9	3.3

V-2(tramo 2)		carga kg/m2	ancho m	carga kg/ml	Wu kg/ml
CM	PP	-	-	2400*0.3*0.6=432	646.8
	p.t	100	0.3	30	
CV	s/c	250	0.3	75	319.6
	tab. Móvil	50	2.26	113	
				1.4CM+1.7CV	970

V-2(tramo 3)		carga kg/m2	Área m2	carga kg/ml	Pu Kg
CM	PP	-	-	2400*0.3*0.6*3.63=1570	9765
	p.t	100	1.1	110	
	P.Alig	300	17.65	5295	
CV	s/c	250	1.1	275	561
	tab. Móvil	50	1.1	55	
				1.4CM+1.7CV	10326

Tabla 8-11 Metrado de cargas V2(T1-T2-T3)

### Tramo 1

Para el análisis por cargas de gravedad del tramo se puede considerar el siguiente modelo:

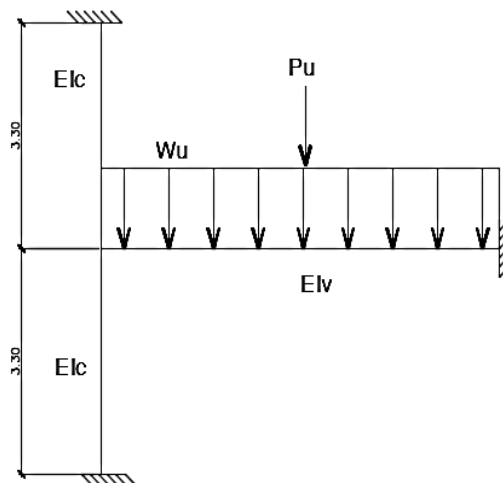


Figura 8-10 Modelo de la Viga V2-Tramo 1

Este modelo considera a la columna empotrada en su llegada a la placa y nudo rígido en el otro extremo, el modelo responde a que por cargas de gravedad las solicitaciones laterales son casi nulas y por ende los desplazamientos en la placa lo serán, por esta razón y debido a la continuidad de la placa, la viga se puede considerar empotrada en la placa. Cabe resaltar que los desplazamientos en la dirección Z ocurren debido a asentamientos diferenciales entre la cimentación de la placa y la columna, lo que genera momentos adicionales durante el estado de servicio, esto último dependerá del cálculo de los asentamientos en el estudio de mecánica de suelos; cabe indicar que, al tratarse de un suelo de buena calidad, no se requiere de la información del máximo asentamiento diferencial.

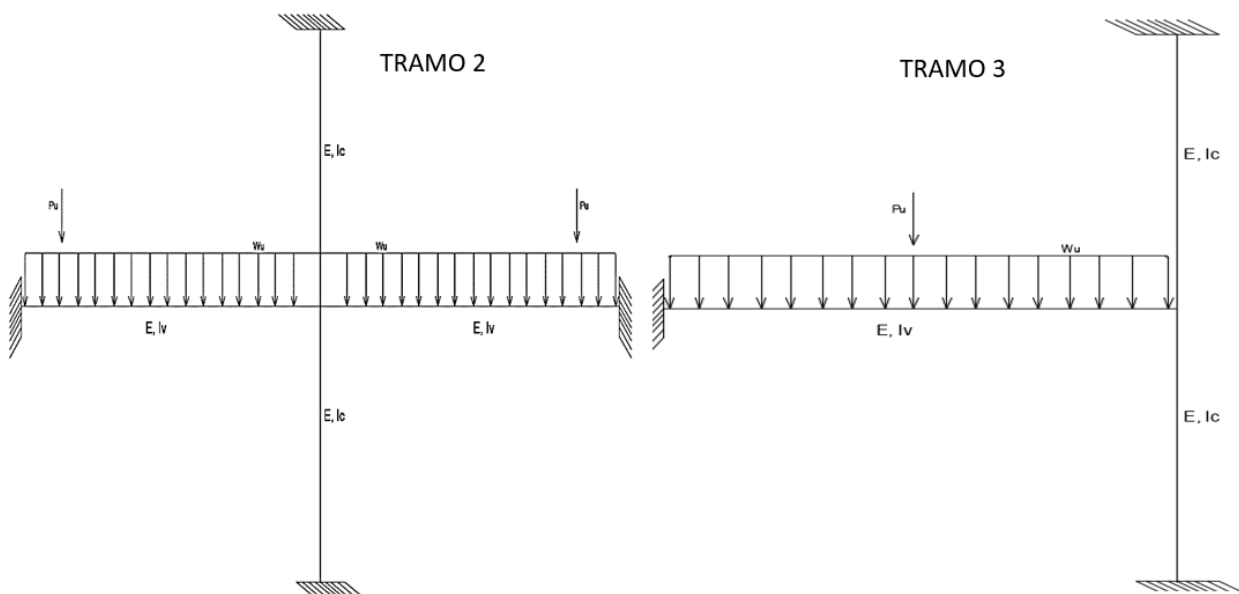


Figura 8-11 Modelos de análisis T2 y T3

El modelo de cualquiera de los 3 tramos se puede resolver mediante el método de rigidez con tan sólo asignar un GDL a la unión de viga y columna, también puede ser resuelto mediante Cross con una sola iteración, en ambos casos la solución es la misma, para este caso se utilizó el programa etabs 2016 para el análisis sísmico y el análisis por cargas de gravedad se realizó mediante hojas de cálculo. Con el programa usado para el análisis sísmico se obtuvo la envolvente correspondiente, se puede apreciar que los máximos momentos negativos se obtienen por acción del sismo, mientras que el

máximo momento positivo se debe a condiciones de servicio, en la figura 7.3 se muestra la envolvente de momentos requeridos para el tramo 1, tramo 2 y tramo 3

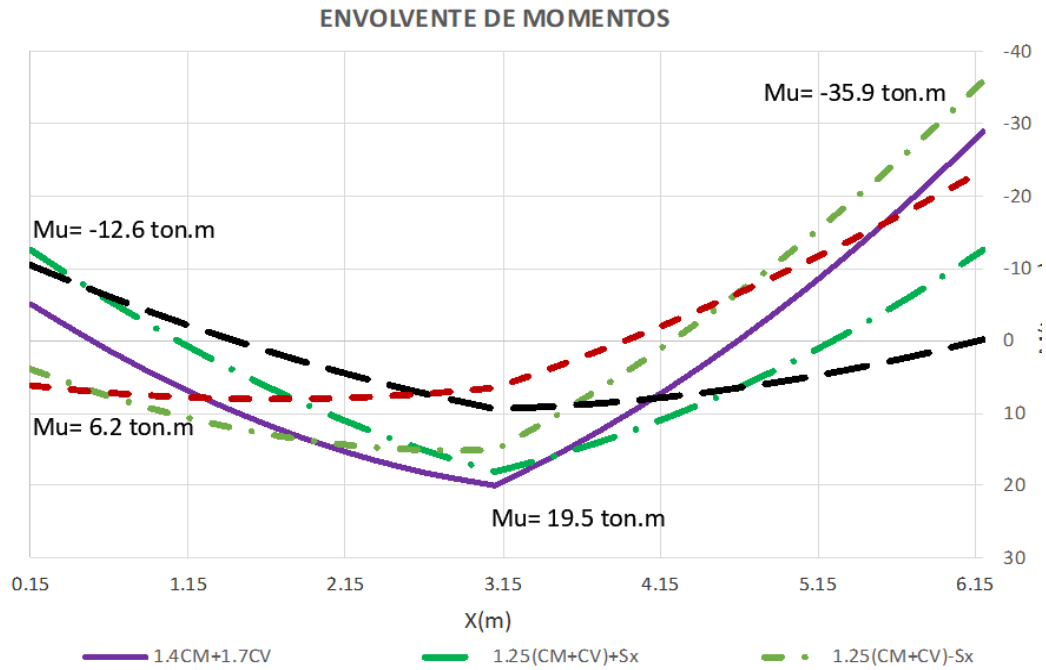


Figura 8-12 Envolvente del tramo 1, Mu (ton.m) vs X (m)

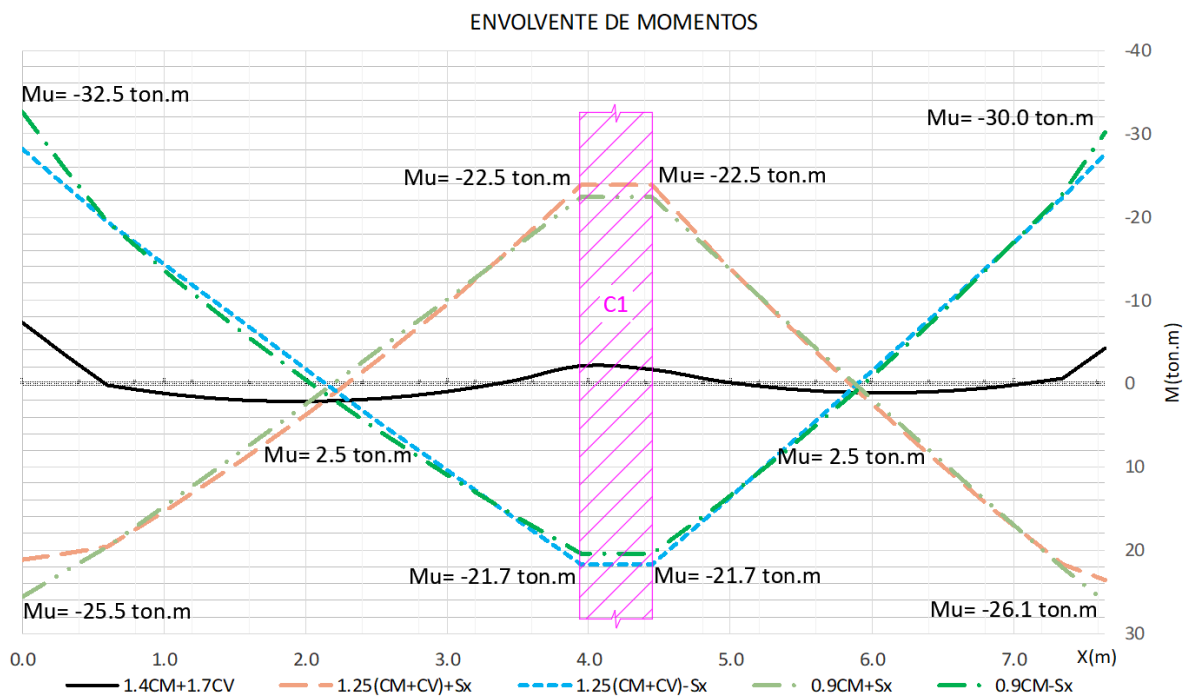


Figura 8-13 Envolvente del tramo 2, Mu (ton.m) vs X (m)

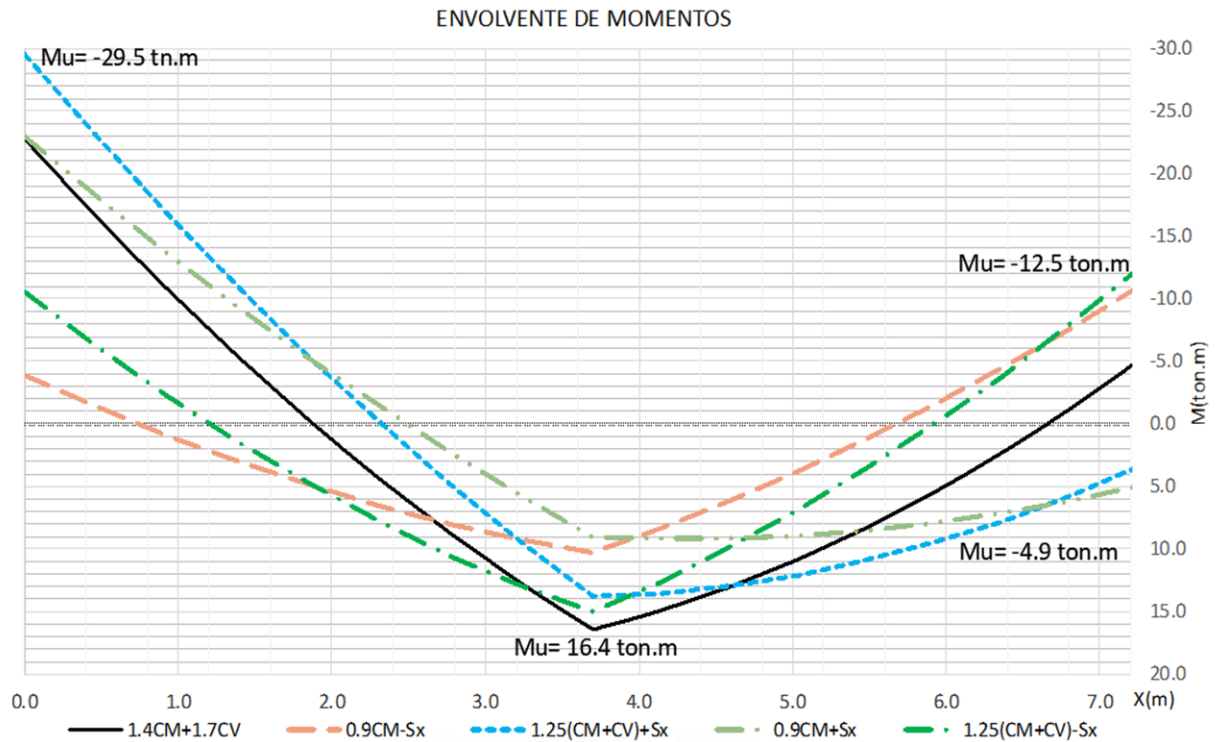


Figura 8-14 Envolvente del tramo 3,  $M_u$  (ton.m) vs  $X$  (m)

### Diseño VIGA V2

De los diagramas se obtienen las solicitaciones últimas para realizar los diseños correspondientes, se tendrá en cuenta que para el armado sólo se dispondrá de varillas corridas con el uso de bastones en caso sea necesario. Para el caso del diseño por corte y flexión se requiere revisar las disposiciones del capítulo 21 de la norma E030.

#### Diseño por flexión:

Para el diseño se tomarán los momentos a la cara de los elementos, en la siguiente tabla se muestra los momentos de diseño y el acero colocado para la viga V2.

VIGA V2	Mu	a	As	Barras colocadas
	ton.m	cm	cm <sup>2</sup>	
TRAMO 1	-18.3	4.62	7.85	3 $\phi$ 3/4"
	19.4	4.3	7.31	2 $\phi$ 3/4"+1 $\phi$ 5/8"
	-35.9	8.4	14.3	3 $\phi$ 3/4" +2 $\phi$ 3/4"
TRAMO 2 (simétrico)	-32.5	10.7	18.23	2 $\phi$ 1" +2 $\phi$ 5/8"
	-26.1	6.2	10.6	2 $\phi$ 3/4"+2 $\phi$ 3/4"
	2.5	7.8	13.25	2 $\phi$ 3/4"
	-22.5	5.2	10.2	2 $\phi$ 1"
	-21.7	5.2	10.2	2 $\phi$ 3/4"

TRAMO 3	-29.5	5.5	11.8	2φ3/4" + 2φ5/8"
	16.4	4.2	7.13	2φ3/4" + 1φ5/8"
	-12.5	3.3	5.69	2φ3/4"

Tabla 8-12 Diseño por flexión de V2

Diseño por corte:

Debido a que es el diseño por capacidad quien gobierna el diseño por corte, se realizará el cálculo de Vuc. A continuación, se muestra los momentos nominales correspondientes a la sección en estudio:

Tramo 1			
Mn-i (ton.m)	26.1	Mn-d (ton.m)	12.8
Mn+i (ton.m)	12.8	Mn+d (ton.m)	32.2

Tabla 8-13 Diseño por capacidad

La cortante última se obtiene de la suma de la cortante isostática más la mayor combinación de falla que ocasiona que la viga tenga momentos últimos iguales a la capacidad nominal de la viga.

Cortantes últimas	
$V1 = \frac{Mn^{-i} + Mn^{+d}}{Ln}$	9.72 ton
$V2 = \frac{(Mn^{+i} + Mn^{-d})}{Ln}$	4.27 ton
$V \text{ isós} = \frac{Wu * Ln}{2} + \frac{Pu}{2}$	15.4 ton
$Vuc = V1 + Visós$	25.1 ton

Tabla 8-14 Cortantes últimas V2

Se calculará el aporte del concreto, mediante la expresión ya antes descrita:

Para:  $Vu \geq \phi Vc$

Diseño por corte	
$Vu = \phi(Vc + Vs)$	25.1 ton
$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 64$	12.9 ton
$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc$	15 ton
$Smáx \text{ diseño} = \frac{Av * fy * d}{Vs}$	0.20 m

Tabla 8-15 Diseño por corte V2

Se verifica el aporte máximo del acero:

Valores límite de $V_s$	
$V_s \text{ máx} = 2.1 * \sqrt{210} * 20 * 14$	58.1 ton
$V_s \text{ lim} = 1.1 * \sqrt{210} * 20 * 14$	30.6 ton

Tabla 8-16 Valores de límites  $V_s$  para V2

Se verifica que  $V_s \leq V_s \text{ máx}$ , se procede a calcular el espaciamiento:

Valor límite de S	
$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} \text{ ó } 0.60 \text{ m}$	30 cm

Tabla 8-17 Espaciamiento de estribos para V2

Para el tramo donde:  $0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$  se colocó estribos mínimos, el menor de:

Espaciamiento máximo de estribos	
$S_{\text{máx}} = \frac{Avfy}{0.2\sqrt{f'c} * bw}$	60 cm
$S_{\text{máx}} = \frac{Avfy}{3.5 * bw}$	55 cm

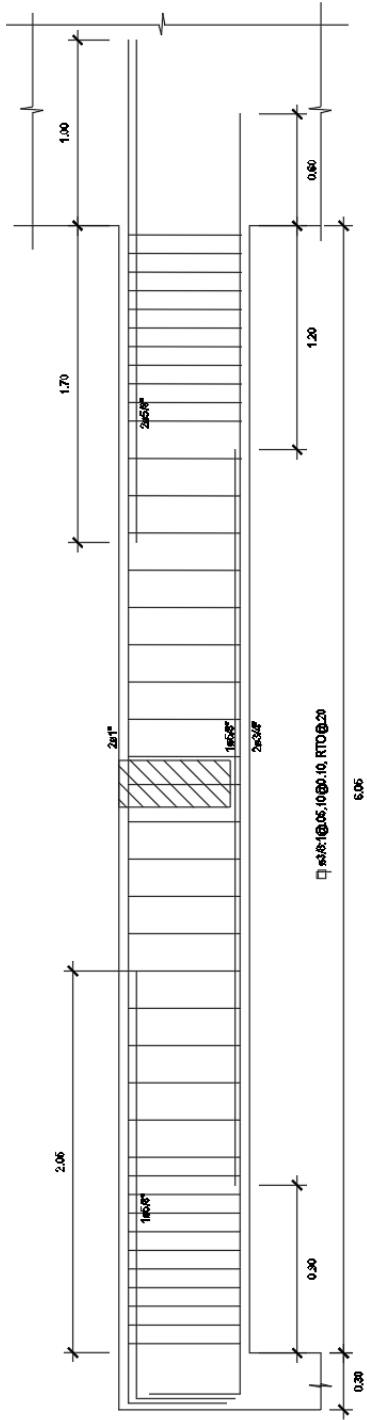
Tabla 8-18 Espaciamiento máximo de estribos para V2

El confinamiento en los extremos de la viga, según estipulado en 21.4.4.4 de la norma E060:

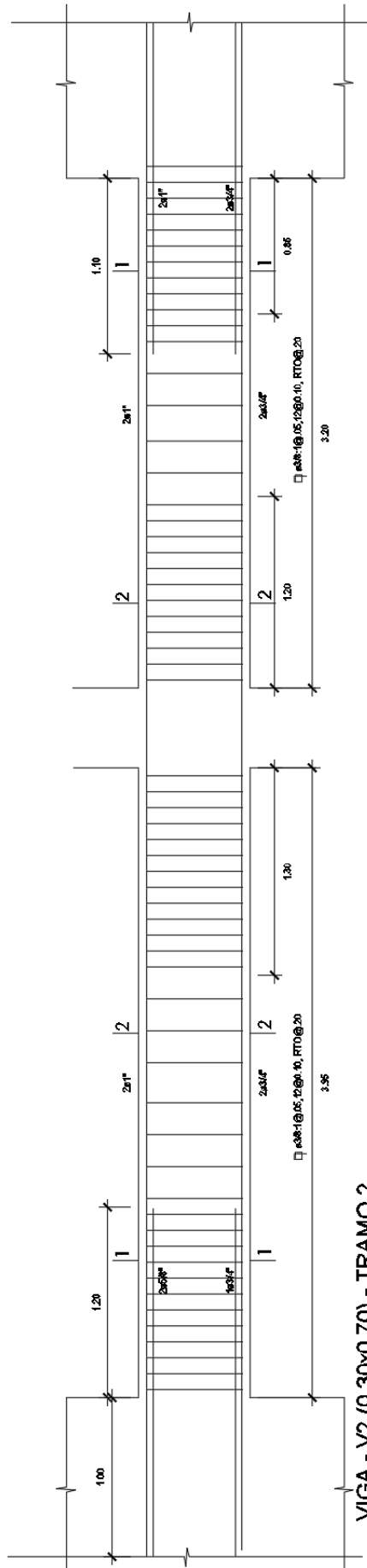
- $d/4=64/4=16 \text{ cm}$
- $10db=10(3/4")= 19 \text{ cm}$
- $24d=24(3/8")= 23 \text{ cm}$

El diseño final estará dado por: Estribos  $\phi 3/8"$ : 1@0.05, 10@.15m, Rto @.25m, C/E

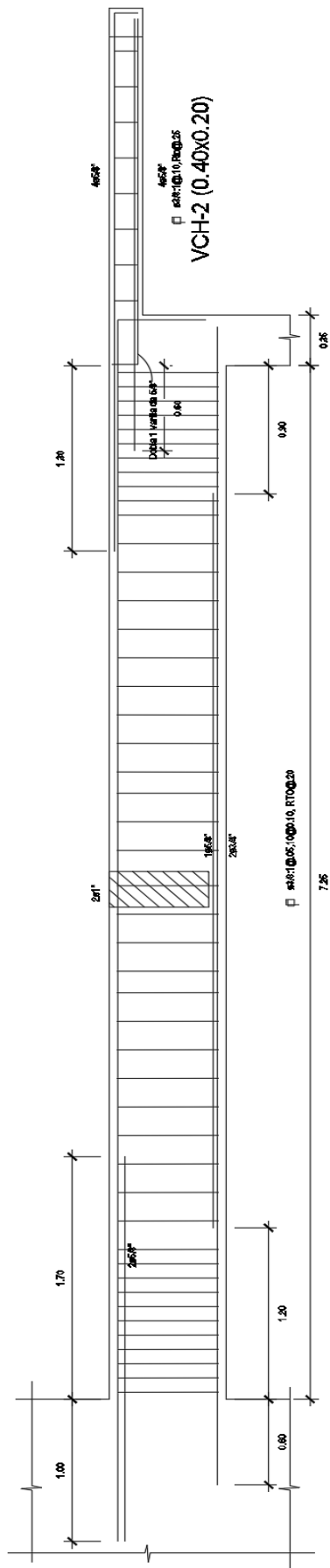




VIGA - V2 (0.30x0.70) - TRAMO 1



VIGA - V2 (0.30x0.70) - TRAMO 2



VIGA - V2 (0.30x0.70) - TRAMO 3

Figura 8-15 Diseño de viga V2

## 9. DISEÑO DE COLUMNAS

### Diseño por flexo-compresión

La elaboración del diagrama de interacción involucra un proceso repetitivo para las distintas ubicaciones del eje neutro. El diseño busca que las distintas combinaciones de carga se encuentren dentro del diagrama; para este sistema estructural; por lo general, las columnas tienen momentos flectores actuantes muy bajos tanto para cargas de servicio y sismo, por lo que es fácil cumplir con los requerimientos de la norma, esto se debe a que son los muros quienes están tomando las fuerzas cortantes y los momentos flectores de edificio.

El diagrama de interacción representa el momento y resistencia a fuerza axial nominal asociados a una ubicación del eje neutro, la obtención este se realiza variando la posición del eje neutro a lo largo de la sección estudiada. Como hipótesis de la sección en estudio, se tiene que la fibra en compresión más alejada se encuentra bajo la deformación última del concreto en compresión ( $\epsilon_{cu} = 0.003$ ) y el extremo en tracción se encuentra fisurado por lo que sólo se considera el aporte del acero.

### Diseño por corte

A diferencia del diseño de vigas, la compresión aporta a la resistencia al corte del elemento, se utilizará la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{Nu}{140 * A_g}\right) * b * d$$

Donde:

$\phi$ : 0.85 (factor para cortante)

$A_g$ : área bruta de la sección (cm<sup>2</sup>)

$N_u$ : Carga axial última

Por otro lado, al igual que el diseño por corte de las vigas, se buscó evitar que suceda primero la falla frágil. Para ello, la norma E.060 señala que la cortante de diseño  $V_u$  debe ser mayor que el menor de:

- Cortante obtenida por capacidad
- Cortante obtenida al amplificar las cargas de sismo por 2.5

La norma E060 tiene disposiciones adicionales en el capítulo 21 de acuerdo con el sistema estructural de la edificación.

### 9.1. DISEÑO DE COLUMNA C1

Se seguirán las disposiciones requeridas por la norma E060, en la siguiente figura se muestra la ubicación de la columna a diseñar

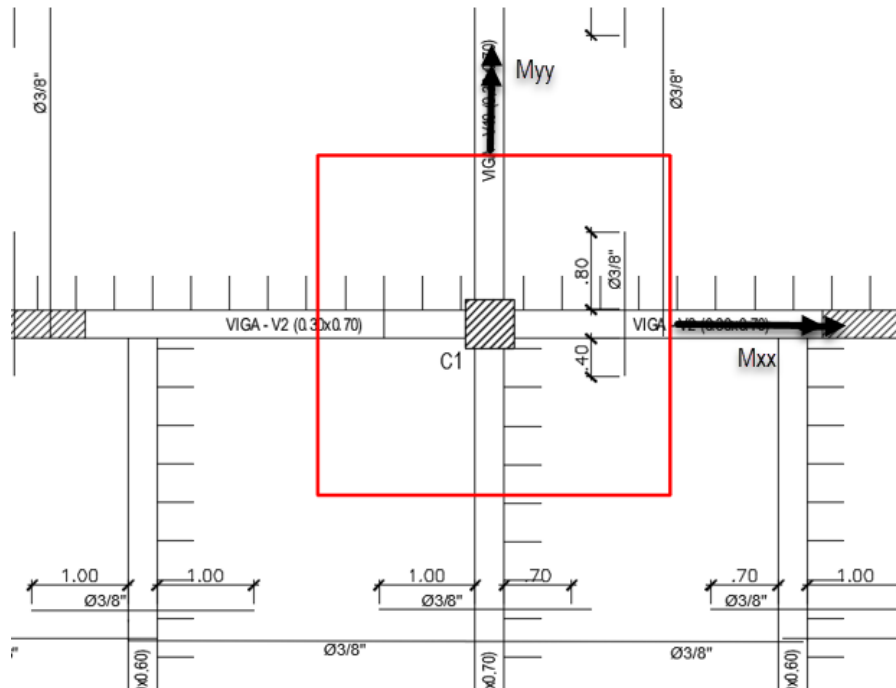


Figura 9-1 Ubicación de columna C1

#### **Metrado de cargas**

El metrado de cargas involucra el peso de las vigas, columnas, peso propio del elemento y las sobrecargas que actúan en cada uno de los elementos anteriormente descritos. La posibilidad de que la sobrecarga esté actuando continuamente en el tiempo es muy baja; es por esto, la norma E020 dispone de un factor de reducción que depende principalmente del área tributaria del elemento:

$$Lr = Lo * \left( 0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right)$$

Donde:

Ai: área de influencia

Lo: intensidad de la sobrecarga

Lr: factor de reducción de sobrecarga

A continuación, se muestra el metrado de cargas obtenido para la columna C1:

C1	Área tributaria	A. tributaria Acum.	fr	CV reducida	CM	Carga última
	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>		ton		
azotea	14	14	1	0.8	4.2	8.2
7	21.55	35.55	0.80	4.6	17.1	42.6
6	21.55	57.1	0.68	9.3	13.1	71.6
5	21.55	78.65	0.62	14.4	14.1	102.6
4	21.55	100.2	0.57	19.6	15.0	135.5
3	21.55	121.75	0.54	25.4	16.4	171.4
2	21.55	143.3	0.52	31.7	18.1	211.0
1	21.55	164.85	0.50	39.2	21.5	258.0

Tabla 9-1 Metrado de cargas C1

Se tomarán los momentos en el primer piso, y se realizarán las combinaciones requeridas para el análisis, en la siguiente tabla se tienen los resultados de P, Mx, My para la columna C1.

Cargas de servicio	P	Mx	My
	ton	ton.m	ton.m
CM	120	0	3.2
CV	39	0.1	1
CS-x	27	1.5	9
CS-y	31	2.3	0

Tabla 9-2 Solicitaciones por CM, CV y Sx

A continuación, se realizará las combinaciones necesarias para el diseño:

Combinación	Pu	Mux	Muy
	ton	ton.m	ton.m
1.25(CM+CV)+ Sx	226	1.8	14.3
1.25(CM+CV)-Sx	172	-1.1	-3.8
0.9CM+Sx	135	1.7	11.9
0.9CM-Sx	81	-1.3	-6.1
1.4CM+1.7CV	258	0.5	6.2

Tabla 9-3 Resistencia requeridas

Diseño por flexocompresión:

Se tiene como restricción una cuantía mínima del 1%; por lo tanto, se propuso una cuantía inicial de 1.15 %, la siguiente figura se muestra la distribución que se utilizará para obtener los diagramas de interacción. Es una cuantía muy baja para una columna intermedia y para ambas direcciones se obtendrá la misma curva del diagrama de interacción, son las combinaciones de carga las que son distintas debido a que el periodo de la estructura es distinto en ambas direcciones.

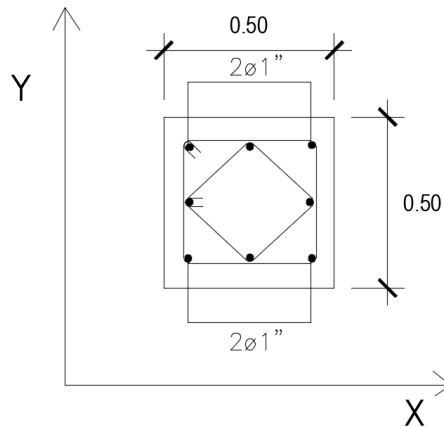


Figura 9-2 Distribución de acero-4  $\phi$  1" + 4  $\phi$  5/8"

Para cumplir con el diseño, las combinaciones de cargas últimas deben de estar dentro del diagrama de interacción ( $\phi P_n - \phi M_n$ ), en la siguiente figura 8.3 y 8.4 se muestran, el diagrama de interacción y las demandas de cargas últimas para la dirección x e y.

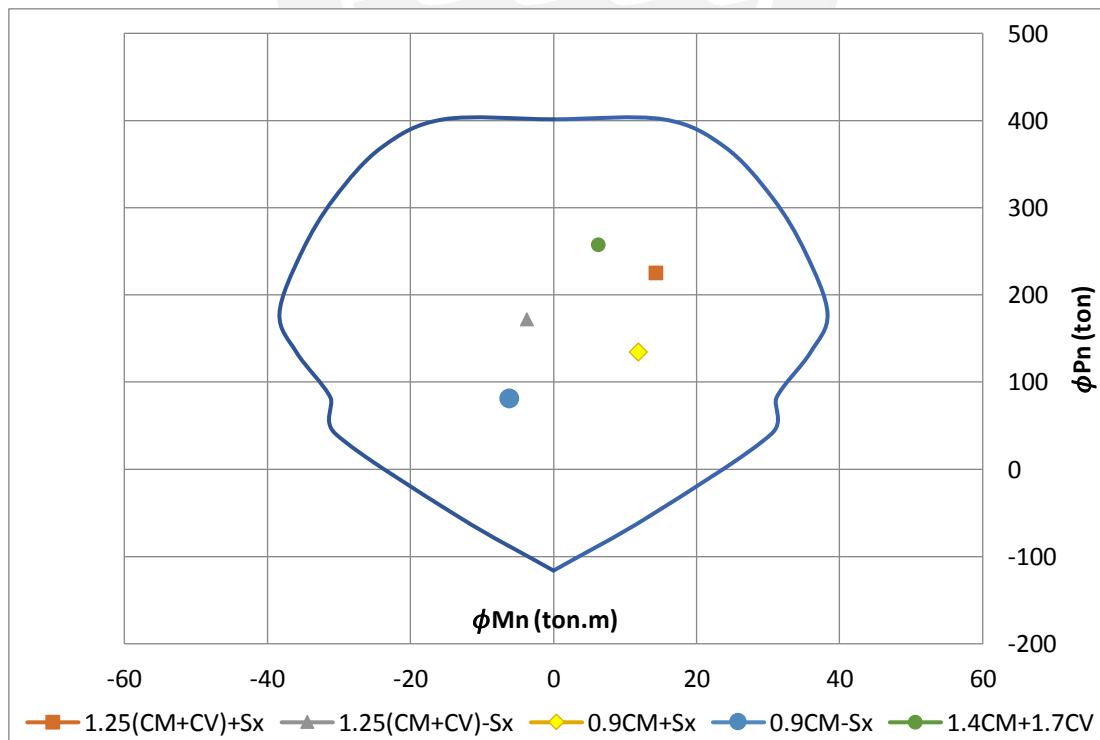


Figura 9-3 Diagrama de interacción de C1 para la dirección X

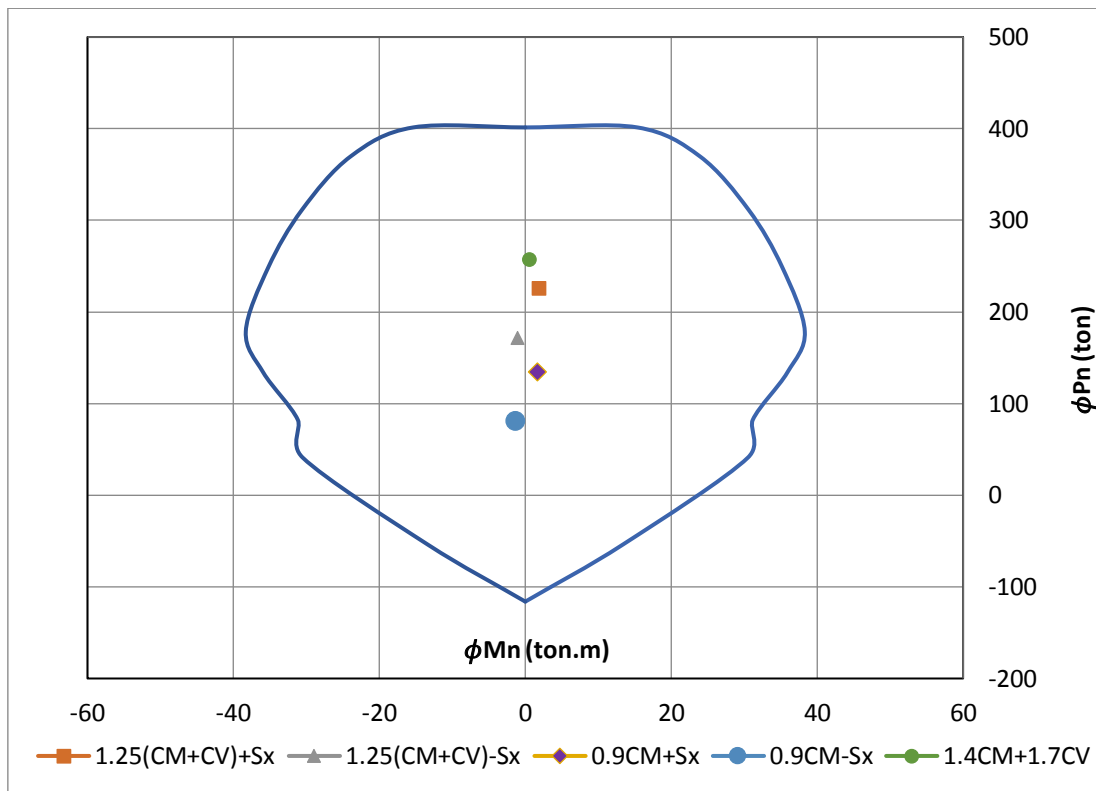


Figura 9-4 Diagrama de interacción de C1 para la dirección X

Para los pisos superiores (Piso 3 al 7), se mantuvo el acero de la columna debido a que encuentra en el mínimo permitido por la norma.

Diseño por corte:

La fuerza cortante no podrá ser menor a los siguientes valores:

- $V_u = 2 * 42.7 / 3.3 = 25.8$  ton
- $V_u = 1.25(CM+CV) + 2.5S_x = 40.3$  ton

A continuación, se calculó el aporte del concreto:

Diseño por corte	
$V_u = \phi(V_c + V_s)$	25.8 ton
$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{280} * \left(1 + \frac{226}{140 * 50 * 50}\right) bd$	16.9 ton
$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$	10.5 ton
$S_{m\acute{a}x\ diseño} = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$	25 cm

Tabla 9-4 Diseño por corte C1

Por fuerza cortante se necesita estribos de confinamiento. Según lo dispuesto por la norma, la zona de confinamiento como mínimo debe ser el mayor de:

- La mayor dimensión: 50 cm
- $l_n/6 = 3.2/6 = 53$  cm
- 50 cm

Entonces,  $l_o = 70$  cm

Los estribos se encontrarán espaciados según el menor valor de:

- $8 (3/4") = 15.2$
- La mitad de la menor dimensión de la columna = 25 cm
- 10 cm

Fuera de la zona de confinamiento los estribos deberán estar espaciados como máximo 0.30m; por lo tanto, se decidió por el siguiente arreglo de estribos:

$\varnothing 3/8"$ : 1 @ 0.05, 7 @ 0.10; resto @ 0.25

En la figura se muestra la disposición final del acero de la columna C1.

DESARROLLO ESCALA: 1/25	
TIPO	C1
RESISTENCIA	$f'_c = 210$ kg/cm <sup>2</sup> .
PISO 1 al 2	$4\varnothing 1" + 4\varnothing 5/8"$ $1 \square \varnothing 3/8": 1 @ .05, 10 @ .10, RTO @ 25$
PISO 3 al 5	$4\varnothing 1" + 4\varnothing 5/8"$ $1 \square \varnothing 3/8": 1 @ .05, 8 @ .10, RTO @ 25$
PISO 6 al 7	$4\varnothing 1" + 4\varnothing 5/8"$ $1 \square \varnothing 3/8": 1 @ .05, 5 @ .10, RTO @ 25$

Figura 9-5 Armado de Columna C1



## 10. DISEÑO DE PLACAS

Al igual que el diseño de columnas, los diagramas de interacción deben de cumplir con las cargas requeridas, el diseño sísmico involucra algunas disposiciones adicionales que a continuación se describen:

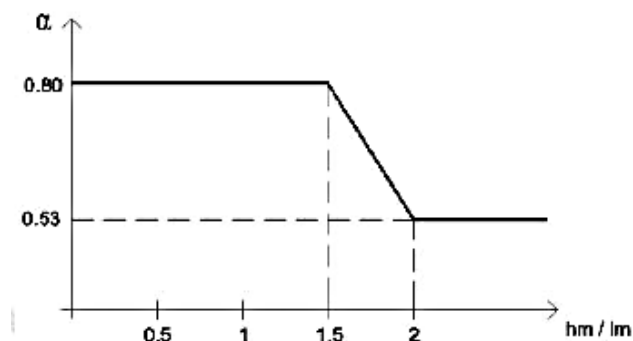
Diseño por corte:

Similar al diseño por corte de las columnas, se procedió a calcular la resistencia al corte del concreto de la sección, se empleó la siguiente fórmula:

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

Dónde:

- $\phi = 0.85$  para elementos sometidos a flexo-compresión
- $A_{cw} = b * h$
- $b =$  ancho del muro
- $h =$  Longitud del alma
- $L =$  longitud de placa
- $\alpha$  varía según



La cuantía de acero vertical y horizontal para el muro dado por  $\rho \geq 0.0025$  :

- Al igual que en vigas y columnas; se debe hablar  $V_s$ , para luego hallar las cuantías a distribuir mediante la siguiente fórmula:

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

- Para la cuantía de acero vertical se utilizó la siguiente fórmula, esta depende de la cuantía calculada para el acero horizontal:

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

Por último, en el capítulo 21 de la norma E060 se dan las siguientes disposiciones para el diseño, en el cual el valor de la fuerza cortante de diseño debe ser proporcionado a la capacidad de flexión de la placa, esta disposición deberá limitarse para quien sea mayor de:  $l_m, \frac{M_u}{4V_u}$  o los 2 primeros pisos.

El confinamiento de los núcleos depende de la siguiente expresión:

$$C_{lim} = \frac{l_m}{600 * \left(\frac{\delta u}{h_m}\right)}$$

Dónde:

- $\delta u$ : desplazamiento máximo
- $H_m$ : altura de placa
- $L_m$ : longitud de placa

Si  $c$  es mayor que el límite, se procede a confinar los bordes según  $L$ . Se requiere confinamiento en una altura igual a la mayor dimensión de  $L_m$  o  $.25M_u/V_u$ .

La norma E-060 señala en 21.9.7.6 que el espaciamiento de estribos dentro del núcleo confinado debe ser el menor de:

- 10 veces  $\emptyset$  de la menor barra longitudinal
- Menor dimensión de la sección
- 25cm

Lo que se traduce en espaciamientos de estribos 25cm para barras de  $\emptyset 1"$ .

#### 10.1. DISEÑO PLACA-02

Para el diseño de las placas, primero se realizó el predimensionamiento repartiendo acero mínimo en el alma, con dicho armado inicial se elaboró la primera interacción para la obtención de un diagrama de interacción preliminar del elemento.

Se tomó como ejemplo el diseño Placa PL-2 del eje 6. Se escogió la placa del primer piso debido a que en dicho nivel existe mayor carga axial, para los pisos superiores se reducirá la cantidad de acero de acuerdo a la disminución de cargas solicitadas. En la figura 10.1-1 se muestra la placa en forma de C (vista en planta) con sus

Solicitaciones:

Cargas en servicio	P	My	Mx
	ton	ton.m	ton.m
CM	220	-0.54	-2.22
CV	55	-0.35	-1.5
CS-x	66	5.2	38.4
CS-y	245	1.6	228

Tabla 10-1 Solicitaciones de carga PL-02

Las características de la placa ayudan principalmente a tomar el sismo YY; a continuación, se muestra las combinaciones de cargas obtenidas:

Combinación	Pu	Muy	Mux
	ton	ton.m	ton.m
1.25(CM+CV) + Sy	588.75	0.5	223.4
1.25(CM+CV) - Sy	98.75	-2.7	-232.7
0.9CM+Sy	443	1.1	226.0
0.9CM-Sy	-47	-2.1	-230.0
1.4CM+1.7CV	258	0.5	6.2

Tabla 10-2 Cargas últimas PL-02

Igualmente, se muestra la fuerza cortante en la base del elemento para las distintas cargas actuantes:

Cargas en servicio	Vy
	ton
CM	4.2
CV	1.5
CS-x	10.1
CS-y	60

Tabla 10-3 Fuerzas cortantes PL-02

Se realiza la combinación de carga última para obtener la cortante de diseño del elemento en estudio:

Sismo YY	
Combinación	Vuy ton
1.25(CM+CV) + Sy	67.1
1.25(CM+CV) - Sy	-52.8
0.9CM+Sy	63.7

0.9CM-Sy	-56.2
1.4CM+1.7CV	8

Tabla 10-4 Cortantes últimas PL-02

EL acero transversal es de:

2 mallas de  $1 \phi \frac{1}{2}'' @ 0.15m$ ,  $\rho = 0.0057$

Para el acero longitudinal, se utilizó la siguiente cuantía:

Acero longitudinal	
$\rho v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right) * (\rho h - 0.0025)$	0.005

Cuantía vertical PL-02

Como la cuantía de acero vertical es parecida a la horizontal se dispondrá del mismo armado para el acero longitudinal en el alma.

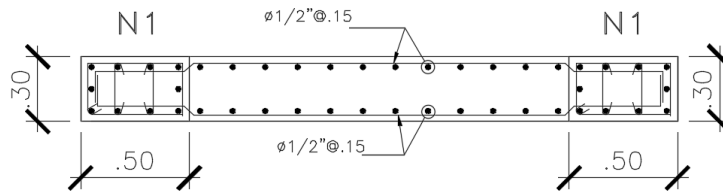


Figura 10-1 Diseño preliminar de la PL-

Con la siguiente configuración se realizó el siguiente diseño preliminar y su respectivo diagrama de interacción para el momento en la base del elemento que produce el sismo en Y:

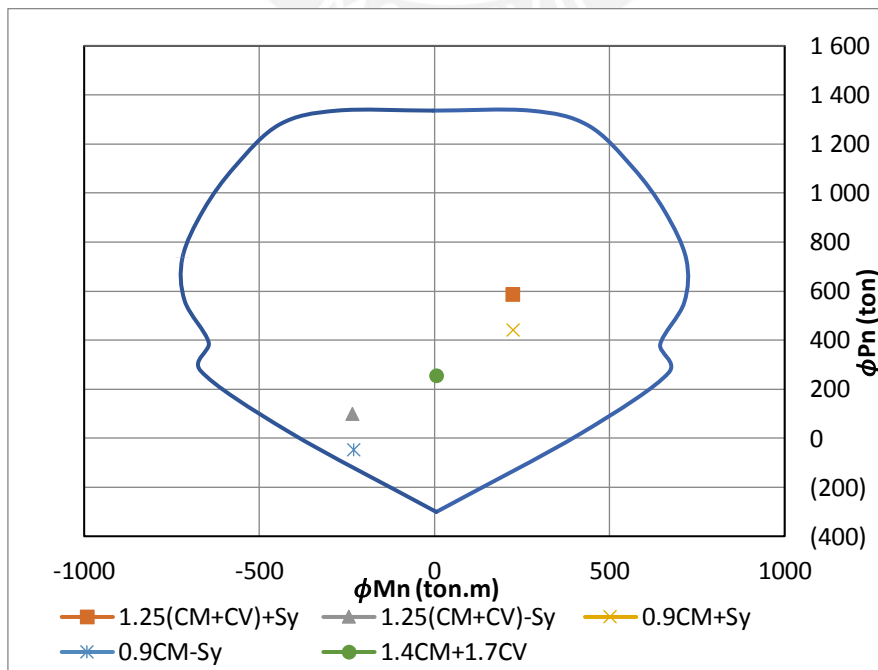


Figura 10-2 Diagrama de iteración YY

Se comprueba que las combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama de interacción de diseño.

Mediante las fórmulas para el cálculo del aporte del concreto y del acero, se realiza el diseño por corte del elemento:

Diseño por corte	
$V_{ud} = V_u * 720 / 230$ (para 2 primeros pisos)	171 ton
$\phi V_c = 0.85 * 6960 * (0.53)$ (en comp.) ó 0 (en tracción)	0 ton
$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$	202 ton
$S_{\text{máx diseño}} = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$	15 cm

Tabla 10-5 Diseño por corte PL-02

Por último, para complementar el diseño se debe calcular el eje neutro en compresión para conocer si es necesario tener elementos de borde confinados:

Mediante el análisis se han obtenido las siguientes solicitaciones para la dirección Y

- $M_u = 230$  Ton-m
- $P_u = -47$  Ton (0.90CM-Sy, E-060)

Se calcula el valor del eje neutro.

$$C = 122 \text{ cm}$$

Luego se tiene las siguientes

- $V_u = 56$  ton
- $b = 30$  cm (espesor del muro)
- $L_m = 290$  cm (longitud del muro)
- $\Delta \delta_u = 5.6$  cm (desplazamiento inelástico de placa)
- $H_m = 27$  m (altura de placa)

$$C_{lim} = \frac{l_m}{600 * \frac{\Delta \delta_u}{h_m}} ; \quad \text{dónde: } \frac{\Delta \delta_u}{h_m} \geq 0.005$$

"C" eje neutro límite	
$C_{lim} = \frac{l_m}{600 * \frac{\Delta \delta_u}{h_m}}$	97 cm

Valor límite del eje neutro PL-04

Se necesita confinamiento debido a que  $C > C_{lim}$ , se usará el mayor de:

Profundidad del núcleo confinado	
$L=C/2$	61 cm
$C-0.1L_m$	93 cm

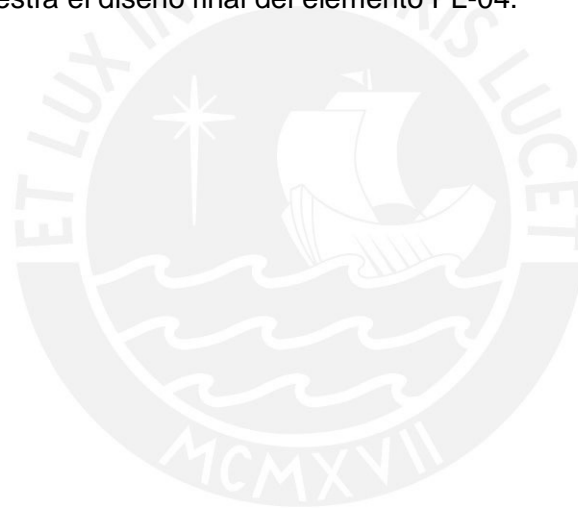
*Profundidad de núcleo PL-04*

Para una altura confinamiento igual al mínimo valor de:

Altura de confinamiento	
$L_m$	290 cm
$0.25 * \frac{M_u}{V_u}$	66 cm

*Altura de confinamiento PL-04*

Se confinará a una profundidad de 90 cm para una altura de 75cm, los estribos a usar no deberán estar espaciados a más de 25cm en la zona de confinamiento. A continuación, se muestra el diseño final del elemento PL-04.



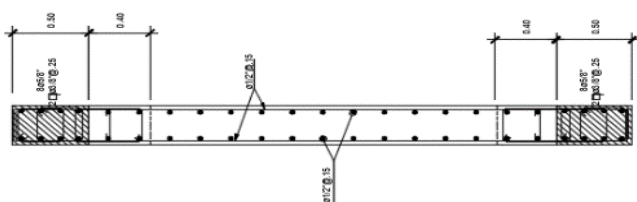
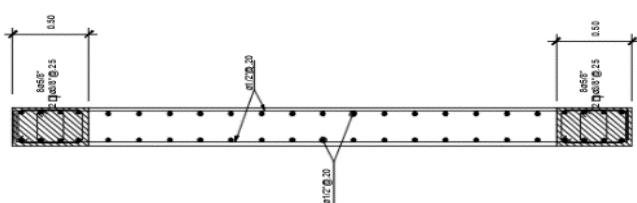
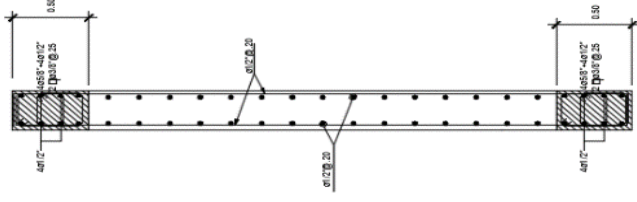
<p>PLACA PL-04  <small>FC=10.6/0.12            EBO 125</small></p>			
	<p>PISO 1 AL 3</p>	<p>PISO 4 AL 5</p>	<p>PISO 6 AL 7</p>

Figura 10-3 Diseño de placa PL-04

## 10.2. DISEÑO PLACA-01:

Del análisis estructural se obtienen la siguientes cargas para PL-01:

Solicitaciones	Pz (ton)	My (ton.m)	Mx (ton.m)
	tonf	tonf-m	tonf-m
CM	440	-	-
CV	117	-	-
SISMO X	108	749	671
SISMO Y	222	391	1163

Tabla 10-6 Solicitaciones de carga PL-01

### Cargas últimas:

Se realizó las combinaciones de carga:

Combinaciones	Pz (ton)	My (ton.m)	Mx (ton.m)
1.4CM+1.7CV	815	-	-
1.25(CM+CV) + Sx	823	749	671
1.25(CM+CV)-Sx	570	-749	-671
1.25(CM+CV) + Sy	936	391	1163
1.25(CM+CV) – Sy	457	-391	-1163
0.9CM+Sx	522	749	671
0.9CM-Sx	270	-749	-671
0.9CM+Sy	635	391	1163
0.9CM-Sy	174	-391	-1163

Tabla 10-7 Cargas últimas PL-01

La geometría de la placa induce a que se generen solicitaciones en ambas direcciones en la estructura, la magnitud de estas solicitaciones dependerá de la dirección de estudio, Tal es el caso de la combinación 1.25(CM+CV)-Sx, la cual genera momentos últimos importantes en ambas direcciones. El comportamiento de este elemento debe principalmente a las fuerzas generadas por el sismo en XX sobre el ala del elemento.

### Diseño por flexocompresión:

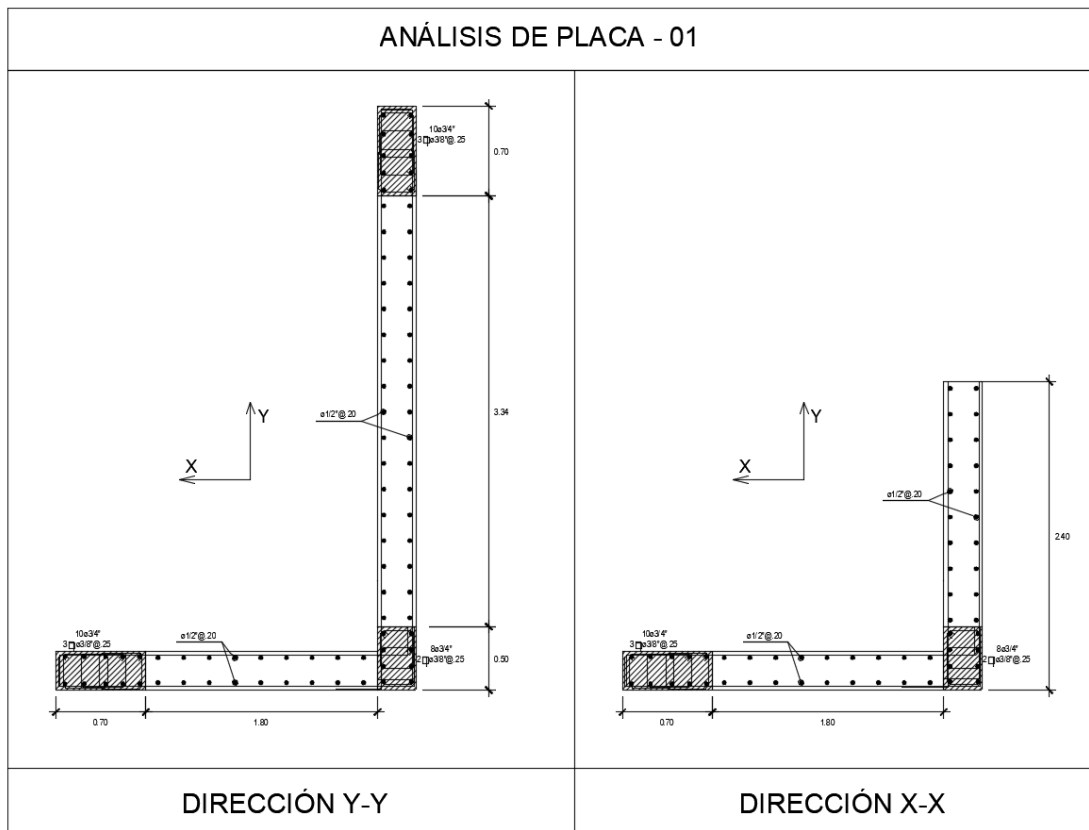
Los diagramas obtenidos corresponden a las siguientes secciones analizadas:

Sección de análisis YY: Se condidera la placa con el aporte total del ala, la norma E060 permite utilizar hasta el 10% de la altura del edificio.



Sección de análisis XX: A diferencia de la sección en YY, se tiene que la resistencia a flexocompresión es menor, debido a que el peralte es menor y se tiene menor aporte del ala.

En la siguiente figura se muestra las secciones correspondientes a cada dirección de diseño:



*Figura 10-4 Secciones de análisis de placa PL-01*

**Momentos en la dirección XX:**

Se obtiene la curva tanto para el alma en compresión (momentos positivos en la dirección "X") y ala en compresión (momento negativo en la dirección "X").

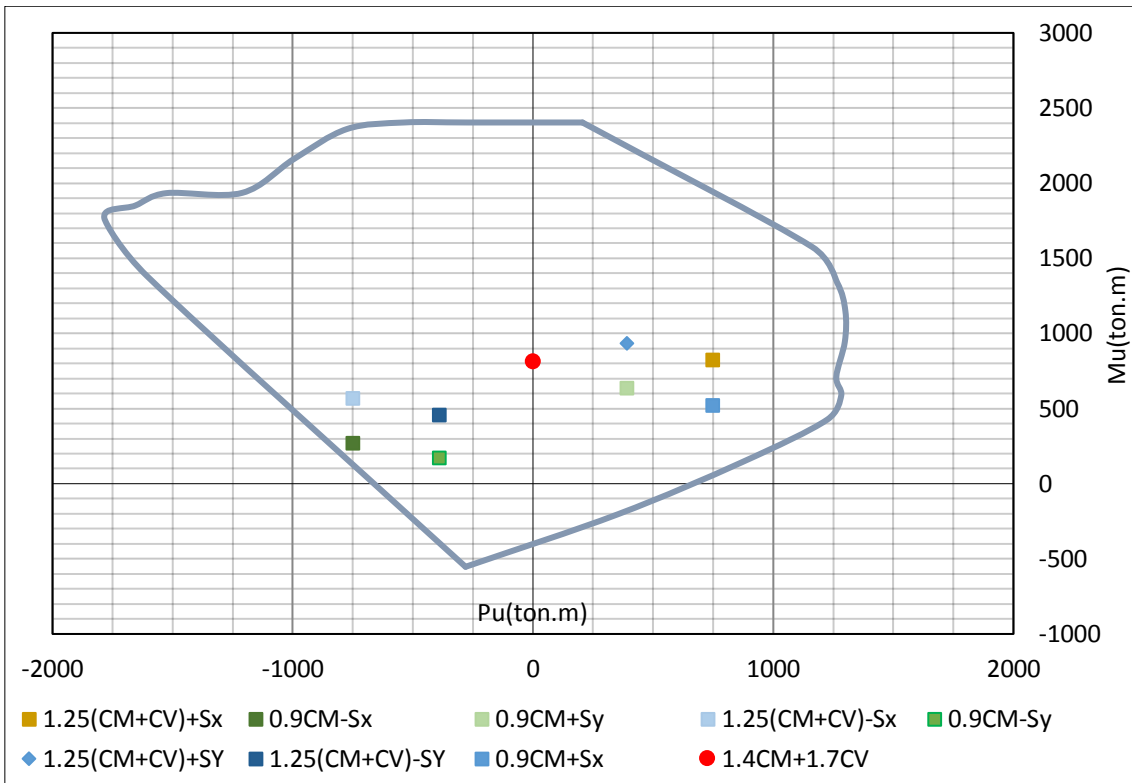


Figura 10-5 Momentos en la dirección XX

**Momentos en la dirección YY:**

Se obtiene la curva tanto para el ala en compresión (momentos positivo en la dirección YY) y alma en compresión (momento negativo en la dirección YY).

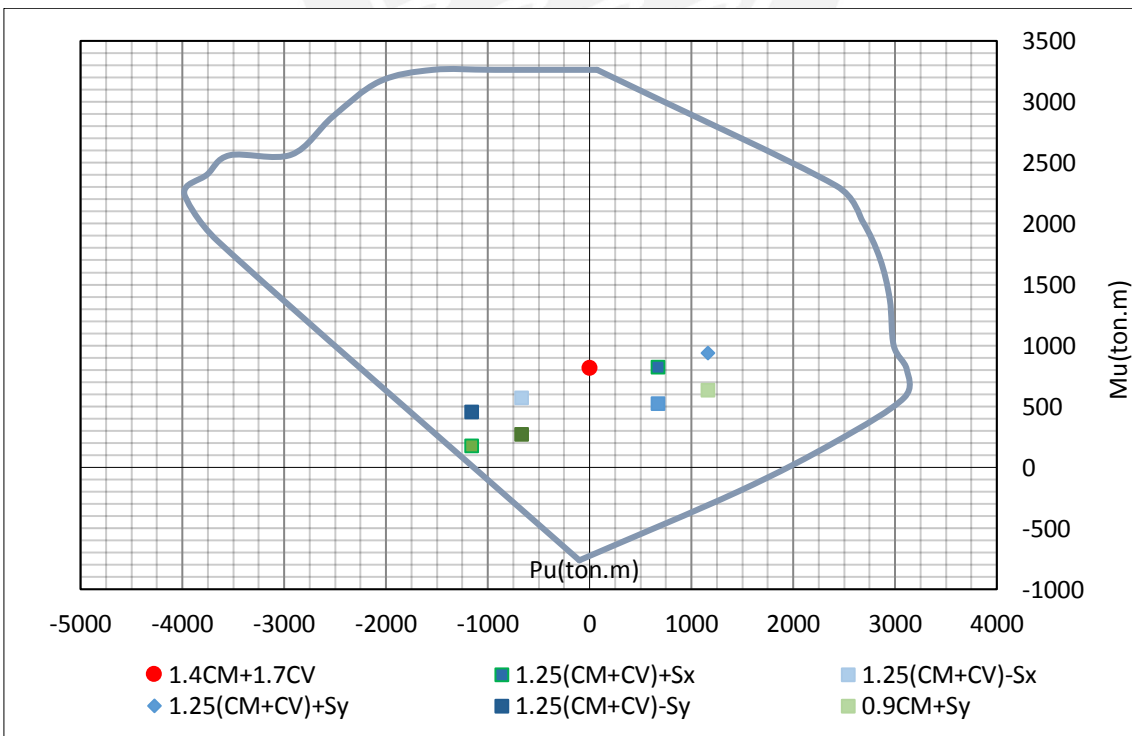


Figura 10-6 Momentos en la dirección YY

La capacidad de fuerza axial disminuye debido a que sólo se considera el 10% de la longitud del ala en la dirección XX.

Curva de interacción		C (cm)	Par asociado	
Mx	Ala en compresión	19	Pu (ton)	815
			$\phi$ Mn (ton.m)	2250
	Alma en compresión	70	Pu (ton)	950
			$\phi$ Mn (ton.m)	2750
My	Alma en compresión	67	Pu (ton)	820
			$\phi$ Mn (ton.m)	1250
	Ala en compresión	10	Pu (ton)	815
			$\phi$ Mn (ton.m)	1200

Tabla 10-8 Valores de eje neutro

Para los casos en los que el ala se encuentre en compresión, la ubicación del eje neutro se encuentra dentro de esta; por lo que la curvatura de la sección es mucho mayor en comparación al caso del alma en compresión; este cambio brusco de curvatura, significa que la placa puede fallar por compresión debido a que la gran cantidad de energía se disipara en forma de deformaciones permanentes. Se requiere de un análisis más exhaustivo de la sección analizada mediante un diagrama de curvatura vs Momento nominal, para predecir con mayor certeza el tipo de falla del elemento.

Las deformaciones últimas de la placa calculados mediante el software de análisis estructural es la siguiente:

Dirección	D. Inelást. (cm)	D/Hm	Lm (m)	Clim (cm)
XX	5.2	0.0010	3	100.00
YY	7.8	0.0015	4.5	150.00

Tabla 10-9 Valores de eje neutro límites para PL-01

La placa no requiere bordes confinados, por lo que se mantiene la configuración propuesta inicialmente. Cabe resaltar que los bordes confinados propuestos cumplen con lo estipulado en 21.9.7.4b; a pesar de que no sea exigido por norma, se mantiene como criterio lo estipulado en el capítulo 21 de la norma E030 para el confinamiento de bordes.

#### Diseño por corte:

Se procede a calcular la cortante última de diseño mediante la expresión 21.11.05.02; en el cual la cortante última debe ser escalada a la capacidad instalada en la placa.

- $V_{ua}=112$  ton

- $\phi M_n = 2750 \text{ ton.m}$
- $M_u = 1163 \text{ ton}$

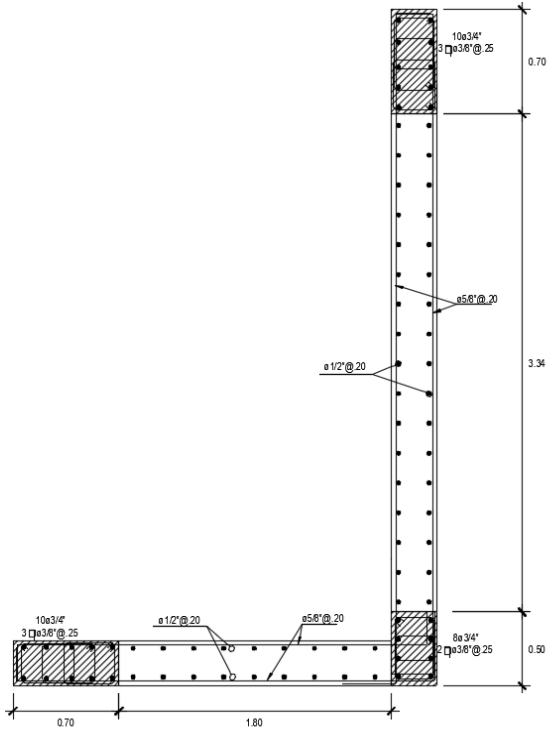
Diseño por corte	
$V_{ud} = 112 * 2750 / 0.7 / 1163$	380 ton
$\phi V_c = 0.85 * 12000 * (0.53)$	78.3 ton
$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$	350 ton

Tabla 10-10 Diseño por corte PL-01

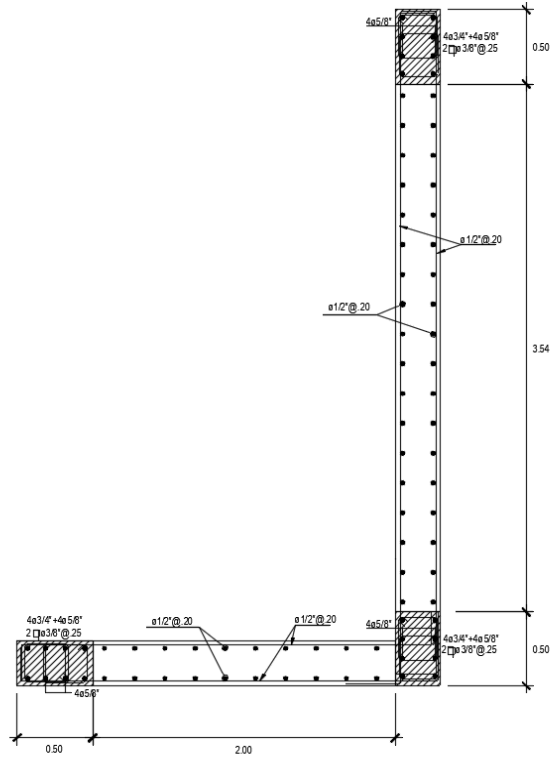
El acero transversal esta dado por:  $\phi 5/8" @ 0.20\text{m}$ . A continuación, se presenta el diseño final de la placa PL-04.



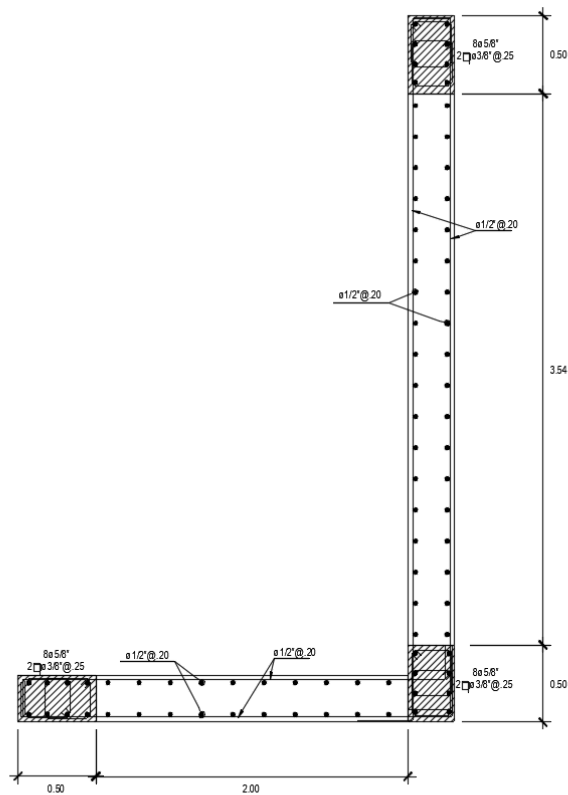
PLACA PL-01  
 $f_c = 230 \text{ kg/cm}^2$   
 $E_{sc} = 1.05$



PISO 1 AL 2



PISO 3 AL 5



PISO 6 AL 7

Figura 10-7 Diseño final de placa PL-01

## 11. DISEÑO DE CIMENTACIONES

Se define como cimentación a los elementos estructurales ubicados en la base de una edificación, cuya función principal es transmitir los esfuerzos al suelo debido a las cargas que actúan en el edificio.

En la edificación en estudio se han propuesto zapatas superficiales; la norma de suelos y cimentaciones E.050 define a este tipo de zapatas a aquellas que tienen una relación de Profundidad de cimentación y ancho de zapata ( $D_f/B$ ) menor a, el uso de este tipo de zapatas es la solución más económica en suelos de alta calidad. Para conocer la calidad del suelo a cimentar es necesario realizar un Estudio de Mecánica de suelo (EMS), el cual es realizado por un Ing. Civil especializado (PR), dentro de este informe técnico podemos encontrar las siguientes características:

- Capacidad admisible del terreno
- Perfil estratigráfico del terreno
- Clasificación del terreno
- Módulo de elasticidad
- Nivel freático
- Ángulo de corte del suelo
- Recomendaciones del tipo de cimentación, entre otros parámetros.

Para la edificación en estudio se ha considerado las siguientes características del suelo:

- Capacidad admisible del terreno: 4.00 kg/cm<sup>2</sup>
- Nivel mínimo de cimentación: -1.50 m

El sistema de cimentación corresponde a zapatas aisladas y conectadas para las columnas laterales y placas; y zapatas combinadas en los elementos con mayor demanda sísmica.

Como criterio general, se evitarán momentos por excentricidad de carga; estos generan una mala distribución de esfuerzos en el suelo, lo que se traduce en volados de mayor dimensión y en aumentos costos del proyecto. Para realizar un diseño funcional y económico de las cimentaciones, se tiene como criterio que el centroide de la zapata deberá coincidir con el centroide del apoyo vertical, esto para evitar momentos por excentricidad de carga.

### Tipos de zapatas

**Zapata simples o aislada:** Este tipo de zapata será utilizado en elementos en donde principalmente las solicitaciones por sismos sean de poca demanda a comparación de las cargas por gravedad. Según nuestro modelo de análisis estructural, las principales cargas actuantes de estos elementos son las cargas de gravedad; por lo que el predimensionamiento y diseño pueden reducirse a simples cálculos con las ecuaciones anteriormente mencionadas.

Estos esfuerzos en el suelo deben ser menores a la capacidad portante del suelo. En caso de obtener esfuerzos negativos en el suelo, se deberá redistribuir los esfuerzos mediante Meyerhoff. A continuación, se muestra los modelos de distribución de esfuerzos para la verificación de la estabilidad de la zapata:

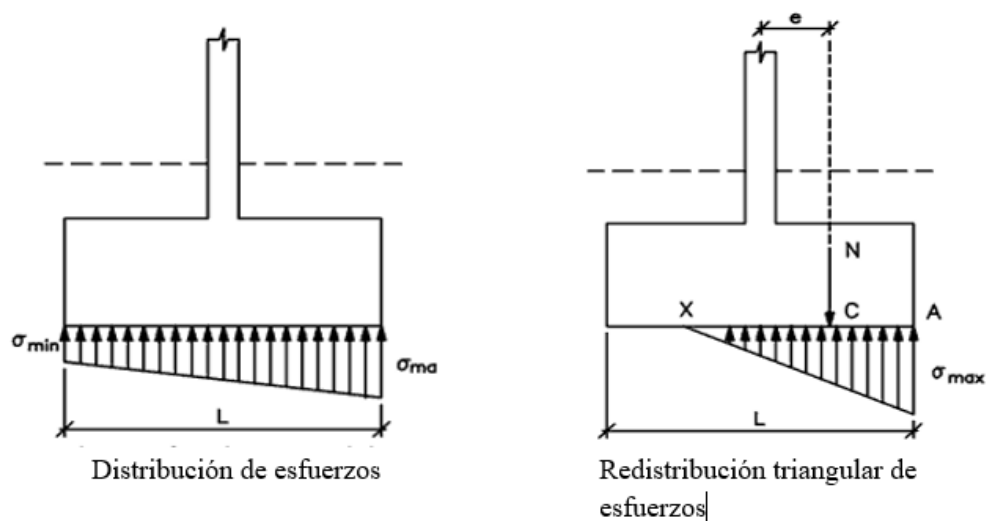


Figura 11-1 Modelos de distribución de esfuerzos

**Zapatas combinadas:** Por lo general este tipo de cimentación es conveniente utilizarla con elementos cuya solicitación sísmica, en cualquier dirección de estudio, demande dimensiones que pueden ser compartidas con elementos con poca solicitación. Es por este motivo, que 2 elementos o más, pueden resolverse con una sola zapata; cuyo diseño, al igual que la zapata aislada, deberá cumplir con los requerimientos por flexión, fuerza cortante y punzonamiento.

**Vigas de cimentación:** Para suelos con capacidad admisible mayor a 13 ton/m<sup>2</sup> no es necesario conectar la cimentación. El diseño es conservador, por lo cual se han conectado algunos de los elementos de cimentación mediante vigas. Esto queda a criterio del diseñador en base a la recomendación del especialista en suelos. Por lo general, se debe conectar la cimentación de manera que los esfuerzos no se transmitan sólo al suelo, sino también que las solicitaciones se puedan transmitir a estas vigas que finalmente van a tomar cierta carga; la cual se va a disipar en forma de energía debido al giro que se produzca en el nudo

formado por la viga, la zapata y elemento vertical. Es recomendable utilizar vigas de cimentación en zapatas excéntricas por lo mencionado anteriormente, cabe resaltar que es el uso de las vigas en zapatas excéntricas las que encarecen el diseño.

Es importante tener en cuenta que el modelo estructural de las vigas de cimentación puede llegar a ser mucho más complejo, debido a que el suelo aporta cierta rigidez al nudo (viga-columna-zapata), el cual es directamente proporcional al módulo de elasticidad del suelo. Esto quedará a criterio del diseñador y a las características sobre el suelo a cimentar.

### **Predimensionamiento de las zapatas**

El predimensionamiento de las zapatas se realizará mediante las cargas de gravedad considerando un 5% del PP de la zapata y con volados iguales. Para el análisis de estabilidad de las zapatas, las cargas de sismo pueden ser reducidas 1.25 veces. Luego de seleccionar las dimensiones de esta, se debe verificar los esfuerzos en los suelos mediante las ecuaciones:

$$\sigma_{\text{suelo}} = \frac{P}{A} + M_x * \frac{y}{I_{xx}} + M_y * \frac{x}{I_{yy}}$$

### **Diseño de concreto armado**

Las cargas de diseño se modelarán sobre un elemento en volado, el cual se encuentra empotrado en la cara del elemento vertical, con los esfuerzos del suelo aplicados sobre el volado. El diagrama de momentos y de fuerzas cortantes resulta invertido debido los esfuerzos del suelo transmitidos.

Los esfuerzos últimos en formas geométricas asimétricas (zapatas combinas y zapatas en L) varían en ambas direcciones, por lo que el criterio para ese tipo de configuración será tomar el valor más alto del esfuerzo último en la fibra más esforzada, se podría utilizar un valor promedio para el diseño, dependiendo variación de cargas; para esto es recomendable el uso de un software de análisis estructural el cual nos muestre la distribución en cada uno de los casos de análisis.

Para el diseño se debe de tomar en cuenta que en zapatas el peralte es  $d=h-10\text{cm}$ . A pesar de que se permite un peralte de zapata menor, es usual en el medio utilizar peraltes mínimos de 60 cm. Con peraltes de esta dimensión se asegura un correcto recubrimiento para el acero y un anclaje adecuado del refuerzo de los elementos verticales. Como especificación técnica adicional se deberá tener en cuenta el uso de pintura bituminosa o un aislante de salitre de acuerdo con el tipo de suelo o relleno que se va a utilizar.



## Diseño por flexión

Basado en la norma E060, el diseño deberá centrarse en las ecuaciones ya estudiadas en los capítulos anteriores. Para este tipo de caso la norma permite que se pueda reducir el momento a la cara de la columna al igual que en vigas y columnas.

Donde el momento último deberá ser menor o igual al momento nominal de la sección en estudio, La sección en estudio tendrá un peralte igual a la altura de la zapata menos 10 cm de recubrimiento; y un ancho igual a 100 cm.

El diseño nos dará el área de acero necesaria para resistir las tracciones que se producen en la sección flexionada. De la misma manera que en vigas o losas se trabajará con los esfuerzos a la cara de los elementos verticales. Se distribuirá la cuantía mínima para todas las direcciones donde no se requiera acero y en caso de que el cálculo del acero de la sección sea menor al mínimo, se podrá distribuir la cuantía mínima.

$$A_s * f_y = b * 0.85 * f'_c$$

$$\phi M_n = 0.9 * A_s * f_y * \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0.9 * A_s * f_y * \left( d - \frac{A_s * f_y}{2 * b * 0.85 * f'_c} \right)$$

## Diseño por cortante:

Para el diseño por cortante se utilizará las ecuaciones del inciso 12.12.1.21.12. de la norma E60. Cabe resaltar que este no es un diseño propiamente dicho debido a que no se colocará refuerzo por cortante, y solo se verificará que la capacidad de corte de la zapata, la cual depende directamente de la altura de esta, sea menor igual a la cortante última.

La norma también nos permite hacer reducciones de cortante última, para este caso en particular se puede tomar la cortante última a una distancia igual al peralte de la cara de la columna o elemento cimentado.

De la misma manera que en el caso de vigas o losas se analiza la fuerza cortante generada por el empuje del suelo a una distancia "d" de la cara de los elementos verticales. Como las cimentaciones no cuentan con ningún tipo de refuerzo transversal para cortante todo el esfuerzo debe de ser tomado por el concreto, por lo que se debe de cumplir

$$\phi V_c \leq V_u \quad \phi V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

### Verificación de Punzonamiento:

Se trata de un tipo especial de falla para elementos tipo membrana que no tienen presencia de vigas peraltadas debido a que la transmisión de cargas se hace directamente entre el elemento vertical y la membrana, la superficie de falla se encuentra a  $d/2$  de la cara del elemento de vertical.

Al igual que el diseño por cortante, no se habla exactamente de un diseño; sino de una verificación de esfuerzos últimos en una sección de falla, cuya principal variable de capacidad depende del peralte adoptado para la zapata.

En resumen, el diseño de la cimentación se calculará en base a lo estipulado en la norma E060, por lo que se deberá cumplir con las siguientes expresiones:

$$\phi V_c \leq V_u$$

$$\phi V_c = 1.06 * \sqrt{f'_c} * P * d$$

Donde:

P: perímetro de la sección de falla

d: peralte efectivo de la zapata

Se procede a asumir valor de  $h=0.70$  m y se procede a predimensionar la zapata considerando que el esfuerzo en la base debido a la carga muerta y carga viva no sea mayor al esfuerzo admisible del terreno.

El valor del  $Q_{adm}$  del terreno lo obtenemos del EMS, el cual deberá estar firmado y aprobado por el especialista en suelos, el especialista en suelos, según el tipo de suelo, recomendará el tipo de cimentación a utilizar para la edificación.

#### 11.1. DISEÑO ZAPATA Z-01

Se diseñará la zapata de la columna central C1; a continuación, se muestra la ubicación de la zapata:

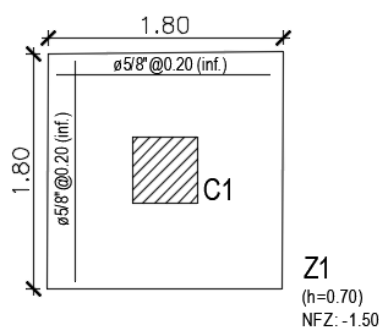


Figura 11-2 Ubicación de zapata Z-01

### Fuerzas Actuantes:

Se procederá a predimensionar la zapata Z-01, la cual se encuentra en la zona central de la edificación.

Cargas	Mx (ton.m)	My (ton.m)	Fz (ton)
Sx	-	9	20
Sy	5	-	34
CM	-	-	109
CV	-	-	36

Tabla 11-1 Solicitaciones sísmicas de Z-01

Con los siguientes parámetros, obtenidos del análisis estructural:

f'c	210	kg/cm <sup>2</sup>
CM	80	Ton
CV	26	Ton
Pp=(5%*CM)	7.2	Ton

Tabla 11-2 Parámetros para predimensionamiento Z-01

Donde el área requerida es la siguiente:

Área req.=(CM+CV+Pp)/Qadm	3.1	m <sup>2</sup>
Lado de zapata=A <sup>0.5</sup>	1.8	m
Área de zapata	3.2	m <sup>2</sup>

Tabla 11-3 Predimensionamiento zapata Z-01

Aplicando la fórmula para el cálculo de esfuerzos en el suelo, se obtiene los siguientes resultados:

	σ suelo	Qadm	
Sin sismo	32.7	40	Cumple
Con sismo	49.3	52*	Cumple

Tabla 11-4 Esfuerzos máximos en Z-01

(\*) Para el caso del sismo la norma permite amplificar el Qadm del suelo hasta en 30%.

### Diseño por flexión:

Del análisis estructural se obtienen los siguientes valores para las combinaciones últimas de cargas.

Combinación	Mx (ton.m)	My (ton.m)	Fz (ton)
1.4CM+1.7CV	0	0	214
1.25(CM+CV)+Sx	0	9	201
1.25(CM+CV)+Sy	5	0	215

Tabla 11-5 Combinaciones últimas de carga para Z-01

El esfuerzo último asociado a la dirección X, se calculará a continuación:

Combinación	$\sigma$ último (ton/m <sup>2</sup> )
1.25(CM+CV)+Sx	51.2
1.25(CM+CV)-Sx	40.1

Tabla 11-6 Esfuerzos últimos en Z-01

En el gráfico se muestra la distribución de esfuerzos obtenidos en la base de la zapata:

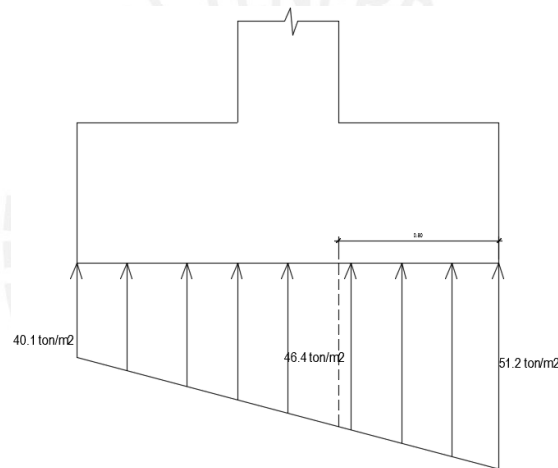


Figura 11-3 Distribución de esfuerzos últimos en la base Z-01

El momento se calculará para 1 m de franja de zapata, con ancho "b" igual a 100 cm y d=60 cm:

$$M_u = (46.4 + 50.2) \cdot 0.8^2 / 4 = 15.5 \text{ ton.m/m}$$

Mu (ton.m)	$\phi Mn$ (ton.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As colocado	As mín
15.5	18.5	6.2	$\phi 5/8" @ 0.25$	$\phi 1/2" @ 0.25$

Tabla 11-7 Diseño por flexión Z-01

#### Diseño por punzonamiento y corte

Una vez realizado el cálculo por flexión se procederá a la verificación por punzonamiento y corte, en la siguiente tabla se procede a calcular los parámetros para la verificación de fuerza cortante:

FACTOR DE PUNZONAMIENTO		
Longitud A	1.1	m
Longitud B	1.1	m
Ao: Área crítica	1.21	m <sup>2</sup>
Factor A/B	1	
Factor punzonamiento	1.1	
Bo: Perímetro	4.4	m

Tabla 11-8 Parámetros de punzonamiento Z-01

Se observa que el  $V_u$  de punzonamiento es menor a la capacidad de corte de la estructura, la zapata cumple con los requerimientos por punzonamiento. Para la verificación por corte, la norma permite reducir el valor a de la cortante última a “d” de la cara.

Verificación por corte		
$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot 210^{0.5} \cdot d$	39.2	ton
$V_u$	10.3	ton

Tabla 11-9 Diseño por corte Z-01

## 11.2. DISEÑO ZAPATA Z-04

La sección propuesta para la zapata combinada de 11.90 x 4.85 m, el cual tiene un volado de 1m en ambas direcciones; esta se encuentra recibiendo la carga de la escalera, la caja del ascensor y la placa PL-04. A continuación, se muestra la zapata obtenida:

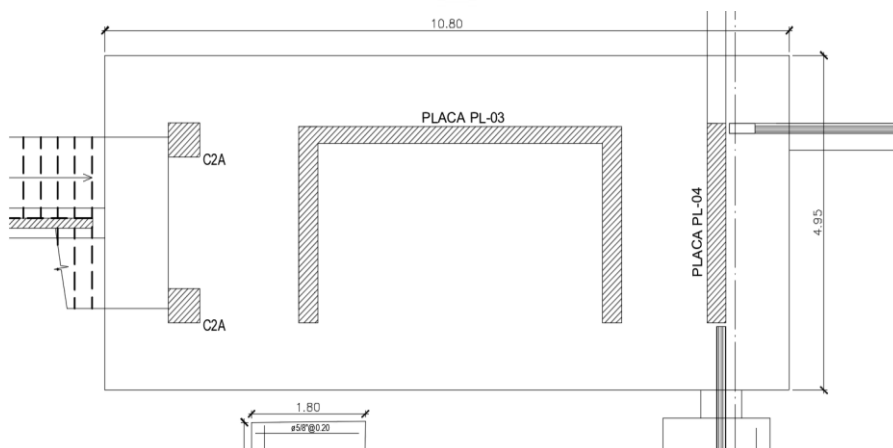


Figura 11-4 Ubicación de Zapata Z-04

La zapata tiene las propiedades geométricas de sección:

PROPIEDADES DE LA SECCION	
Área(m <sup>2</sup> )	53.5
Centroide	
Yo(m)	2.5
Xo(m)	5.4
Inercia	
Ixx(m <sup>4</sup> )	109.2
Iyy(m <sup>4</sup> )	519.6

Tabla 11-10 Propiedades geométricas de la zapata Z-04

La zapata se encuentra cargada con las siguientes cargas permanentes en el centroide de la zapata combinada, en las siguientes tablas se muestra las cargas con la excentricidad de la carga con respecto al centro de la zapata, al final de la tabla se muestra el par resultante del desplazamiento de cargas al centroide de la zapata.

Cargas actuantes:

- Carga muerta:

Elemento	Pz (ton)	Dy (m)	Mx (ton.m)
C2A	42	-	-
C2A	50	-	-
P4	481	-0.443	-213
P3	153	-	-
Par resultante	726		213

Tabla 11-11 Par de fuerzas resultantes de Z-04 por CM

Carga viva:

Elemento	Pz (ton)	Dy (m)	Mx (ton.m)
C2A	13	-	-
C2A	12	-	-
P4	109	-0.443	-48
P3	40	-	-
Par resultante	174		48

Tabla 11-12 Par de fuerzas resultantes de Z-04 por CV

Se obtienen las siguientes cargas por elemento, para el caso del sismo en la dirección YY; cabe resaltar que las cargas corresponden al caso más desfavorable:

- Sismo YY:

Elemento	Pz (ton)	Dy (m)	Mx=Pz(Dy) (ton.m)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
C2A	30	-	-	-	-
C2A	25	-	-	-	-
P4	207	0.443	92	704	383
P3	77	-	-	205	-

Tabla 11-13 Desplazamiento de fuerzas Z-04 por Sismo YY

Se obtienen los momentos del sismo en el centroide de la zapata:

Pz (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
338	1000	383

Tabla 11-14 Par de fuerzas resultantes de Z-04 por Sismo YY

Con las cargas se procede a verificar la estabilidad de la zapata en el suelo, la norma vigente permite reducir las cargas de sismo entre 1.25, A continuación, se muestra los esfuerzos máximos obtenidos:

Caso	Pz (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
CM+CV+ Sy/1.25	1260	1061	307
CM+CV- Sy/1.25	719	-539	-307

Tabla 11-15 Cargas últimas de Z-04

Se obtienen los siguientes esfuerzos en las esquinas de la zapata

$\sigma_{\text{máx}}$ (ton/m <sup>2</sup> )	51.6	52	cumple
$\sigma_{\text{mín}}$ (ton/m <sup>2</sup> )	-1.9	52	cumple

Tabla 11-16 Verificación de estabilidad de Z-04

Los esfuerzos de tracción que existen sobre el terreno son mínimos por lo cual no es necesario hacer una redistribución de esfuerzos, a continuación, se muestra la distribución de esfuerzos obtenidos mediante el software de cálculo estructural.

Se procederá a calcular los esfuerzos últimos, mediante las combinaciones exigidas por la norma de diseño en concreto armado:

Combinación	$\sigma$ máx (ton/m <sup>2</sup> )
1.4M+1.7CV	33.2
1.25(CM+CV)+S	60.2
1.25(CM+CV)-S	52.2
0.9CM+S	48.3
0.9CM-S	40.3

Tabla 11-17 Esfuerzos últimos máximos de Z-04

Estos esfuerzos corresponden a la esquina más esforzada de la zapata, para efectos de simplificación y de diseño se tomará el máximo valor de estos para el cálculo de momento en el volado de la zapata de la dirección YY.

Diseño por flexión:

En 1 metro de franja se obtiene lo siguiente

ZAPATA Z-04	Mu (ton.m)	As mín (cm <sup>2</sup> )	$\emptyset$ Mn. (cm <sup>2</sup> )	Espaciamiento
AceroYY	30.10	12	31.3	$\emptyset$ 3/4" @ 0.20
AceroXX	30.10	12	31.3	$\emptyset$ 3/4" @ 0.20

Tabla 11-18 Momentos máximos en volados de Z-04

Verificación por punzonamiento:

Al igual que la verificación por corte se deberá analizar de forma independiente cada elemento.

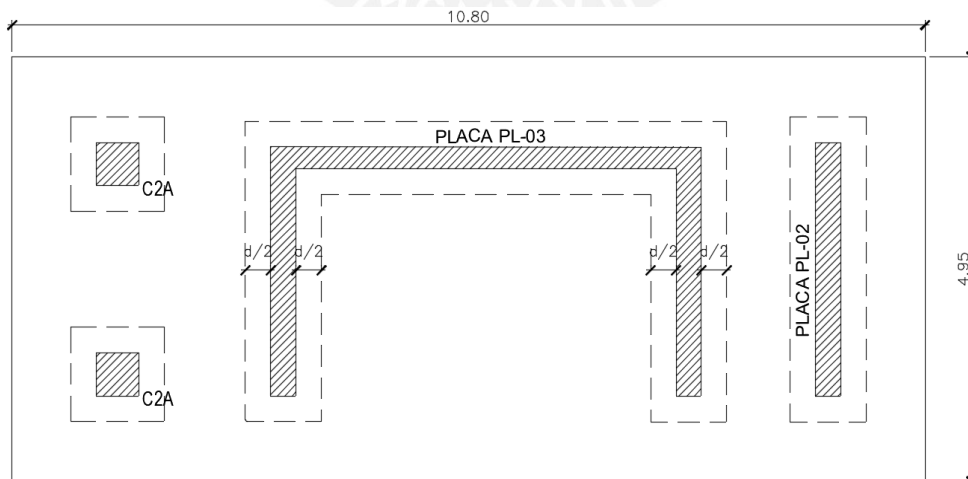


Figura 11-5 Área de falla por punzonamiento

Para la verificación de punzonamiento en la placa del ascensor, se tienen los siguientes parámetros:



Factor de punzonamiento		
Ao: Área crítica	9.60	m <sup>2</sup>
Factor A/B	0.7	
Fp: Factor punzonamiento	1.1	
Bo: Perímetro	23.7	m

Tabla 11-19 Factor de punzonamiento de Z-04

A continuación se compara la capacidad de punzonamiento de la sección y la cortante última para la sección que bordea la placa del ascensor:

$\phi V_c = 0.85 * F_p * 210^{0.5} * B_o * d$	39.2	ton
$V_u = \sigma_{ult} * (A_t - A_o)$	10.3	ton

Tabla 11-20 Verificación de punzonamiento de Z-04

#### Verificación de corte:

Al igual que el punzonamiento se deberá analizar de forma independiente la influencia de cada elemento en la cimentación:

La verificación de corte más crítica corresponde a la placa, por lo que se analizará la sección indicada en la franja señalada en la figura 12.1.1.2; debido a que no se dispondrá de ningún refuerzo adicional, el análisis se realizará distribuyendo el esfuerzo último en la franja señalada.

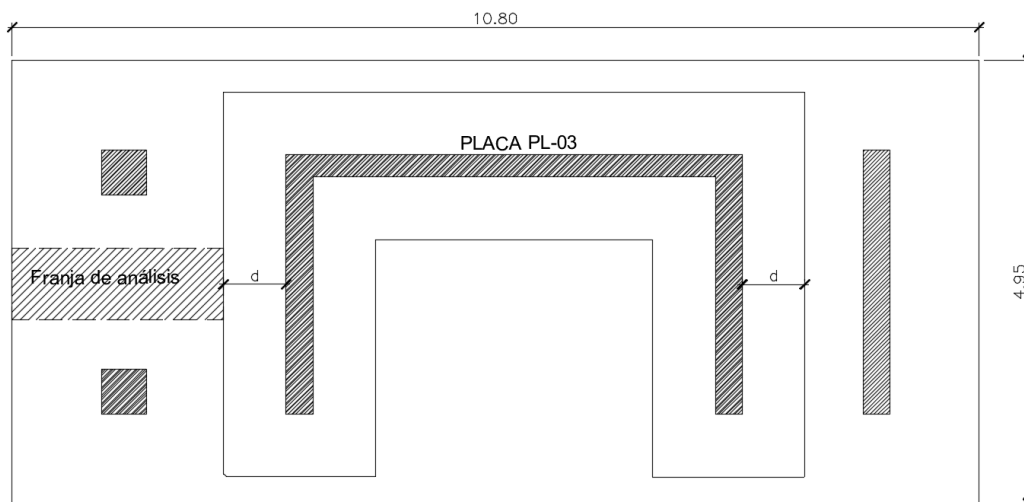


Figura 11-6 Verificación de punzonamiento

VERIFICACION CORTANTE		
$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * 210^{0.5} * b * d$	39.2	ton
$V_u = \sigma_{ult} * \text{Área distrib.}$	32.5	ton

Tabla 11-21 Verificación de corte de Z-04

### 11.3. DISEÑO DE VIGA CIMENTACIÓN/ZAPATA LATERAL

Según norma E030, no es necesario conectar las zapatas en suelos con capacidad portante mayor a 1.3 kg/cm<sup>2</sup>. Debido a que las columnas esquineras presentan momentos relativamente mayores a los de las columnas laterales se decidió conectar las zapatas laterales, para que la energía asociada al giro entre zapata y columna se distribuya y mejore su comportamiento.

A continuación, se presenta las zapatas a conectar:

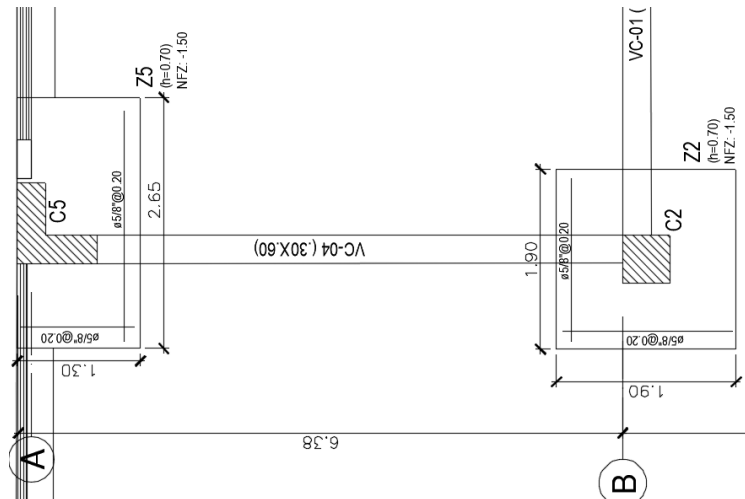


Figura 11-7 Modelo de zapatas conectadas mediante viga de cimentación VC-04

Las cargas a utilizar y el modelo a analizar:

Cargas	C5	C2
CM (ton)	111	93
CV (ton)	21	24
Pyy (ton)	20	15
Mxx (ton.m)	22	13

Tabla 11-22 Solicitaciones actuantes

El modelo muestra una viga simplemente apoyada, cabe resaltar que la zapata debe considerar una excentricidad igual a la longitud entre el eje de la columna y el eje centroidal de la zapata, dicha excentricidad genera momentos adicionales en el centro de la zapata, como criterio de diseño se han conectado todas las zapatas esquineras.



Diseño por flexión:

Para el diseño se tomarán los momentos a la cara de los elementos, en la siguiente tabla se muestra los momentos de diseño y el acero que se va a colocar para la viga V2.

Mu	As	As min	φ colocado
ton.m	cm2	cm2	
23.1	4.6	1.64	3 φ 5/8" + 2 φ 5/8"

Tabla 11-23 Diseño por flexión de VC-04

Diseño por corte:

Debido a que es el diseño por capacidad quien gobierna el diseño por corte, se realizará el cálculo de  $V_{uc}$ . A continuación, se muestra los momentos nominales correspondientes a la sección en estudio:

Diseño por corte	
$V_u = \phi(V_c + V_s)$	12.9 ton
$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 54$	12.21 ton
$V_u = 2.4 - 0,15 * 1.492$	0.7 ton

Tabla 11-24 Diseño por flexión de VC-04

El diseño final esta dado por: Estribos φ 3/8" @.20

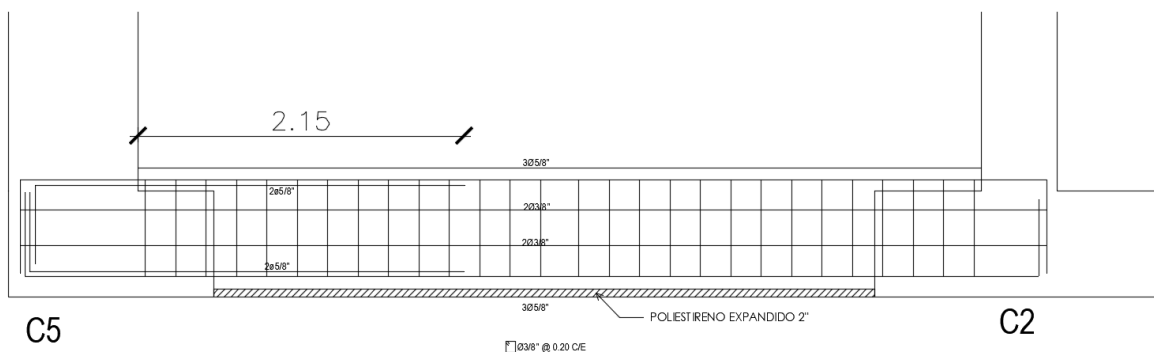


Figura 11-8 Diseño final de VC-04

## 12. CONCLUSIONES

1. El criterio de estructuración juega un papel muy importante en las etapas iniciales del proyecto, una buena estructuración puede distribuir la fuerza sísmica y desplazamientos de manera más óptima en el casco estructural. Caso contrario el proceso de estructuración puede llegar a ser iterativo hasta lograr los requerimientos mínimos por los códigos.
2. Los resultados obtenidos mediante métodos dinámicos y estáticos se han verificado con las ecuaciones de los métodos empíricos indicados en la norma de diseño sismorresistente. Los periodos obtenidos presentan mayor precisión mediante los métodos de análisis dinámicos.
3. Los metrados de carga y la distribución de masa se han realizado manualmente, no se recomienda realizar el análisis por cargas de gravedad usando el programa debido a que este genera conflictos que generan error en análisis por cargas de gravedad, se recomienda asignar las cargas de los elementos secundarios y no modelarlos en el programa.
4. La arquitectura permitía una distribución simétrica de placas, por lo cual el edificio distribuye la rigidez de manera que se controlan los desplazamientos en todos los pórticos principales. La deriva máxima es de 3.00‰, menor al 50% del límite de 7‰. En base a nuestra norma vigente no se requiere que se verifique torsión.
5. El diseño de la cimentación no requiere un análisis exhaustivo de la distribución de esfuerzos en toda la base, para la verificación de cortantes últimas se puede asumir que el esfuerzo actuante es el máximo esfuerzo y que la distribución es constante, siempre y cuando no existan fuerzas de tracción sobre el terreno o sean mínimas.
6. Es parte del deber profesional, asegurar que los elementos estructurales y no estructurales se diseñen de tal forma que resistan cargas de sismo y que bajo cargas de servicio tenga un comportamiento dentro de lo estipulado en los códigos, el predimensionamiento escogido sigue con lo estipulado en la norma E060 para no verificar deflexiones en los elementos.
7. Las cargas de construcción importantes, deben ser consideradas dentro del análisis tal es el caso de maquinarias para compactación, arriostamiento de grúas, montaje de elementos prefabricados, etc.
8. Se requiere un análisis más exhaustivo de los pórticos principales para evaluación de la ductilidad de la estructura, el análisis pushover se encuentra fuera del alcance de esta tesis, pero es importante conocer la relación entre la ductilidad de los elementos y la ductilidad de la edificación.

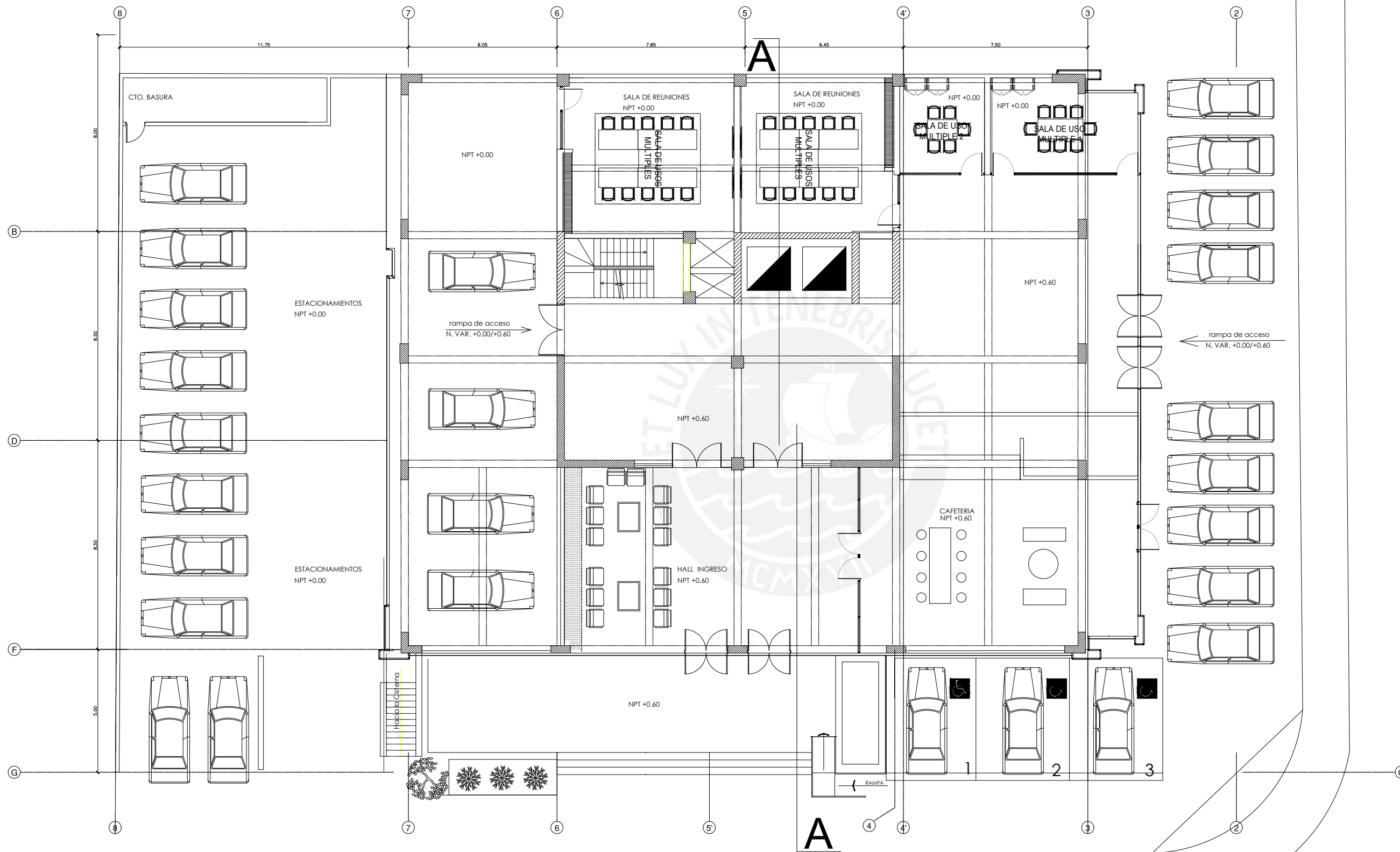
9. Constructivamente se requiere de mayor detalle en algunos elementos estructurales; debido a esto, la información de los planos deberá ser complementada con los detalles constructivos en los planos As built, los cuales deben tener la aprobación del Ingeniero responsable del proyecto.

### 13. BIBLIOGRAFÍA

- **BLANCO BLASCO, ANTONIO**, Estructuración y diseño de edificios de concreto armado. Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil, 2da edición. Lima, 1996-1997.
- **ANIL K. CHOPRA**, Dinámica de Estructuras. Cuarta edición, Pearson Educación, Nuevo México, 2014
- **MUÑOZ PELAEZ, ALEJANDRO**, Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, 2009.
- **OTTAZZI PASINO, GIANFRANCO**, Diseño en Concreto Armado. Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería. Lima 2007.
- **RONDON S.M., CARLOS**, Manual de Armaduras de Refuerzo para Hormigón, Casanave y Asociados. Santiago de Chile. 2008
- **NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.020 – Cargas**. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2006.
- **NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.030 – Diseño Sismorresistente**. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2018.
- **NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.050 – Suelos y Cimentaciones**. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2006
- **NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.060 – Concreto Armado**. Reglamento nacional de edificaciones. SENCICO, 2009.

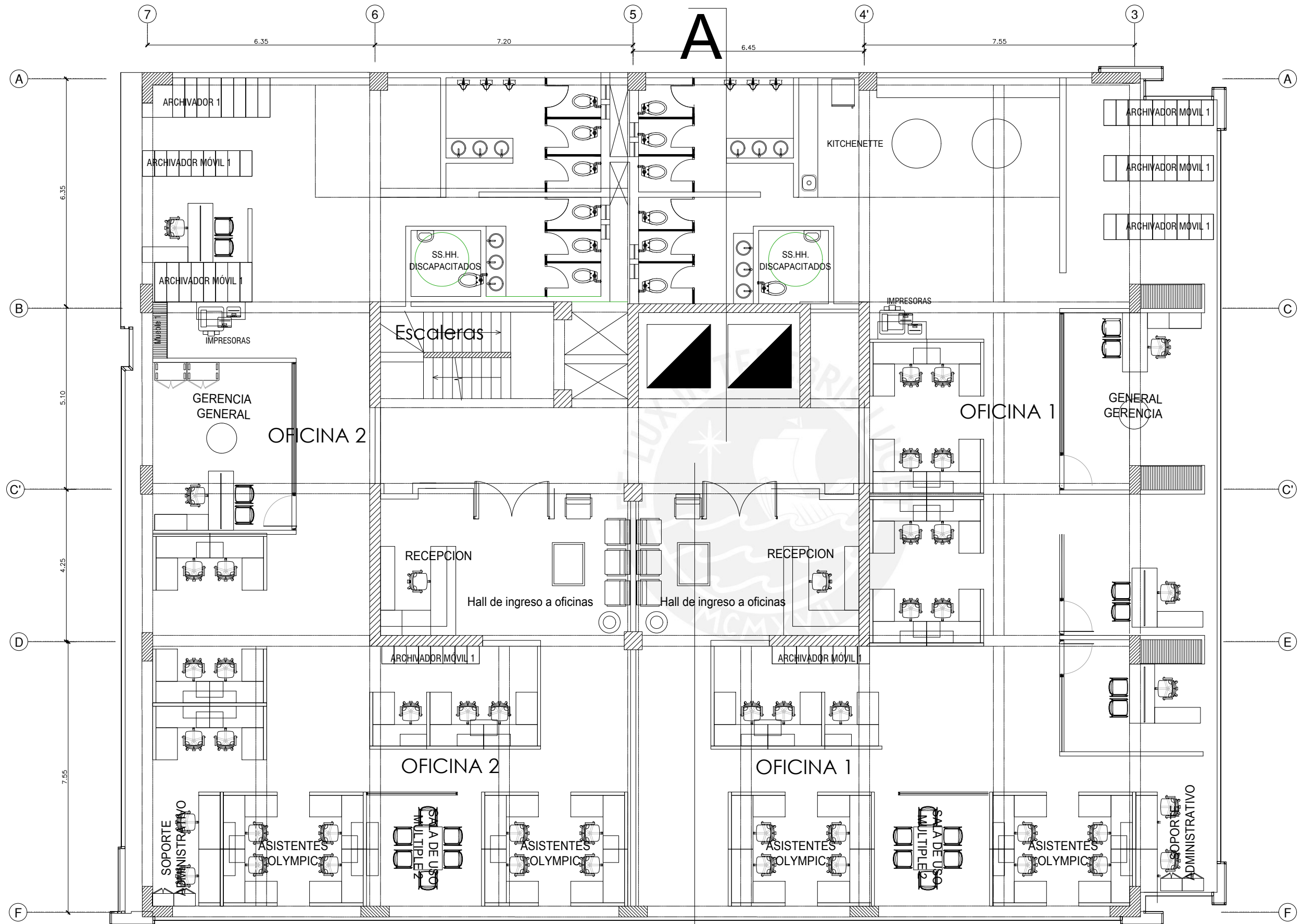
14. ANEXOS





PLANTA PISO 1: N+ 0.60  
 escala 1/50

PROYECTO:	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS UBICADO EN LINCE, LIMA - PERÚ		
VENUE:	OFICINAS-NOLAZCO		
ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA		
PLANO:	PLANTA PISO 1		LAMINA:
Código de Plano:	Escala:	Fecha:	Rev:
	1/50	2019	0
			AA-01

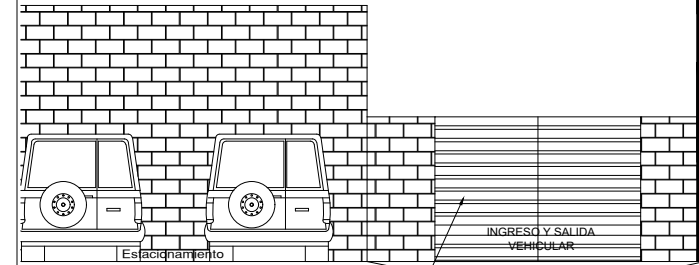
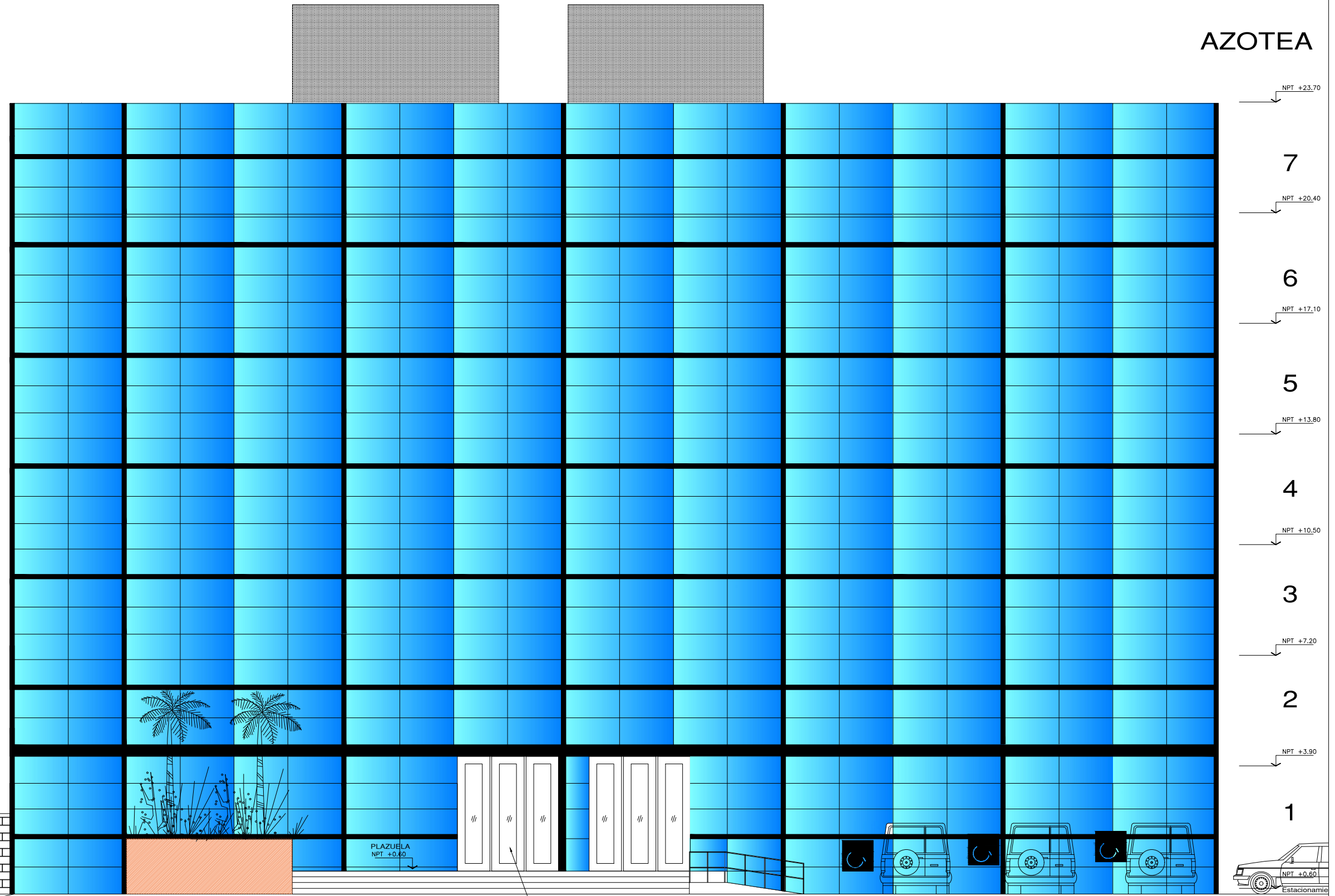


PLANTA PISO TÍPICA: N+3.90,+ 7.20,+10.50, +13.80, +17.10, +20.40  
 escala 1/50

PROYECTO:	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS UBICADO EN LINCE, LIMA - PERÚ		
VENUE:	OFICINAS-NOLAZCO		
ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA		
PLANO:	PLANTA PISO TÍPICA		LAMINA:
Código de Plano:	Escala:	Fecha:	Rev:
	1/50	2019	0
			AA-02



AZOTEA

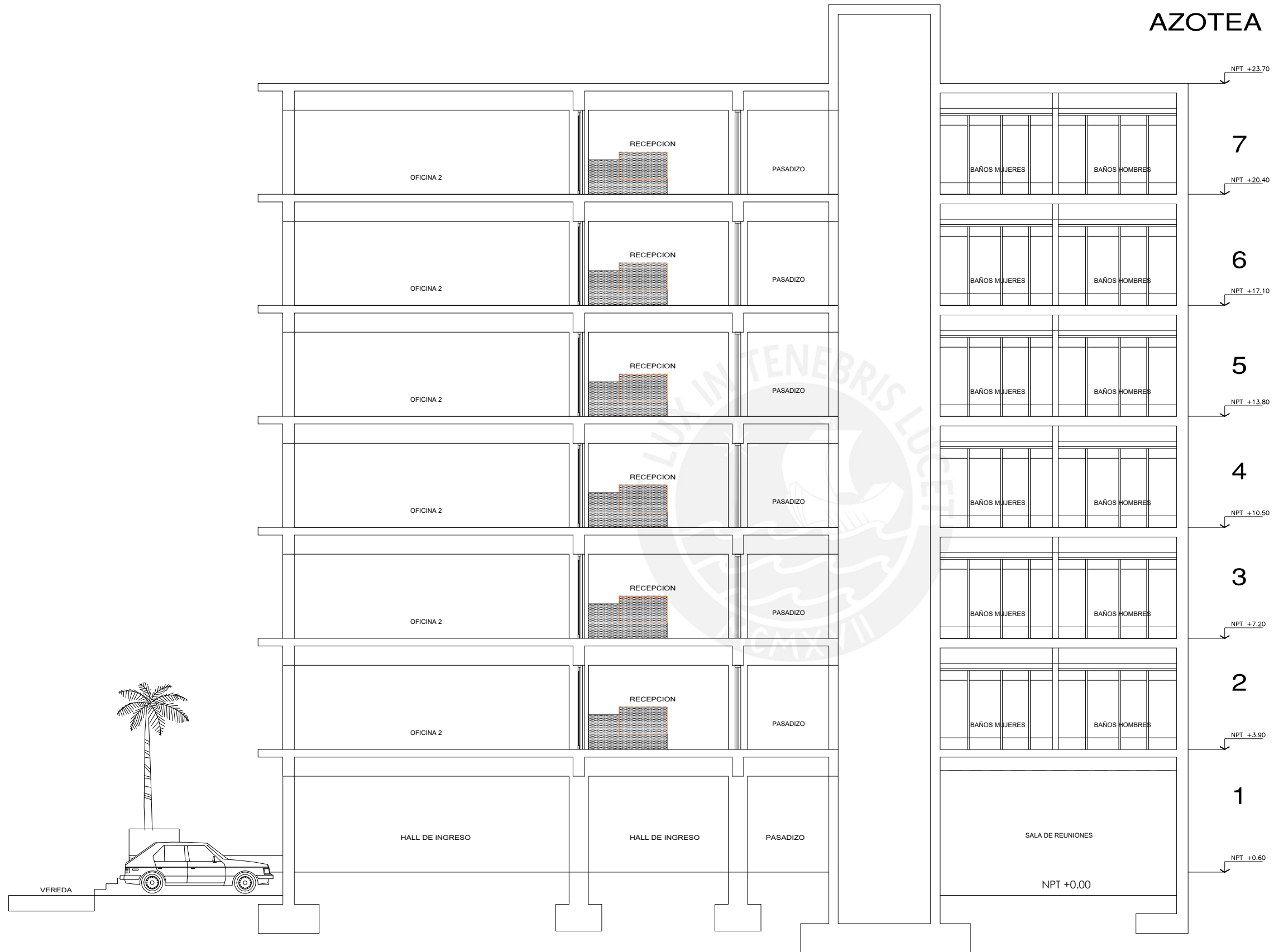


INGRESO VEHICULAR  
 Portón Doble hoja sistema batiente  
 tipo Reja metálica

INGRESO A OFICINAS

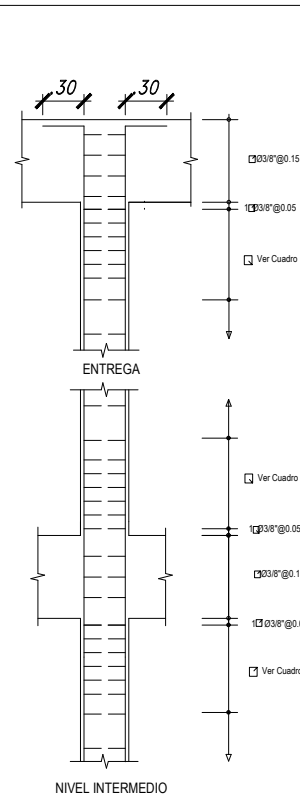
ELEVACIÓN FRONTAL  
 escala 1/50

PROYECTO:	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS UBICADO EN LINCE, LIMA - PERÚ			
VENUE:	OFICINAS-NOLAZCO			
ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA			
PLANO:	ELEVACIÓN FRONTAL			LAMINA:
Código de Plano:	Escala:	Fecha:	Rev:	AA-03
	1/50	2019	0	



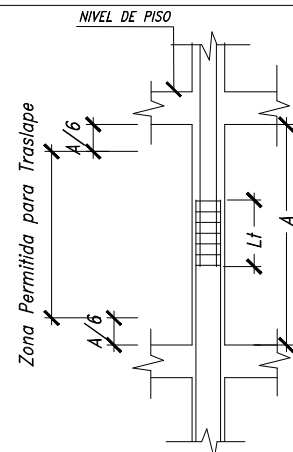
**CORTE A-A**  
 escala 1/50

PROYECTO:	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS UBICADO EN LINCE, LIMA - PERÚ			
VENUE:	OFICINAS-NOLAZCO			
ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA			
PLANO:	CORTE A-A			LAMINA:
Código de Plano:	Escala:	Fecha:	Rev:	<b>AA-04</b>
	1/50	2019	0	



Ø	R	a
1/4"	5 cm	6.5 cm
3/8"	6 cm	6.5 cm
1/2"	7 cm	8 cm

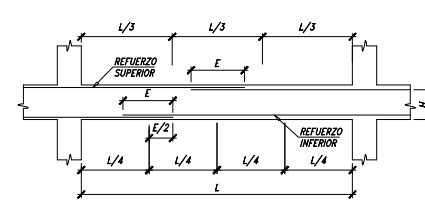
**DOBLADO DE GANCHOS 180°**  
VIGAS Y COLUMNAS  
ESC. 1/25



COLUMNAS		PLACAS	
f'c=kg/cm2	#(pulg.)	f'c=kg/cm2	#(pulg.)
210	3/8"	210	3/8"
	1/2"		1/2"
	5/8"		5/8"
	3/4"		3/4"
	1"		1"
	1.3/8"		1.3/8"

NOTA:  
1. VER ESPECIFICACIONES DE "LONGITUD DE TRASLAPE (L)"  
2. ZONA CON ESTRIBOS ESPACIADOS A 0.10m. COMO MAXIMO  
3. NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA SECCION  
4. EN CASO DE TRASLAPAR FUERA DE LAS ZONAS PERMITIDAS, LAS LONGITUDES DE TRASLAPE SE MULTIPLICARA POR EL FACTOR 1.5  
5. SE TRASLAPARA MAXIMO EL 50% DEL REFUERZO QUE PASA POR UNA SECCION Y ENTRE DOS TRASLAPE SUCCESIVOS HABRA UNA DISTANCIA MINIMA DE 4Ø DIAMETROS DEL REFUERZO EN USO.

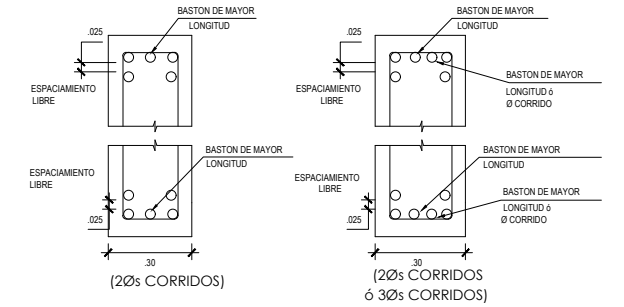
**EMPALMES PARA VIGAS APOYADAS SOBRE COLUMNAS Y PLACAS**  
LOCALIZACION Y LONGITUD



NOTAS:  
1.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE UNA SECCION  
2.- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.  
3.- COLOCAR ESTRIBOS ADICIONALES Ø3/8" @ 10 EN TODA LA LONGITUD DEL EMPALME

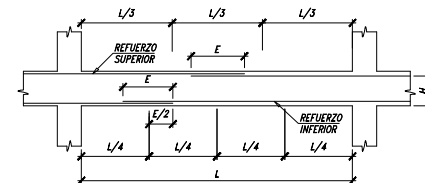
Peralte de Viga H	ØAs	D	Espaciamiento Máx. S=Ød4
0.40	#3/8"	0.35	8.50 cm
0.50	#3/8"	0.45	11.25 cm
0.60	#3/8"	0.55	13.75 cm
0.70	#3/4"	0.65	16.25 cm
0.80	#3/4"	0.75	18.75 cm
0.90	#3/4"	0.85	21.25 cm
1.00	#3/4"	0.95	23.75 cm

**DOBLADO DE ESTRIBOS EN VIGAS Y COLUMNAS**  
ESPACIAMIENTO EN ESTRIBOS EN ZONAS DE CONFINAMIENTO DE VIGAS



**DETALLE DE ARMADO DE VIGAS EN 2 CAPAS**  
(2Øs CORRIDOS) (3Øs CORRIDOS)

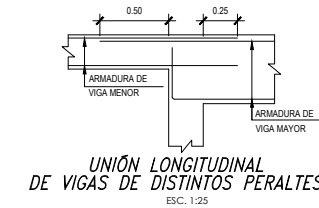
**EMPALMES PARA VIGAS APOYADAS SOBRE VIGAS, VIGUETAS, LOSAS Y ESCALERAS**  
LOCALIZACION Y LONGITUD



VALORES DE E (cm) EN VIGAS Y VIGUETAS			VALORES DE E (cm) LOSAS Y ESCALERAS		
f'c=kg/cm2	Refuerzo INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR	f'c=kg/cm2	Refuerzo INFERIOR Y SUPERIOR	
210	45	45	210	45	
	60	60		60	
	75	75		70	
	90	90		80	
	145	145			

CUADRO DE GANCHOS STANDARD EN VARRILLAS DE FIERRO CORRUGADAS		
Sección Crítica	Ø (cm)	L (cm)
1/4"	10	15
3/8"	12	20
1/2"	15	28
5/8"	20	35
3/4"	25	40

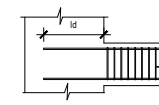
NOTA:  
EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO EN FORMA LONGITUDINAL EN VIGAS Y LOSAS DE CIMENTACION, COLUMNAS Y VIGAS, DEBERAN TERMINAR EN GANCHOS STANDARD, LOS CUALES SE ALICERAN EN EL CONCRETO CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADAS EN EL CUADRO ANTERIOR



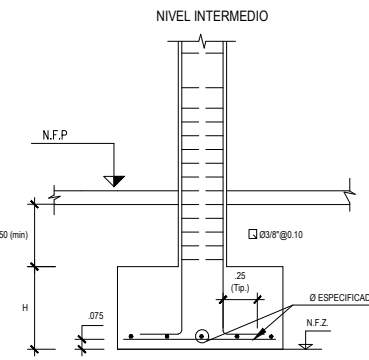
**UNION LONGITUDINAL DE VIGAS DE DISTINTOS PERALTES**  
ESC. 1:25

Dímetro	Id tracción	Id tracción Estribos Sup.
3/8"	30	42
1/2"	32	45
5/8"	40	56
3/4"	50	70

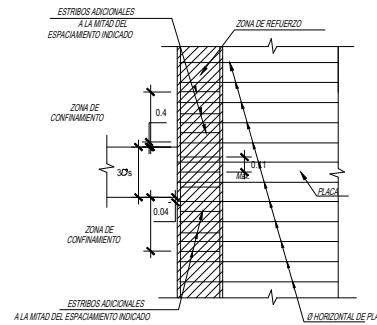
**LONGITUDES DE ANCLAJE**  
ESC. 1:25



(\*) Barras Sup.: Barras Horizontales que llegan por debajo más de 30 cm. de Concreto Fresco.

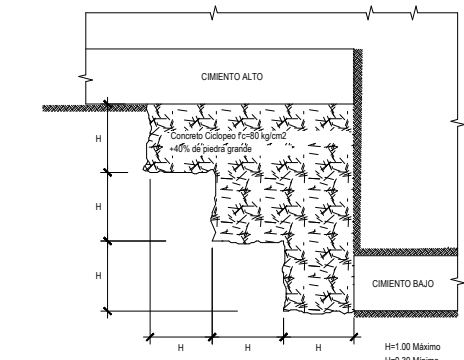


**DETALLE DE ZAPATA**  
ESC. 1/25



NOTA: LAS ZONAS DE REFUERZO INDICADAS EN LAS PLACAS SE CONFIRMARAN CON 4 JUEGOS DE ESTRIBOS LOS CUALES IRAN INTERCALADOS CON LOS ESTRIBOS Y FIERROS INDICADOS EN CADA CASO

**CONFINAMIENTO DE PLACAS (ELEVACION)**  
ESC. 1/25



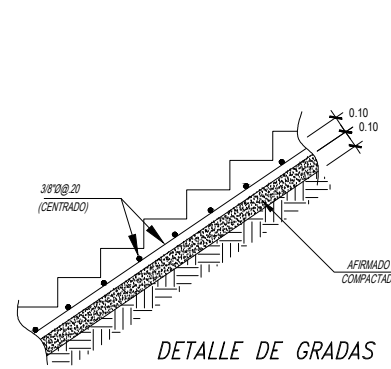
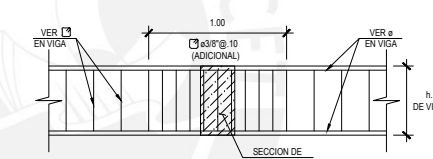
**DETALLE DE DESNIVEL DE CIMENTACIONES**  
ESC. 1/25

CLAVE DE ESPESORES		CLAVE DE LONGITUDES DE ANCLAJE (m)			
TIPO	ESPESOR DE MURO	TIPO	#3/8"	#1/2"	#5/8"
e1	0.30	L	0.20	0.30	0.50

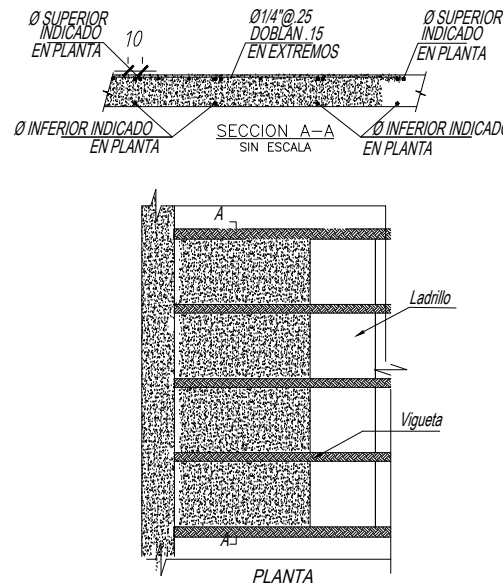
**ALLES TÍPICOS DE ENCUENTROS ENTRE MUROS (Planta)**

NOTA:  
1.- SOLO SE MUESTRA REFUERZO HORIZONTAL  
2.- VER REFUERZO VERTICAL EN DETALLE DE EXTREMOS Y ELEVACION DE MUROS  
3.- SOLO CONSIDERAR LOS CASOS QUE EXISTEN EN EL PRESENTE PROYECTO

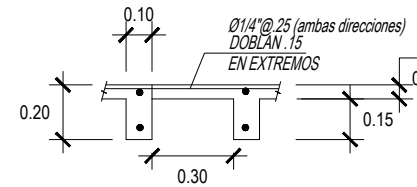
**DETALLE DE REFUERZO ADICIONAL EN CRUCE DE VIGAS (ELEVACION)**



**DETALLE DE GRADAS EN RELLENO**  
ESCALA: 1:25



**PLANTA**



**DETALLE DE ALIGERADO**  
S/E

**ESPECIFICACIONES CONCRETO ARMADO**

- CEMENTO:**
    - Cemento Portland Tipo I
  - RESISTENCIA DEL CONCRETO:** CLASE
    - Solado
    - Losas de piso sobre terreno (Falso Piso)
    - Subcimiento corrido y sub-zapatas (con 30% de piedra desplazadora de 8" máximo) 175 kg/cm2
    - Cimientos corridos y Sobrecimientos de Tabiques (con 25% de piedra desplazadora de 4" máximo) 175 kg/cm2
    - Columnas de amarre de albañilería 210 kg/cm2
    - Zapatas, Vigas de Cementación 210 kg/cm2
    - Cisterna 210 kg/cm2
    - Losas de techo y escaleras 210 kg/cm2
    - Placas 210 kg/cm2
    - Columnas 210 kg/cm2
    - Vigas 210 kg/cm2
    - Muros de concreto 210 kg/cm2
  - ACERO DE REFUERZO:** fy = 4200 Kg/cm2 (428 MPa)
    - Barras corrugadas: ASTM A-615 (Grado 60)
  - RECUBRIMIENTOS:**
    - Concreto vaciado contra el Terreno 7.5 cm.
    - Concreto en contacto con el terreno (Superficies encofradas)
      - Barras de 5/8" o menores 4.0 cm.
      - Barras de 3/4" o mayores 5.0 cm.
    - Losas macizas, Escaleras y muros 3.0 cm.
    - Vigas Chales 3.0 cm.
    - Columnas Estructurales, Placas y Vigas Peraltadas 4.0 cm.
    - Vigas y Columnas de Amarre (CA) 2.5 cm.
  - SOBRECARGAS:**
    - AMBIENTES DEL POLIGONO DE TIRO INDICADAS
    - CORREDORES Y ESCALERAS 400 Kg/m2
    - AZOTEA 100 Kg/m2
    - ESTRUCTURA METALICA 30 Kg/m2
  - CARGAS PERMANENTES:**
    - PISO TERMINADO Y CIELO RASO 100 Kg/m2
    - TABIQUERIA DRYWALL 50 Kg/m2
  - PARAMETROS SISMORESISTENTES**

SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE SISTEMA DE MUROS ESTRUCTURALES (EN AMBAS DIRECCIONES)

PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA

    - PERIODO DIRECCION XX: Txx = 0.52 seg.
    - PERIODO DIRECCION YY: Tyy = 0.42 seg.

PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA O ESPECTRO DE DISEÑO

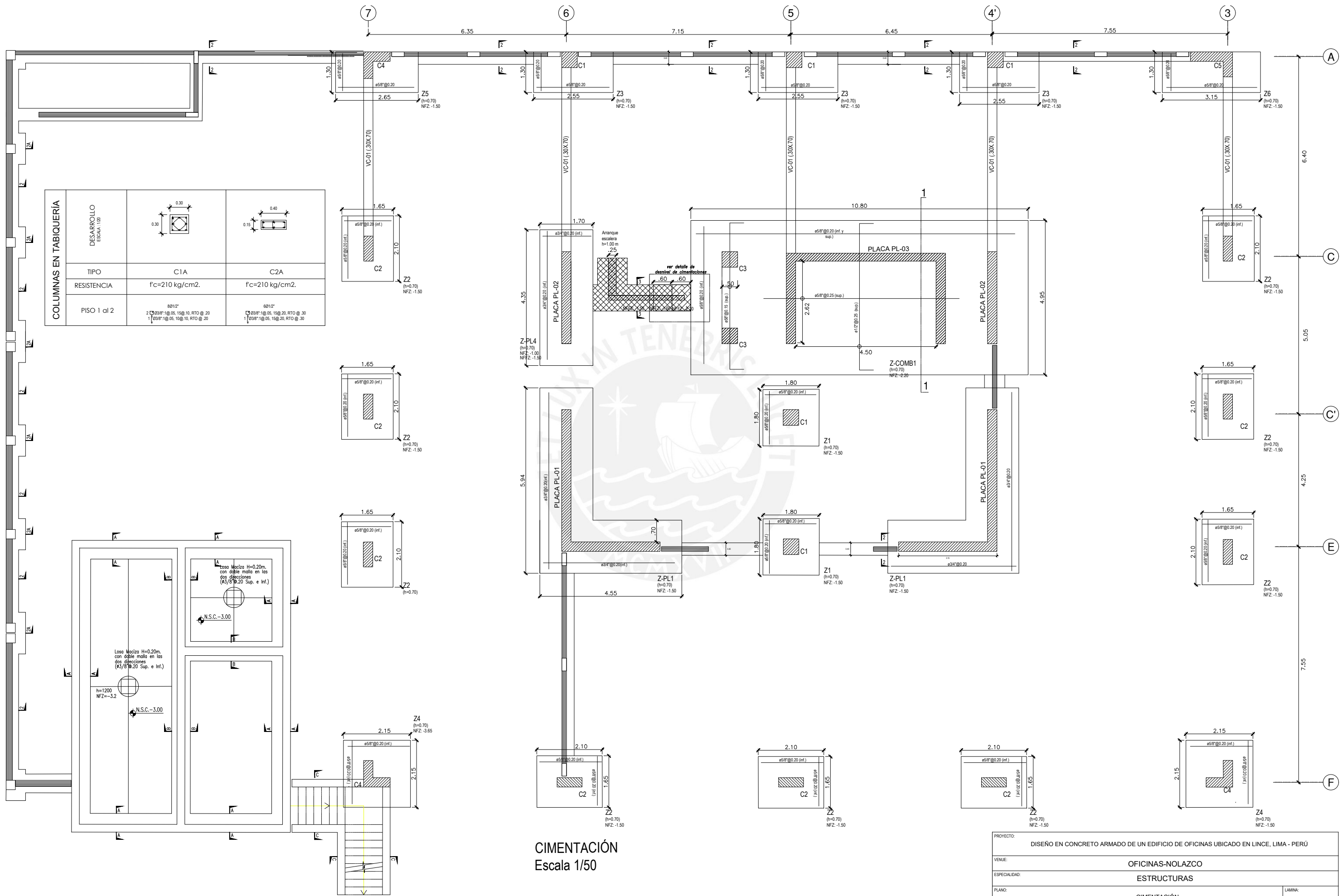
    - FACTOR DE ZONA (ZONA 4): Z=0.45g
    - FACTOR DE SUELO (TIPO S1): S=1.00, Tp(S)=0.40"
    - FACTOR DE CATEGORIA (CAT. C): U=1.00 R=6.00
    - FACTOR DE REDUCCION: I=1.00 I=1

DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL ULTIMO NIVEL Y MAXIMO RELATIVO AL ENTREPISO

    - ULTIMO NIVEL: du = 5.8 cm.
    - MAXIMO DE ENTREPISO: del = 0.0032

JUNTA SISMICA = 7.00 cm.
  - ESPECIFICACIONES COMPLEMENTARIAS:**
    - EL proyecto de estructuras está constituido por los planos y por el documento escrito "Memoria Descriptiva"
- NOTA:  
TODO ELEMENTO ESTRUCTURAL EN CONTACTO CON EL TERRENO, LLEVARÁ PINTURA BITUMINOSA HASTA LA ALTURA QUE SE ENCUENTRE ENTERRADA.

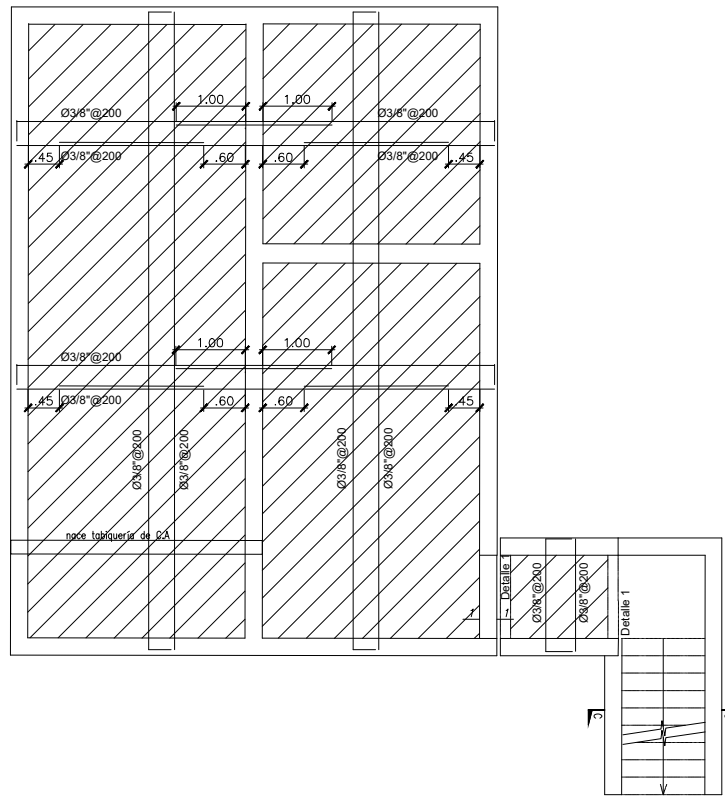
PROYECTO:	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS UBICADO EN LINCE, LIMA - PERÚ			
VENUE:	OFICINAS-NOLAZCO			
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS			
PLANO:	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS Y DETALLES GENERALES			LÁMINA:
Código de Plano:	ESCALA:	INDICADA	Fecha:	2019
			Rev:	0
				<b>EE-00</b>



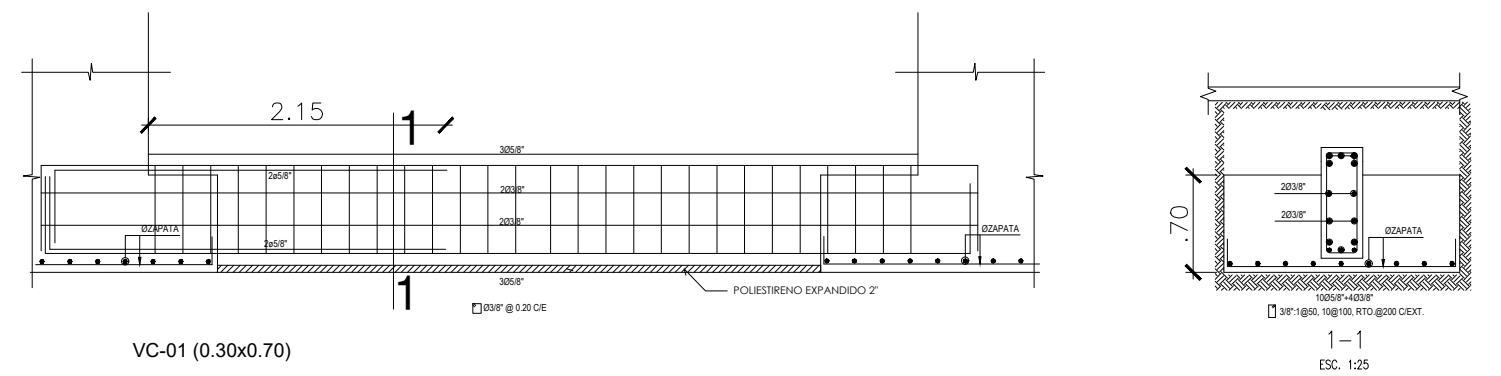
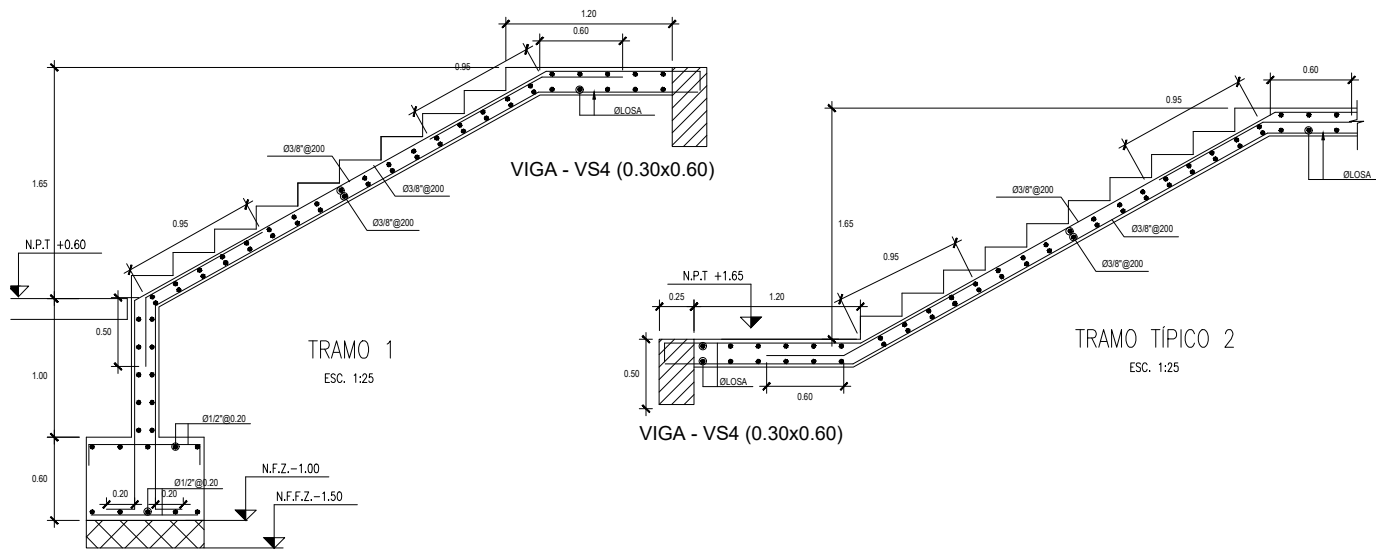
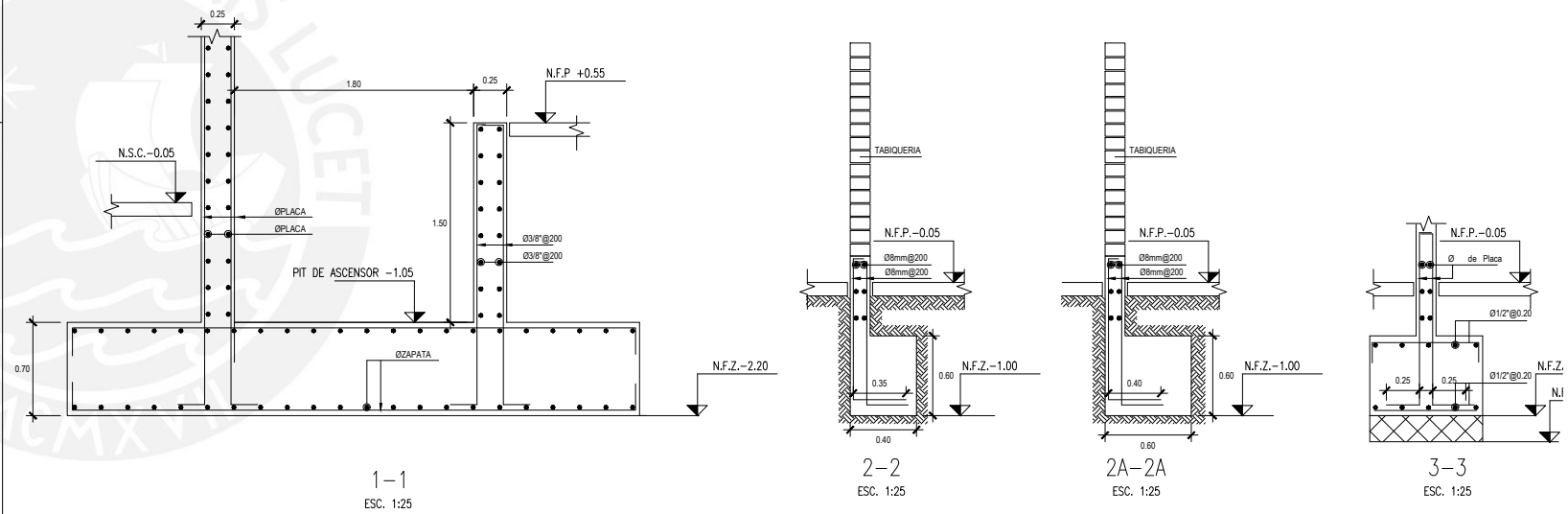
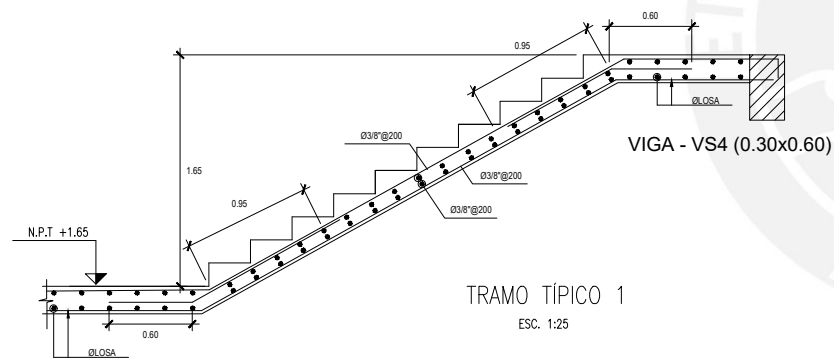
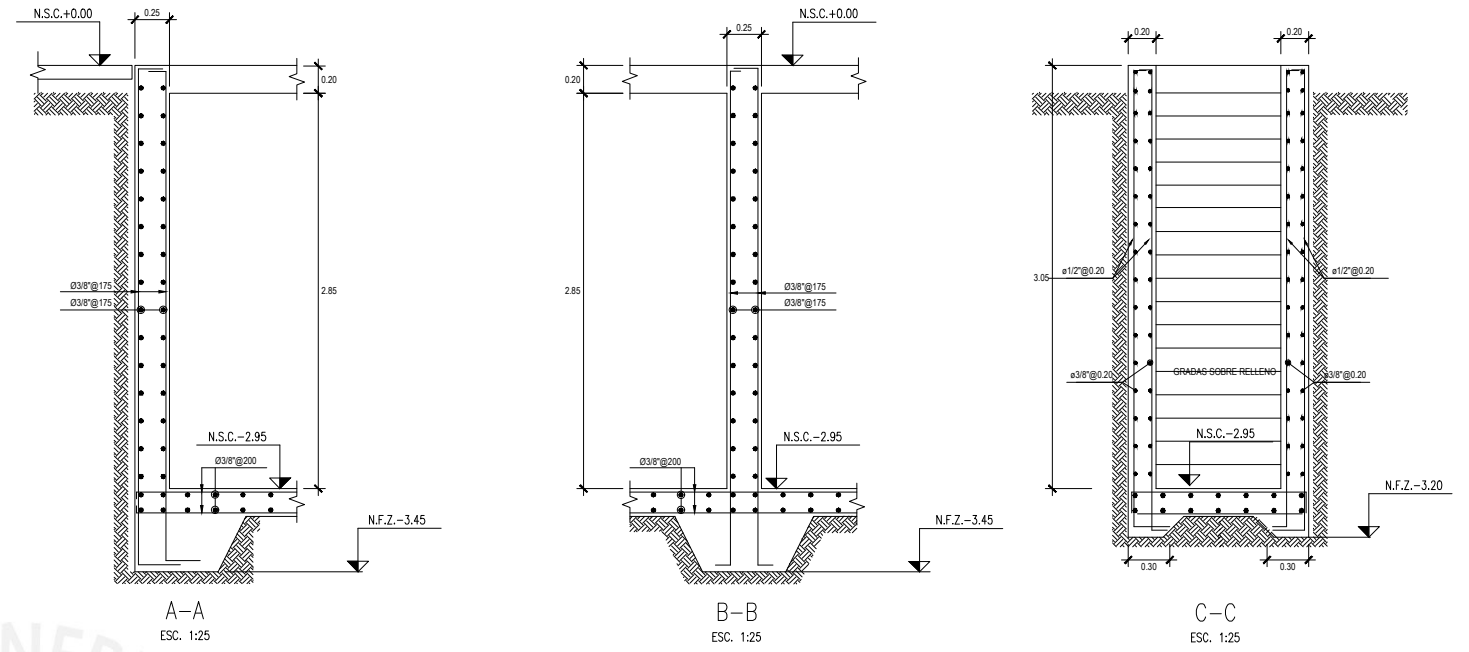
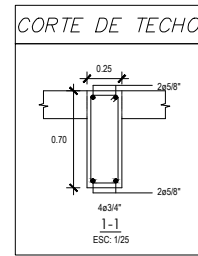
COLUMNAS EN TABIQUERÍA		
DESARROLLO ESCALERA 1/20		
TIPO	C1A	C2A
RESISTENCIA	f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup> .	f <sub>c</sub> =210 kg/cm <sup>2</sup> .
PISO 1 al 2	8Ø12" 2 [Ø12" @ 0.05, 15 @ 20, RTO @ 30 1 [Ø12" @ 0.05, 15 @ 15, RTO @ 30	6Ø12" 1 [Ø12" @ 0.05, 15 @ 20, RTO @ 30 1 [Ø12" @ 0.05, 15 @ 20, RTO @ 30

CIMENTACIÓN  
Escala 1/50

PROYECTO:	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS UBICADO EN LINCE, LIMA - PERÚ		
VENUE:	OFICINAS-NOLAZCO		
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS		
PLANO:	CIMENTACIÓN		LÁMINA:
Código de Plano:	Escala: INDICADA	Fecha: 2019	Rev: 0
			<b>EE-01</b>



ENCOFRADO PISO 1 Losa Maciza H= 20cm  
 S/C: 250 kg/m<sup>2</sup> (estacionamientos)  
 N. +3.90  
 Escala 1/50

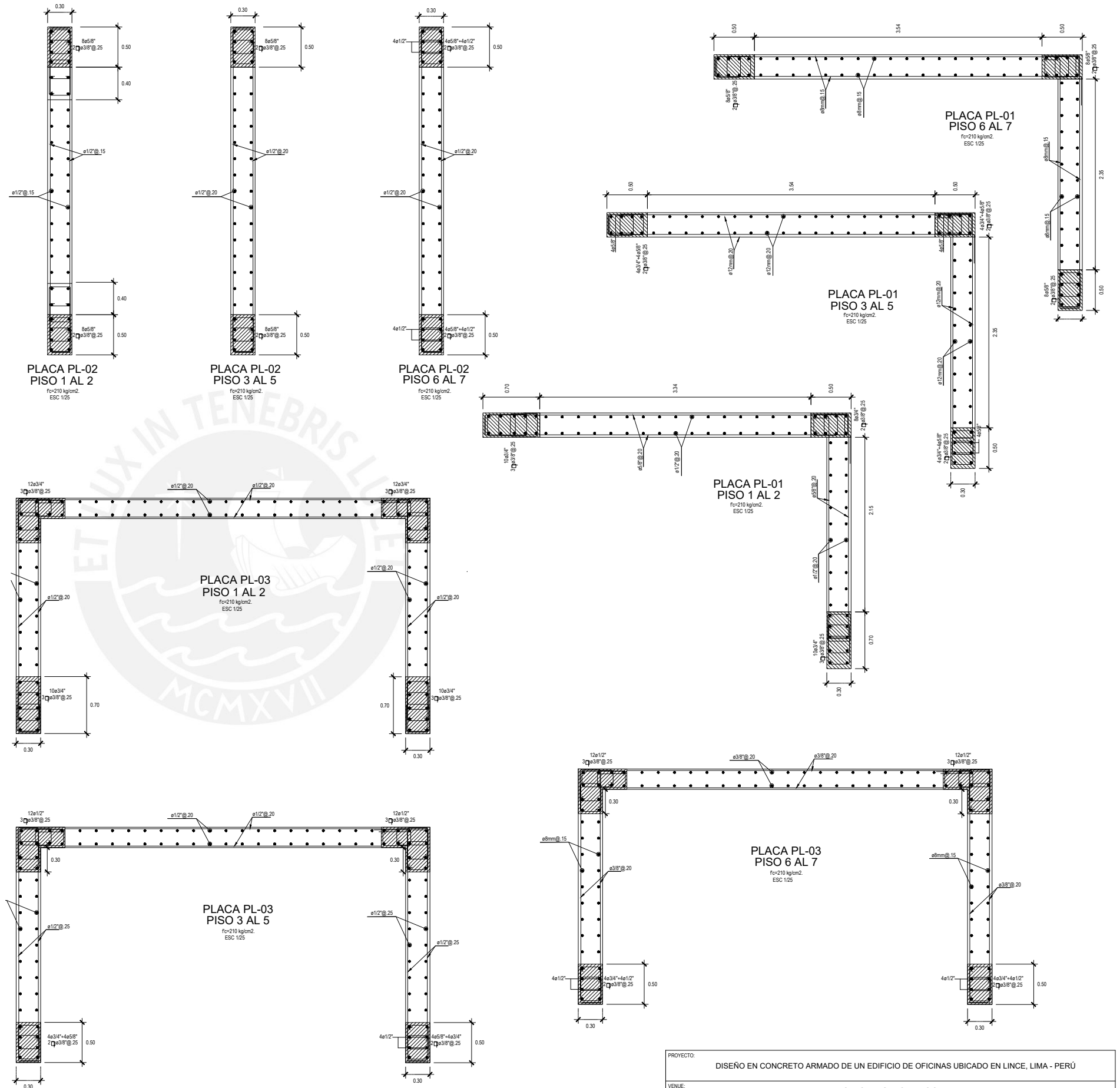


PROYECTO:	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS UBICADO EN LINCE, LIMA - PERÚ		
VENUE:	OFICINAS-NOLAZCO		
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS		
PLANO:	CORTES DE CIMENTACIÓN Y ENCOFRADO CISTERNA		LAMINA:
Código de Plano:	Escala:	Fecha:	Rev:
	INDICADA	2019	0
			<b>EE-1A</b>

CUADRO DE COLUMNAS	DESARROLLO	ESCALA: 1/20		
	TIPO	C1	C2	C3
	RESISTENCIA	$f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ .	$f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ .	$f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ .
	PISO 1 al 2	401*4058" 2 $\square$ 038":1@.05, 10@.10, RTO @ 25	601*4058" 2 $\square$ 038":1@.05, 10@.10, RTO @ 25 1 $\square$ 038":1@.05, 10@.10, RTO @ 25	801" 2 $\square$ 038":1@.05, 15@.10, RTO @ 25
	PISO 3 al 5	401*4058" 2 $\square$ 038":1@.05, 8@.10, RTO @ 25	10058" 2 $\square$ 038":1@.05, 10@.10, RTO @ 25 1 $\square$ 038":1@.05, 10@.10, RTO @ 25	801" 2 $\square$ 038":1@.05, 15@.10, RTO @ 25
PISO 6 al 7	401*4058" 2 $\square$ 038":1@.05, 5@.10, RTO @ 25	10058" 2 $\square$ 038":1@.05, 10@.10, RTO @ 25 1 $\square$ 038":1@.05, 10@.10, RTO @ 25	801" 2 $\square$ 038":1@.05, 15@.10, RTO @ 25	

CUADRO DE COLUMNAS	DESARROLLO	ESCALA: 1/20	
	TIPO	C4	C5
	RESISTENCIA	$f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ .	$f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ .
	PISO 1 al 2	601*8034" $\square$ 038":1@.05, 15@.10, RTO @ 20 1 $\square$ 038":1@.05, 10@.10, RTO @ 20	801" 2 $\square$ 038":1@.05, 10@.10, RTO @ 20 1 $\square$ 038":1@.05, 10@.10, RTO @ 20
	PISO 3 al 5	601*8034" $\square$ 038":1@.05, 15@.10, RTO @ 20 1 $\square$ 038":1@.05, 10@.10, RTO @ 20	801" 2 $\square$ 038":1@.05, 10@.10, RTO @ 20 1 $\square$ 038":1@.05, 10@.10, RTO @ 20
PISO 6 al 7	601*8034" $\square$ 038":1@.05, 15@.10, RTO @ 20 1 $\square$ 038":1@.05, 10@.10, RTO @ 20	801" 2 $\square$ 038":1@.05, 10@.10, RTO @ 25 1 $\square$ 038":1@.05, 10@.10, RTO @ 25	

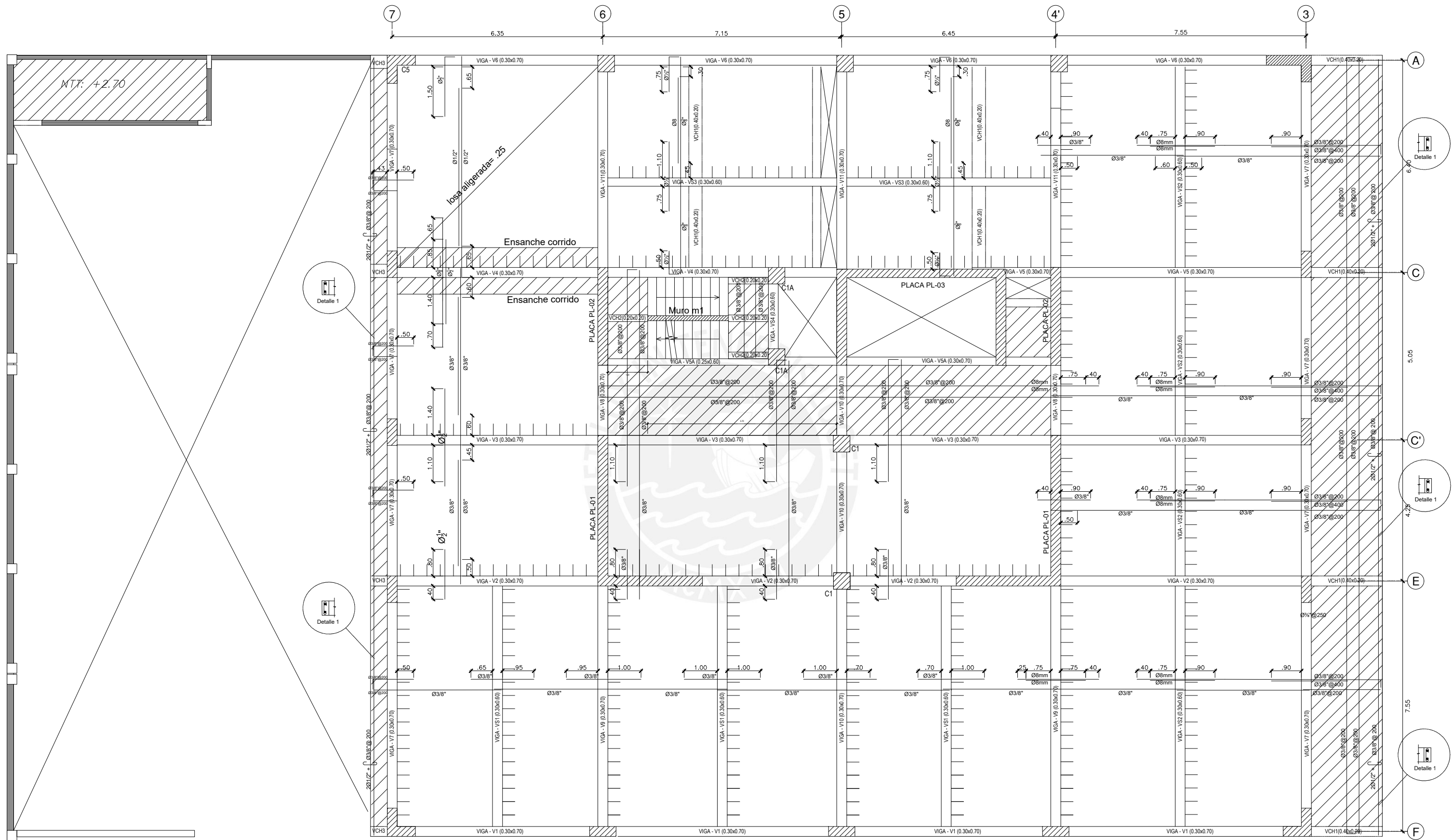
CUADRO DE MUROS	TIPO	m1	m2
	RESISTENCIA	$f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ .	$f_c=210 \text{ kg/cm}^2$ .
	PISO 1 al 2	Doble malla $e=0.15\text{m}$ Longitudinales 03/4" @ 0.20 Longitudinales 01/2" @ 0.20	
	PISO 3 al 5	Doble malla $e=0.15\text{m}$ Longitudinales 05/8" @ 0.20 Longitudinales 01/2" @ 0.20	
	PISO 6 al 7	Doble malla $e=0.15\text{m}$ Longitudinales 01/2" @ 0.20 Longitudinales 01/2" @ 0.20	
AZOTEA		Malla simple $e=0.10$ Longitudinales 01/2" @ 0.20 Longitudinales 01/2" @ 0.20	



NOTA

- 1.-Ver Detalles de Anclaje en Cimentación, en Corte Típico Zapatas.
- 2.-La Armadura de todas las columnas termina en gancho de 30cm. a 90° en ultimo nivel.
- 3.-Ver Detalles Típicos de Concentraciones de Estribos
- 4.-Para el trazado ver Plano de Arquitectura.

PROYECTO:	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS UBICADO EN LINCE, LIMA - PERÚ		
VENUE:	OFICINAS-NOLAZCO		
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS		
PLANO:	PLACAS Y COLUMNAS		LÁMINA:
Código de Plano:	ESCALA:	Fecha:	Rev:
	INDICADA	2019	0
			<b>EE-02</b>



ENCOFRADO PISO 1

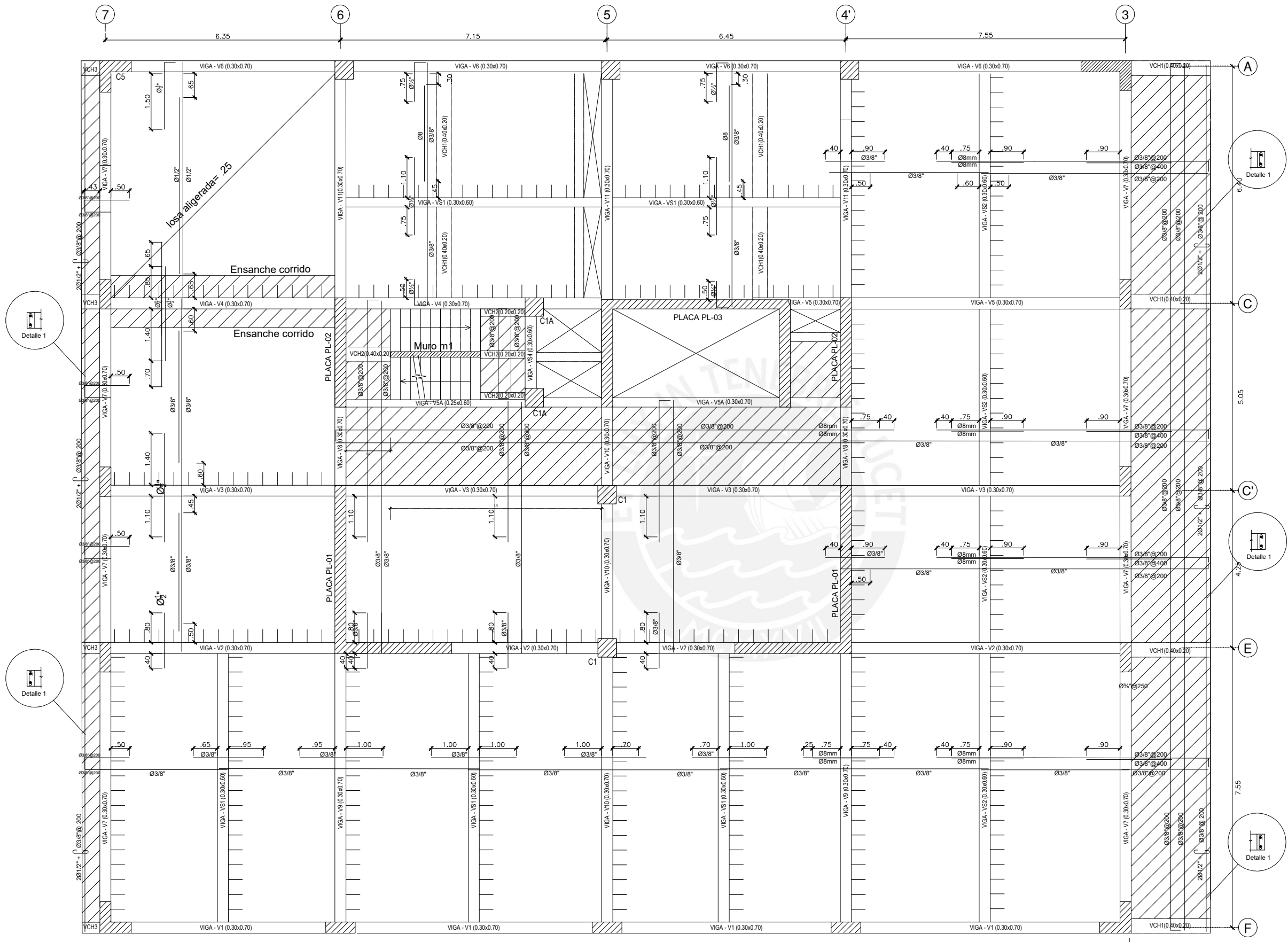
S/C: 250 kg/m<sup>2</sup>, 400 kg/m<sup>2</sup>(corredores, escaleras)

N. +3.90

Escala 1/50

- Losa Maciza H= 20cm
- Losa aligerada unidireccional H= 20cm

PROYECTO:	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS UBICADO EN LINCE, LIMA - PERÚ		
VENUE:	OFICINAS-NOLAZCO		
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS		
PLANO:	ENCOFRADO NIVEL 1		LÁMINA:
Código de Plano:	Escala:	Fecha:	Rev:
	INDICADA	2019	0
			EE-03



**ENCOFRADO TÍPICO**

S/C: 250 kg/m<sup>2</sup>, 400 kg/m<sup>2</sup>(corredores, escaleras)

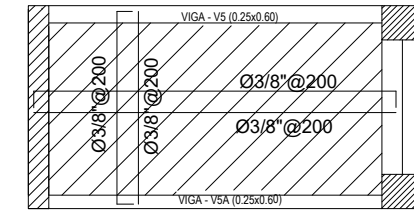
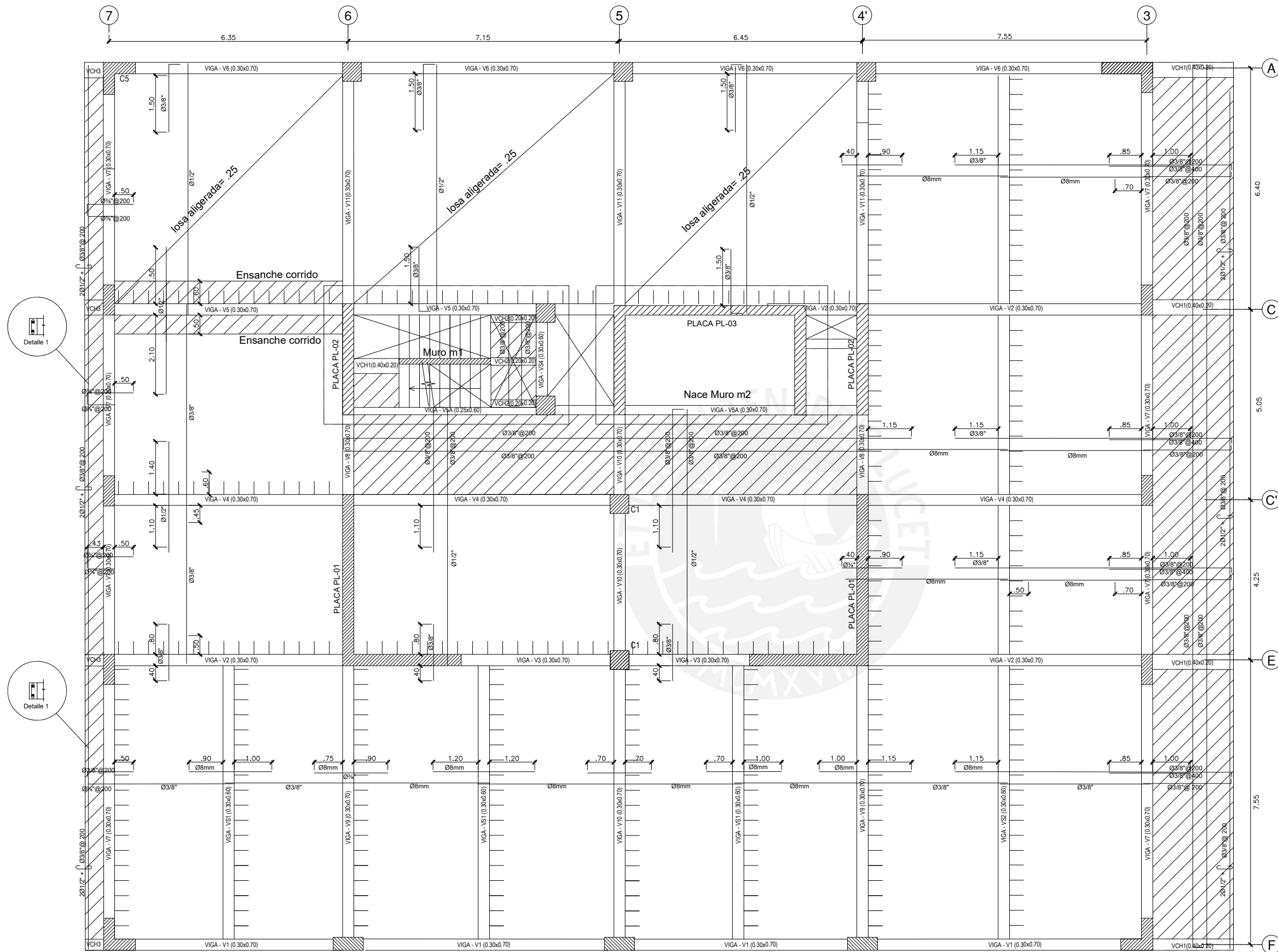
N. +7.20, +10.50, +13.80, +17.10, +20.40

Escala 1/50

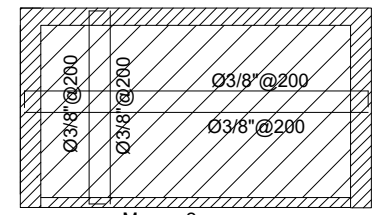
- Losa Maciza H= 20cm
- Losa aligerada unidireccional H= 20cm

PROYECTO:	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS UBICADO EN LINCE, LIMA - PERÚ		
VENUE:	OFICINAS-NOLAZCO		
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS		
PLANO:	ENCOFRADO TÍPICO: 2 AL 6		
Código de Plano:	Escala: INDICADA	Fecha: 2019	Rev: 0
			EE-04





**ENCOFRADO DE ESCALERAS**  
 S/C 100 kg/m<sup>2</sup>  
 N. +25.90  
 Escala 1/50

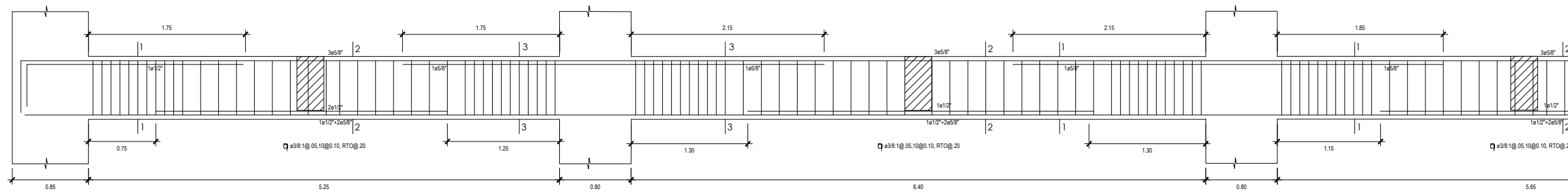


**ENCOFRADO DE ASCENSOR**  
 S/C 100 kg/m<sup>2</sup>  
 N. +25.90  
 Escala 1/50

**ENCOFRADO AZOTEA**  
 S/C 100 kg/m<sup>2</sup>  
 N. +23.70.  
 Escala 1/50

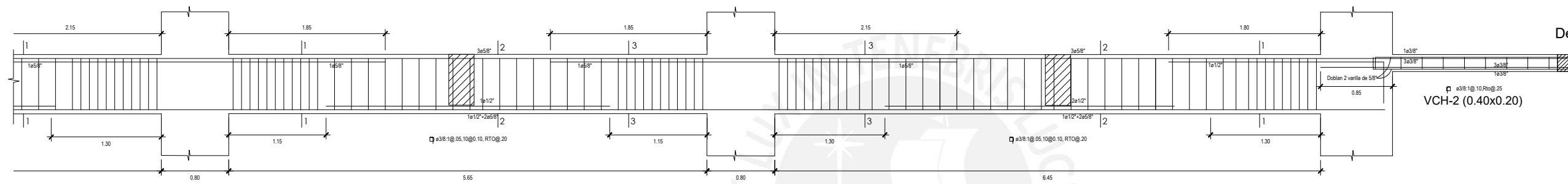
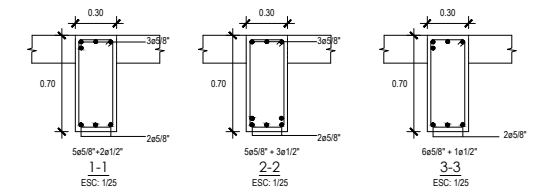
Losa Maciza H= 20cm  
 Losa aligerada unidireccional H= 20cm

PROYECTO:	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS UBICADO EN LINCE, LIMA - PERÚ		
VENUE:	OFICINAS-NOLAZCO		
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS		
PLANO:	ENCOFRADO TÍPICO: AZOTEA		LÁMINA:
Código de Plano:	INDICADA	Fecha: 2019	Rev: 0
			<b>EE-05</b>



VIGA - V1 (0.30x0.70)

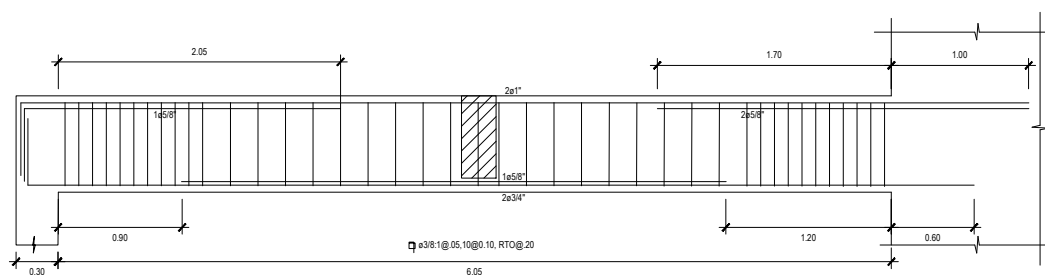
VIGA - V1 (0.30x0.70)



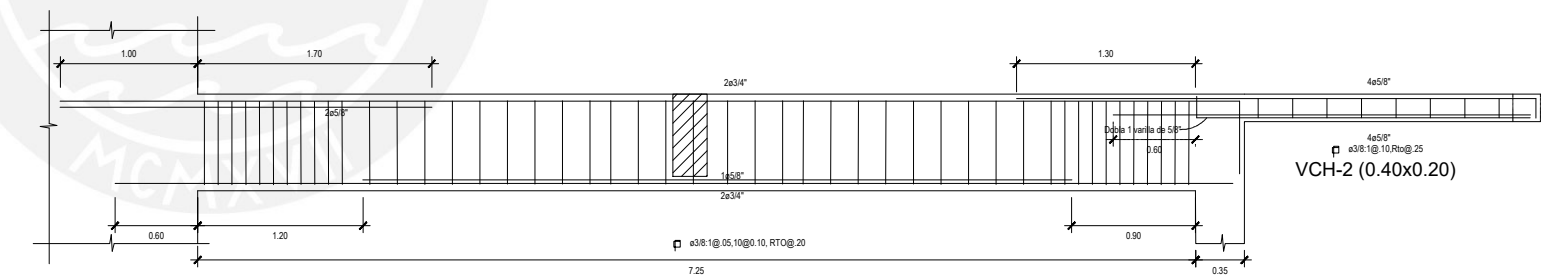
Detalle 1

VCH-2 (0.40x0.20)

a3/8-1 @ 10 Rto @ 25



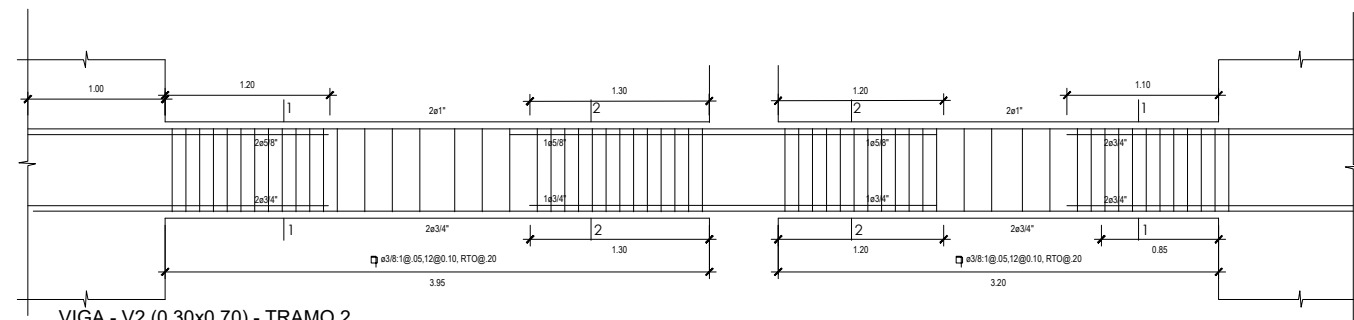
VIGA - V2 (0.30x0.70) - TRAMO 1



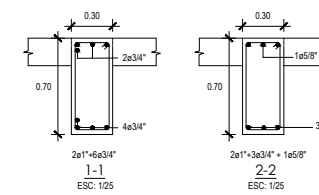
VIGA - V2 (0.30x0.70) - TRAMO 3

VCH-2 (0.40x0.20)

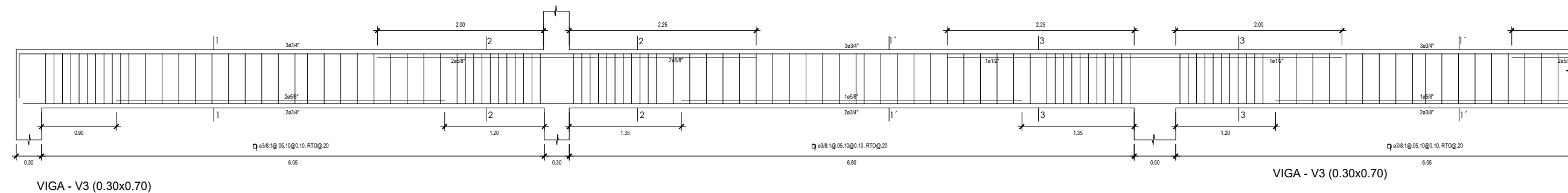
4e5/8"  
a3/8-1 @ 10 Rto @ 25



VIGA - V2 (0.30x0.70) - TRAMO 2

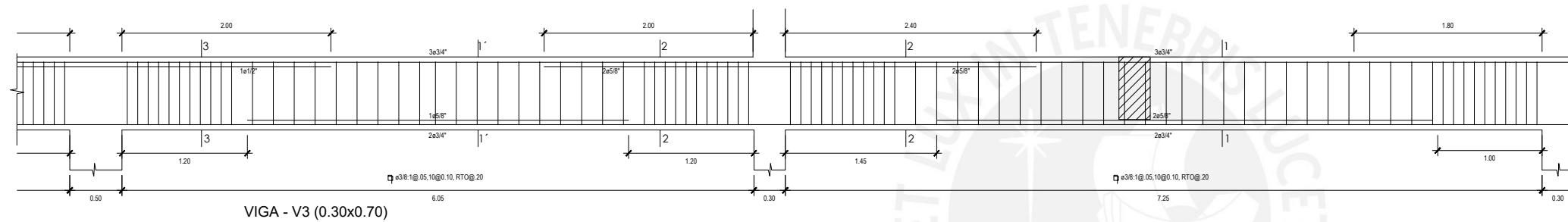


PROYECTO:	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS UBICADO EN LINCE, LIMA - PERÚ			
VENUE:	OFICINAS-NOLAZCO			
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS			
PLANO:	DETALLE DE VIGAS			LÁMINA:
Código de Plano:	Escala:	Fecha:	Rev:	EE-06
	INDICADA	2019	0	

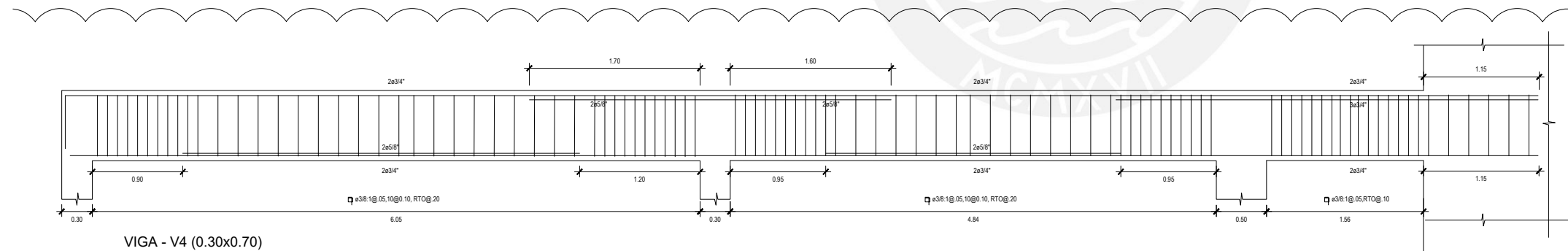
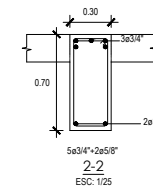
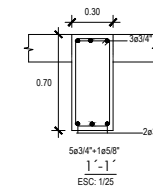
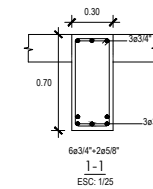


VIGA - V3 (0.30x0.70)

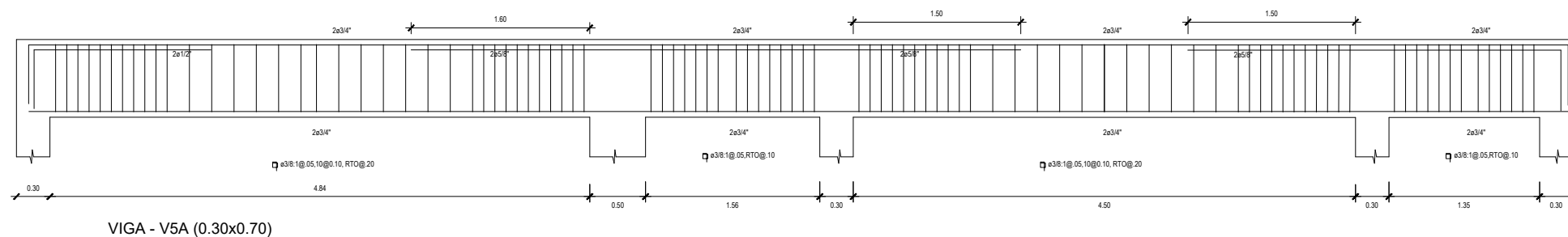
VIGA - V3 (0.30x0.70)



VIGA - V3 (0.30x0.70)



VIGA - V4 (0.30x0.70)



VIGA - V5A (0.30x0.70)

PROYECTO:	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO DE OFICINAS UBICADO EN LINCE, LIMA - PERÚ		
VENUE:	OFICINAS-NOLAZCO		
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS		
PLANO:	DETALLE DE VIGAS		LÁMINA:
Código de Plano:	Escala:	Fecha:	Rev:
	INDICADA	2019	0
			<b>EE-07</b>