

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA FACULTAD DE ARQUITECTURA  
DE LA PUCP CON DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DIFERENTES Y LA  
COMPARACIÓN ECONÓMICA.**

Tesis para optar por el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presenta el bachiller

**ERNESTO MANUEL CÉSPEDES ALARCÓN**

**ASESOR: LUIS ENRIQUE YECKLE MONTALVO**

Lima, Enero 2020

## RESUMEN

El presente trabajo es la elaboración de una tesis la cual tiene como título “Diseño estructural de un pabellón de la Facultad de Arquitectura de la PUCP con dos sistemas estructurales diferentes y la comparación económica”, en el cual se desarrollan los pasos necesarios para llegar a las conclusiones como resultado de la comparación económica y de análisis estructural.

En la tesis se desarrollan dos proyectos estructurales, los cuales difieren en el sistema empleado de techado para una luz de 16m. Ambos proyectos se basan en la misma arquitectura, la diferencia se enfoca en los sistemas de techado, uno emplea vigas convencionales y el otro vigas postensadas, debido a que el primero lleva vigas peraltadas de tamaño considerable debido a la luz, este tiene una altura de piso a piso de 4.10m; en el segundo sistema, las vigas postensadas, al emplear un sistema de tensado interno, el cual disminuye los esfuerzos de tracción al medio de la luz, el peralte es menor, este tiene una altura de piso a piso de 3.50m. En ambos casos se emplean losas aligeradas, elementos de resistencia a fuerzas de corte placas, elementos que toman fuerzas verticales como columnas y zapatas cuadradas. Para ambos sistemas se tiene una presión admisible del suelo de  $4\text{kg/cm}^2$ .

Para cada sistema se realiza predimensionamientos de los elementos. Se realiza un metrado de pesos de cada elemento para cada sistema del cual se obtienen pesos en servicio, sísmicos y carga última. en cada sistema se realiza un análisis por gravedad y análisis sísmico. Para hallar los momentos y fuerzas cortantes por efectos de gravedad se emplea métodos convencionales, como el método de rigidez. Para hallar los momentos, fuerzas cortantes, axiales y desplazamientos se emplea un análisis dinámico usando el software ETABS.

Se prosigue con el diseño en concreto armado de los elementos, losas, vigas, columnas placas y zapatas. Se continua con la elaboración de planos de ambos sistemas. Finalizando el dibujo de planos realizamos el metrado de materiales de cada opción. Se tienen tres partidas principales, concreto, acero y encofrados estas emplean las unidades de  $\text{m}^3$ ,  $\text{kg}$  y  $\text{m}^2$ ; a cada una se le asigna un precio según sus dimensiones.

Finalizando la tesis se hace un comparativo de costos entre ambas opciones y se finaliza con comentarios y conclusiones en base a los beneficios de cada uno, se emplean bases como arquitectura, costos y diferencias en el análisis.



Agradezco a mi padre, que formo mi mente desde que vine al mundo; a mi madre, que me dio la vida y jamás me dejó solo, e impulsó mi evolución como ser humano, hasta en el peor momento. Jamás te rindas.



Agradezco a mi asesor que como persona y ejemplo me ha guiado en hacer, así como mis planos, cada cálculo a detalle.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERIA CIVIL

Título : "Diseño estructural de un pabellón de la facultad de  
Arquitectura de la PUCP con dos sistemas  
Estructurales Diferentes y la Comparación Económica"  
Área : Estructuras  
Asesor : Luis Enrique Yeckle Montalvo  
Alumno : Ernesto Manuel Cespedes Alarcón  
Código : 2005.3059.412  
Tema N°: 373  
Fecha : Lima 22 de julio del 2015



DESCRIPCION DE LA TESIS

El diseño de dos sistemas estructurales y la comparación económica; utilizando un pabellón de la facultad de Arquitectura de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

Un diseño emplea vigas estructurales convencionales, acero corrugado de refuerzo; y el otro diseño, vigas postensadas, cables tensados dentro de las vigas.

Se tiene la arquitectura principal, con las dimensiones de los ambientes principales definidos. Existen dimensiones mínimas a respetar para que cumpla la finalidad arquitectónica.

Se elabora una memoria de cálculo de los dos sistemas, un metrado de estructuras y luego la comparación económica.

OBJETIVO

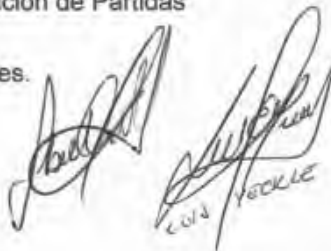
El objetivo de este trabajo es que el alumno demuestre su capacidad para resolver el diseño estructural de una edificación de concreto armado de acuerdo con lo que establece el Reglamento Nacional de Edificación (RNE). Cumpliendo, a su vez, con los requisitos de funcionalidad, seguridad estructural y economía.

PLAN DE TRABAJO

- Estructuración principal
- Predimensionamiento de los elementos
- Descripción de los Sistemas Estructurales 1 y 2
- Análisis Sísmico Dinámico siguiendo los parámetros de la NTE 030 Diseño Sismoresistente y NTE 020 Cargas.
- Diseño en Concreto Armado del Sistema Estructural 1 y 2 siguiendo los parámetros de la NTE 060 Concreto Armado.
- Elaboración de los planos
- Metrado de Materiales y Elaboración de Partidas
- Comparación Económica
- Conclusiones y Recomendaciones.

NOTA:  
Extensión máxima: 100 paginas

A



## CONTENIDO

<b>1. CAPITULO 1: INTRODUCCION</b> .....	8
1.1. Objetivos .....	8
1.2. Descripción del edificio.....	8
1.2.1. Distribución interna .....	8
1.2.2. MATERIALES .....	8
1.2.3. SOBRECARGAS.....	8
<b>2. CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN GENERAL DE LA EDIFICACIÓN Y PROPUESTAS</b> .....	10
2.1. Descripción del sistema convencional .....	10
2.1.1. Predimensionamiento .....	10
2.2. Descripción del sistema postensado .....	13
2.2.1. Predimensionamiento .....	13
<b>3. CAPITULO 3: PARAMETROS SÍSMICOS</b> .....	15
<b>4. CAPITULO 4: ANÁLISIS DEL SISTEMA CONVENCIONAL</b> .....	16
4.1. Metrado de cargas .....	16
4.2. Análisis por carga vertical .....	19
4.2.1. Análisis del aligerado .....	19
4.3. Análisis de la viga simplemente apoyada .....	21
4.4. Análisis de las vigas perimetrales .....	22
4.4.1. Dirección X-X, Viga V-101 (.40x1.50) .....	22
4.4.2. Dirección Y-Y, Viga V-102 (.40x1.50).....	24
4.4.3. Dirección Y-Y, Viga V-104 (.40x1.50).....	25
4.5. Análisis de los pórticos perimetrales. ....	27
4.6. Análisis sísmico.....	28
4.6.1. Análisis sísmico dinámico .....	28
4.6.2. Desplazamientos laterales distorsiones, torsión .....	32
4.6.3. Irregularidades estructurales en altura $I_a$ .....	32
4.6.4. Irregularidades estructurales en planta $I_p$ .....	32
4.6.5. Análisis sísmico estático .....	34
<b>5. CAPITULO 5: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DEL SISTEMA CONVENCIONAL</b> .....	35
5.1. Combinaciones de carga.....	35
5.2. Teoría para el diseño por flexión y cortante.....	36
5.2.1. Principios del diseño por Flexión .....	36

5.2.2.	Principios del diseño para fuerza cortante .....	37
5.2.2.1.	Ejemplo de diseño del aligerado.....	37
5.2.2.2.	Ejemplo de diseño de viga .....	42
5.2.2.2.1.	Viga secundaria, Viga V-103 (0.50x1.50m) .....	42
5.2.2.3.	Ejemplo de diseño de vigas laterales con responsabilidad sísmica (0.40x1.50m).....	45
5.2.2.3.1.	Diseño de viga V-101 (0.40x1.50m) .....	45
5.3.	Teoría para el diseño por flexo-compresión.....	48
5.3.1.	Ejemplo de diseño de placas .....	49
5.4.	Teoría para el diseño por compresión .....	54
5.4.1.	Ejemplo de diseño de columnas .....	56
5.5.	Teoría para el diseño de zapatas.....	57
5.5.1.	Ejemplo del diseño de zapatas .....	60
6.	CAPITULO 6: ANÁLISIS DEL SISTEMA POSTENSADO.....	67
6.1.	Metrado de cargas .....	67
6.2.	Análisis por carga vertical .....	69
6.2.1.	Análisis del aligerado .....	69
6.2.2.	Análisis de la viga simplemente apoyada .....	69
6.2.3.	Análisis de las vigas perimetrales .....	69
6.2.3.1.	Viga V-101 (.40x.90), eje X-X, se procede igual que en la propuesta convencional .....	70
6.3.	Análisis sísmico.....	70
6.3.1.	Desplazamientos laterales distorsiones.....	71
6.3.2.	Fuerza cortante en la base .....	72
7.	CAPITULO 7: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DEL SISTEMA CON VIGAS POSTENSADAS .....	73
7.1.	Teoría para el diseño por flexión y cortante de una viga postensada. ....	73
7.1.1.	Ejemplo de diseño de la viga V-103 (1.20x.80) .....	73
7.2.	Diseño de losas aligeradas.....	81
7.3.	Diseño de vigas perimetrales.....	82
7.3.1.	Diseño Viga V-101 (.40x.90).....	82
7.4.	Diseño de columnas .....	82
7.5.	Diseño de placas.....	83
8.	CAPITULO 8: COMPARACION DE SISTEMAS.....	88
8.1.	Metrado .....	88
8.2.	Criterio de cálculo: .....	88
8.3.	Metrado concreto. ....	88

8.4. Medrado acero.....	88
8.5. Medrado de encofrados.....	89
9. CAPITULO 9: RESUMEN Y CONCLUSIONES .....	90
10. BILIOGRAFIA .....	0
11. Anexos.....	1





# 1. CAPITULO 1: INTRODUCCION

## 1.1. Objetivos

La presente tesis trata respecto de la comparación de la funcionalidad, costo y estética al emplear dos sistemas estructurales diferentes. Se toma como edificio de estudio la facultad de arquitectura de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), ubicada en el distrito de San Miguel.

## 1.2. Descripción del edificio

### 1.2.1. Distribución interna

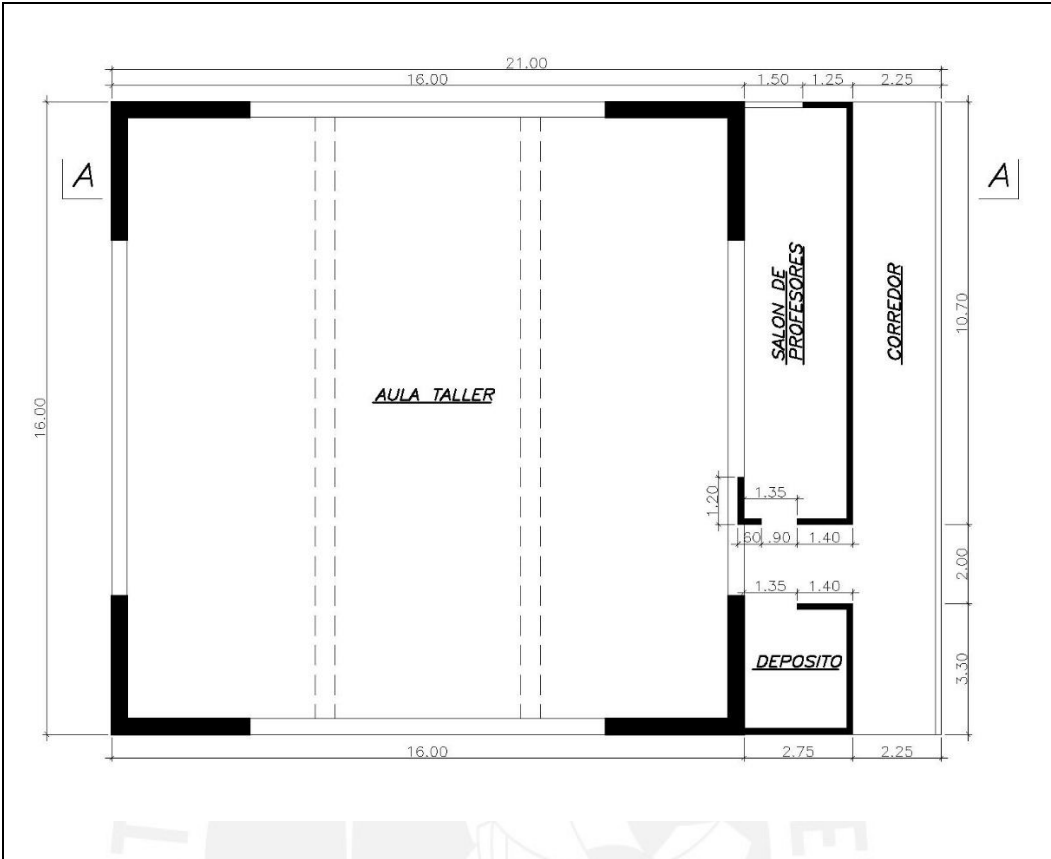
- La edificación es rectangular, con una luz mayor de 21m y una luz menor de 16m.
- El edificio comprende cuatro niveles. La altura de piso a piso variara según el sistema estructural, ya que los peraltes de las vigas para ambos sistemas serán diferentes, y existe una altura mínima de piso a fondo de viga que se tiene que respetar; este es  $H=2.6m$
- El edificio debe tener un área de interior libre de  $16m \times 16m$  donde se realizarán los talleres.
- Comprende externamente a la zona del taller con un depósito ( $2.75 \times 3.3m$ ) salón de profesores ( $2.75 \times 10.7m$ ), y un corredor ( $2.25 \times 16m$ ). El depósito y el salón de profesores se encuentran separados por un pasillo de 2m que da acceso a al ambiente de las aulas taller, estos están alineados e a lo largo de 16m. El corredor es adyacente y paralelo al depósito y al salón de profesores a lo largo de 16m, y este debe ser una losa en volado.

### 1.2.2. MATERIALES

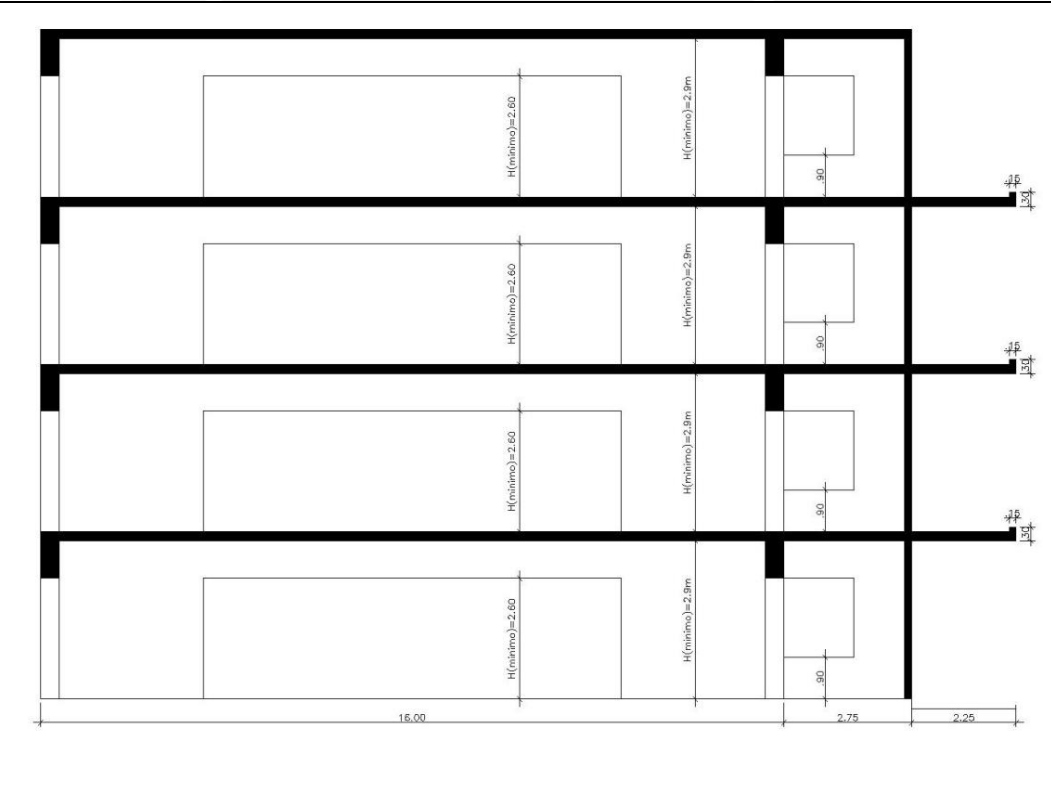
- Concreto armado:
  - Peso específico ( $\gamma_c$ ) =  $2.4 \text{ Ton/m}^3$
  - Módulo de elasticidad ( $E$ ) =  $2.2 \times 10^6 \text{ Ton/m}^2$
  - Resistencia a la compresión  $f'_c = 280$  y  $350 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo
  - Peso específico ( $\gamma_s$ ) =  $7.8 \text{ Ton/m}^3$
  - Módulo de elasticidad ( $E$ ) =  $2 \times 10^7 \text{ Ton/m}^2$
  - Esfuerzo de fluencia del acero  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

### 1.2.3. SOBRECARGAS

- Acero de refuerzo
  - Aulas =  $350 \text{ Kg/m}^2$                       Depósitos =  $500 \text{ Kg/m}^2$
  - Pasillos =  $400 \text{ Kg/m}^2$                       Profesorado =  $300 \text{ Kg/m}^2$



**IMAGEN 1.1: Arquitectura de la planta típica, piso 1 2 y 3.**



**IMAGEN 1.2: Corte A-A**

## 2. CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN GENERAL DE LA EDIFICACIÓN Y PROPUESTAS

Se emplearán dos sistemas diferentes, uno convencional, con vigas de concreto armado reforzadas con varillas de acero; y uno postensado, con vigas de concreto armado reforzadas con varillas de acero, más cables en tensión dentro de este.

La estructuración del edificio será la misma para ambos casos, pero diferirán en el tamaño de las vigas a emplear.

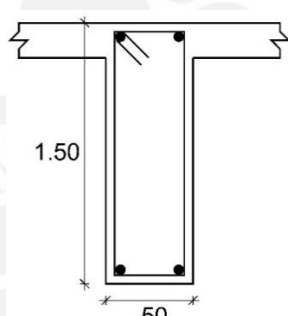
La estructura emplea 2 vigas internas para cubrir la luz libre de 16m (vigas principales)

### 2.1. Descripción del sistema convencional

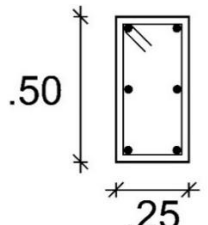
Vigas convencionales para una luz de 16m

#### 2.1.1. Predimensionamiento

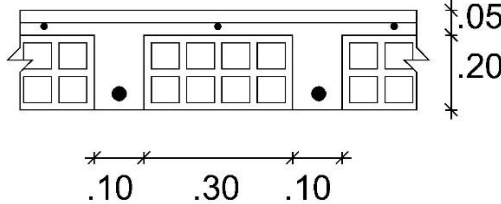
Viga principal.

<p>Luz libre=15.2m</p> $\text{Peralte} \cong \frac{\text{Luz}}{10} = \frac{15.2}{10} = 1.52$ <p>Peralte (h):1.50m</p> $\text{Ancho} \cong \frac{\text{Peralte}}{3} = \frac{1.5}{3} = 0.5$ <p>Ancho (bw):0.5m</p>	<p>Viga (.50x1.50)</p>  <p><b>IMAGEN 2.1: Corte viga (.50x1.50)</b></p>
--	--

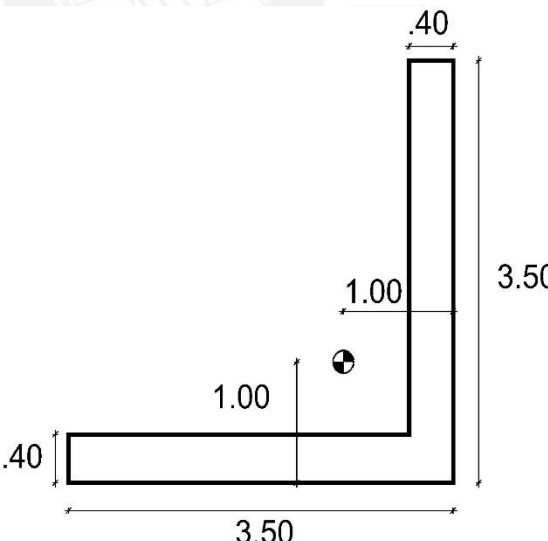
Columnas:

<p>Columna más cargada C3, ya que esta es la que tiene mayor área tributaria.</p> <p>Área tributaria:57.38m<sup>2</sup></p> <p>Se asume una carga de 1Ton/m<sup>2</sup> en servicio</p> <p>Ps=57.38Ton</p> <p>0.45f<sup>2</sup>c=94.5kg/cm<sup>2</sup></p> <p>Ac=1250cm<sup>2</sup></p> <p>σs&lt;Ps/Ac=45.904kg/cm<sup>2</sup> OK</p>	<p>Columna 25x50 a emplear en el 3er pórtico en la dirección Y-Y</p>  <p><b>IMAGEN 2.2: Corte columna (.25x.50)</b></p>
---	---

Aligerado:

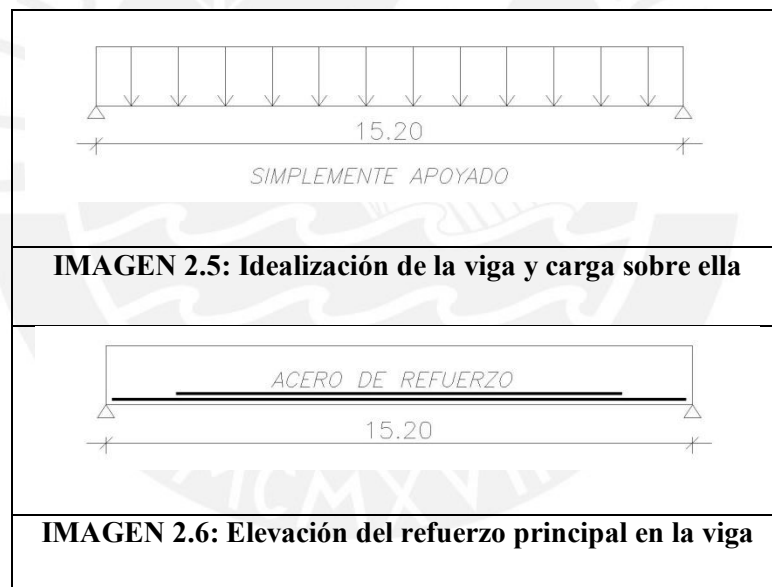
<p>Luz libre=4.75m</p> $\text{Espesor} \cong \frac{\text{Luz}}{20} = \frac{4.75}{20} = .24$ <p>Emplearemos un espesor de (h):0.20m Aligerado de 25cm W=300 Kg/m<sup>2</sup></p>	<p>Aligerado 25cm</p>  <p><b>IMAGEN 2.3: Corte aligerado h:.20</b></p>
---	--

Placas: Debido a que tenemos vigas de 1.50m, la altura de las placas es de 4.10m.

<p>Asumimos un Wsísmico de 1 Ton/m<sup>2</sup> Área: total Piso4=256m<sup>2</sup> Piso3=336m<sup>2</sup> Piso2=336m<sup>2</sup> Piso1=336m<sup>2</sup> Total=1264m<sup>2</sup></p> <p>Cortante basal: <math display="block">\frac{ZUCS}{R} = \frac{0.4 \times 1.5 \times 2.5 \times 1}{6} = 0.25</math> Vsísmico=0.25x1264 =316Ton Vsísmico=79 Ton por placa</p> <p>Para el predimensionamiento, asumimos que el concreto toma toda la fuerza cortante.</p> <p><math>V_c &lt; A_c w (\alpha_c \sqrt{f'_c})</math> Acápite 11.10.5 de la Norma E060 Longitud de la placa propuesta: lm=3.50m Altura del muro hm=4.10m</p>	<p><math>h_m/h_l = 4.1/3.5 = 1.17 \rightarrow \alpha_c = 0.25</math> V<sub>c</sub>=163 Ton φV<sub>c</sub>=134 Ton</p> <p>Ya que Wsísmico será mayor a 1Ton/m<sup>2</sup> por lo que se emplearán elementos de gran peralte y una sobrecarga de 350Kg/m<sup>2</sup>.</p> <p>Emplearemos placas en L con alas de 350cm</p>  <p><b>IMAGEN 2.4: Vista en planta placas en L</b></p>
--	---

**En resumen:**

- Las vigas secundarias, que cubren la luz libre de 16m, serán de gran peralte. Estas serán de .50x1.50m. Estas se analizarán simplemente apoyadas y no se consideran en el análisis sísmico, por no aportar rigidez lateral a la edificación.
- Las vigas principales se diseñan con el sistema convencional, que comprende la colocación de acero de refuerzo, varillas corrugadas en la parte inferior de la viga. Este refuerzo toma la tracción generada en la parte inferior de la viga.
- Las vigas principales, que están sobre las placas principales, perimetrales, serán de .40x1.50m. Estas se analizarán por carga de gravedad como doblemente empotradas con dos cargas sobre estas provenientes de las vigas principales; se consideran en el análisis sísmico por su aporte de rigidez lateral ya que forman pórtico con las placas principales.
- Se realizarán 2 análisis sísmicos, dinámico y estático. Para el análisis sísmico dinámico empleamos el software Etabs para hallar los desplazamientos; para el análisis sísmico estático, del cual emplearemos los valores para el diseño, emplearemos el método de rigidez valiéndonos de condiciones de simetría.



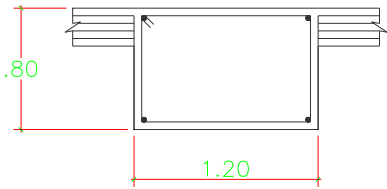
**IMAGEN 2.5: Idealización de la viga y carga sobre ella**

**IMAGEN 2.6: Elevación del refuerzo principal en la viga**

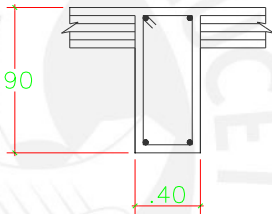
## 2.2. Descripción del sistema postensado

### 2.2.1. Predimensionamiento

Viga secundaria:

<p>Luz libre=15.2m</p> $\text{Peralte} \cong \frac{\text{Luz}}{20} = \frac{15.2}{20} = 0.76$ <p>Peralte (h):0.8m</p> <p>Ancho <math>\cong</math> Peralte<math>\times</math>1.5 = 0.8<math>\times</math>1.5 = 1.2</p> <p>Ancho (bw):1.2m</p>	<p>Viga (1.20x.80)</p>  <p><b>IMAGEN 2.7: Corte viga (1.20x.80)</b></p>
---	---

Viga perimetral:

<p>Luz libre=9m</p> $\text{Peralte} \cong \frac{\text{Luz}}{10} = \frac{9}{10} = .9$ <p>Peralte (h):0.9m</p> <p>Ancho:0.40m</p>	<p>Viga (.40x.90)</p>  <p><b>IMAGEN 2.8: Corte viga (.40x.90)</b></p>
---	--

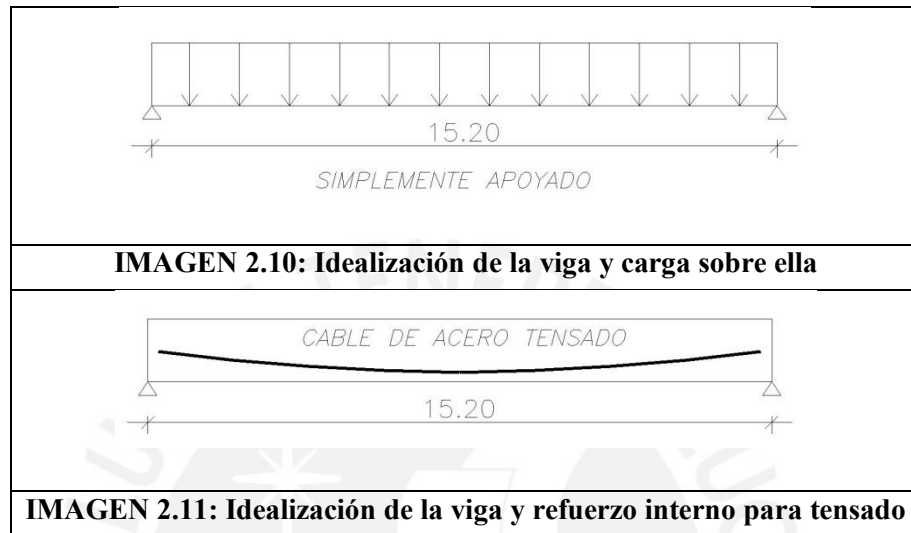
Aligerado: El del mismo espesor que en el sistema convencional.

#### En resumen

- Las vigas principales, que cubren la luz libre de 16m, serán de poco peralte. Serán de .80x.80. Estas se analizarán simplemente apoyadas y no se consideran en el análisis sísmico, por no aportar rigidez lateral a la edificación.
- Las vigas principales se diseñan con el sistema postensado, que comprende la colocación de un cable de forma específica dentro de la viga de concreto. El cable esta en tensión provocando compresión interna en el concreto que lo rodea. Esto genera que la tracción en la parte inferior de la viga disminuya considerablemente, haciendo que se requiera menor acero de refuerzo y menor peralte de viga para disminuir este esfuerzo.
- Las vigas secundarias, que están sobre las placas principales, perimetrales, serán de .40x1.00m. estas se analizaran por carga de gravedad como doblemente empotradas con dos cargas sobre estas provenientes

de las vigas principales; se consideran en el análisis sísmico por su aporte de rigidez, ya que forman pórtico con las placas principales.

- Se realizarán 2 análisis sísmicos, dinámico y estático. Para el análisis sísmico dinámico empleamos el software Etabs para hallar los desplazamientos; para el análisis sísmico estático, del cual emplearemos los valores para el diseño, emplearemos el método de rigidez valiéndonos de condiciones de simetría.



### 3. CAPITULO 3: PARAMETROS SÍSMICOS

Para el análisis sísmico se desarrollarán los dos tipos de análisis, el estático y el dinámico.

En análisis sísmico estático emplea fuerzas laterales sobre cada nivel del edificio. Estas fuerzas laterales se obtienen de un metrado de carga y una distribución en altura según las especificaciones de la norma E-030

El análisis sísmico dinámico emplea un espectro, y una respuesta máxima de la combinación de todos los modos de vibración de la edificación. Esta combinación esta especificada en la norma E-030

- Parámetro Z (Zonificación), es la aceleración máxima del suelo durante un movimiento telúrico.  
Para esta edificación  $Z=0.45$ ; (Lima, Zona 3)
- Parámetro U (Categoría de la edificación), corresponde al tipo de uso que tendrá el edificio, o tipo de servicio que brindará. En este caso se trata de un Aula Taller, centro de enseñanza.  
Para esta edificación  $U=1.5$ ; (Centro educativo)
- Parámetro C (Factor de amplificación sísmico), refiere a la amplificación de la respuesta estructural por la aceleración del suelo.

$T < T_p$	$C=2.5$
$T_p < T < T_L$	$C=2.5(T_p/T)$
$T > T_L$	$C=2.5(T_p T_L/T)$
$T_p=0.4$	
$T_L=2.5$	

- Parámetro S (Tipo de Suelo), corresponde al tipo de suelo sobre el cual se construirá la edificación, resistencia y periodo del suelo ante un movimiento telúrico  
Para esta edificación  $S=1$ ,  $T_p=0.4$
- Parámetro R (Sistema estructural), refiere al tipo de sistema estructural, en este caso se emplearán placas como principales elementos para el control de desplazamientos laterales y aporte de rigidez lateral.  
Para esta edificación  $R=6$ , Muros estructurales.



## 4. CAPITULO 4: ANÁLISIS DEL SISTEMA CONVENCIONAL

### 4.1. Metrado de cargas

Nombre de placas y columnas

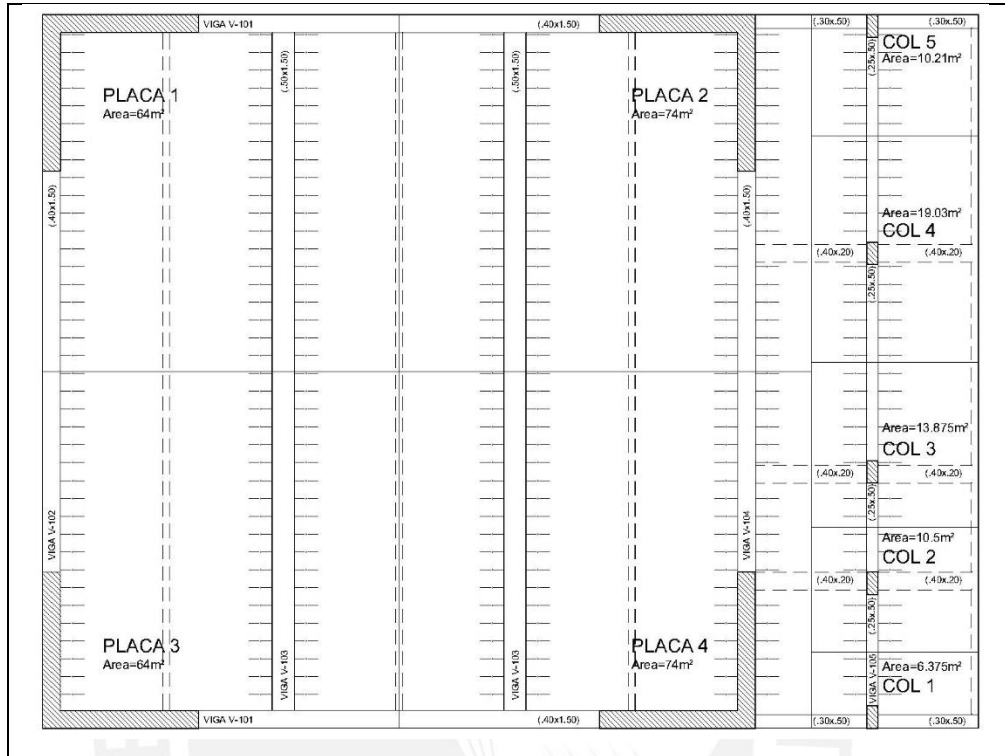


IMAGEN 4.1: Nominación de las placas y columnas

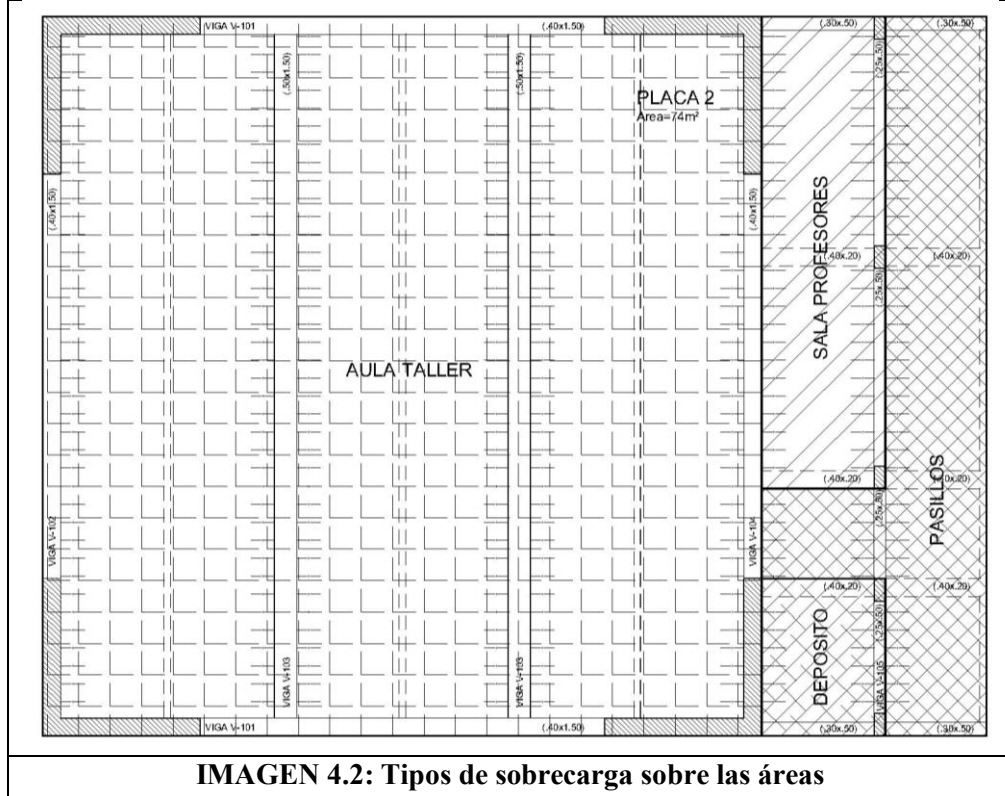


IMAGEN 4.2: Tipos de sobrecarga sobre las áreas



**Cuadro 4.1: Metrado de columnas y placas del 1er, 2do y 3er Piso**

Elemento	Carga	Unidad	PL 1	PL 2	PL 3	PL 4	COL 1	COL 2	COL 3	COL 4	COL 5
PLACA L	9.84	Ton/m <sup>2</sup>	2.64	2.64	2.64	2.64	-	-	-	-	-
COL (.25x.50)	9.84	Ton/m <sup>2</sup>	-	-	-	-	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
VIGA (.40x1.50)	1.44	Ton/m	9.00	9.00	9.00	9.00	-	-	-	-	-
VIGA (.50x1.50)	1.8	Ton/m	7.60	7.60	7.60	7.60	-	-	-	-	-
VIGA (.30x.50)	0.36	Ton/m	-	1.25	-	1.25	3.50	-	-	-	3.50
VIGA (.25x.50)	1.8	Ton/m	-	-	-	-	2.30	4.60	3.30	2.15	1.15
ALIG 25cm	0.35	Ton/m <sup>2</sup>	53.96	63.09	57.76	62.59	8.38	15.75	11.39	7.54	4.52
PT	0.1	Ton/m <sup>2</sup>	64.00	74.00	64.00	74.00	10.50	19.13	14.25	9.94	6.19
TAB 15cm	0.27	Ton/m <sup>2</sup>	-	5.18	-	10.70	11.88	16.56	12.71	8.57	8.64
S/C	Carga	Unidad	PL 1	PL 2	PL 3	PL 4	COL 1	COL 2	COL 3	COL 4	COL 5
S/C1	0.35	Ton/m <sup>2</sup>	64.00	64.00	64.00	64.00	-	-	-	-	-
S/C2	0.3	Ton/m <sup>2</sup>	-	10.00	-	3.31	4.20	7.65	4.13	-	-
S/C3	0.5	Ton/m <sup>2</sup>	-	-	-	4.06	-	-	-	2.40	2.48
S/C4	0.4	Ton/m <sup>2</sup>	-	-	-	2.63	6.30	11.48	10.13	7.54	3.71
<b>Σareas</b>		<b>m<sup>2</sup></b>	<b>64.00</b>	<b>74.00</b>	<b>64.00</b>	<b>74.00</b>	<b>10.50</b>	<b>19.13</b>	<b>14.25</b>	<b>9.94</b>	<b>6.19</b>

**Cuadro 4.2: Aporte de cada elemento del 1er, 2do y 3er Piso**

Elemento	Unidad	PL 1	PL 2	PL 3	PL 4	COL 1	COL 2	COL 3	COL 4	COL 5
PLACA L	Ton	25.98	25.98	25.98	25.98	-	-	-	-	-
COL (.25x.50)	Ton	-	-	-	-	1.23	1.23	1.23	1.23	1.23
VIGA (.40x1.50)	Ton	12.96	12.96	12.96	12.96	-	-	-	-	-
VIGA (.50x1.50)	Ton	13.68	13.68	13.68	13.68	-	-	-	-	-
VIGA (.30x.50)	Ton	-	0.45	-	0.45	1.26	-	-	-	1.26
VIGA (.25x.50)	Ton	-	-	-	-	4.14	8.28	5.94	3.87	2.07
ALIG 25cm	Ton	18.89	22.08	20.22	21.90	2.93	5.51	3.99	2.64	1.58
PT	Ton	6.40	7.40	6.40	7.40	1.05	1.91	1.43	0.99	0.62
TAB 15cm	Ton	-	1.40	-	2.89	3.21	4.47	3.43	2.31	2.33
<b>CM</b>	<b>Ton</b>	<b>77.90</b>	<b>83.94</b>	<b>79.23</b>	<b>85.26</b>	<b>13.82</b>	<b>21.40</b>	<b>16.01</b>	<b>11.05</b>	<b>9.09</b>
S/C	Unidad	PL 1	PL 2	PL 3	PL 4	COL 1	COL 2	COL 3	COL 4	COL 5
S/C1	Ton	22.40	22.40	22.40	22.40	-	-	-	-	-
S/C2	Ton	-	3.00	-	0.99	1.26	2.30	1.24	-	-
S/C3	Ton	-	-	-	2.03	-	-	-	1.20	1.24
S/C4	Ton	-	-	-	1.05	2.52	4.59	4.05	3.02	1.49
<b>Σ S/C</b>	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>22.40</b>	<b>25.40</b>	<b>22.40</b>	<b>26.48</b>	<b>3.78</b>	<b>6.89</b>	<b>5.29</b>	<b>4.22</b>	<b>2.72</b>

**Cuadro 4.3: Metrado de columnas y placas del 4to Piso**

Elemento	Carga	Unidad	PL 1	PL 2	PL 3	PL 4
PLACA L	9.84	Ton/m2	2.64	2.64	2.64	2.64
COL (.25x.50)	9.84	Ton/m2	-	-	-	-
VIGA (.40x1.50)	1.44	Ton/m	9.00	9.00	9.00	9.00
VIGA (.50x1.50)	1.8	Ton/m	7.60	7.60	7.60	7.60
VIGA (.30x.50)	0.36	Ton/m	-	-	-	-
VIGA (.25x.50)	1.8	Ton/m	-	-	-	-
ALIG 25cm	0.35	Ton/m2	53.96	53.96	53.96	53.96
PT	0.1	Ton/m2	64.00	64.00	64.00	64.00
TAB 15cm	0.27	Ton/m2	-	-	-	-
<b>S/C</b>	<b>Carga</b>	<b>Unidad</b>	<b>PL 1</b>	<b>PL 2</b>	<b>PL 3</b>	<b>PL 4</b>
S/C1	0.1	Ton/m2	64.00	64.00	64.00	64.00
Σareas		m2	64.00	64.00	64.00	64.00

**Cuadro 4.4: Aporte de cada elemento del 4to Piso**

Elemento	Unidad	PL 1	PL 2	PL 3	PL 4
PLACA L	Ton	25.98	25.98	25.98	25.98
COL (.25x.50)	Ton	-	-	-	-
VIGA (.40x1.50)	Ton	12.96	12.96	12.96	12.96
VIGA (.50x1.50)	Ton	13.68	13.68	13.68	13.68
VIGA (.30x.50)	Ton	-	-	-	-
VIGA (.25x.50)	Ton	-	-	-	-
ALIG 25cm	Ton	18.89	18.89	18.89	18.89
PT	Ton	6.40	6.40	6.40	6.40
TAB 15cm	Ton	-	-	-	-
<b>CM</b>	<b>Ton</b>	<b>77.90</b>	<b>77.90</b>	<b>77.90</b>	<b>77.90</b>
<b>S/C</b>	<b>Unidad</b>	<b>PL 1</b>	<b>PL 2</b>	<b>PL 3</b>	<b>PL 4</b>
S/C1	Ton	6.40	6.40	6.40	6.40
Σ S/C	m2	6.40	6.40	6.40	6.40

**Cuadro 4.5: Resumen del Metrado de las Placas**

	Unidades	PLACA 1	PLACA 2	PLACA 3	PLACA 4
Área	m2	256.00	286.00	256.00	286.00
CM	Ton	311.61	329.74	315.60	333.69
CV	Ton	73.60	82.60	73.60	85.83
PS	Ton	385.21	412.34	389.20	419.51
Pu	Ton	561.38	602.05	566.97	613.07
Psismo	Ton	348.41	371.04	352.40	376.60
W(Servicio)	Ton/m2	1.50	1.44	1.52	1.47
W(Ultima)	Ton/m2	2.19	2.11	2.21	2.14
W(Sísmico)	Ton/m2	1.36	1.30	1.38	1.32

**Cuadro 4.6: Resumen del Metrado de las Columnas**

	Unidades	COL 1	COL 2	COL 3	COL 4	COL 5
<b>Área</b>	m2	31.50	57.38	42.75	29.81	18.56
<b>CM</b>	Ton	41.46	64.21	48.04	33.14	27.28
<b>CV</b>	Ton	11.34	20.66	15.86	12.65	8.17
<b>PS</b>	Ton	52.80	84.87	63.90	45.78	35.45
<b>Pu</b>	Ton	77.32	125.01	94.22	67.89	52.08
<b>Psismo</b>	Ton	47.13	74.54	55.97	39.46	31.37
<b>W(Servicio)</b>	Ton/m2	1.68	1.48	1.49	1.54	1.91
<b>W(Ultima)</b>	Ton/m2	2.45	2.18	2.20	2.28	2.81
<b>W(Sísmico)</b>	Ton/m2	1.50	1.30	1.31	1.32	1.69

$$W(\text{servicio})=1.56 \text{ Ton/m}^2$$

$$W(\text{ultima})=2.29 \text{ Ton/m}^2$$

$$W(\text{sismo})=1.40 \text{ Ton/m}^2 \text{ Para los primeros 3 pisos}$$

## 4.2. Análisis por carga vertical

### 4.2.1. Análisis del aligerado

Metrado de carga lineal sobre cada vigueta:

$$\text{Aligerado 20cm: } 0.30 \times 0.4 = 0.12 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Piso terminado: } 0.10 \times 0.4 = 0.04 \text{ Ton/m}$$

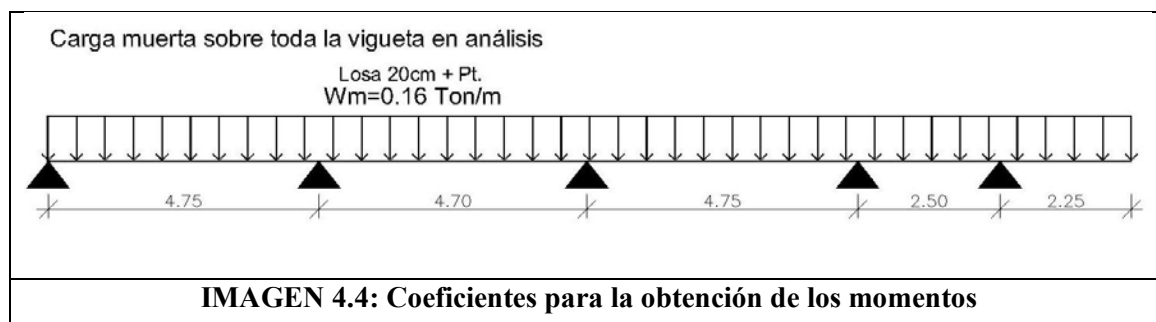
$$W_m = 0.16 \text{ Ton/m}$$

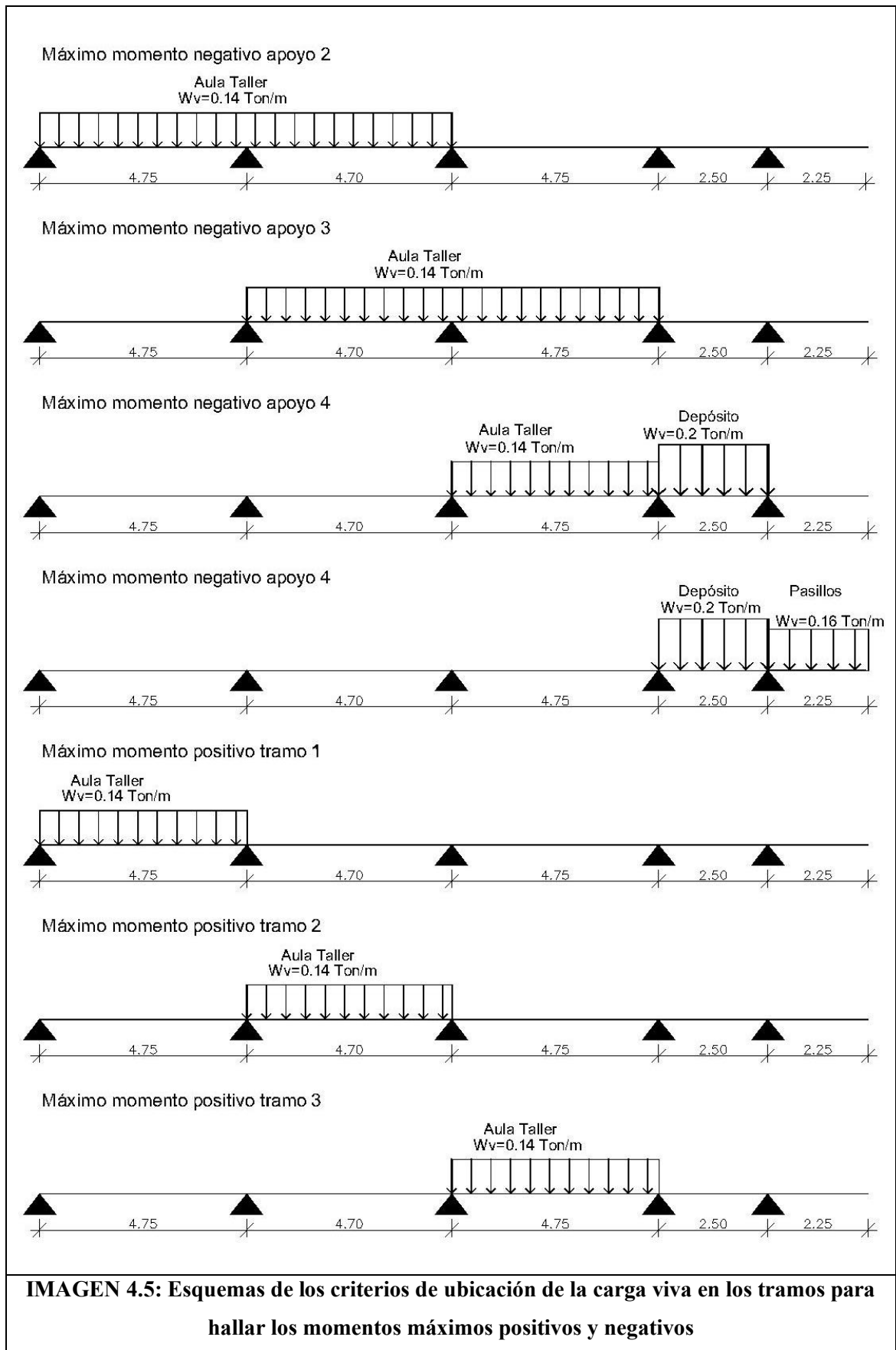
$$\text{S/C: } 0.35 \times 0.4 = 0.14 \text{ Ton/m}$$

$$W_v = 0.14 \text{ Ton/m}$$

Ya que se tiene 4 tramos continuos y un volado, para hallar los máximos momentos positivos y negativos se consideran los siguientes criterios para la ubicación de la carga viva en diferentes casos.

La carga muerta se considera en todos los tramos.





### 4.3. Análisis de la viga simplemente apoyada

Aligerado 20cm: 300Kg/m

Piso terminado 5cm: 100Kg/m<sup>2</sup>

Viga (0.50x1.50m): 0.5x1.5x2.4=1.8 Ton/m

S/C: 1er, 2do y 3er piso para aulas: 350Kg/m<sup>2</sup>

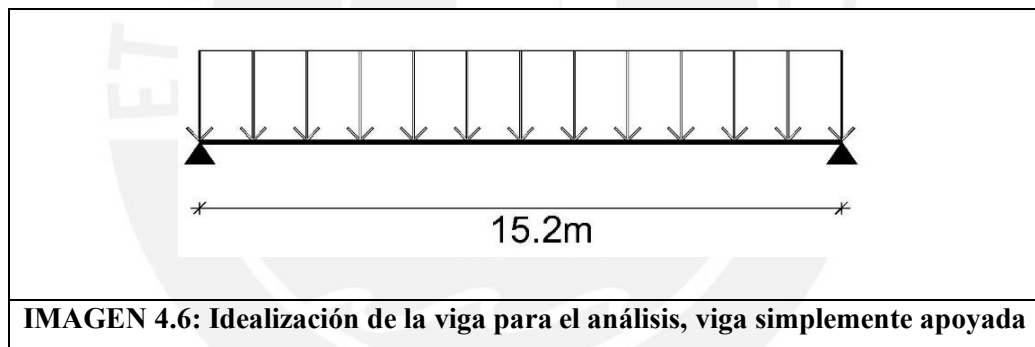
S/C 4to piso para aulas: 100Kg/m<sup>2</sup>

**Cuadro 4.7: Metrado de la carga lineal sobre las vigas principales.**

	Ton/m <sup>2</sup>	Ancho Vigueta	Factores	
Aligerado	0.30	4.73	1.40	1.98
Piso terminado	0.10	5.23	1.40	0.73
Viga	1.80	1.00	1.40	2.52
S/C	0.35	5.23	1.70	3.11
			8.35	Wu (Ton/m)

W<sub>u</sub>=8.35 Ton/m Primeros 3 pisos

W<sub>u</sub>=6.12 Ton/m Azotea



El momento positivo para una viga simplemente apoyada es:

$$M_u (+) = W_u L^2 / 8 = 241 \text{ Ton-m} \quad 1,2 \text{ y } 3 \text{ Pisos} \quad M_u (+) = W_u L^2 / 8 = 176.9 \text{ Ton-m} \quad \text{Azotea}$$

Fuerza cortante a "d" de la cara:

$$V_u = W_u (L/2 - d) = 52 \text{ Ton} \quad 1,2 \text{ y } 3 \text{ Pisos} \quad V_u = W_u (L/2 - d) = 38 \text{ Ton} \quad \text{Azotea}$$

#### 4.4. Análisis de las vigas perimetrales

Para el análisis de las vigas perimetrales, las cuales están apoyadas en dos placas en L, las cuales tienen una rigidez al giro mucho mayor a las vigas, las idealizaremos como vigas doblemente empotradas en sus extremos.

##### 4.4.1. Dirección X-X, Viga V-101 (.40x1.50)

Viga doblemente empotrada con dos cargas puntuales sobre esta, ubicadas a 1.9m y 7.1m de la cara izquierda de la viga.

Metrado de cargas provenientes de las vigas secundarias (.50x1.50)

Metrado de carga muerta, cm:

$$\text{Aligerado: } 0.30 \times (4.75 + 4.70) / 2 = 1.65 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Piso terminado: } 0.10 \times (4.75 + 4.70 + 0.5) / 2 = 0.52 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Viga: } 0.5 \times 1.5 \times 2.4 = 1.80 \text{ Ton/m}$$

$$C_m = 3.74 \text{ Ton/m}$$

$$P_m = 3.74 \times 7.6 = 28.42 \text{ Ton}$$

Metrado de carga viva, cv:

$$\text{S/C: } 0.35 \times (4.75/2 + 4.70/2 + 0.5) = 1.83 \text{ Ton/m}$$

$$C_v = 1.83 \text{ Ton/m}$$

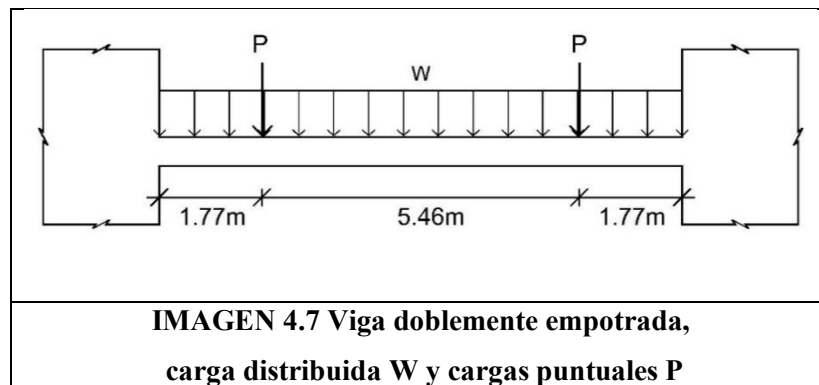
$$\text{S/C: } 0.10 \times (4.75/2 + 4.70/2 + 0.5) / 2 = 0.52 \text{ Ton/m}$$

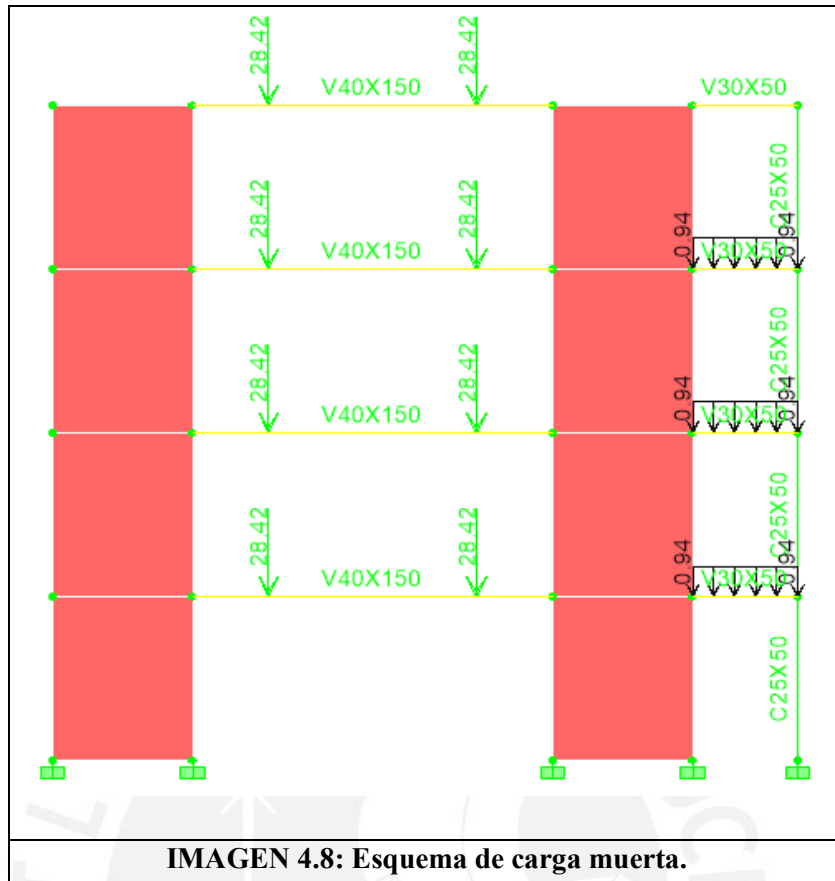
$$C_v = 0.52 \text{ Ton/m}$$

$$P_v = 1.83 \times 7.6 = 13.90 \text{ Ton} \quad \text{1er, 2do, 3er piso}$$

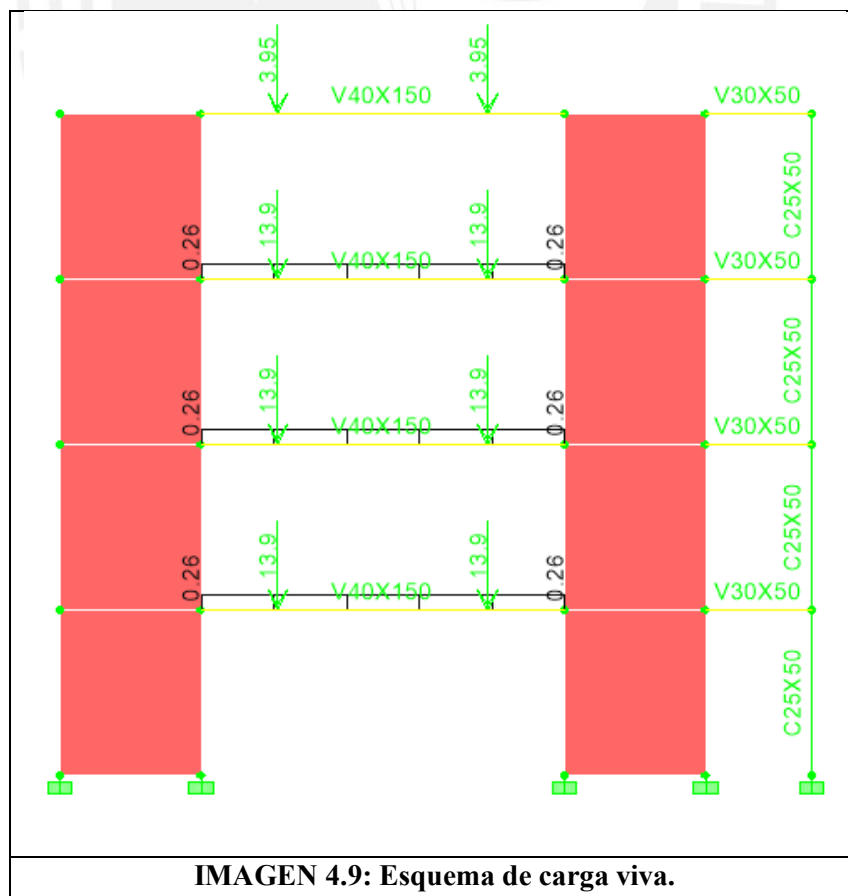
$$P_v = 0.52 \times 7.6 = 3.97 \text{ Ton} \quad \text{4to piso}$$

Idealización del modelo:





**IMAGEN 4.8: Esquema de carga muerta.**



**IMAGEN 4.9: Esquema de carga viva.**



#### 4.4.2. Dirección Y-Y, Viga V-102 (.40x1.50)

Metrado de carga muerta, cm:

Aligerado:  $0.35 \times 2.375 = 0.83$  Ton/m

Piso terminado:  $0.10 \times 2.775 = 0.28$  Ton/m

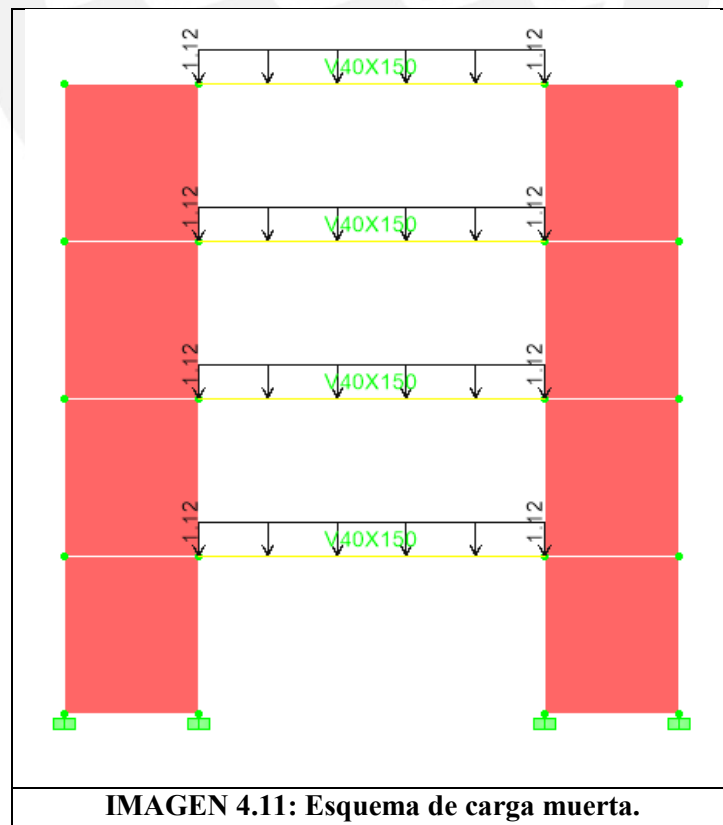
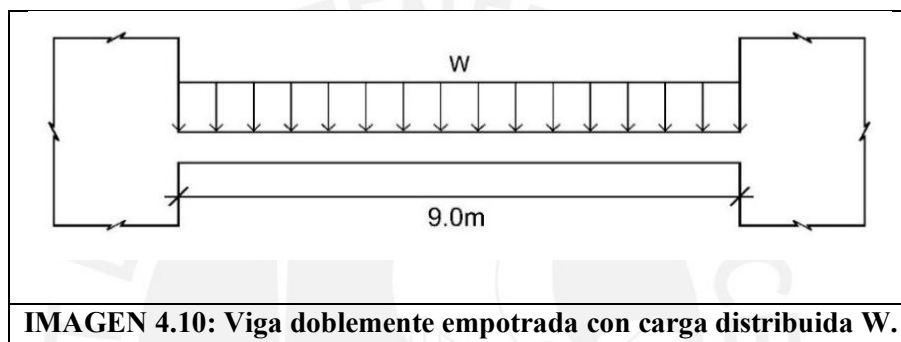
$W_m = 1.12$  Ton/m

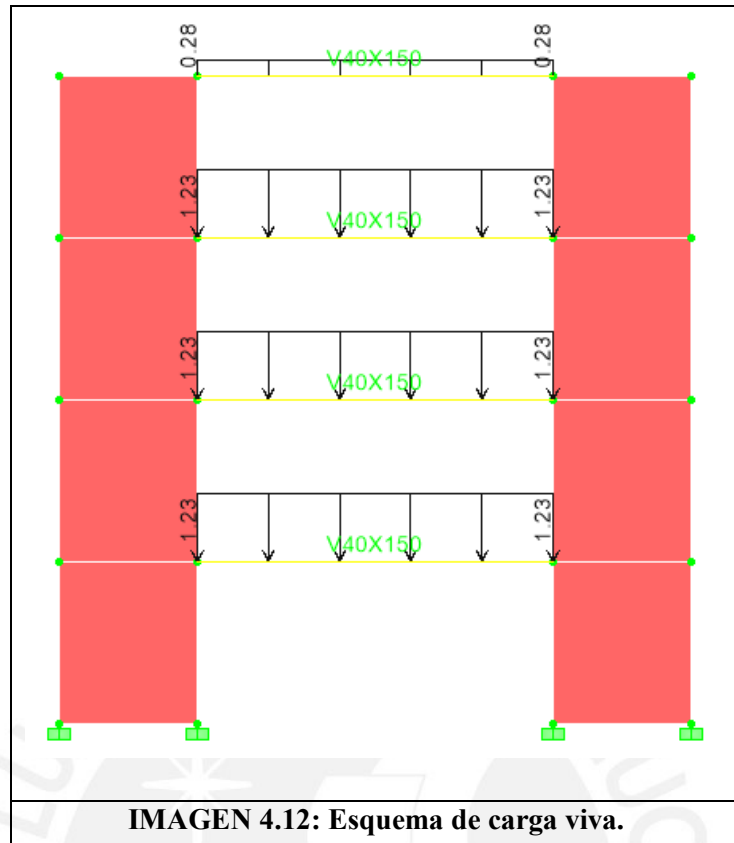
Metrado de carga viva, cv:

1er, 2do y 3er piso S/C:  $0.35 \times 2.775 + 0.1 \times 2.6 = 1.23$  Ton/m  $W_v = 1.23$  Ton/m

4to piso S/C:  $0.10 \times 2.775 = 0.28$  Ton/m  $W_v = 0.28$  Ton/m

Viga doblemente empotrada con carga distribuida.





#### 4.4.3. Dirección Y-Y, Viga V-104 (.40x1.50)

Metrado de carga muerta, cm:

1er, 2do y 3er piso

Aligerado:  $0.30 \times (4.75/2 + 1.25) = 1.09$  Ton/m

Piso terminado:  $0.10 \times (4.75/2 + 1.25 + 0.4) = 0.40$  Ton/m

Tabique:  $0.15 \times 2.4 \times 0.9 = 0.324$  Ton/m

$W_m = 1.81$  Ton/m

4to piso

Aligerado:  $0.30 \times (4.75/2 + 1.25) = 1.09$  Ton/m

Piso terminado:  $0.10 \times (4.75/2 + 1.25 + 0.4) = 0.40$  Ton/m

$W_m = 1.49$  Ton/m

Metrado de carga viva, cv:

1er, 2do y 3er piso

Aulas S/C ( $350 \text{ Kg/m}^2$ )  $0.35 \times 4.75/2 = 0.831$

Sala profesores S/C ( $300 \text{ Kg/m}^2$ )  $0.30 \times 1.25 = 0.375$  Ton/m

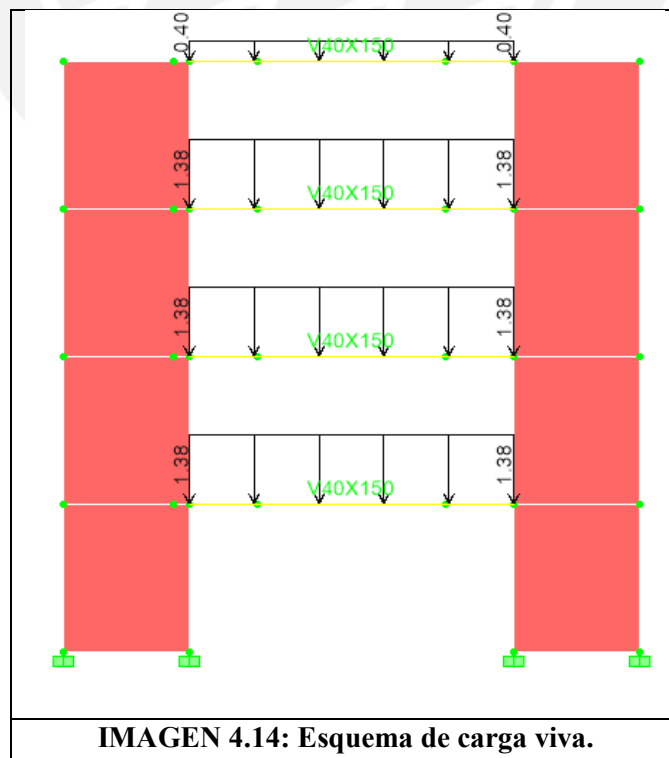
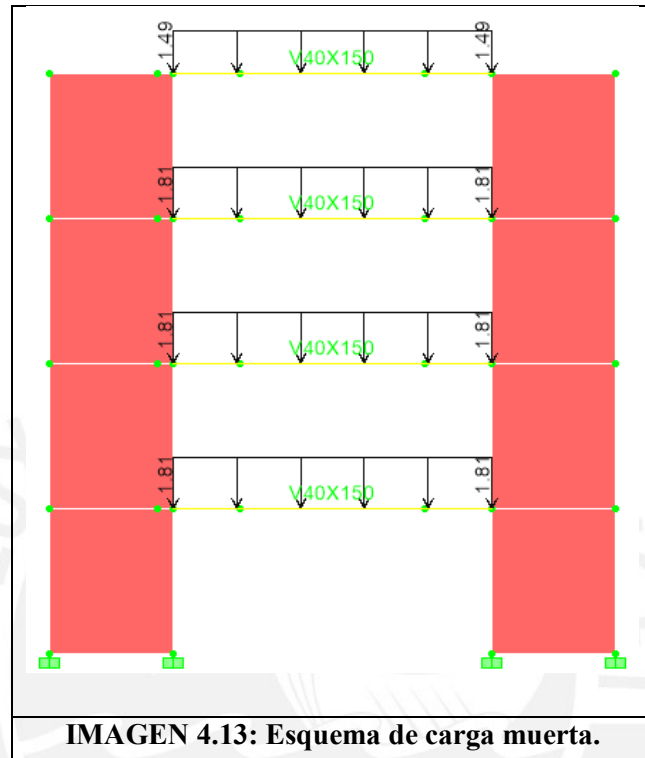
Ventana S/C ( $100 \text{ Kg/m}^2$ )  $0.1 \times 1.7 = 0.17$  Ton/m

$W_v=1.376$  Ton/m

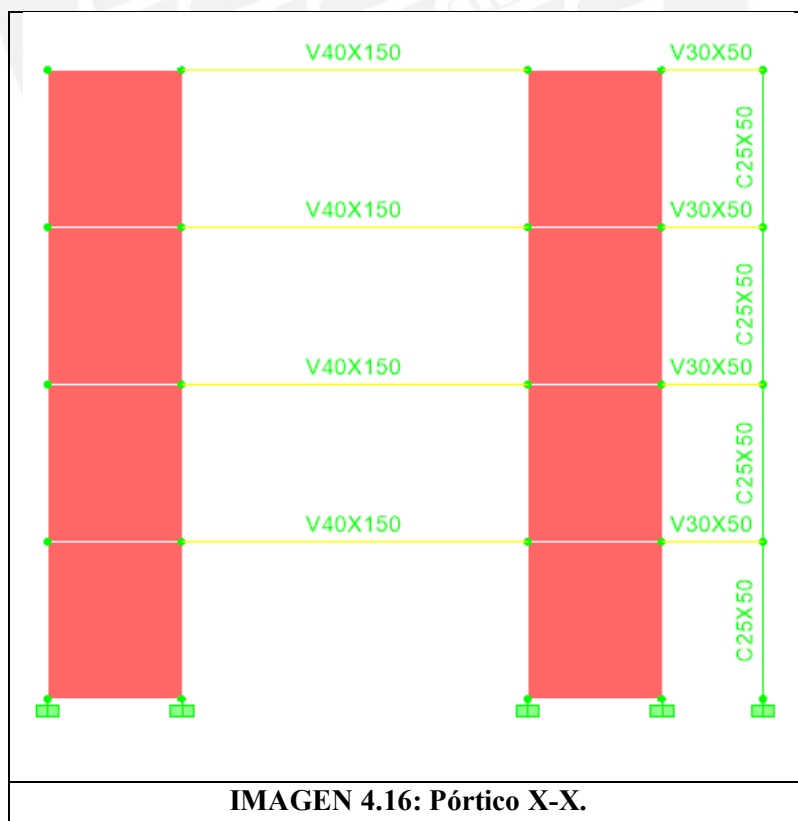
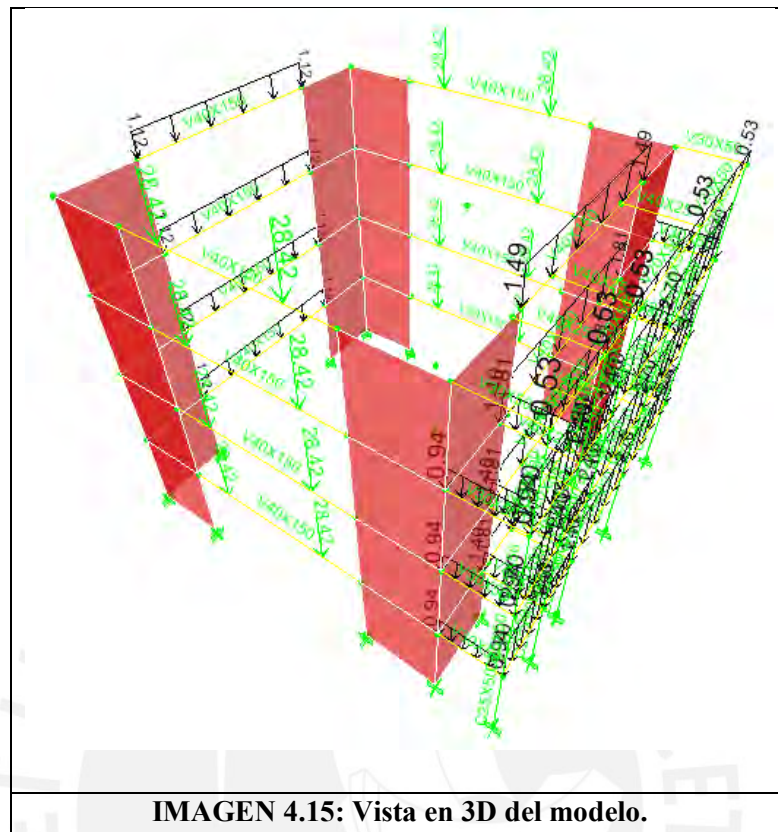
4to piso

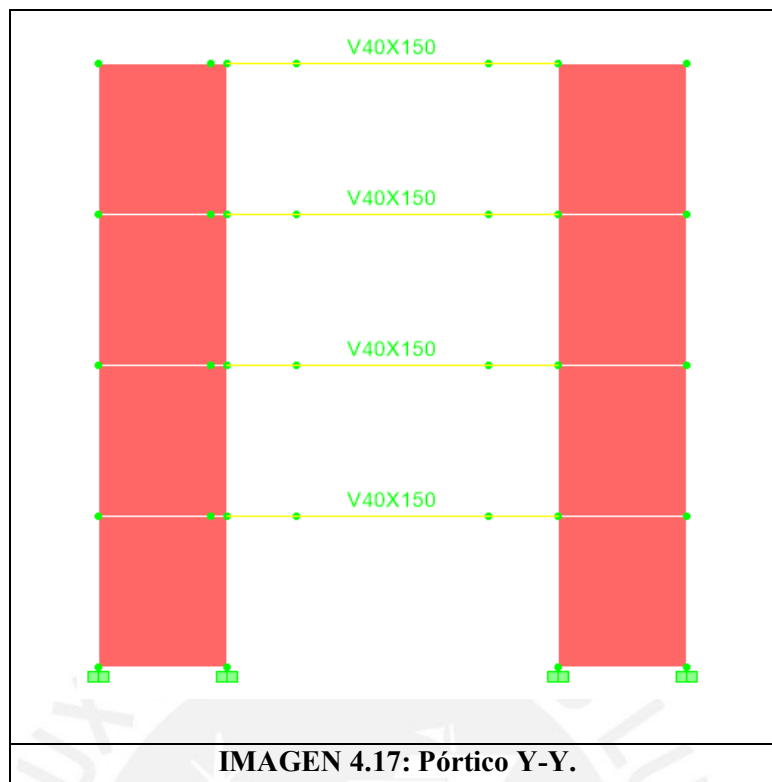
Azotea S/C ( $100 \text{ Kg/m}^2$ ):  $0.10 \times (4.75/2+1.25+0.4) = 0.40$  Ton/m

$W_v=0.40$  Ton/m



#### 4.5. Análisis de los pórticos perimetrales.





#### 4.6. Análisis sísmico

El análisis sísmico comprende 2 análisis que se complementan, por efectos dinámicos y por efectos estáticos. El primero lo empleamos para hallar los desplazamientos, control de derivas. El segundo lo empleamos para hallar el cortante en la base de la edificación. El primero se escala para obtener uno semejante al modelo estático, esto empleando el cortante en la base; así obtener los esfuerzos en vigas columnas y placas.

##### 4.6.1. Análisis sísmico dinámico

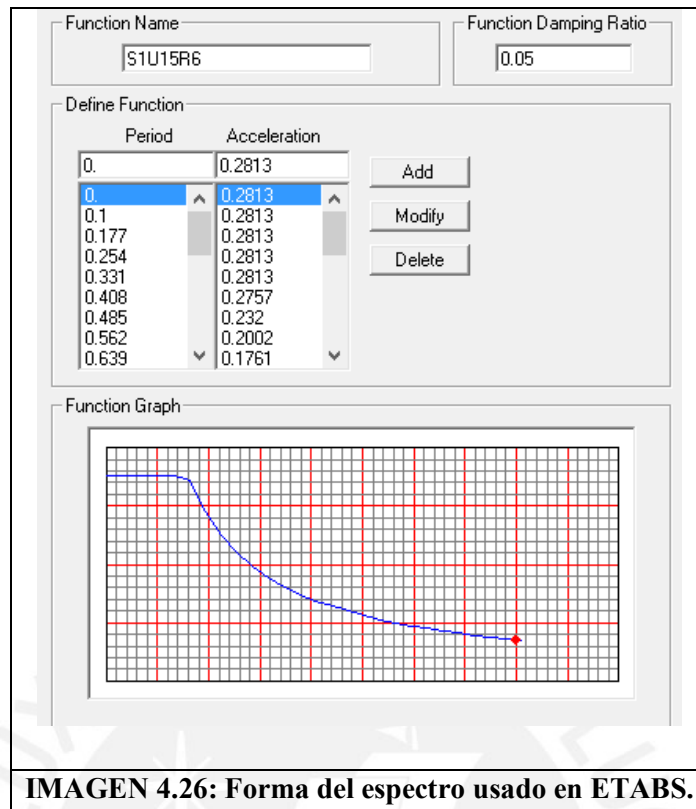
El análisis sísmico dinámico lo empleamos para hallar los desplazamientos, nos valemos del software ETABS y de un espectro para hallar los cortantes dinámicos.

Masa equivalente= Peso (Ton)/g

Inercia rotacional= Inercia (x)+Inercia (y)/g x Peso (g)/Área (m<sup>2</sup>)

**Cuadro 4.11: de Masas e Inercia Rotacional.**

	Psismo (Ton)	Ix (m4)	Iy (m4)	Área (m2)	Masa Ton/g	IR (Ton-m2/g)
Piso 4	308.66	5461.33	5461.33	256.00	31.46	1342.47
Piso 3	445.90	7168.00	12348.00	336.00	45.45	2640.12
Piso 2	445.90	7168.00	12348.00	336.00	45.45	2640.12
Piso 1	445.90	7168.00	12348.00	336.00	45.45	2640.12



**IMAGEN 4.26: Forma del espectro usado en ETABS.**

Material Property Data

Material Name: CONC

Display Color: [Color Selection]

Type of Material:  Isotropic  Orthotropic

Type of Design: Design: Concrete

Analysis Property Data:

Mass per unit Volume	0.
Weight per unit Volume	2.4
Modulus of Elasticity	2200000.
Poisson's Ratio	0.15
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	956521.74

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):

Specified Conc Comp Strength, f'c	2812.2785
Bending Reinf. Yield Stress, fy	42184.178
Shear Reinf. Yield Stress, fys	42184.178

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduc. Factor: [ ]

OK Cancel

**IMAGEN 4.27: Definición del material en ETABS**

**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name** SX

Structural and Function Damping  
Damping 0.05

Modal Combination  
 CQC  SRSS  ABS  GMC  
 f1  f2

Directional Combination  
 SRSS  
 ABS Orthogonal SF   
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	S1U15R6	9.81
U2		
UZ		

Excitation angle 0.

Eccentricity  
 Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05  
 Override Diaph. Eccen.

**IMAGEN 4.28: Definición del análisis dinámico en la dirección X-X**

**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name** SY

Structural and Function Damping  
Damping 0.05

Modal Combination  
 CQC  SRSS  ABS  GMC  
 f1  f2

Directional Combination  
 SRSS  
 ABS Orthogonal SF   
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	S1U15R6	9.81
UZ		

Excitation angle 0.

Eccentricity  
 Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05  
 Override Diaph. Eccen.

**IMAGEN 4.29: Definición del análisis dinámico en la dirección Y-Y**

**Rectangular Section**

**Section Name** V25x50

Properties  Property Modifiers  Material CONC

Dimensions  
 Depth (t3) 0.5  
 Width (t2) 0.25

Concrete   Display Color

**IMAGEN 4.30: Definición de sección de viga (.25x.50)**

**Rectangular Section**

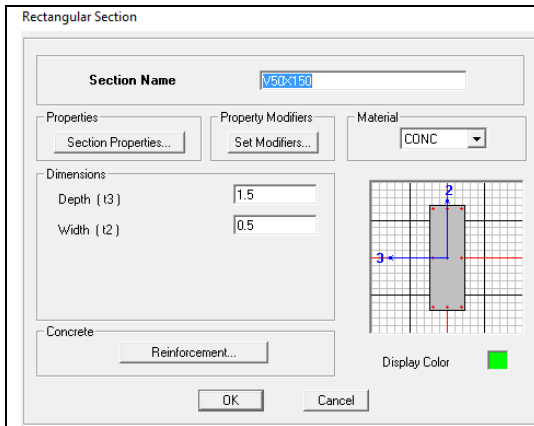
**Section Name** V40x150

Properties  Property Modifiers  Material CONC

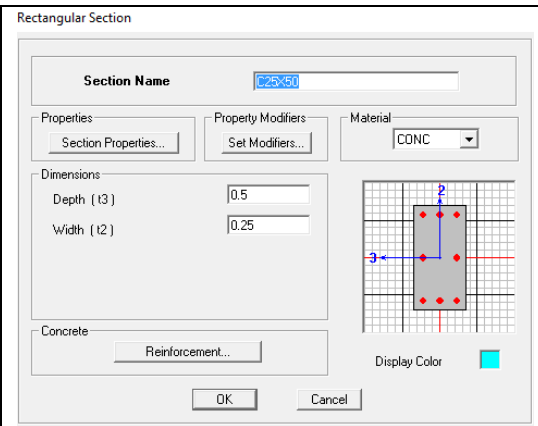
Dimensions  
 Depth (t3) 1.5  
 Width (t2) 0.4

Concrete   Display Color

**IMAGEN 4.31: Definición de sección de viga (.40x1.50)**



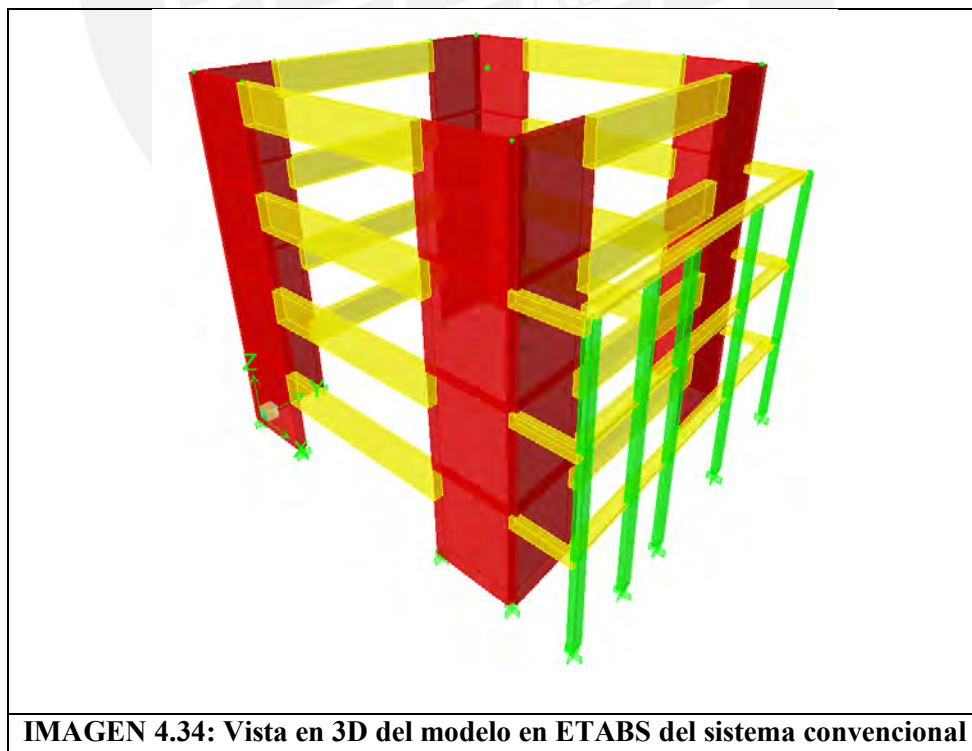
**IMAGEN 4.32: Definición de sección de viga (.50x1.50)**



**IMAGEN 4.33: Definición de sección de columna (.25x.50)**

**Cuadro 4.12: Modos de vibración y masa participativa.**

Modo	Periodo (segundos)	Masa participativa en la dirección X	Masa participativa en la dirección y
1	0.257	0.00	75.15
2	0.255	75.11	0.00
3	0.154	0.00	0.04
4	0.066	0.00	18.23
5	0.066	18.28	0.00



**IMAGEN 4.34: Vista en 3D del modelo en ETABS del sistema convencional**



#### 4.6.2. Desplazamientos laterales distorsiones, torsión

Deriva o Distorsión:

$$\text{Deriva o distorsion} = \frac{(\Delta\text{Piso4} - \Delta\text{Piso3})}{h(\text{entrepiso})} \times 0.75 \times R$$

Ejemplo:

Sismo en la dirección X:

$$\text{Distorsion del 4to nivel} + 16.4\text{m} = \frac{(0.0059 - 0.0043)}{4.2} \times 0.75 \times 6 = 0.1756\% < 0.7\%$$

Todas las derivas son menores al 0.7% ya que la estructura es regular.

#### 4.6.3. Irregularidades estructurales en altura $I_a$

Irregularidad de rigidez-Piso Blando: No presenta

Irregularidades de resistencia-Piso Débil: La resistencia a la fuerza cortante relativamente es igual en todos los pisos.

Irregularidad de Masa o Peso: Se revisan los metrados y se concluye que todos los pisos pesan casi igual.

	Pservicio(Ton)	Psismo(Ton)
Piso 4	327.86	308.66
Piso 3	505.69	445.90
Piso 2	505.69	445.90
Piso 1	505.69	445.90

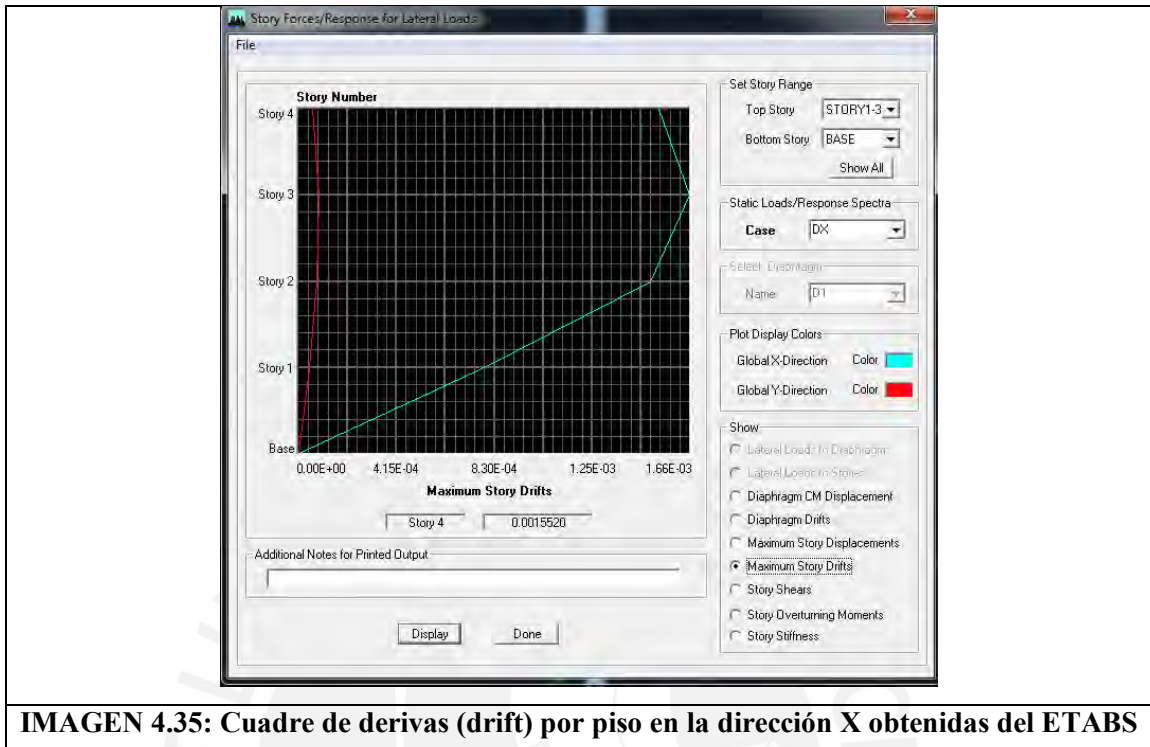
Irregularidad Geometría Vertical: Los tres primeros niveles tienen la misma área.

Discontinuidad en los Sistemas Resistentes: Las placas, las cuales son los elementos resistentes a la fuerza cortante, son continuas en la vertical.

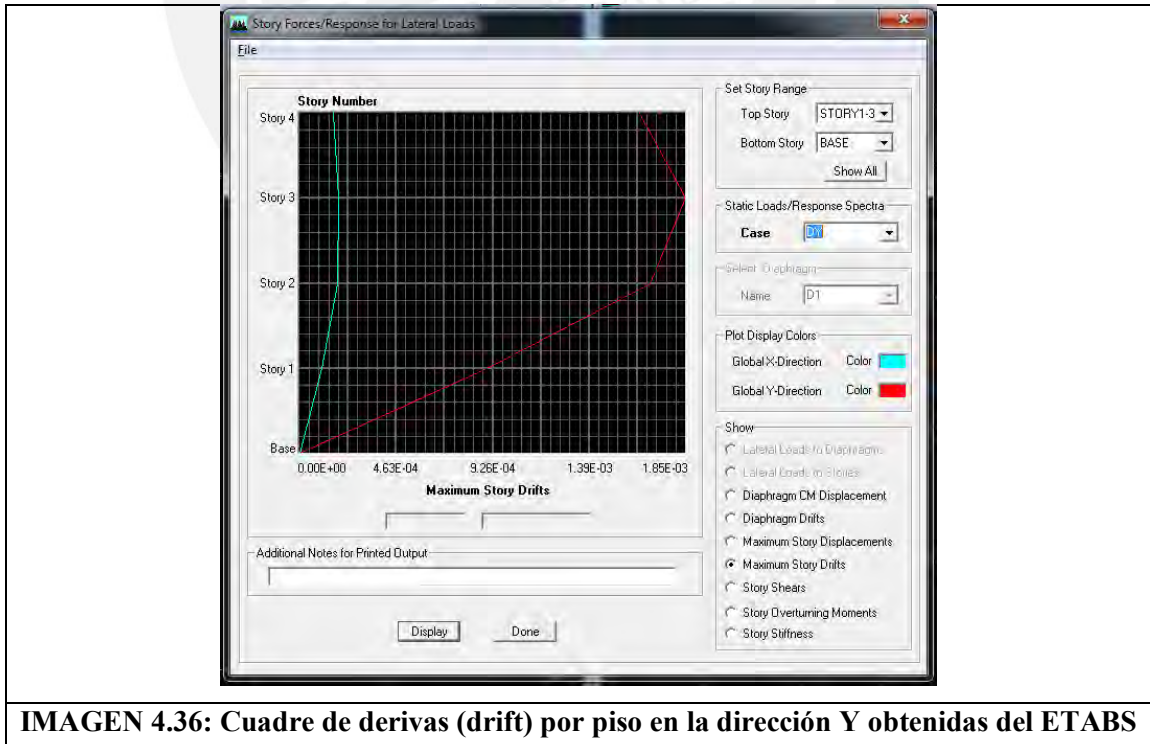
#### 4.6.4. Irregularidades estructurales en planta $I_p$

Irregularidad torsional:

Sismo en la dirección X:



Sismo en la dirección Y



El máximo desplazamiento relativo de entrepiso es menor al 50% del permisible  $7/1000$ .

Esquinas entrantes: No presenta

Discontinuidad del diafragma: No existe, los diafragmas son iguales en todos los niveles.

Sistemas no paralelos: Los elementos resistentes a las fuerzas cortantes son paralelos.

#### 4.6.5. Análisis sísmico estático

El análisis sísmico estático lo empleamos para poder hallar la fuerza cortante en la base; esta representa un porcentaje del peso sísmico, el cual obtenemos del metrado de cargas.

Para hallar esta fuerza cortante, empleamos los factores  $ZUCS/R$ , donde  $C$  está condicionado por el periodo de la edificación.

Del metrado de cargas considerando  $100\%C_m+50\%C_v$  se obtiene:  $P_{sismo}$ : 1690.52 Ton

El cortante en la base, o cortante basal se reparte de la siguiente manera en cada piso:

**Cuadro 4.13: Pesos sísmicos por piso.**

	<b>Psismo (Ton)</b>
Piso 4	308.66
Piso 3	445.90
Piso 2	445.90
Piso 1	445.90
<b>Psismo</b>	<b>1646.37</b>

Periodos en la dirección X e Y  $T_x$ : 0.235 segundos,  $T_y$ : 0.237 segundos

Por el acápite 2.5 de la norma E030

$T_x=0.235<0.4$      $C_x=2.5$                        $T_y=0.237<0.4$      $C_y=2.5$

Porcentaje del peso total sísmico.  $ZUCS/R$   $0.45 \times 1.5 \times 2.5 \times 1/6 = 0.281$

$ZUCS/R = 0.281$

$CB = 0.281 \times 1646.37 = 462.63$  Ton

$80\%CB = 370.10$  Ton

(Se emplea el 80% del CB para estructuras regulares)

Cortante basal  $CB$ :  $1646.37 \times 0.281 = 462.63$  Ton. Edificio regular se considera el 80% del cortante basal: 370.10 Ton

$V_x(\text{sismo}) = 368.60$  Obtenido del análisis sísmico en ETABS

$V_y(\text{sismo}) = 366.55$  Obtenido del análisis sísmico en ETABS

Factor de amplificación sísmico en X:  $CB_{80\%}/V_x = 370.10/305.32 = 1.21$

Factor de amplificación sísmico en Y:  $CB_{80\%}/V_y = 370.10/299.43 = 1.24$

Momentos y cortantes en las vigas obtenidos del ETABS

## 5. CAPITULO 5: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DEL SISTEMA CONVENCIONAL

### 5.1. Combinaciones de carga.

Para el diseño en concreto armado se emplearán las siguientes combinaciones de carga.

Considerando los momentos y fuerzas cortantes del análisis sísmico, producidos por el 80% del cortante basal: ya que se trata de una edificación regular sin torsión.

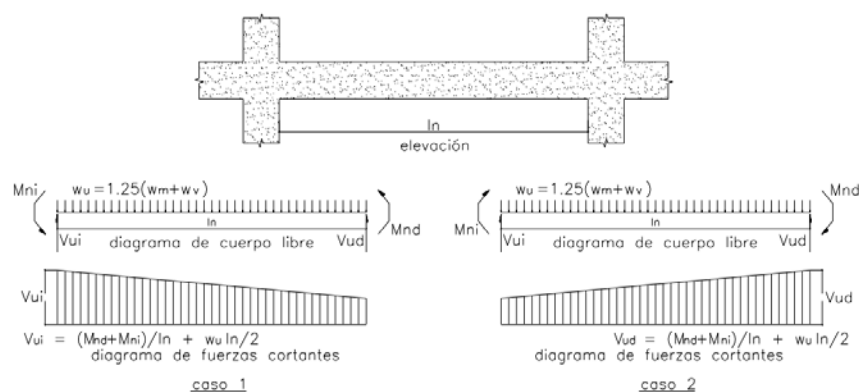
CM: Carga Muerta, CV: Carga Viva, S: Sismo

Para el caso del diseño en flexión en vigas con efecto sísmico.	Para el caso del diseño por cortante en vigas con efecto sísmico.
Caso 1: 1.4CM+1.7CV	Caso 1: 1.4CM+1.7CV
Caso 2: 1.25(CM+CV) +S	Caso 2: 1.25(CM+CV) +factor. Sismo
Caso 3: 1.25(CM+CV)-S	Caso 3: 1.25(CM+CV)- factor. Sismo
Caso 4: 0.9CM+S	Caso 4: 0.9CM+factorS
Caso 5: 0.9CM-S	Caso 5: 0.9CM-factorS

Donde “factor”, al cual multiplica al sismo, proviene del acápite 21.4.3 de la Norma E.060

**21.4.3** La fuerza cortante de diseño  $V_u$  de las vigas y columnas que resistan efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor obtenido de (a) y (b):

- La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales ( $M_n$ ) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas. En los elementos en flexocompresión los momentos nominales en los extremos de la luz libre del elemento, estarán asociados a la fuerza axial  $P_u$  que dé como resultado el mayor momento nominal posible.
- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño de 9.2.3 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5.



Factores de reducción  $\phi$  de la resistencia nominal.

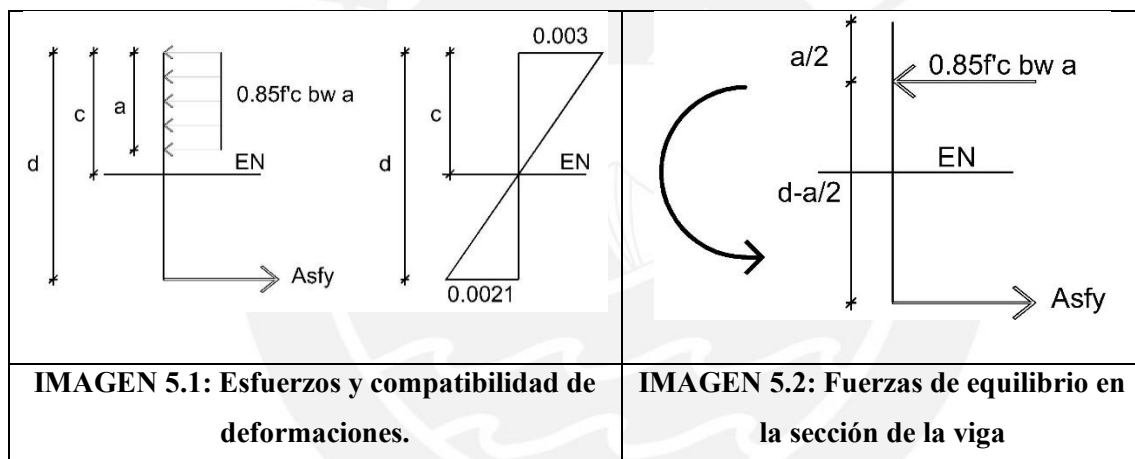
Flexión:	.90
Cortante:	.85
Flexocompresión:	.70
Para columnas	$\alpha\phi P_n \geq P_u$ donde $\alpha=0.8$

## 5.2. Teoría para el diseño por flexión y cortante.

### 5.2.1. Principios del diseño por Flexión

$$\phi Mn \geq Mu$$

- El concreto no resiste esfuerzos de tracción
- Se asume una deformación unitaria máxima del concreto de 0.003
- Se asume que el concreto solo trabaja al 85% de su resistencia máxima
- El refuerzo acero toma todos los esfuerzos de tracción
- Se asume una distribución rectangular para el esfuerzo en compresión del concreto.
- El acero debe llegar a su esfuerzo máximo antes que el concreto en compresión
- Se asume como concreto máximo el 75% del acero balanceado
- Se define como acero balanceado a la sección de



Equilibrio

Profundidad de compresiones (a)

$$Asfy = 0.85 f'c bw a$$

$$a = \frac{Asfy}{0.85f'cbw}$$

Compatibilidad de deformaciones:

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.0021}{d-c} \rightarrow 0.0051c = 0.003d$$

Relación entre profundidad eje neutro sección fisurada (c) con brazo de palanca (d):

$$c = \frac{0.003d}{0.0051} \Rightarrow a = \frac{0.003d}{0.0051} \beta_1$$

Acero balanceado:

$$Asb = \frac{0.85f'cbw}{fy} \times \frac{0.003d}{0.0051} \beta_1$$

Acero máximo:

$$As(max) = Asb \times 0.75 = 0.75 \frac{0.85f'cbwd\beta_1}{1.7fy}$$

Obtención del momento nominal reducido por factor de seguridad  $\phi$

$$\phi M_n = 0.9 A_s f_y (d - a/2)$$

### 5.2.2. Principios del diseño para fuerza cortante

$$\phi V_n \geq V_u$$

- La fuerza cortante se considera a “d” de la cara.
- Se colocarán estribos donde el cortante último tenga un valor mayor al 50% del aporte del concreto

$$V_u \geq 50\% \phi V_c$$

- La fuerza cortante será tomada por la resistencia del concreto y el acero.
- En aligerados:
  - No se emplea refuerzo de acero
  - El concreto toma toda la fuerza cortante.
  - La resistencia a esfuerzo cortante aportada por el concreto en viguetas de losas aligeradas

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} b w d \times 1.1$$

- La resistencia a esfuerzo cortante aportada por el concreto en vigas

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} b w d$$

- El aporte máximo del acero será de:  $V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} b w d$
- El aporte del acero tendrá una condición límite:  $V_s \text{ límite} \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b w d$
- Si  $V_s < V_s \text{ límite} \rightarrow S_{\text{máx}} = 60 \text{ cm o } d/2$
- Si  $V_s > V_s \text{ límite} \rightarrow S_{\text{máx}} = 30 \text{ cm o } d/4$

Cuando se coloca refuerzos de acero para cortante.

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

Aporte del acero a la fuerza cortante:

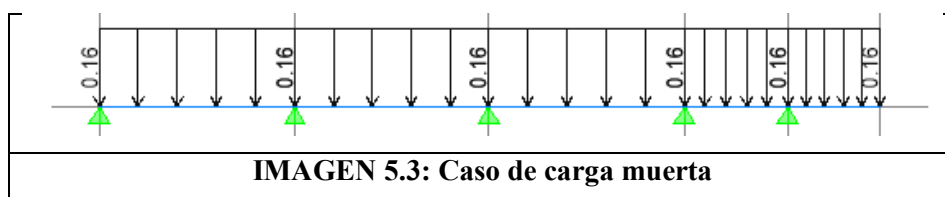
$$\phi V_s = 0.85 \times A_s F_y d/s$$

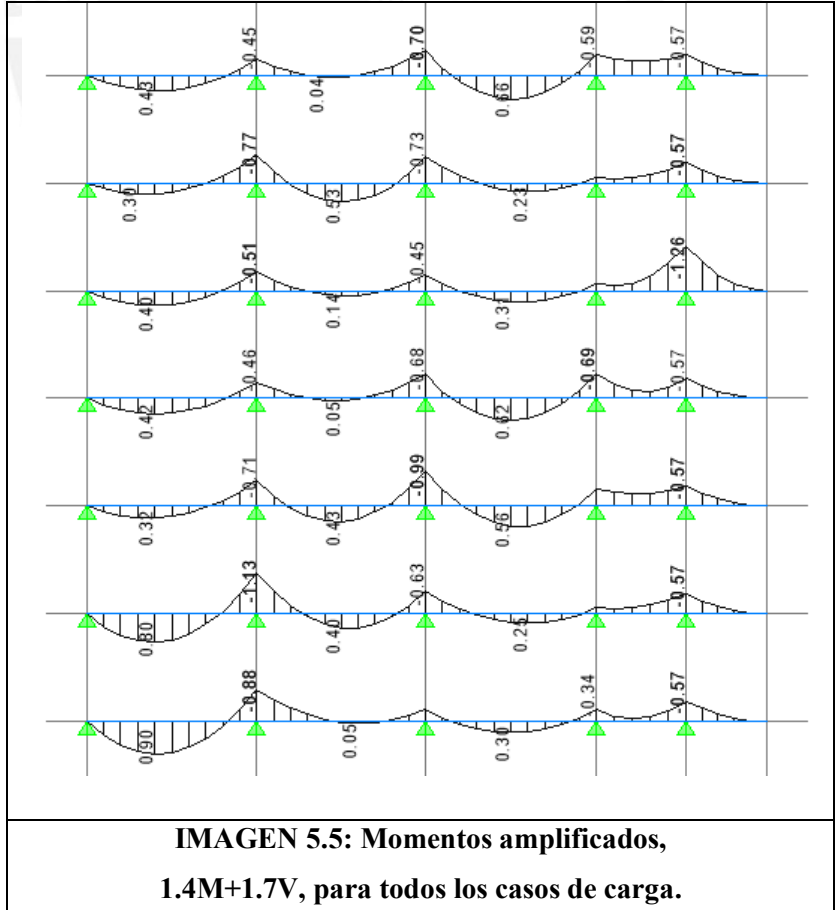
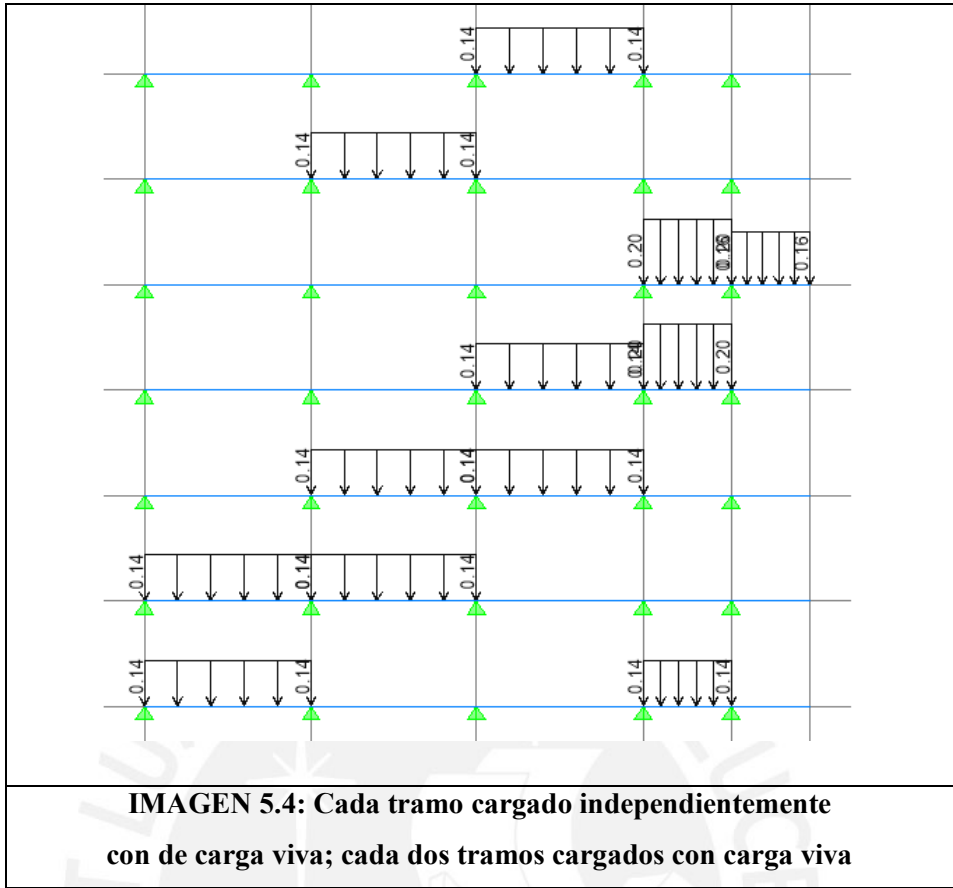
#### 5.2.2.1. Ejemplo de diseño del aligerado

##### Flexión:

Realizamos la envolvente de cargas considerando:

1. Todos los tramos cargados en carga muerta
2. Cada tramo cargado independientemente con carga viva.
3. Cada 2 tramos cargados con carga viva







Momentos positivos

Tramo 1

Momento positivo

$$\text{Mu}=0.90 \text{ Ton-m; } \text{As}=1\phi 3/8''+1\phi 1/2''$$

Tramo 2

$$\text{Mu}=0.53 \text{ Ton-m; } \text{As}=1\phi 3/8''+1\phi 3/8''$$

Tramo 3

$$\text{Mu}=0.66 \text{ Ton-m; } \text{As}=1\phi 3/8''+1\phi 3/8''$$

Momentos negativos

Momento negativo máximo entre tramo 1 y 2

$$\text{Mu}=1.13 \text{ Ton-m; } d=17\text{cm; } b_w=25\text{cm; } \text{As}=1\phi 3/8''+1\phi 1/2''$$

Momento negativo máximo entre tramo 2 y 3

$$\text{Mu}=0.99 \text{ Ton-m; } d=17\text{cm; } b_w=25\text{cm; } \text{As}=1\phi 3/8''+1\phi 1/2''$$

Momento negativo máximo entre tramo 3 y 4

$$\text{Mu}=0.69 \text{ Ton-m; } d=17\text{cm; } b_w=10\text{cm; } \text{As}=1\phi 1/2''$$

Momento negativo máximo entre tramo 4 y 5

$$\text{Mu}=1.26 \text{ Ton-m; } d=17\text{cm; } b_w=10\text{cm; } \text{As}=1\phi 1/2''+1\phi 1/2''$$

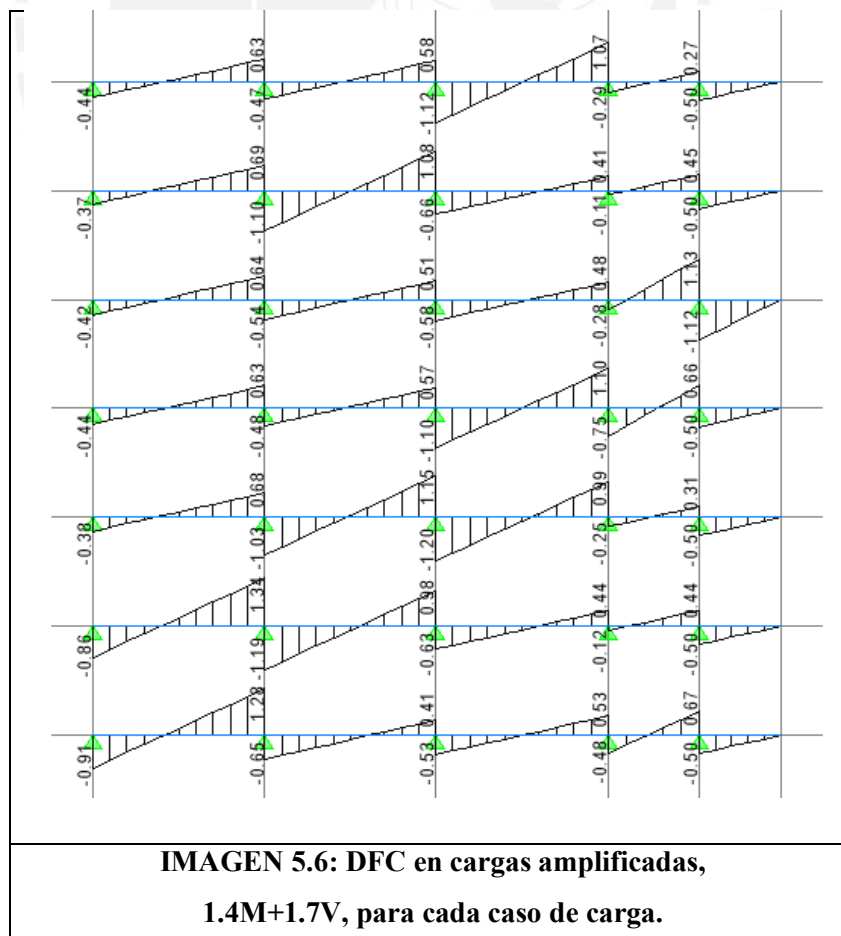
Momento positivo	Momento negativo
Mu=0.90 Ton-m	Mu=1.11 Ton-m
d=17cm	d=17cm
b <sub>w</sub> =10cm	b <sub>w</sub> =10cm
As(máx.)=3.91 cm <sup>2</sup>	As(máx.)=3.91 cm <sup>2</sup>
As(min)=0.53cm <sup>2</sup>	As(min)=0.53cm <sup>2</sup>
$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 1.01 \times 10^6}{0.85 \times 210 \times 10 \times 0.9}} = 3.07 \text{cm}$	$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 1.11 \times 10^6}{0.85 \times 210 \times 10 \times 0.9}} = 3.40 \text{cm}$
$\text{As} = \frac{3.07 \times 10 \times 0.85 \times 210}{4200} = 1.31 \text{cm}^2$	$\text{As} = \frac{3.40 \times 10 \times 0.85 \times 210}{4200} = 1.45 \text{cm}^2$
As=1φ3/8''+1φ1/2''	As=1φ3/8''+1φ1/2''



Tramo 2

Momento positivo del primer tramo	Momento negativo del primer tramo
Mu=1.01 Ton-m	Mu=1.11 Ton-m
d=17cm	d=17cm
bw=10cm	bw=10cm
As(máx.)=3.91 cm <sup>2</sup>	As(máx.)=3.91 cm <sup>2</sup>
As(min)=0.53cm <sup>2</sup>	As(min)=0.53cm <sup>2</sup>
$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 1.01 \times 10^6}{0.85 \times 210 \times 10 \times 0.9}} = 3.07 \text{cm}$	$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 \times 1.11 \times 10^6}{0.85 \times 210 \times 10 \times 0.9}} = 3.40 \text{cm}$
$As = \frac{3.07 \times 10 \times 0.85 \times 210}{4200} = 1.31 \text{cm}^2$	$As = \frac{3.40 \times 10 \times 0.85 \times 210}{4200} = 1.45 \text{cm}^2$
As=1ϕ3/8”+1ϕ1/2”	As=1ϕ3/8”+1ϕ1/2”

Cortante:



**IMAGEN 5.6: DFC en cargas amplificadas, 1.4M+1.7V, para cada caso de carga.**

Para aligerado de 20cm:

Resistencia del concreto en viguetas.

Para el ancho de 10cm  $\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17 = 1.11 \text{Ton}$

Para el ancho de 25cm  $\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 17 = 2.77 \text{Ton}$

Cortante máximo entre tramo 1 y 2

$Vu(d) = 1.26 \text{ Ton}$  empleamos ensanche

Cortante máximo entre tramo 2 y 3

$Vu(d) = 1.12 \text{ Ton}$  empleamos ensanche

Cortante máximo entre tramo 3 y 4

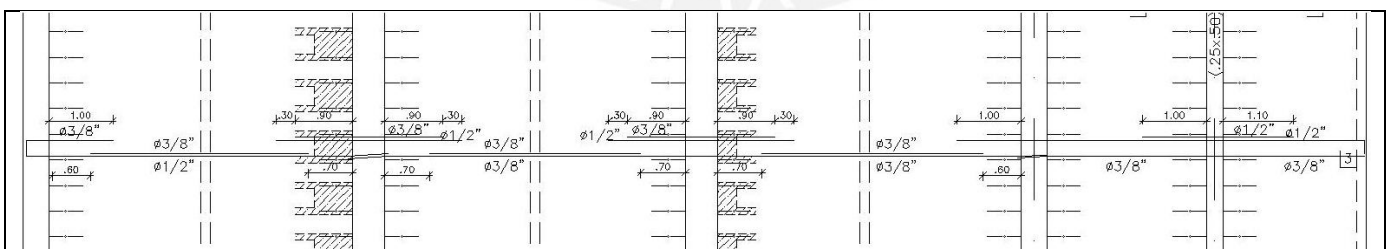
$Vu(d) = 1.02 \text{ Ton}$  No empleamos ensanche

Cortante máximo entre tramo 4 y 5

$Vu(d) = 1.03 \text{ Ton}$  No empleamos ensanche

Consideraciones.

- Se colocará en el primer y tercer tramo un refuerzo de  $\phi 3/8''$  corrido.
- Se colocará en el segundo tramo un refuerzo adicional de  $\phi 3/8''$ .
- El refuerzo adicional positivo para el primer tramo es  $1/7ln$ ; para el segundo y tercer tramo,  $1/6ln$  de los extremos
- El volado tendrá refuerzo inferior corrido de  $3/8$ , y refuerzo superior corrido de  $1/2''$  con un adicional de 1.10m como bastón
- El refuerzo adicional positivo para el segundo tramo se colocará a  $1/6ln$  de la cara de las vigas internas.



**IMAGEN 5.5: Esquema en planta de la colocación del refuerzo para aligerados.**

5.2.2.2. Ejemplo de diseño de viga

5.2.2.2.1. Viga secundaria, Viga V-103 (0.50x1.50m)

Flexión:

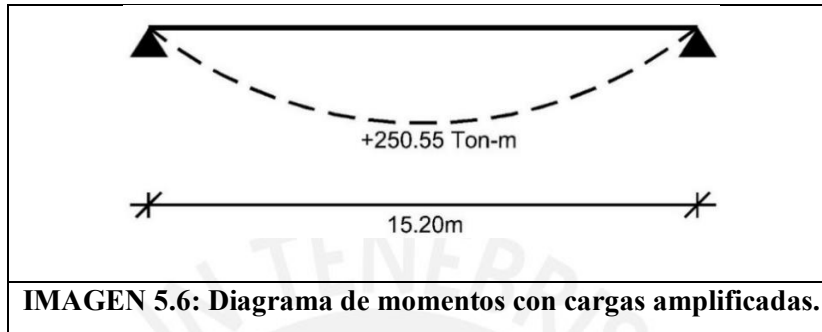


IMAGEN 5.6: Diagrama de momentos con cargas amplificadas.

<p>Sección .50x1.50</p> <p>As (min)=17.15 cm<sup>2</sup></p> <p>As (máx.) =113.16 cm<sup>2</sup></p> <p>bw=50cm</p> <p>d=150-4-5=141cm</p> <p>Mu=250.55 Ton</p>	$a = 141 - \sqrt{141^2 - \frac{2 \times 250.55 \times 10^5}{0.85 \times 210 \times 50 \times 0.9}} = 24 \text{cm}$ $As = \frac{24 \times 50 \times 0.85 \times 210}{4200} = 51 \text{cm}^2$ <p>As requerido=10φ1"</p>
---	---

Colocamos 5φ1" corridos y 5φ1" como bastones.

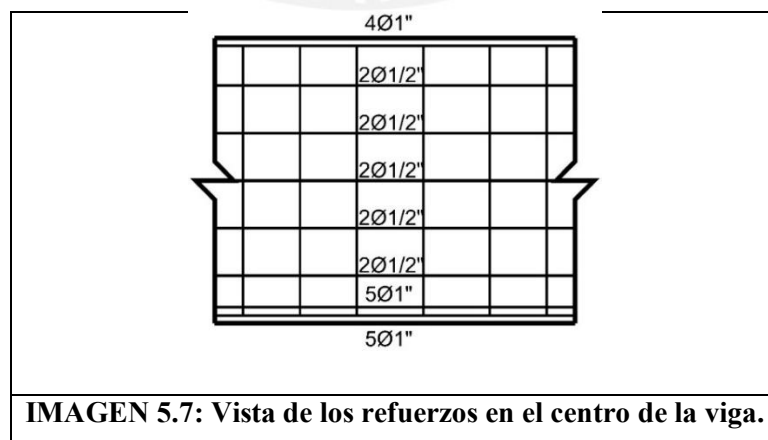
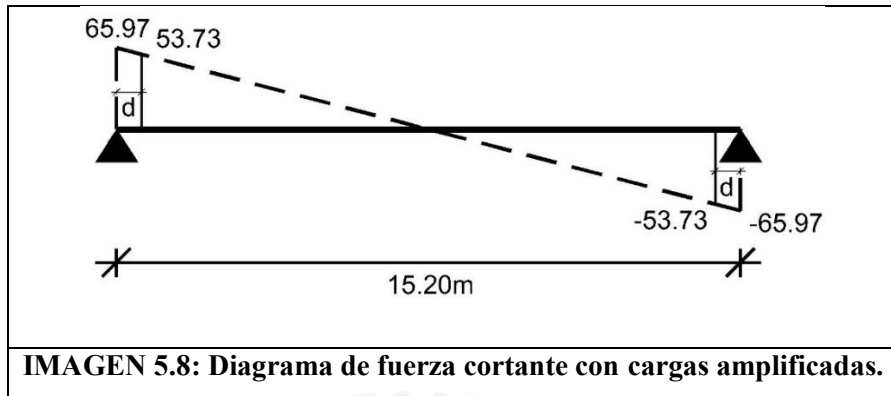


IMAGEN 5.7: Vista de los refuerzos en el centro de la viga.

**Cortante.**



Se debe cumplir:

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

$V_u$  (d de la cara) = 57.73 Ton

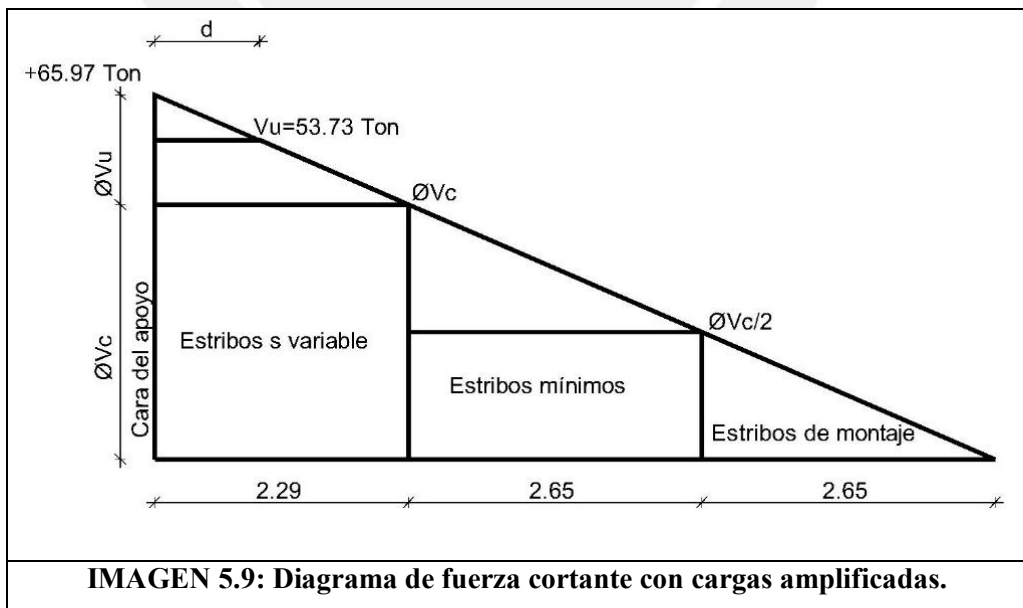
$\phi V_c = 46.05$  Ton

$V_s \leq 216.5$  Ton

$V_s$  limite = 113.25 Ton

Si  $V_s < V_s$  limite  $\rightarrow S_{m\acute{a}x} = 60\text{cm}$  o  $d/2$

Si  $V_s > V_s$  limite  $\rightarrow S_{m\acute{a}x} = 30\text{cm}$  o  $d/4$



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

$$46.05 \text{ Ton} + \phi V_s \geq 53.73 \quad \rightarrow \quad \phi V_s \geq 7.68$$

Colocamos la siguiente distribución de estribos: 1@.05,24@.20, Resto@.30

$$V_s = \frac{A_s f_y d}{s} = \frac{0.71 \times 2 \times 4200 \times 142}{20} = 42.34 \text{ Ton} \Rightarrow \phi V_s = 33.87 \text{ Ton} > 7.68 \text{ Ton}$$

### Deflexión.

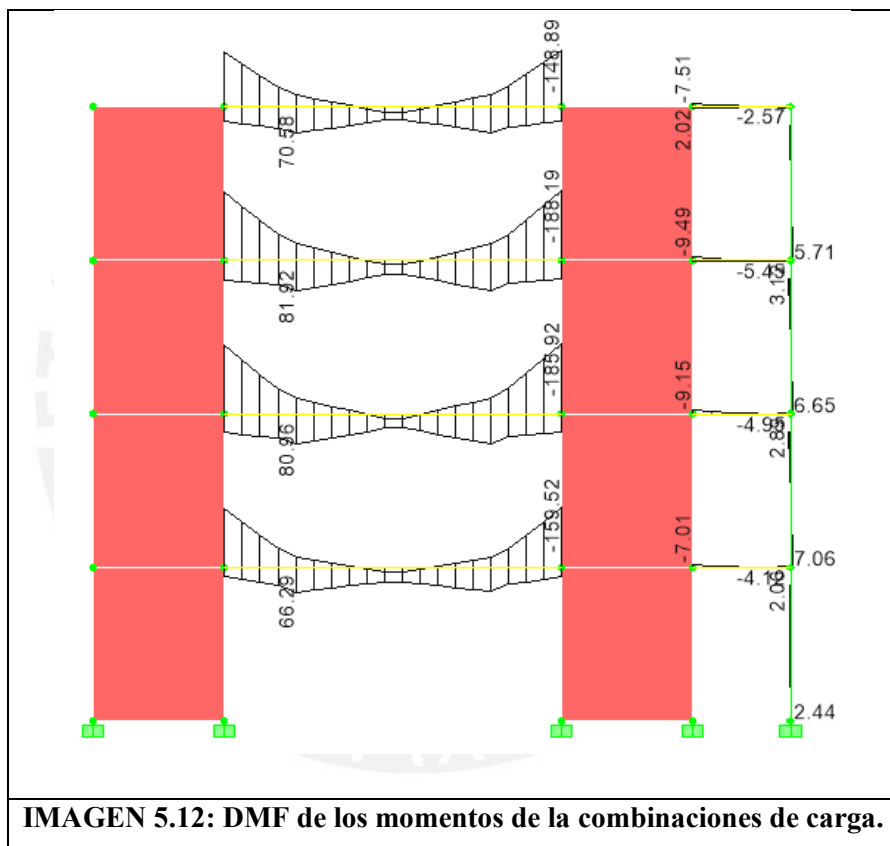
<table border="1"> <tbody> <tr><td>Asup</td><td>20.4</td><td>cm<sup>2</sup></td></tr> <tr><td>Asinf</td><td>61.2</td><td>cm<sup>2</sup></td></tr> <tr><td>bw</td><td>50.00</td><td>cm</td></tr> <tr><td>h</td><td>150.0</td><td>cm</td></tr> <tr><td>d'</td><td>6</td><td>cm</td></tr> <tr><td>d</td><td>140</td><td>m</td></tr> <tr><td>a</td><td>25</td><td></td></tr> <tr><td>b</td><td>898</td><td></td></tr> <tr><td>c</td><td>-79193</td><td></td></tr> <tr><td>x</td><td>41</td><td>cm</td></tr> </tbody> </table> <table border="1"> <tbody> <tr><td>Ief=Icr</td><td>6971858.67</td><td>cm<sup>4</sup></td></tr> <tr><td>Ig</td><td>14062500</td><td></td></tr> <tr><td>Ief/Ig</td><td>0.50</td><td></td></tr> <tr><td>E</td><td>2.20E+06</td><td>Ton/m<sup>2</sup></td></tr> <tr><td>Ief</td><td>6.97E-02</td><td>m<sup>4</sup></td></tr> <tr><td>Wm</td><td>3.65</td><td>Ton/m</td></tr> <tr><td>Wv</td><td>1.84</td><td>Ton/m</td></tr> <tr><td>Δcm</td><td>1.7E-02</td><td>m</td></tr> <tr><td>Δcv</td><td>8.4E-03</td><td>m</td></tr> <tr><td>ρ'</td><td>0.00272</td><td></td></tr> <tr><td>λ</td><td>1.761</td><td></td></tr> <tr><td>Δtotal</td><td>0.05</td><td>m</td></tr> <tr><td>Δtotal</td><td>5.26</td><td>cm</td></tr> <tr><td>Δperm</td><td>8.44</td><td></td></tr> </tbody> </table>	Asup	20.4	cm <sup>2</sup>	Asinf	61.2	cm <sup>2</sup>	bw	50.00	cm	h	150.0	cm	d'	6	cm	d	140	m	a	25		b	898		c	-79193		x	41	cm	Ief=Icr	6971858.67	cm <sup>4</sup>	Ig	14062500		Ief/Ig	0.50		E	2.20E+06	Ton/m <sup>2</sup>	Ief	6.97E-02	m <sup>4</sup>	Wm	3.65	Ton/m	Wv	1.84	Ton/m	Δcm	1.7E-02	m	Δcv	8.4E-03	m	ρ'	0.00272		λ	1.761		Δtotal	0.05	m	Δtotal	5.26	cm	Δperm	8.44		
Asup	20.4	cm <sup>2</sup>																																																																							
Asinf	61.2	cm <sup>2</sup>																																																																							
bw	50.00	cm																																																																							
h	150.0	cm																																																																							
d'	6	cm																																																																							
d	140	m																																																																							
a	25																																																																								
b	898																																																																								
c	-79193																																																																								
x	41	cm																																																																							
Ief=Icr	6971858.67	cm <sup>4</sup>																																																																							
Ig	14062500																																																																								
Ief/Ig	0.50																																																																								
E	2.20E+06	Ton/m <sup>2</sup>																																																																							
Ief	6.97E-02	m <sup>4</sup>																																																																							
Wm	3.65	Ton/m																																																																							
Wv	1.84	Ton/m																																																																							
Δcm	1.7E-02	m																																																																							
Δcv	8.4E-03	m																																																																							
ρ'	0.00272																																																																								
λ	1.761																																																																								
Δtotal	0.05	m																																																																							
Δtotal	5.26	cm																																																																							
Δperm	8.44																																																																								
<b>IMAGEN 5.10: Cuadros con el desarrollo del cálculo de la deflexión.</b>	<b>IMAGEN 5.11: Vista en elevación del desarrollo de la viga.</b>																																																																								

5.2.2.3. Ejemplo de diseño de vigas laterales con responsabilidad sísmica  
(0.40x1.50m)

Para una viga .40x1.50m  $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$   $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$   
 $b_w=40\text{cm}$   $d=140\text{cm}$   $A_s(\text{mínimo})=13.72\text{cm}^2$   $A_s(\text{máximo})=90.53\text{cm}^2$

5.2.2.3.1. Diseño de viga V-101 (0.40x1.50m)

$b_w=40\text{cm}$ ;  $d=140\text{cm}$ ;  $f'c=210\text{Kg/cm}^2$ ;  $A_s(\text{min})=13.53\text{cm}^2$ ;  $A_s(\text{máx.})=89.25\text{cm}^2$



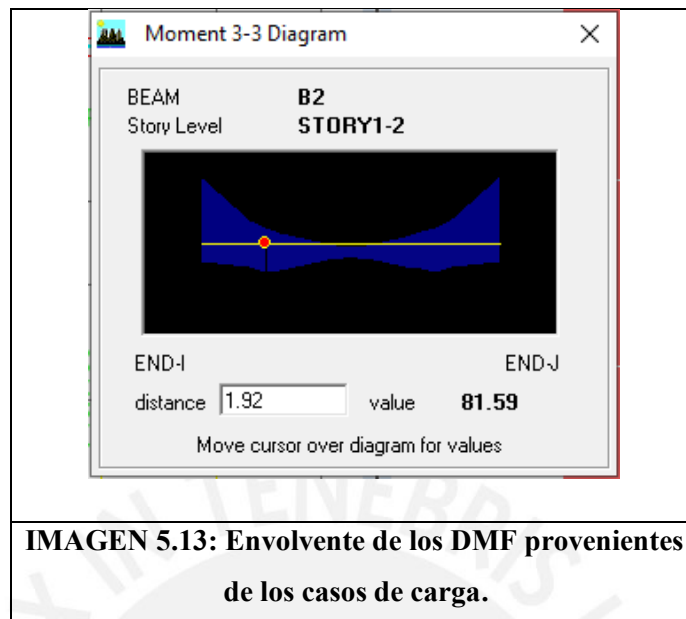
**Flexión:**

Momento de diseño en la cara de la viga  $M_u=188.19 \text{ Ton-m}$

$M_u=188.19 \text{ Ton-m}$   $A_s=37.71 \text{ cm}^2$   $3\phi 1''(\text{Asmin.})+4\phi 1''+1\phi 3/4''$

Colocamos  $3\phi 1''$  de acero corrido arriba y abajo, adicionalmente le colocamos bastones.

Momento positivo:



$M_u=81.59$  Ton-m  $A_s=15.95\text{cm}^2$ , pasa con  $A_s(\text{min})$ .

Se colocan  $3\phi 1''$  como fierro corrido arriba y abajo.

$3\phi 1'' \rightarrow \phi M_n=78.37$  Ton-m, cumple con el acápite 21.4.4.3

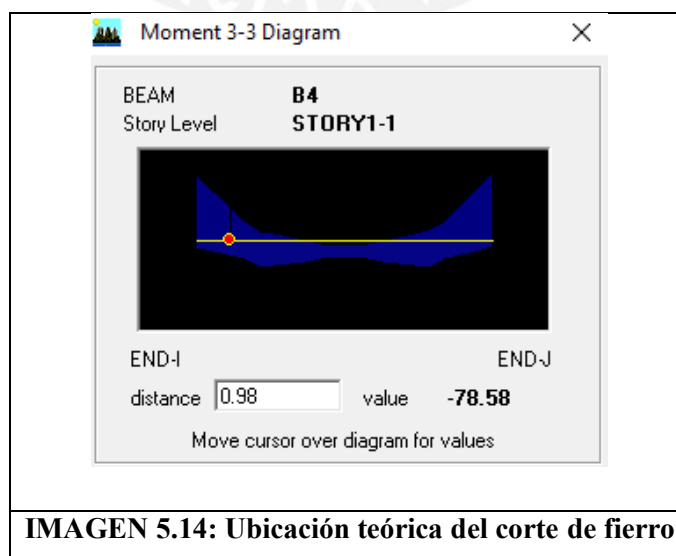
Para momento negativo:  $3\phi 1'' + 4\phi 1'' + 1\phi 3/4''$

Para momento positivo:  $3\phi 1''$  a lo largo de toda la viga.

Se debe cumplir el acápite

### Corte del fierro:

Buscamos donde es suficiente el acero corrido:



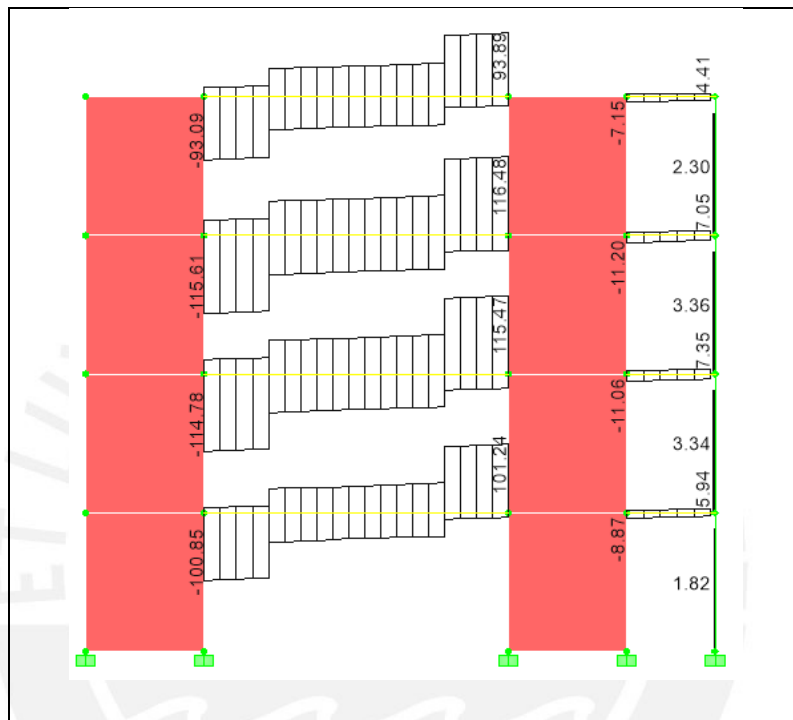
Se observa que a partir de 1m ya no se requiere  $7\phi 1'' + 1 \phi 3/4''$

Lb para fierro de 1'': 1.25m, longitud teórica  $1+1.25=2.25$ .

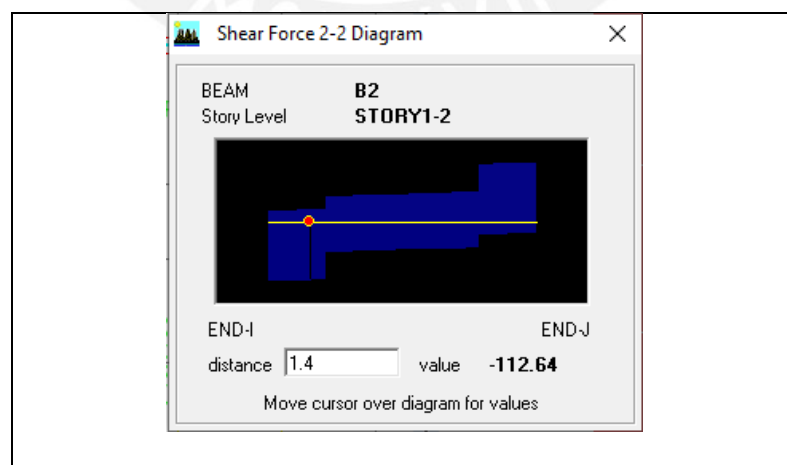
Por recomendaciones se colocará hasta 1/4 de la luz libre los bastones, estos son  $4\phi 1'' + 1 \phi 3/4''$  del acero adicional.

### Cortante.

Empezamos con el acápite el acápite 21.4.3 (b)



**IMAGEN 5.15: Envoltura proveniente de las combinaciones de carga con el sismo amplificado 2.5 veces.**



**IMAGEN 5.16: Cortante a "d" de la cara, proveniente de las combinaciones de carga con el sismo amplificado 2.5 veces**



$V_u$  (d de la cara) = 112.64 Ton

$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c \geq \phi V_u$  Aporte del concreto:  $0.85 \times 0.53 \times \text{Raiz}(210) \times 40 \times 140 = \phi V_c = 36.55$  Ton

Aporte del acero  $\phi V_s$ :

2 Estribos:  $3/8'' @ .15$   $\phi V_s = 0.85 \times 0.71 \times 4 \times 4200 \times 140 / 15 = 94.63$  Ton  $\phi V_c + \phi V_s = 131.18$  Ton

2 Estribos a colocarse de la siguiente forma:  $1 @ .05; 1 @ .15$ ; Rto.:  $@ .30$

Para el acápite 21.4.3 (a)

$1.25 V_s = 1.25 \times 49.62 = 62.03$  Ton

$7\phi 1'' + 1\phi 3/4'' \rightarrow M_n = 208.37$  Ton-m

$3\phi 1'' \rightarrow M_n = 87.07$  Ton-m

$V_u = (208.37 + 87.07) / 9 + 62.03 = 94.85$  Ton

### 5.3. Teoría para el diseño por flexo-compresión.

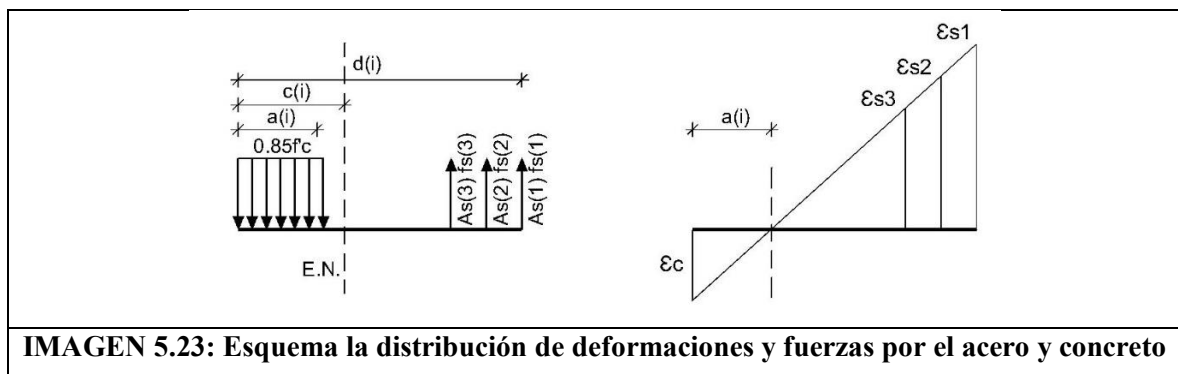
Para el diseño de placas se empleará diagramas de interacción,  $\phi M_n$  vs  $\phi P_n$ .

Los puntos del diagrama de interacción se obtienen asumiendo diferentes profundidades de compresiones del concreto  $c$ , y obteniendo las deformaciones unitarias de cada capa de acero distribuido en la placa, así se obtienen los esfuerzos correspondientes, en fluencia  $f_y$ , o esfuerzo previo a este  $f_s$ ; y por lo tanto la fuerza axial, compresión o tracción aportada de cada una.

El momento generado  $\phi M_n$  será igual a estas fuerzas por el brazo de palanca obtenido de la diferencia de la posición de la capa de acero  $d_i$  con la posición del eje neutro EN. El aporte del concreto al momento será el área en compresión por la diferencia del centroide de este  $a/2$  con la posición del eje neutro.

La carga axial generada  $\phi P_n$  es la diferencia del área de concreto en compresión con las fuerzas en tracción de las capas de acero

En el siguiente esquema se representa las ecuaciones mencionadas anteriormente.



De la imagen anterior podemos definir las siguientes ecuaciones.

Donde la fuerza por compresión del concreto se tiene:

Fuerza por el concreto:  $0.85f'c Ac$

Fuerza por los refuerzos del acero:  $\sum Fs(i)As(i)$

Ya que la fuerza de compresión debe ser siempre mayor a la de tracción, ya que la idea es tener la placa en compresión en la mayoría de su sección; se puede obtener las siguientes ecuaciones de equilibrio:

Para obtener  $\phi Pn$

$$\phi Pn \geq \phi (0.85 f'c Ac - As fs(i)) \geq Pu$$

Para obtener  $\phi Mn$

$$\phi Mn = \sum_{i=1}^n As_i fy (d_1 - EN) + 0.85x f'c x Ac(i) (EN - \frac{a_i}{2}) \geq Mu$$
$$\frac{\epsilon s_i}{d_i - c_i} = \frac{0.003}{c_i}$$

Se debe cumplir que todos los puntos provenientes de las combinaciones de carga, deben estar dentro del diagrama de compresión.

Por otro lado, se siguen los acápites del capítulo 21 de la Norma E060

### 5.3.1. Ejemplo de diseño de placas

Identificar las placas; ya que la edificación es R6 las placas tienen responsabilidad sísmica por ello revisamos el capítulo 21 de la Norma, “Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico”.

Iniciando con el subcapítulo 21.9 Muros estructurales de concreto reforzado

Siguiendo los siguientes acápites de la Norma E060, empezando:

#### **21.9.1 Alcance**

Se cumple

#### **21.9.2 Fuerzas de diseño**

Se cumple

#### **21.9.3 Espesores Mínimos**

21.9.3.1 Las placas principales son simétricas y tienen la forma de L, se arriostra en la parte superior por losas de concreto de 20cm y en el borde de las alas por vigas.

21.9.3.2 La altura del muro o placa es 4.10m  
todos los niveles o entrepisos, el ancho es  $40cm > 1/25 \times 4.10$  y mayor que 150mm.

21.9.3.3 Se deriva la responsabilidad a los ejecutores

- 21.9.3.4 Los muros de corte o placas
- 21.9.3.5 No se tiene el caso
- 21.9.4 Refuerzo distribuido vertical y horizontal**
- 21.9.4.1 Vamos al capítulo 11.10
- 11.10 Disposiciones especiales para muros**
- 11.10.1 No se tiene el caso
- 11.10.2 Se realiza 11.10.3 a 11.10.10;  
se están desarrollando las indicaciones del subcapítulo 21.9
- 11.10.3 Se siguen las ecuaciones 11-1 y 11-2  

$$\phi V_n \geq V_u \quad (11-1)$$

$$V_n = V_c + V_s$$
- 11.10.4  $V_n \leq 0.83 \times \text{Raiz}(f'c) \times A_{cw} = 0.83 \times \text{Raiz}(21) \times 3500 \times 400$   
 $V_n = 542.81 \text{ Ton}$
- 11.10.5  $V_c = A_{cw} (\alpha_c \text{Raiz}(f'c))$   
 $h_m/h_l = 16.4/3.5 = 4.69 \rightarrow V_c = A_{cw} (0.17 \text{Raiz}(f'c))$   
 $V_c = 3500 \times 400 \times (0.17 \times \text{Raiz}(f'c)) = 109.07 \text{ Ton}$
- 11.10.6  $N_u = 65 \text{ Ton} = 6500 \text{ Kg}$
- 11.10.7  $0.085 \times \text{Raiz}(21) \times 3500 \times 400 = 55.59 \text{ Ton}$
- 11.10.8 Vsismo en una de las placas es 119Ton por lo tanto el Vu es mayor a 55.59 Ton, por lo tanto, se realizará lo indicado en 11.10.10.
- 11.10.9 Se verificará más adelante.
- 11.10.10 Diseño del refuerzo cortante en muros.**
- 11.10.10.1  $V_u > \phi V_c = 92.71 \text{ Ton}$ , se proveerá refuerzo por cortante de la siguiente manera:  
 $V_s = A_{cw} \rho_h f_y$ , donde  $\rho_h$  cuantía de refuerzo horizontal
- 11.10.10.2 La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0.0025, ello equivale a 1/2" @.25; lo que equivale a  $V_s = 147 \text{ Ton}$
- 11.10.10.3 La cuantía de refuerzo vertical no será menor que:  
 $\rho_v = 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - h_m/h_l) (0.003125 - 0.0025) = 0.0018 \geq 0.0025$   
 $\rho_v = 1/2" @.25$ : cuantía ( $\rho_v$ ) =  $1.27 \times 2 \times 5 / 40 / 100 = 0.0025$
- 11.10.10.4 El refuerzo está a 25cm
- 11.10.10.5 Se coloca refuerzo en ambas caras.
- 11.10.10.6 No se tiene el caso.
- 21.9.4.2 Se cumple
- 21.9.4.3 (a) Se cumple  
 (b)  $V_n = 150.49 > 0.17 A_{cv} \text{Raiz}(f'c) = 0.17 \times 400 \times 500 \times \text{Raiz}(21) = 111.18 \text{ Ton}$
- 21.9.4.4 Se tiene una cuantía vertical igual a  $0.0025 < 0.1$

21.9.4.5 Se indica que los e

**21.9.5 Resistencia al cortante en el plano del muro**

21.9.5.1 Seguimos las disposiciones para 11.10;  $\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c$

21.9.5.2  $h_m/l_m = 1.17$ , la cuantía de refuerzo vertical es 0.0025 igual que la horizontal

21.9.5.3  $V_u \geq V_{ua} (M_n/M_{ua})$

$$V_u(\text{diseño}) = V_{ux} \text{Factor} = 129.89 \times 1.6 = 207.82 \text{ Ton}$$

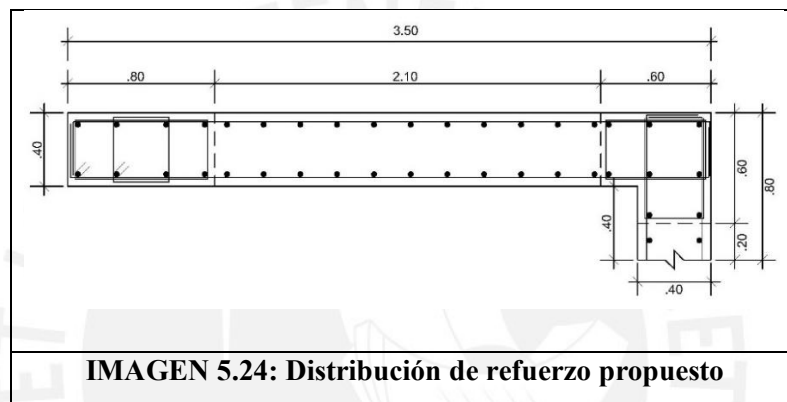
**21.9.6 Diseño a flexión y carga axial**

21.9.6.1 Se realiza un diagrama de iteracion

21.9.6.2 No es el caso

21.9.6.3 Siguiendo las pautas, se tiene la siguiente sección:

$$h_m = 4.1 \rightarrow 4.1 \times 0.1 = 0.41 \text{m, ancho efectivo del ala.}$$



**IMAGEN 5.24: Distribución de refuerzo propuesto**

21.9.6.4 No es el caso

21.9.6.5 Se verifica

**Cargas axiales y momentos**

$$P_m = 319.62 \text{ Ton} \quad M_m(y) = 19.04 \text{ Ton-m} \quad M_m(x) = 7.71 \text{ Ton-m}$$

$$P_v = 71.25 \text{ Ton} \quad M_v(y) = 8.53 \text{ Ton-m} \quad M_v(x) = 2.32 \text{ Ton-m}$$

$$P_{\text{sismo}Y} = 72.80 \text{ Ton} \quad M_{\text{sismo}(y)} = 968.44 \text{ Ton-m}$$

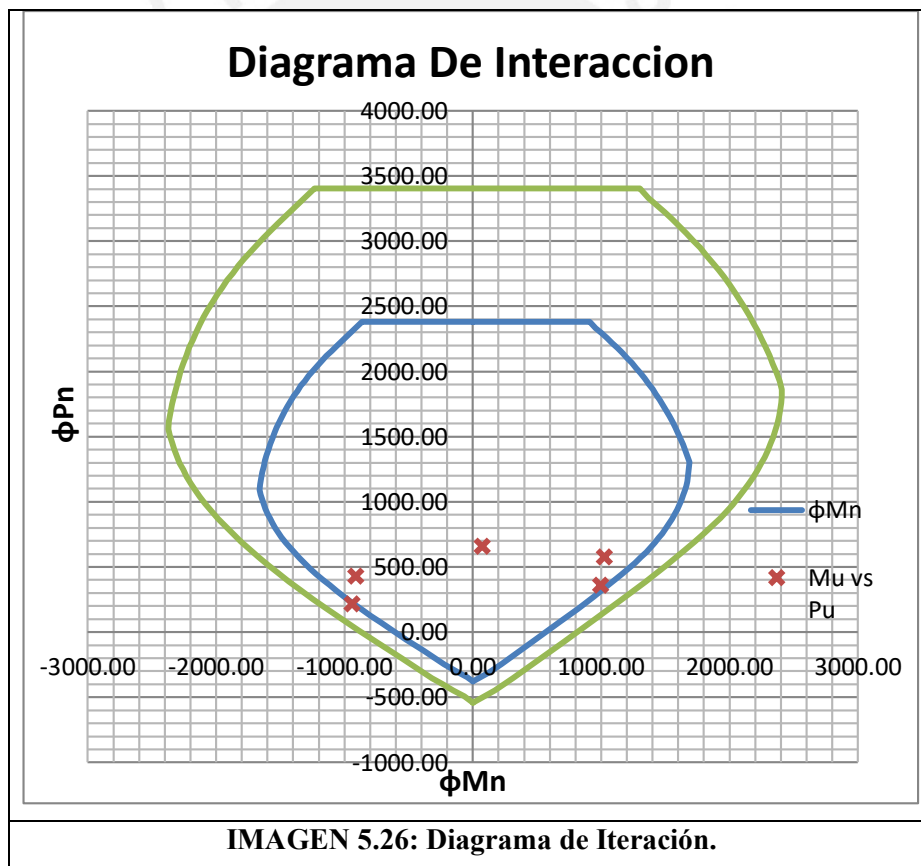
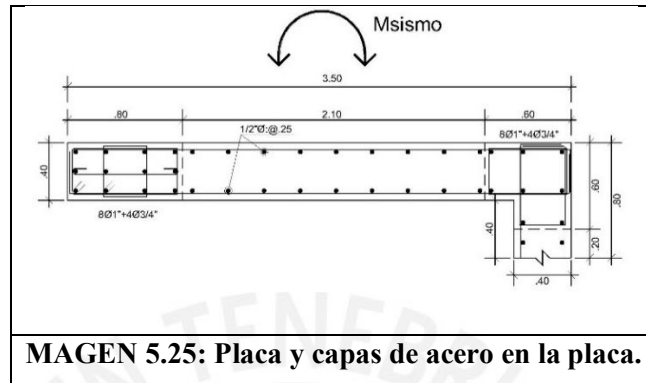
$$P_{\text{sismo}X} = 62.55 \text{ Ton} \quad M_{\text{sismo}(x)} = 808.48 \text{ Ton-m}$$

Los mayores momentos se dan en la dirección Y-Y

Caso	Combinación	Mu(Ton-m)	Pu(Ton)
Caso 1	1.4Mm+1.7Mv	69.54	657.16
Caso 2	1.25(Mm+Mv)+Msismo	799.96	545.13
Caso 3	1.25(Mm+Mv)-Msismo	-692.04	457.73
Caso 4	0.9Mm+Msismo	773.31	330.39
Caso 5	0.9Mm-Msismo	-718.69	242.99

Teniendo la siguiente distribución de acero propuesto:

Los dos núcleos en los extremos de las alas tienen  $8\phi 1'' + 4\phi 3/4''$  con 2 estribos de  $3/8''$  cada 25  
 El alma de ambas alas tiene un acero vertical de  $1/2''$  cada 25.



**Cortante:**

Considerando el sismo en la dirección Y-Y

$$V_{my} = 5.96 \text{ Ton}; V_{vy} = 2.61 \text{ Ton}; V_{\text{SismoY-Y}} = 137.12 \text{ Ton}$$

Considerando el sismo en la dirección X-X

$$V_{mx} = 16.07 \text{ Ton}; V_{vx} = 7.09 \text{ Ton}; V_{\text{SismoX-X}} = 115.41 \text{ Ton}$$

Para que el acero horizontal en la placa sea el mismo en las dos alas, se asumirá el cortante máximo para ambas direcciones,  $V_{sismo}=119$  Ton.

Caso	V(Ton)
VIVA	2.61
MUERTA	5.96
SISMO	137.12

Caso	Combinación	Vu(Ton)
Caso 1	$1.4V_m+1.7V_v$	13.79
Caso 2	$1.25(V_m+V_v)+V_{sismo}$	147.83
Caso 3	$1.25(V_m+V_v)-V_{sismo}$	-126.41
Caso 4	$0.9V_m+V_{sismo}$	142.48
Caso 5	$0.9V_m-V_{sismo}$	-131.76

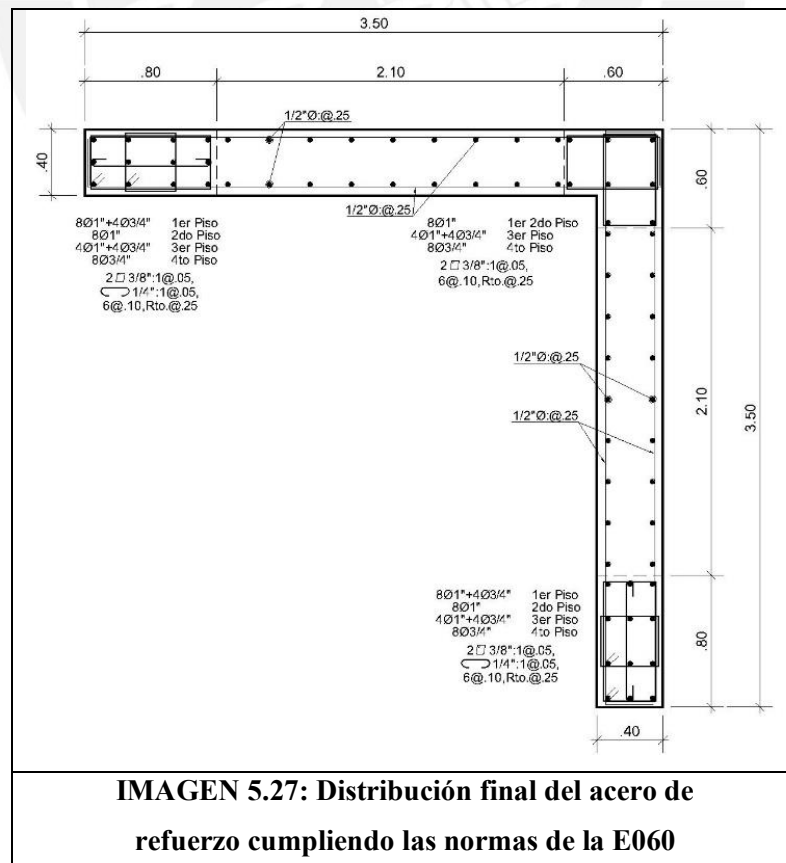
Para el mayor  $M_u$  por lo tanto factor de amplificación  $M_n/M_u=1353.5/853.96=1.6$

$V_u(\text{diseño})=V_{ux}\text{Factor}=129.89 \times 1.6=207.82$  Ton

Aporte del concreto a la fuerza cortante:

$\phi V_c=136.33$  Ton     $\phi V_s=124.95$  Ton

Cuantía mínima para el acero horizontal:  $\rho_h=0.0025$ , equivale a  $1/2''@.25$



#### 5.4. Teoría para el diseño por compresión

La capacidad de resistencia debe ser mayor o igual a la fuerza de compresión que actúa sobre la columna; este valor es el mayor valor obtenido de las combinaciones de carga.

$$\alpha\phi P_n \geq P_u \quad P_n = f'c 0.85 (A_c - A_s) + f_y A_s$$

$A_c$ = Sección bruta del concreto.

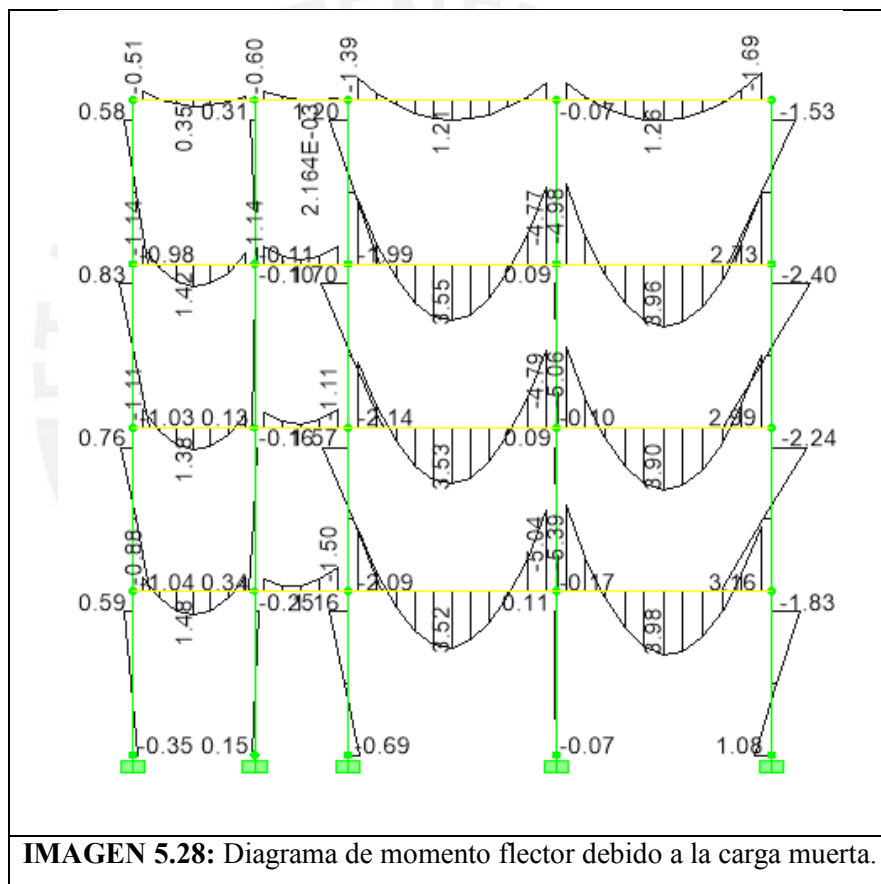
$A_s$ =Sección del acero de refuerzo.

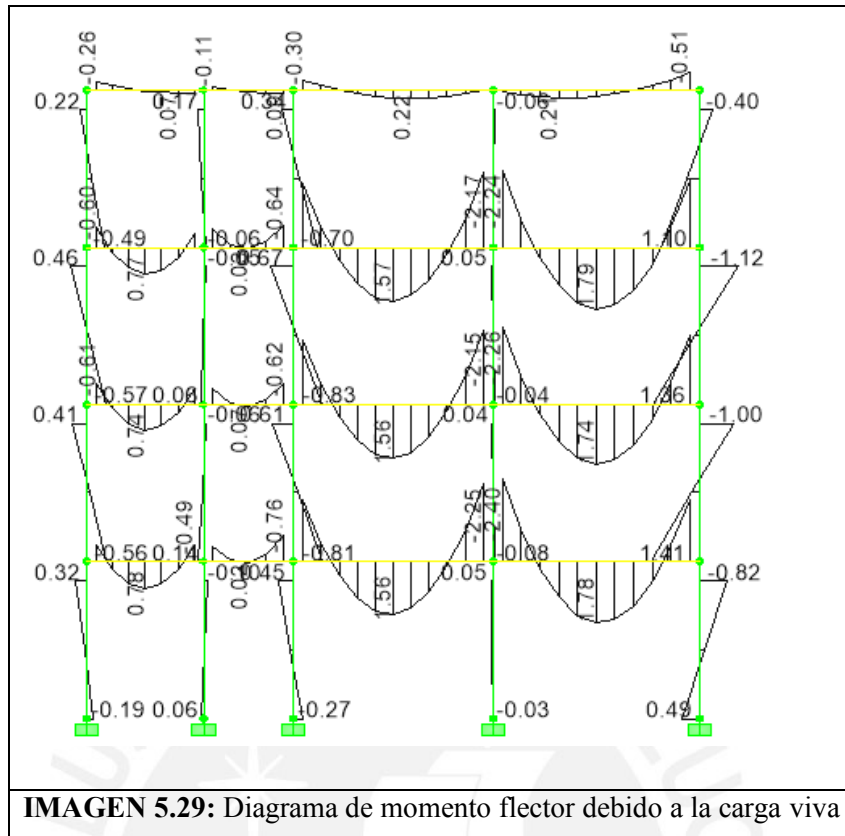
$f'c$ =Resistencia a la compresión del concreto.

$f_y$ =Valor de la fluencia del acero.

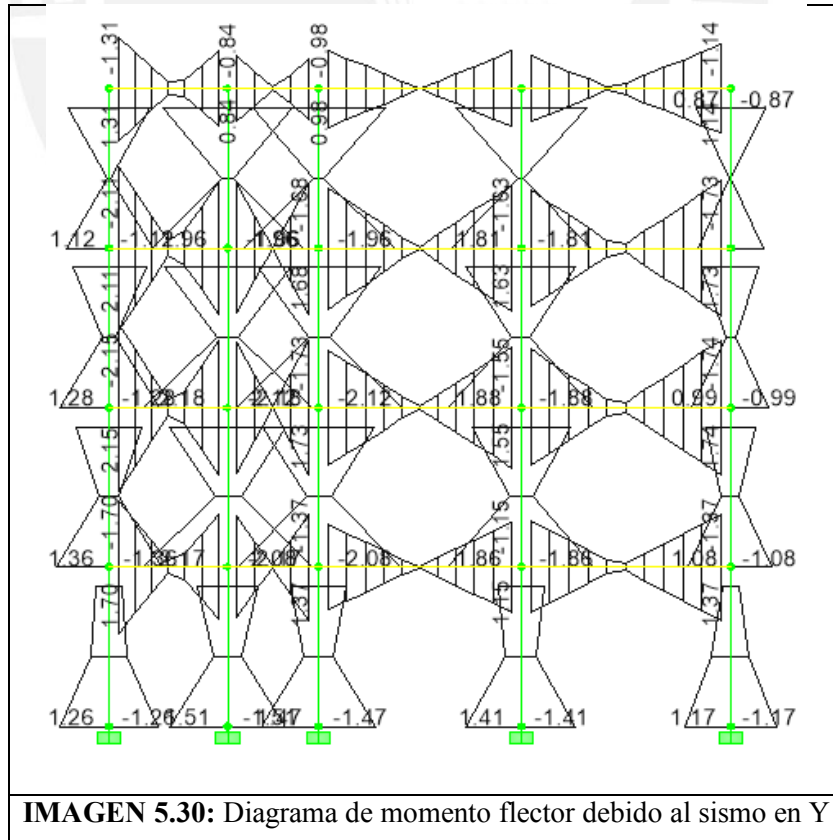
$\alpha$ = Factor de seguridad por forma de la columna.

$\phi$ = Factor de reducción por tipo de elemento.





**IMAGEN 5.29:** Diagrama de momento flector debido a la carga viva



**IMAGEN 5.30:** Diagrama de momento flector debido al sismo en Y



### 5.4.1. Ejemplo de diseño de columnas

Para las columnas de esta edificación solo emplearemos diseño por compresión, no flexo compresión ya que los momentos por gravedad y sismo en la base de las columnas son pequeños

Columna más cargada.

**Cuadro 5.1: Metrado de columnas para el caso convencional.**

	Unidad	COL 1	COL 2	COL 3	COL 4	COL 5
Área	m2	31.50	57.38	42.75	29.81	18.56
CM	Ton	41.46	64.21	48.04	33.14	27.28
CV	Ton	11.34	20.66	15.86	12.65	8.17
PS	Ton	52.80	<b>84.87</b>	63.90	45.78	35.45
Pu	Ton	77.32	<b>125.01</b>	94.22	67.89	52.08
Sismo	Ton/m2	47.13	74.54	55.97	39.46	31.37
W(Servicio)	Ton/m2	1.68	1.48	1.49	1.54	1.91
W(Ultima)	Ton/m2	2.45	2.18	2.20	2.28	2.81
W(Sísmico)	Ton/m2	1.50	1.30	1.31	1.32	1.69

Columna más cargada: Col2

Ps=84.87 Ton

Pu=125.01 Ton

Psismo(x):0.02 Ton

Psismo (y):0.27 Ton

Caso 1:  $1.4P_m + 1.7P_v$  :125.01 Ton

Caso 2:  $1.25 (P_m + P_v) + Sismo_x + Sismo_y$ :  $1.25 \times 87.87 + (0.27 + 0.02) = 110.1275$  Ton

Caso 3:  $0.9C_m + Sismo$  :  $0.9 \times 64.21 + (0.27 + 0.02) = 58.1$  Ton

Calculo de  $\alpha\phi P_n$  con 1% de cuantía.

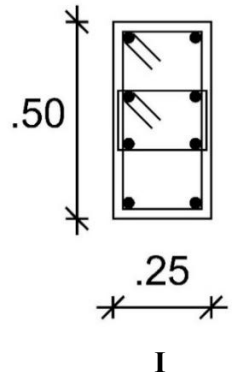
$A_s = 1\% \times 25\text{cm} \times 50\text{cm} = 12.5\text{cm}^2$

$$\alpha\phi P_n = 0.8 \times 0.7 \left( 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 12.5\text{cm}^2 + 210 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 85 \times 25\text{cm} \times 50\text{cm} \right) = 154.35 \text{ Ton}$$

$$\alpha\phi P_n \geq 125.01 \text{ (Caso1)}$$

Verificación del Cortante.

La mayor fuerza cortante se genera por el sismo en Y en la columna 4  $V_u = 0.34\text{Ton}$

$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c$ $\phi V_s = 0.85 \frac{f_y A_s d}{s}$ $\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{f'_c} d b_w$ $\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \sqrt{210} \cdot 54 \cdot 25 = 7.2 \text{ Ton}$ $\phi V_s$ $= 0.85 \left( \frac{4200 \text{ Kg/cm}^2 \times 0.71 \text{ cm}^2 \times 2 \times 44}{10 \text{ cm}} \right)$ $\phi V_s = 22.3 \text{ Ton}$ $\phi V_n = 7.2 + 22.3 = 29.5 \text{ Ton} > V_u \text{ OK}$	 <p><b>MAGEN 5.31: Vista en planta de columna (.25x.50)</b></p>
---	---

### 5.5. Teoría para el diseño de zapatas.

Las zapatas diseñan empleando el principio de esfuerzos admisibles. En donde la presión generada sobre el suelo por las placas o columnas sea menor a la resistencia del suelo.

Se emplearán zapatas aisladas para las columnas y cimentación.

Cálculo de las dimensiones de las zapatas.

Pv: Fuerza axial por carga viva

Mv: Momento por carga viva

Pm: Fuerza axial por carga muerta.

Mm: Momento por carga muerta

Psismo: Fuerza axial por sismo

Msismo: Momento por sismo

Pz: Peso de la zapata.

$\sigma$ : Resistencia del suelo

Ae=Área efectiva.

Cuando el sismo genera compresión

$$P = P_v + P_m + P_z + P_{\text{sismo}}$$

$$M = M_v + M_m + M_{\text{sismo}}$$

Cuando el sismo genera Tracción

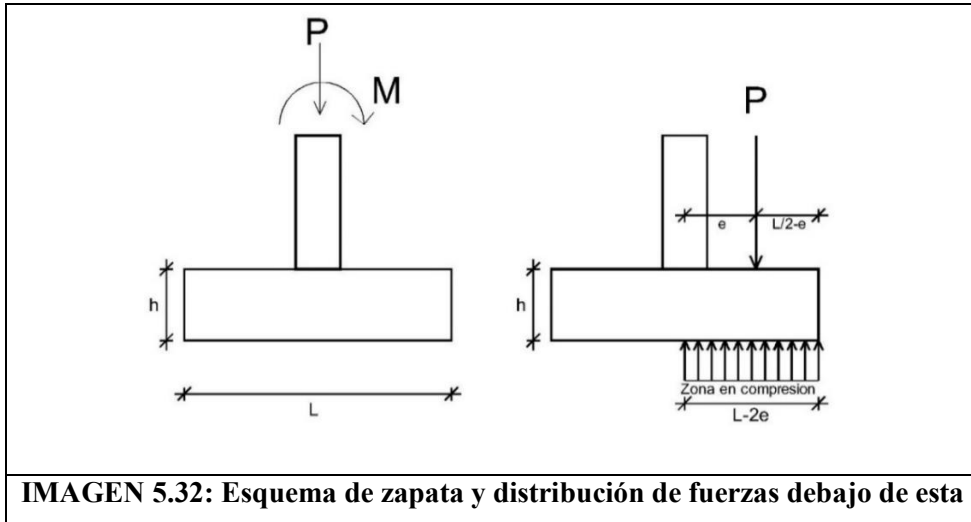
$$P = P_v + P_m + P_z - P_{\text{sismo}}$$

$$M = M_v + M_m - M_{\text{sismo}}$$

$e = M/P$ : Excentricidad.

El área efectiva en compresión es un rectángulo simétrico en la posición de la carga axial desplazada una distancia  $e$ , donde el momento actuante ha sido contrarrestado por el desplazamiento de  $P$ .

$$A_e = (L - 2e) B$$



**IMAGEN 5.32: Esquema de zapata y distribución de fuerzas debajo de esta**

$P/Ae \leq 1.3\sigma$  (30% más de la resistencia del suelo)

**Cortante:**

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b w d \geq V_u$$

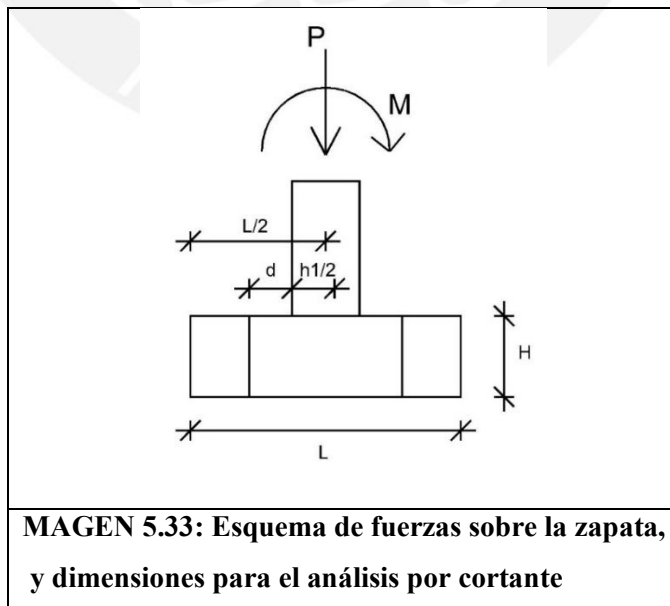
$$d = h - 10 \text{ cm}$$

$$V_u = \sigma_u \left( \frac{L}{2} - d - \frac{h_1}{2} \right)$$

d: Peralte efectivo de la columna.

$\sigma_u$ : Esfuerzo último obtenido de la mayor combinación.

$h_1$ : Dimensión de la columna en la dirección de estudio



**MAGEN 5.33: Esquema de fuerzas sobre la zapata, y dimensiones para el análisis por cortante**

**Punzonamiento:**

$$V_c = 1.06\sqrt{f'_c} b_o d \geq V_u$$

$$b_o = 2 (h_1 + h_1 + 2d)$$

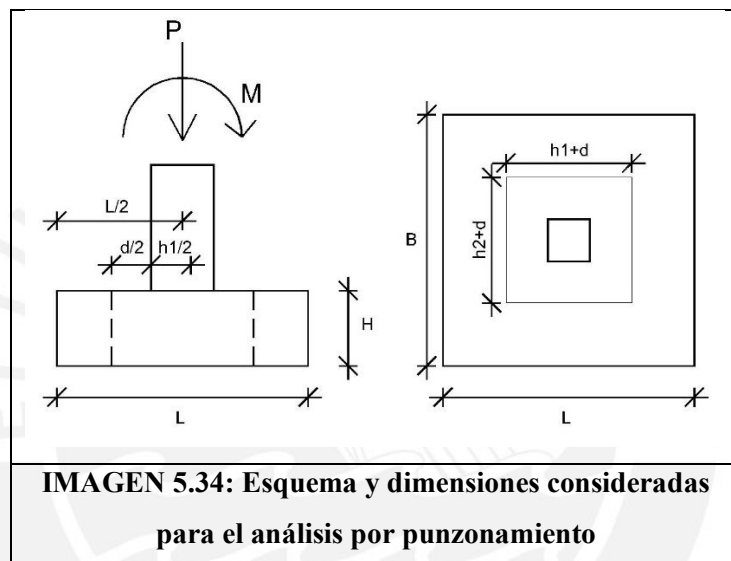
$$V_u = P_u - \sigma_u(h_1 + d)(h_2 + d)$$

$P_u$ : Mayor Axial obtenido de las combinaciones de carga

$\sigma_u$ : Esfuerzo último obtenido de la mayor combinación, relacionado con  $P_u$

$h_1$ : Dimensión de la columna en la dirección de estudio

$h_2$ : Dimensión de la columna perpendicular a la dirección de estudio

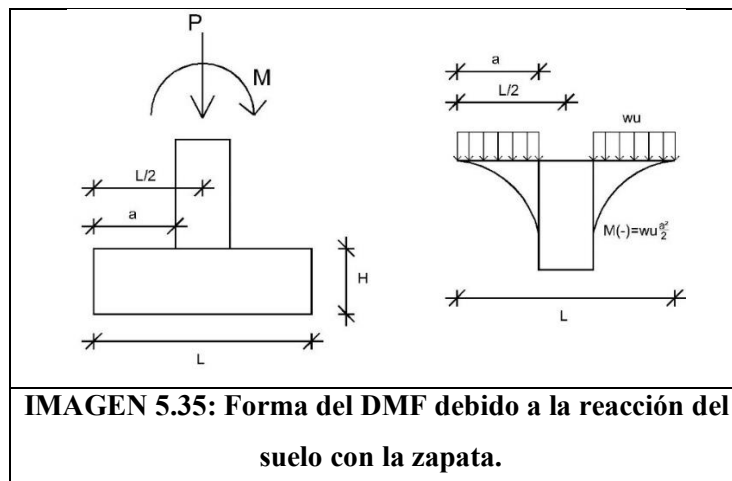


**Flexión:**

$$M (-) = \sigma_u a^2/2$$

$a$ =Volado, desde la cara de la columna

$\sigma_u$ =Esfuerzo último de las combinaciones de carga



### 5.5.1. Ejemplo del diseño de zapatas

Las cargas axiales de carga muerta y carga viva provienen del metrado de cargas.

Los momentos generados por carga muerta y carga viva, provienen de un análisis de gravedad en 2D; considerando las cargas implicadas en las direcciones de estudio.

Las cargas axiales y momentos por efectos sísmicos provienen del modelo realizado en ETABS

$P_m=319.62$  Ton       $M_m(y)=19.04$  Ton-m       $M_m(x)=7.71$  Ton-m

$P_v=71.25$  Ton       $M_v(y)=8.53$  Ton-m       $M_v(x)=2.32$  Ton-m

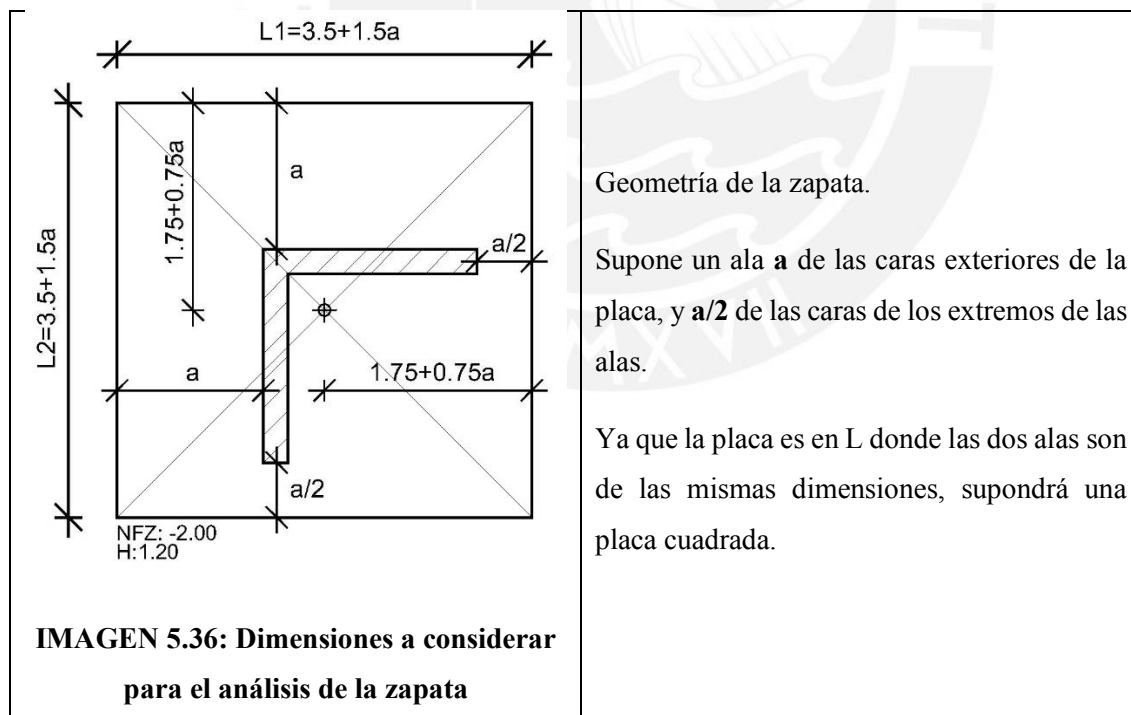
$P_{sismoY}=72.80$  Ton       $M_{sismo(y)}=968.44$  Ton-m

$P_{sismoX}=62.55$  Ton       $M_{sismo(x)}=808.48$  Ton-m

Para el caso de cargas axiales, los valores positivos están en compresión; negativos en compresión.

En la dirección Y, en la dirección Y positiva, la carga axial sísmica será en compresión, y el momento generará compresiones en la zona superior de la zapata.

En la dirección X; en la dirección X negativa, la carga axial sísmica será en compresión, y el momento generará compresiones en la zona lateral izquierda de la zapata.



Consideraciones:

Peralte de la zapata:  $h=1.5\text{m}=150\text{cm}$

Peso de la zapata:  $P_{zapata}=7.5 \times 7.5 \times 1.5 \times 2.4=202.5 \text{ Ton}$

Ala de la zapata:  $a=3.70\text{m}=370\text{cm}$

Centroide de la zapata:

$X(\text{zapata})=7.5/2=3.75\text{m}$

$Y(\text{zapata})=7.5/2=3.75\text{m}$

Carga axial total considerando cargas muerta, viva, sismo en “X-X”, e “Y-Y” y peso de la zapata:

$$P=C_m + C_v + P_{sismoY} + P_{sismoX} + P_{zapata}$$

$$P=318.54+82.6+62.55+72.80+202.5=739.99$$

Momento en la dirección Y y X

$$M_x=7.71+2.32+808.48=818.51 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_y=19.04+8.53+968.44=996.01 \text{ Ton/m}^2$$

Excentricidades

$$e_x=M_x/P=1.11\text{m}$$

$$e_y=M_y/P=1.35\text{m}$$

Área efectiva ( $A_e$ )

$$A_e=(7.5-2e_x)(7.5-2e_y)=25.39 \text{ m}^2$$

Esfuerzo Actuante sobre el terreno.

$$\sigma_s=P/A_e=25.39 \text{ Ton/m}^2 < 1.3 \times 40=52.00 \text{ Ton/m}^2$$

**Cuadro 5.2: Combinaciones de carga para el esfuerzo de diseño.**

	1.4C <sub>m</sub> +1.7C <sub>v</sub>	1.25(C <sub>m</sub> +C <sub>v</sub> )+S	1.25(C <sub>m</sub> +C <sub>v</sub> )-S	0.9C <sub>m</sub> +S	0.9C <sub>m</sub> -S
Pm (Ton)	447.47	399.53	399.53	287.66	287.66
Pv (Ton)	121.13	89.06	89.06		
Psismo <sub>y</sub> (Ton)		72.80	-72.80	72.80	-72.80
Psismo <sub>x</sub> (Ton)		62.55	-62.55	62.55	-62.55
Pzapata (Ton)	283.50	253.13	253.13	182.25	182.25
M <sub>my</sub> (Ton-m)	26.66	23.80	23.80	17.14	17.14
M <sub>vy</sub> (Ton-m)	14.50	10.66	10.66		
M <sub>mx</sub> (Ton-m)	10.79	9.64	9.64	6.94	6.94
M <sub>vx</sub> (Ton-m)	3.94	2.90	2.90		
Msismo <sub>y</sub> (Ton-m)		968.44	-968.44	968.44	-968.44
Msismo <sub>x</sub> (Ton-m)		808.48	-808.48	808.48	-808.48

P (Ton)	852.09	877.06	606.36	605.26	334.56
M <sub>y</sub> (Ton-m)	41.16	1002.90	-933.98	985.58	-951.30
M <sub>x</sub> (Ton-m)	14.74	821.02	-795.94	815.42	-801.54
e <sub>y</sub> (m)	0.05	1.14	-1.54	1.63	-2.84
e <sub>x</sub> (m)	0.02	0.94	-1.31	1.35	-2.40
L-2e <sub>y</sub> (m)	7.40	5.21	4.42	4.24	1.81
L-2e <sub>x</sub> (m)	7.47	5.63	4.87	4.81	2.71
A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	55.27	29.34	21.54	20.39	4.91
σ <sub>u</sub> (Ton/m <sup>2</sup> )	15.42	29.90	28.15	29.68	68.13

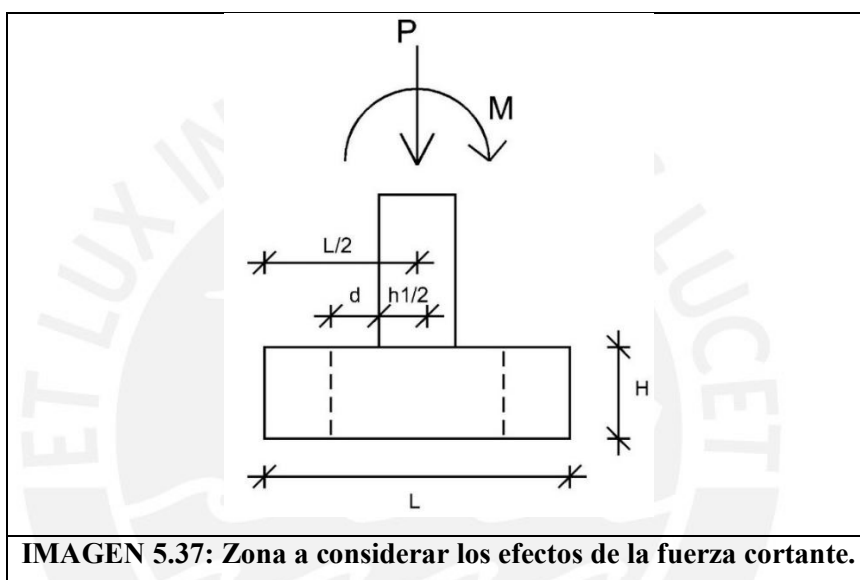
Caso 5 con la combinación 0.9Cm-Sismo, es la combinación con la menor área efectiva y mayor excentricidad producida:  $\sigma_u=68.13 \text{ Ton/m}^2$

**Cortante:**

$d=140\text{cm}$   $b_w=100\text{cm}$   $f'_c=280\text{Kg/cm}^2$

$$\phi V_c = \frac{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 140}{1000} = 105.54 \text{ Ton}$$

$$V_u = (a-d) \sigma_u = (2.75-1.4) \times 68.13 = 93.0 \text{ Ton}$$



**Punzonamiento:**

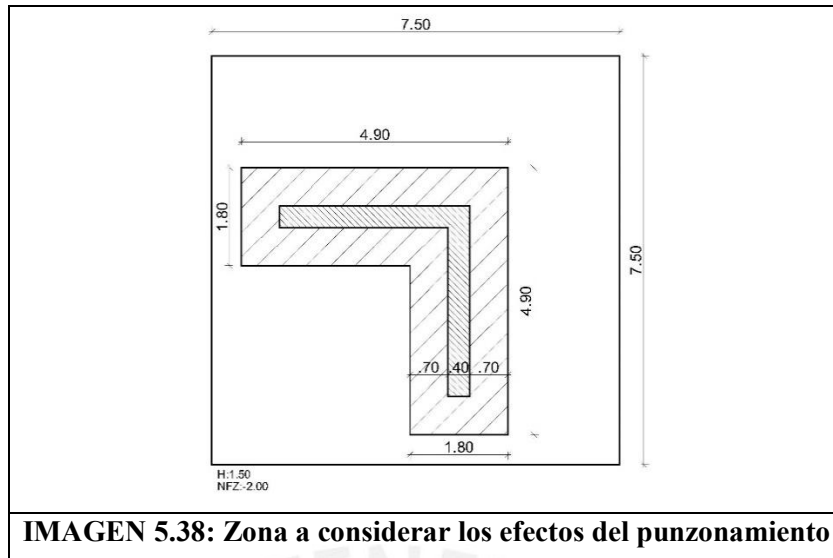
Área de la zapata =  $56.25\text{m}^2$  ( $A_1$ )

Área de la sección punzada ( $d/2$ ) =  $14.40\text{m}^2$  ( $A_2$ )

$b_o$  (Perímetro zona punzada) =  $19.6\text{m}$

$$\phi V_c = \frac{0.85 \times 1.06 \times \sqrt{280} \times b_o \times d}{1000} = 4137.02 \text{ Ton}$$

$$\phi V_u = (A_1 - A_2) \sigma_u = 2884.302 \text{ Ton} < \phi V_c$$



**IMAGEN 5.38: Zona a considerar los efectos del punzonamiento**

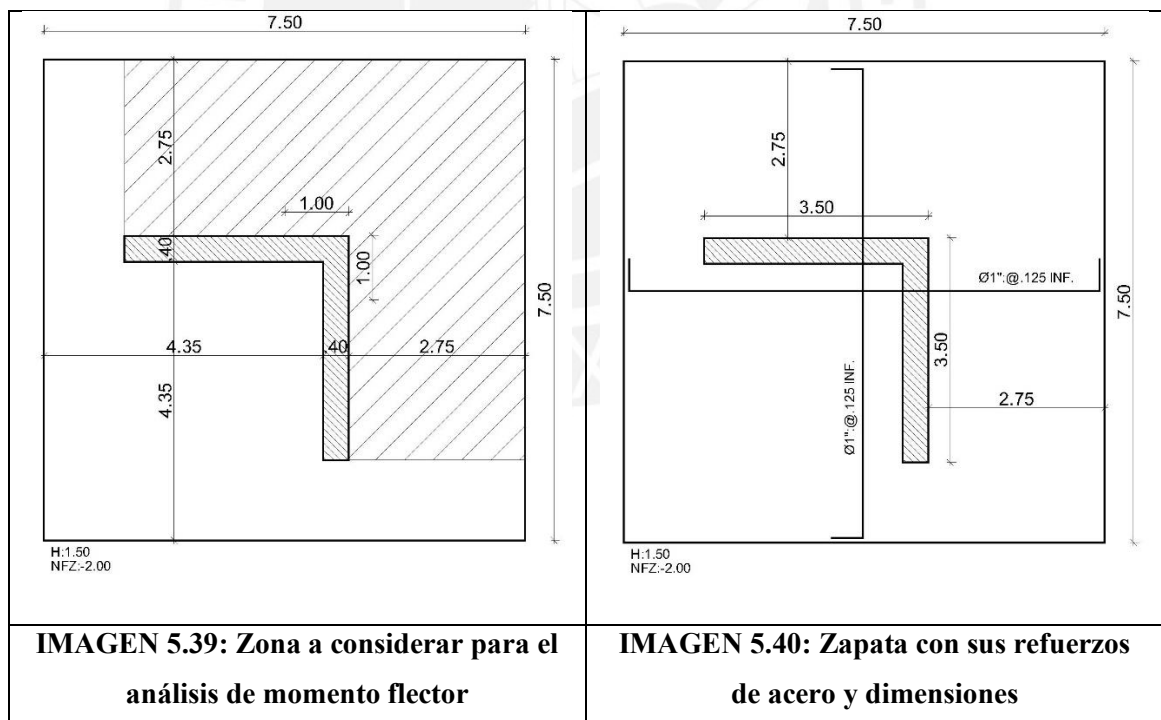
**Flexión:**

En la zona exterior de la placa.

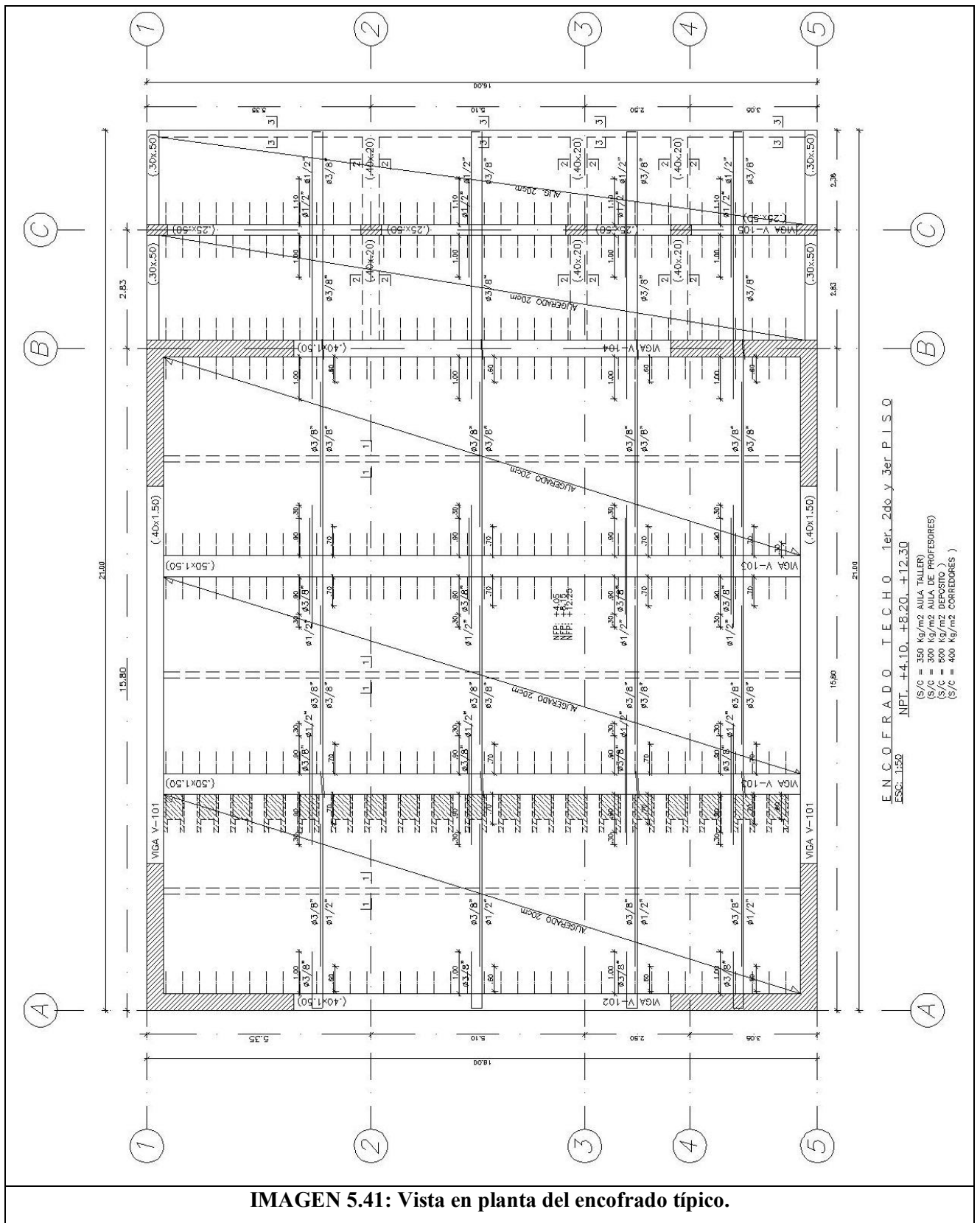
Se considera como una viga en volado de 100cm de ancho y 140 cm de peralte.

$$M_u = \frac{a^2 \sigma_u}{2} = \frac{2.75^2 \times 68.92}{2} = 198.48 \text{ Ton} - \text{m}$$

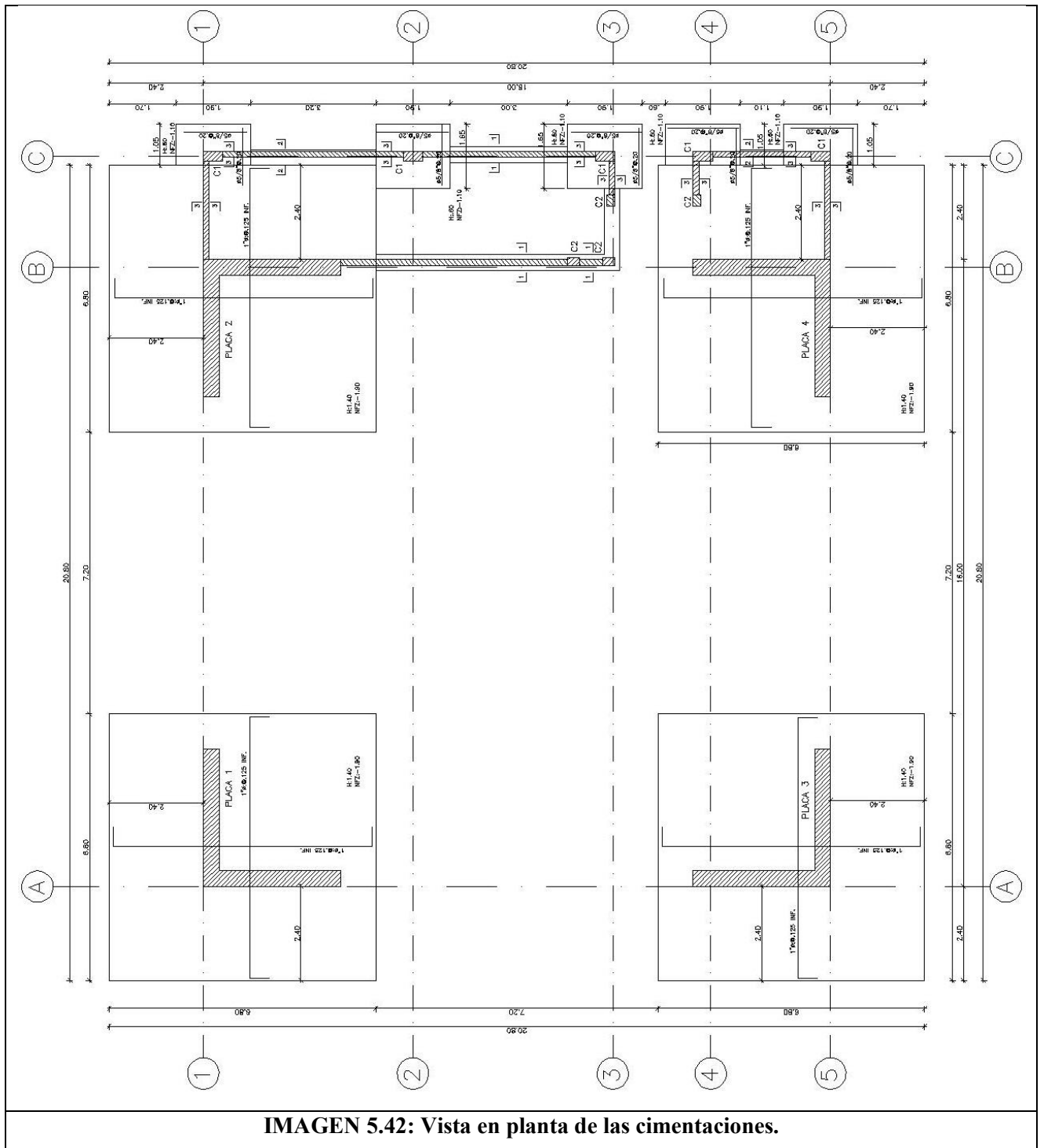
d=140cm, bw=100cm, Ku=6.60, As=38.44cm<sup>2</sup>, As colocado: 1” @.125cm







**IMAGEN 5.41: Vista en planta del encofrado típico.**



**IMAGEN 5.42: Vista en planta de las cimentaciones.**

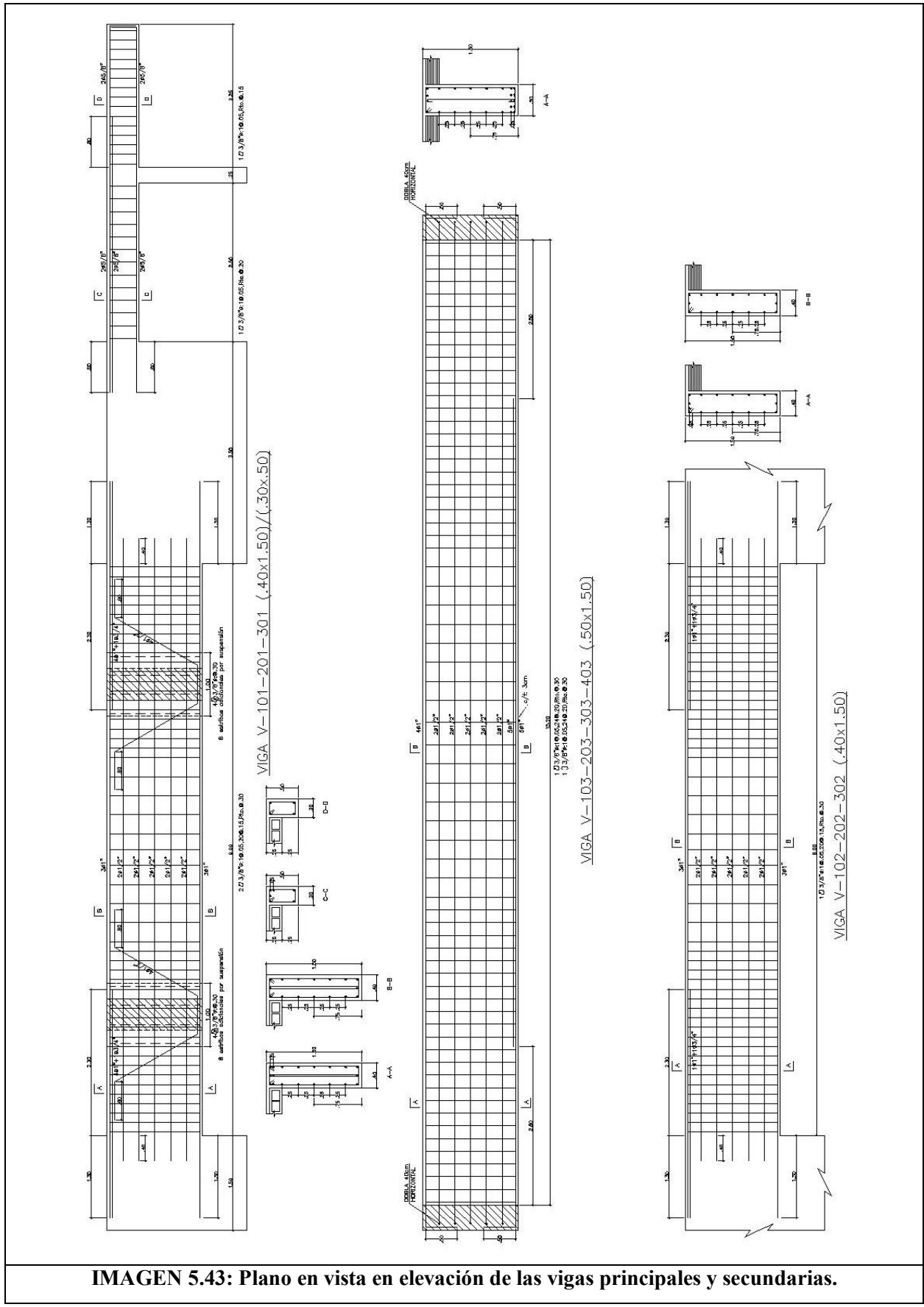
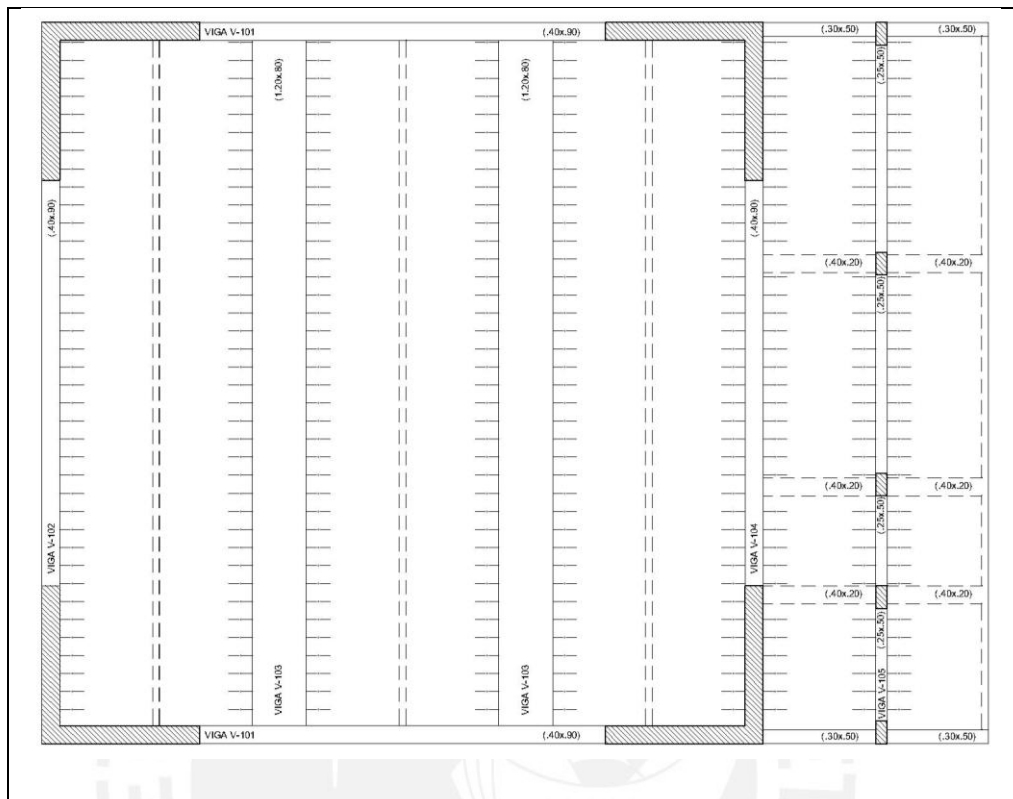


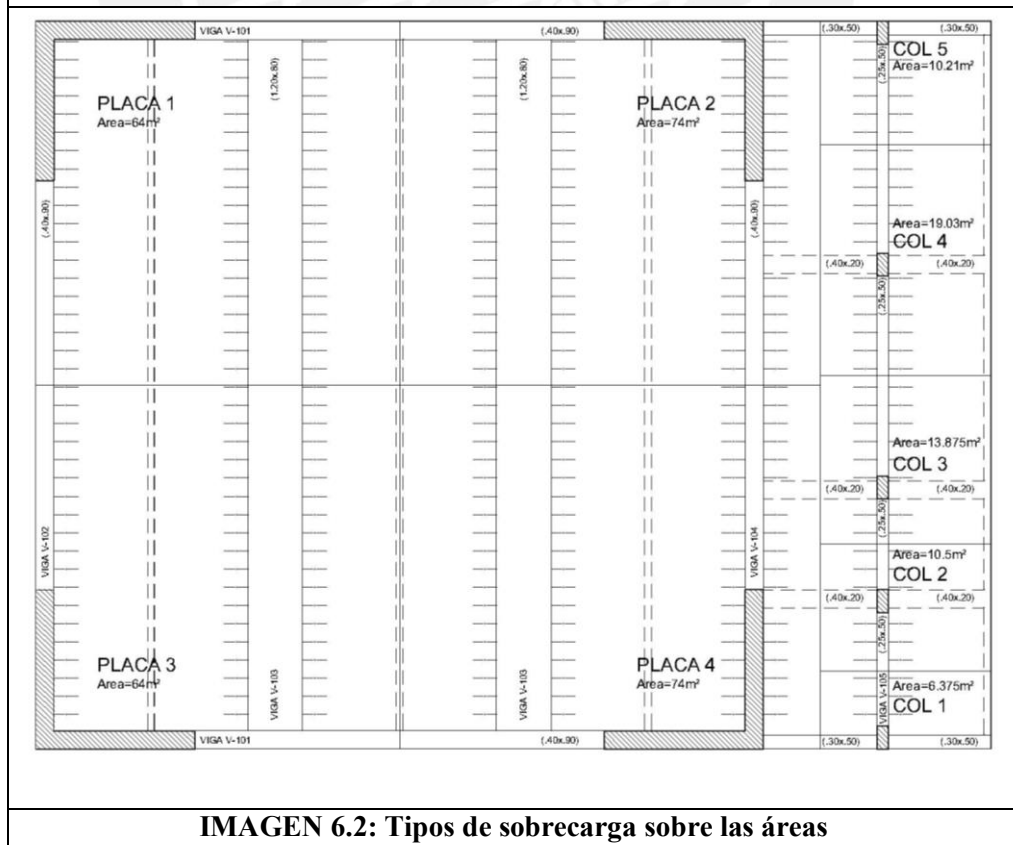
IMAGEN 5.43: Plano en vista en elevación de las vigas principales y secundarias.

## 6. CAPITULO 6: ANÁLISIS DEL SISTEMA POSTENSADO

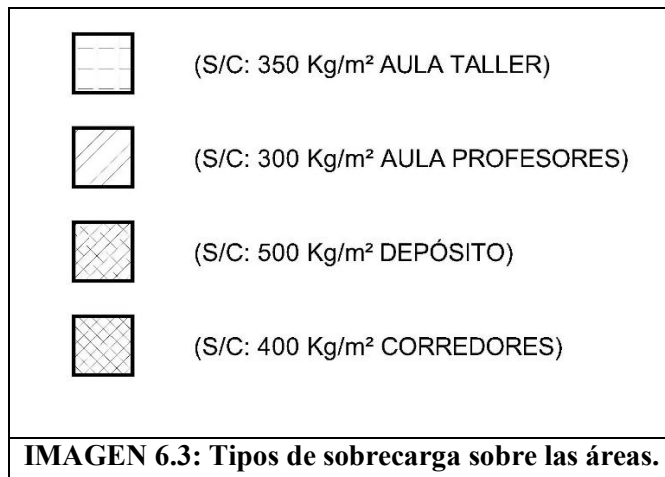
### 6.1. Metrado de cargas



**IMAGEN 6.1: Nominación de las placas y columnas**



**IMAGEN 6.2: Tipos de sobrecarga sobre las áreas**



**Cuadro 6.1: Resumen del Metrado de las Placas**

	PLACA 1	PLACA 2	PLACA 3	PLACA 4
<b>Área</b>	256.00	286.00	256.00	286.00
<b>CM</b>	273.82	290.62	273.82	294.59
<b>CV</b>	73.60	82.60	73.60	85.83
<b>PS</b>	347.42	373.22	347.42	380.42
<b>Pu</b>	508.46	547.28	508.46	558.33
<b>Psismo</b>	310.62	331.92	310.62	337.50
<b>W(Servicio)</b>	1.36	1.30	1.36	1.33
<b>W(Ultima)</b>	1.99	1.91	1.99	1.95
<b>W(Sísmico)</b>	1.21	1.16	1.21	1.18

**Cuadro 6.2: Resumen del Metrado de las Columnas**

	COL 1	COL 2	COL 3	COL 4	COL 5
<b>Área</b>	31.50	57.38	42.75	29.81	18.56
<b>CM</b>	39.66	61.31	45.79	31.46	26.06
<b>CV</b>	11.34	20.66	15.86	12.65	8.17
<b>PS</b>	51.00	81.97	61.65	44.11	34.23
<b>Pu</b>	74.80	120.95	91.07	65.55	50.38
<b>Psismo</b>	45.33	71.64	53.72	37.79	30.15
<b>W(Servicio)</b>	1.62	1.43	1.44	1.48	1.84
<b>W(Ultima)</b>	2.37	2.11	2.13	2.20	2.71
<b>W(Sísmico)</b>	1.44	1.25	1.26	1.27	1.62

## 6.2. Análisis por carga vertical

### 6.2.1. Análisis del aligerado

Metrado de carga lineal sobre cada vigueta:

Aligerado 20cm:  $0.3 \times 0.4 \times 1.4 = 0.17$  Ton/m

Piso terminado:  $0.1 \times 0.4 \times 1.4 = 0.06$  Ton/m

S/C:  $0.35 \times 0.4 \times 1.7 = 0.24$  Ton/m

$w_u = 0.47$  Ton/m

### 6.2.2. Análisis de la viga simplemente apoyada

Metrado de carga muerta, cm:

Aligerado:  $0.3 \times 4.26 = 1.28$  Ton/m

Piso terminado:  $0.1 \times 5.06 = 0.55$  Ton/m

Viga:  $0.8 \times 1.2 \times 2.4 = 2.30$  Ton/m

$W_m = 4.13$  Ton/m

Metrado de carga viva, cv:

S/C:  $0.35 \times 5.466 = 5.466$  Ton/m

$W_v = 1.91$  Ton/m

Carga ultima:

$W_u = 1.4W_m + 1.7W_v = 9.04$  Ton/m

Idealización del modelo:

Se emplea la misma idealización que en el sistema convencional, viga simplemente apoyada con carga distribuida.

Momento positivo: El momento positivo para una viga simplemente apoyada es

$M_+ = wL^2/8$ ;  $M_u (+) = 261$  Ton-m

Cortante en la cara: Cortante ubicado a una distancia “d” del apoyo.

$V_u(d) = W_u x (L/2 - d)$ ;  $V_u(d) = 62.20$  Ton

### 6.2.3. Análisis de las vigas perimetrales

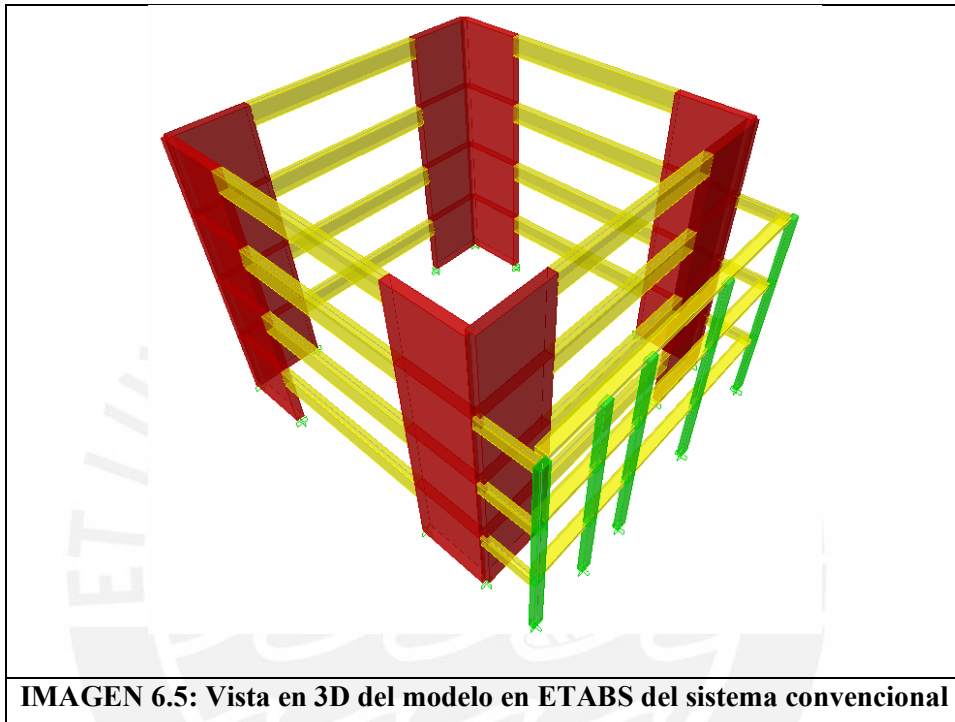
$b_w = 40$ cm;  $h = 90$ cm;  $f'_c = 350$  Kg/cm<sup>2</sup>;  $A_s(\text{máx.}) = 185.94$  cm<sup>2</sup>;  $A_s(\text{min}) = 21.83$ cm<sup>2</sup>



6.2.3.1. Viga V-101 (.40x.90), eje X-X, se procede igual que en la propuesta convencional

### 6.3. Análisis sísmico

Modelo empleado para el análisis sísmico.



**Cuadro 6.10: Masas por piso e Inercia Rotacional**

	Psismo (Ton)	Ix (m4)	Iy (m4)	Área (m2)	Masa Ton/g	IR (Ton-m2/g)
Piso 4	286.62	5461.33	5461.33	256.00	29.22	1246.59
Piso 3	416.94	7168.00	12348.00	336.00	42.22	2452.53
Piso 2	416.94	7168.00	12348.00	336.00	42.22	2452.53
Piso 1	416.94	7168.00	12348.00	336.00	42.22	2452.53

**Cuadro 6.11: Modos de vibración y masa participativa.**

Modo	Periodo (segundos)	Masa participativa	Masa participativa
1	0.230	0.00	72.72
2	0.227	72.47	0.00
3	0.119	0.00	0.01
4	0.052	20.95	0.00
5	0.052	0.00	20.83
6	0.029	0.00	0.08
7	0.025	5.31	0.00

### 6.3.1. Desplazamientos laterales distorsiones

Sismo en la dirección X-X

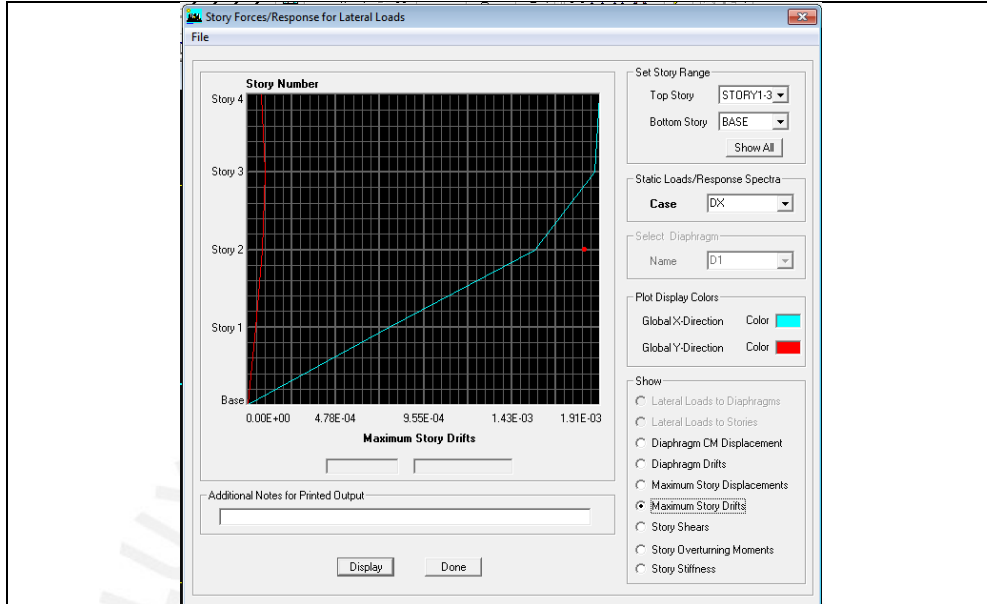


IMAGEN 6.6: Desplazamientos laterales en X por piso obtenidos del ETABS

Sismo en la dirección Y-Y

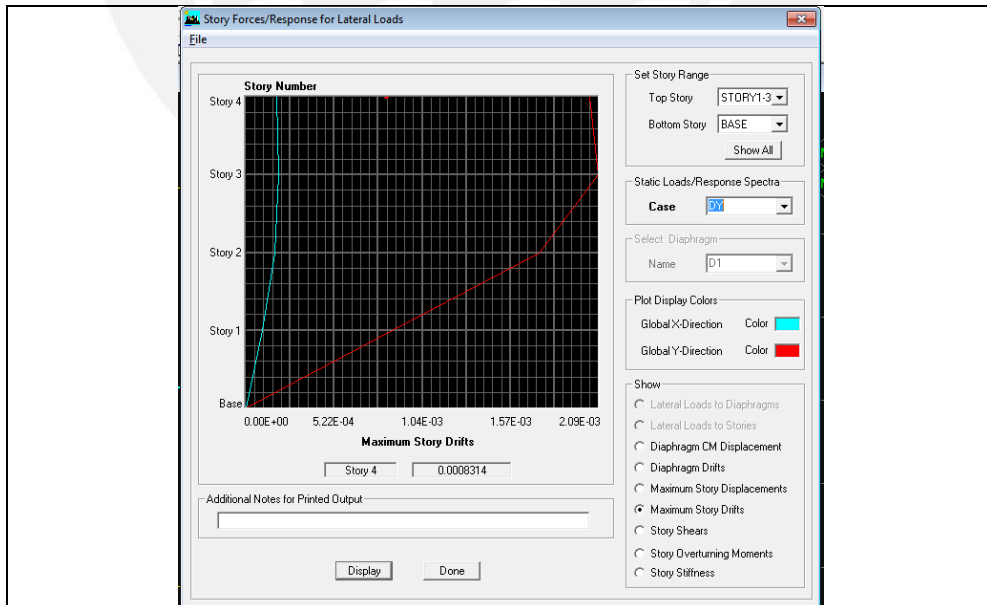


IMAGEN 6.7: Desplazamientos laterales en Y por piso obtenidos del ETABS



### 6.3.2. Fuerza cortante en la base

Del metrado de cargas considerando 100% $C_m$ +50% $C_v$  se obtiene: Psísmico: 1529.3 Ton

**Cuadro 6.12: Análisis para obtener los factores de escala.**

<p>Periodos:</p> <p>En X: 0.229 segundos, en Y: 0.226 segundos</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Mode</th> <th>Period</th> <th>UX</th> <th>UY</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0.228763</td> <td>0.1191</td> <td>72.2868</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>0.225992</td> <td>72.4601</td> <td>0.1196</td> </tr> </tbody> </table> <p><math>T_x &lt; T_p \Rightarrow C_x = 2.5</math></p> <p><math>T_y &lt; T_p \Rightarrow C_y = 2.5</math></p> <p>Porcentaje del peso total sísmico.</p> $\frac{ZUCS}{R} = \frac{0.45 \times 1.5 \times 2.5 \times 1}{6} = 0.281$ <p>Representa el 28.1%</p>	Mode	Period	UX	UY	1	0.228763	0.1191	72.2868	2	0.225992	72.4601	0.1196	<p>Cortante basal CB:</p> <p><math>1529.28 \times 0.281 = 430.11 \text{ Ton}</math></p> <p>Edificio regular se considera el 80% del cortante basal: <math>430.11 \times 0.8 = 344.09 \text{ Ton}</math></p> <p><math>V_x(\text{sísmico}) = 326.3</math></p> <p><math>V_y(\text{sísmico}) = 327.2</math></p> <p>Factor de amplificación sísmico en X:  <math>CB_x 80\% / V_x = 344.09 / 326.3 = 1.055</math></p> <p>Factor de amplificación sísmico en Y:  <math>CB_y 80\% / V_y = 344.09 / 327.2 = 1.052</math></p>
Mode	Period	UX	UY										
1	0.228763	0.1191	72.2868										
2	0.225992	72.4601	0.1196										

**Cuadro 6.13: Resumen de análisis del cuadro 6.12.**

Psismo	1529.28	Ton
ZUCS/R	0.28125	%
CB	430.11	Ton
80%CB	344.09	Ton
CBx dinámico	326.3	Ton
CBy dinámico	327.2	Ton
80%CB/Fx	1.055	
80%CB/Fy	1.052	

## 7. CAPITULO 7: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DEL SISTEMA CON VIGAS POSTENSADAS

### 7.1. Teoría para el diseño por flexión y cortante de una viga postensada.

Principios:

- Se hacen 3 análisis para las diferentes etapas.
- Inicial: Cuando se hace la transferencia del esfuerzo del acero al concreto.  
Solo se considera el peso propio de la viga y el aligerado.
- Servicio: Después que se ha producido las pérdidas de tensión.  
Se considera el peso propio de la viga, aligerado, piso terminado y sobrecarga.
- Última: Correspondiente a la resistencia nominal de la viga y las cargas amplificadas
- Se emplea un acero Grado 250, sin plataforma de fluencia. El esfuerzo de fluencia o esfuerzo máximo considerado es el 90% del esfuerzo último.
- Se aplica una carga P excéntrica “e” al eje neutro de la viga no fisurada
- Se aplica la carga P, de tal manera que no sobrepase esfuerzos de compresión y tracción en condiciones
- Iniciales:
  - Fibra en tracción  $\leq 0.8\sqrt{f'c_i}$
  - Fibra en compresión  $\leq 0.6f'c_i$
- Servicio:
  - Fibra en tracción  $\leq 1.6\sqrt{f'c}$
  - Fibra en compresión  $\leq 0.45f'c$
- El concreto no resiste esfuerzos de tracción
- La viga no estará fisurada en condiciones de servicio.

#### 7.1.1. Ejemplo de diseño de la viga V-103 (1.20x.80)

Concreto  $f'c=350 \text{ Kg/cm}^2$  condiciones de servicio

Concreto  $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$  condiciones iniciales

Cables compuestos de 12 torones de 1/2", con esfuerzo último,  $f_{pu}=17500 \text{ Kg/cm}^2$

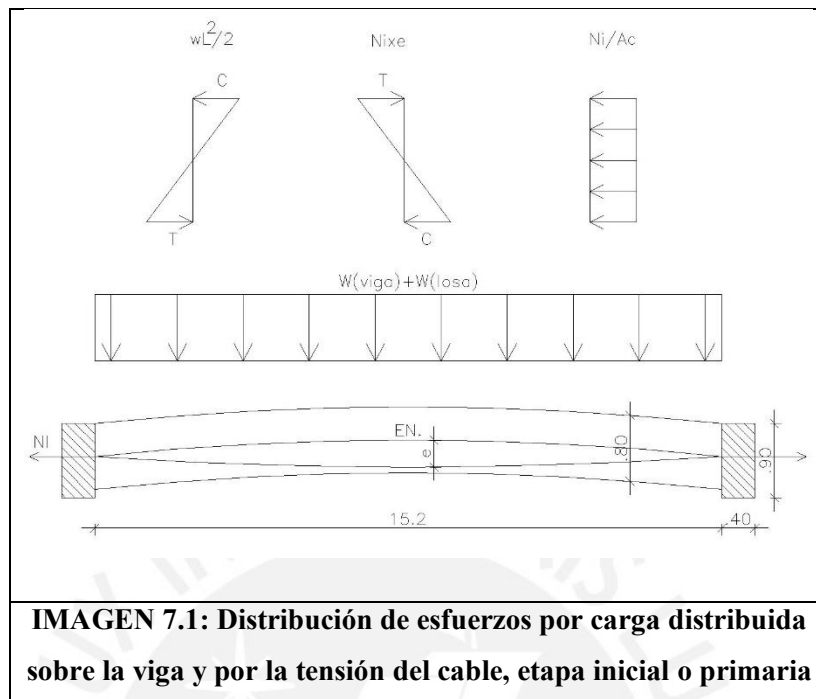
Carga axial:

Inicial: 650 Ton

Final (85%):552.50 Ton

Excentricidad  $e=25\text{cm}$

Etapa inicial:



**IMAGEN 7.1: Distribución de esfuerzos por carga distribuida sobre la viga y por la tensión del cable, etapa inicial o primaria**

$$w(\text{Viga}): 0.8 \times 1.2 \times 2.4 = 2.304$$

$$w(\text{Losa}): 4.266 \times 0.3 = 1.28$$

$$w(\text{viga}) + w(\text{losa}) = 3.58 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Inercia} = \frac{1.2 \times 0.8^3}{12} \text{ m}^4$$

Momento Positivo generado por la viga y la losa.

$$M^+ = 3.58 \times \frac{15.2^2}{8} = 103.51 \text{ Ton} - \text{m} = 10350592 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Esfuerzo por el momento Positivo generado por la viga y la losa.

Fibra superior

$$\sigma_s = \frac{10350592 \text{ Kg} - \text{cm} \cdot 40 \text{cm}}{\text{Inercia}} = +80.864 \text{ Kg/cm}^2; \text{ Compresión}$$

Fibra inferior

$$\sigma_i = \frac{10350592 \text{ Kg} - \text{cm} \cdot 40 \text{cm}}{\text{Inercia}} = -80.864 \text{ Kg/cm}^2; \text{ Tracción}$$

Momento negativo generado por la carga Ni excéntrica.

$$M^- = 650 \text{ Ton} \times 0.25 \text{ m} = 162.50 \text{ Ton} - \text{m} = 16250000 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Esfuerzo por el momento negativo generado por la carga Ni excéntrica.

Fibra superior

$$\sigma_s = \frac{16250000 \text{ Kg} - \text{cm} \cdot 40 \text{cm}}{\text{Inercia}} = -126.95 \text{ Kg/cm}^2; \text{Tracción}$$

Fibra inferior

$$\sigma_i = \frac{16250000 \text{ Kg} - \text{cm} \cdot 40 \text{cm}}{\text{Inercia}} = +126.95 \text{ Kg/cm}^2; \text{Compresión}$$

Esfuerzo por la carga Ni

Fibra superior

$$\sigma_s = \frac{650000}{9600} = +67.71 \text{ Kg/cm}^2; \text{Compresión}$$

Fibra inferior

$$\sigma_s = \frac{650000}{9600} = +67.71 \text{ Kg/cm}^2; \text{Compresión}$$

Esfuerzo en la etapa 1 en la fibra superior

$$80.77 - 126.95 + 67.71 = +21.62; \text{Compresión}$$

Esfuerzo en la etapa 1 en la fibra inferior

$$-80.77 + 126.95 + 67.71 = 113.79; \text{Compresión}$$

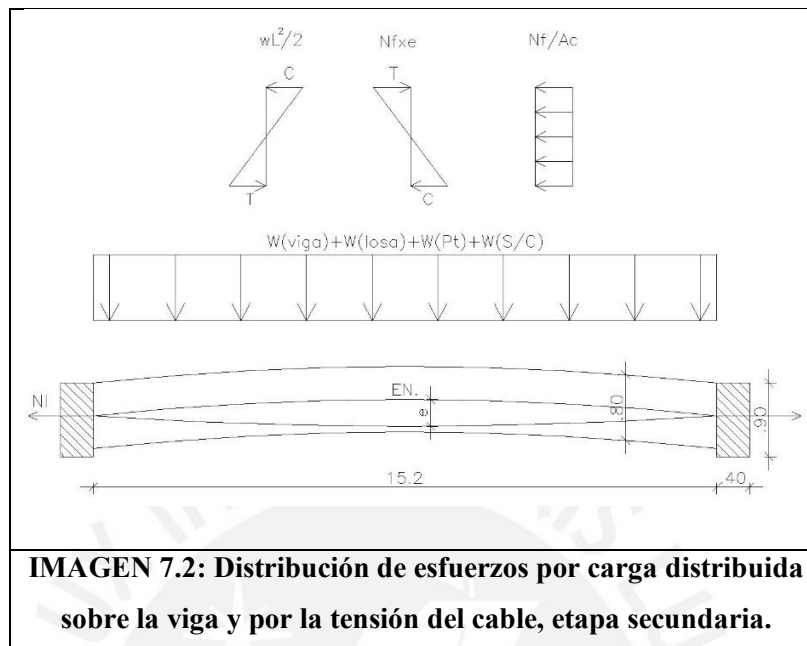
Esfuerzos admisibles:

Tracción Máxima=13.39 Kg/cm<sup>2</sup>

Compresión Máxima=168 Kg/cm<sup>2</sup>

Las dos fibras están en compresión y tienen un esfuerzo menor al máximo.

Etapa secundaria



$$w(\text{Viga}): 0.8 \times 1.2 \times 2.4 = 2.304$$

$$w(\text{Losa}): 4.266 \times 0.3 = 1.28$$

$$w(\text{Pt}): (4.266 + 1.2) \times 0.1 = 0.547$$

$$w(\text{Pt}): (4.266 + 1.2) \times 0.35 = 1.913$$

$$w(\text{viga}) + w(\text{losa}) + w(\text{Pt}) + w(\text{S/C}) = 6.044 \text{ Ton/m}^2$$

Momento Positivo generado por la viga y la losa.

$$M^+ = 6.04 \times \frac{15.2^2}{8} = 174.55 \text{ Ton} - \text{m} = 17455072 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Esfuerzo por el momento Positivo generado por la viga y la losa.

Fibra superior

$$\sigma_s = \frac{17455072 \text{ Kg} - \text{cm} \cdot 40 \text{cm}}{\text{Inercia}} = +136.37 \text{ Kg/cm}^2 ; \text{Compresión}$$

Fibra inferior

$$\sigma_i = \frac{17455072 \text{ Kg} - \text{cm} \cdot 40 \text{cm}}{\text{Inercia}} = -136.37 \text{ Kg/cm}^2 ; \text{Tracción}$$

Momento negativo generado por la carga Nf excéntrica.

$$M^- = 552.5 \text{ Ton} \times 0.25 \text{ m} = 138.13 \text{ Ton} - \text{m} = 13812500 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Esfuerzo por el momento negativo generado por la carga Nf excéntrica.

Fibra superior

$$\sigma_s = \frac{1381250 \text{ Kg} - \text{cm} \cdot 40 \text{ cm}}{\text{Inercia}} = -107.91 \text{ Kg/cm}^2 ; \text{Tracción}$$

Fibra inferior

$$\sigma_i = \frac{1381250 \text{ Kg} - \text{cm} \cdot 40 \text{ cm}}{\text{Inercia}} = +107.91 \text{ Kg/cm}^2 ; \text{Compresión}$$

Esfuerzo por la carga Ni

Fibra superior Compresión

$$\sigma_s = \frac{552500}{9600} = +57.55 \text{ Kg/cm}^2$$

Fibra inferior Compresión

$$\sigma_s = \frac{552500}{9600} = +57.55 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo en la etapa 2 en la fibra superior

$$136.37 - 107.91 + 57.55 = +86.01 \text{ Ton}; \text{Compresion}$$

Esfuerzo en la etapa 2 en la fibra inferior

$$-136.37 + 107.91 + 57.55 = +29.09 \text{ Ton}; \text{Compresion}$$

Tracción Máxima=29.93 Kg/cm<sup>2</sup>

Compresión Máxima=157.5 Kg/cm<sup>2</sup>

Las dos fibras están en compresión y tienen un esfuerzo de compresión menor al máximo.

Análisis de los esfuerzos en el cable

- **fpu** (Esfuerzo último): 17500 Kg/cm<sup>2</sup>
- **Tu** (Carga máxima aplicada) = 0.929\*17500=16257.5 Kg
- **Aps** (Área de la sección de los cables): 5x0.929x12=55.7 cm<sup>2</sup>
- **fps** (Esfuerzo máximo admisible 90%fpu): 15750 Kg/cm<sup>2</sup>
- **fpi** Esfuerzo inicial con la carga Ni: 650x1000/Aps=11661.3 Kg/cm<sup>2</sup>
- Esfuerzo máximo admisible 1 por norma **0.74fpu**=12950 Kg/cm<sup>2</sup>
- Esfuerzo máximo admisible 2 por norma **0.82fpy**=13387.5 Kg/cm<sup>2</sup>

El esfuerzo aplicado en la etapa inicial es menor a 0.74fpu y fpy

Etapa última.

Carga última distribuida

$$W_u = 9.04 \text{ Ton/m}$$

Momento último

$$M_u = 9.04 \times \frac{15^2}{8} = 260.95 \text{ Ton - m}$$

Condición

Momento Nominal mayor igual al momento ultimo

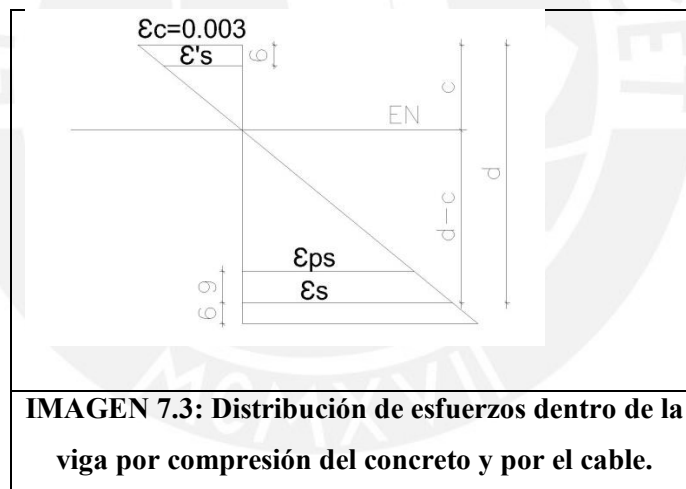
$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\text{Para concreto armado } M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\text{Para concreto Postensado } M_n = A_s f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2}\right)$$

Para hallar el esfuerzo en el cable:

Con compatibilidad de deformaciones.



$d=74\text{cm}$

$$\frac{\epsilon_c = 0.003}{c} = \frac{\epsilon_s}{d - c} = \frac{\epsilon_{pe}}{d - c - 9} = \frac{\epsilon'_s}{c - 6}$$
$$f_{pe} = \frac{552.50 \times 1000}{55.7} \text{ Kg/cm}^2 \quad \epsilon_{pe} = E f_{pe} = 0.00496$$

Profundidad eje neutro C:

$$c = 24.51\text{cm} \quad a = 0.7 \times 24.51 = 17.56\text{cm}$$

Deformación unitaria del acero superior.

$$\epsilon'_s = \frac{0.003}{c} (c - 6) = 0.00227 \text{ Fluye } f'_s = f_y$$

Deformación unitaria del acero inferior o positivo.

$$\epsilon_s = \frac{0.003}{c} (d - c) = 0.00606 \text{ Fluye } f_s = f_y$$

$$A_s = A'_s = 8\phi 3/4" = 22.88\text{cm}^2 \quad d_p = 65\text{cm} \quad a = 24.51\text{cm}$$

Fórmula para hallar el momento nominal.

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_{ps} f_{pe} \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A'_s f_y \left(\frac{a}{2} - 6\right)$$

$$A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = 22.88 \times 4200 \left(74 - \frac{17.56}{2}\right) = 62.87 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$A_{ps} f_{pe} \left(d_p - \frac{a}{2}\right) = 552500 \left(65 - \frac{17.56}{2}\right) = 311.73 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$A'_s f_y \left(\frac{a}{2} - 6\right) = 22.88 \times 4200 \left(\frac{17.56}{2} - 6\right) = 2.48 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 377.07 = 339.37 \text{ Ton} - \text{m} \geq 260.95 \text{ Ton} - \text{m}$$

Con el procedimiento propuesto por los acápites del capítulo 18 de la norma E060

Si:

$$f_{pe} \geq 0.5f_{pu}$$

Donde:

$f_{pe}$ : Esfuerzo estable del postensado

$f_{pu}$ : Esfuerzo último o máximo del cable.

$$\text{Esfuerzo en el cable: } f_{ps} = f_{pu} \left(1 - 0.5\rho \frac{f_{pu}}{f'_c}\right)$$

Si:

$$f_{pe} < 0.5f_{pu}$$

Hacer el cálculo de  $f_{ps}$ , teniendo en cuenta el diagrama esfuerzo deformación.

$$\text{Esfuerzo estable del postensado } f_{pe} = \frac{N_f}{A_{sp}} = \frac{552.50}{5 \times 12 \times 0.929} = 9912.09 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Esfuerzo ultimo del cable } f_{pu} = 17500 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{pe} = 0.566f_{pu}$$

Como  $f_{pe} > 0.5f_{pu}$

$$f_{ps} = 17500 \left(1 - 0.5 \frac{5 \times 12 \times 0.929}{120 \times 72} \times \frac{17500}{350}\right) = 14677.52 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$



### Cortante:

Para analizar el cortante nos valemos de acápite 11.4, aporte del concreto para elementos presforzados.

$$V_c = \left( 0.05\sqrt{f'_c} + 4.8 \frac{V_u dp}{M_u} \right) bwd$$

Se debe cumplir:

$$\frac{V_u dp}{M_u} \geq 1$$

V<sub>c</sub> debe ser mayor a:  $V_c \geq 0.54\sqrt{f'_c} bw d$

V<sub>c</sub> no debe ser mayor a:  $V_c \leq 1.33\sqrt{f'_c} bw d$

bw=120cm

d=0.8h=64cm

V<sub>u</sub> proviene del DFC

M<sub>u</sub> proviene del DMF

dp es la posición del cable.

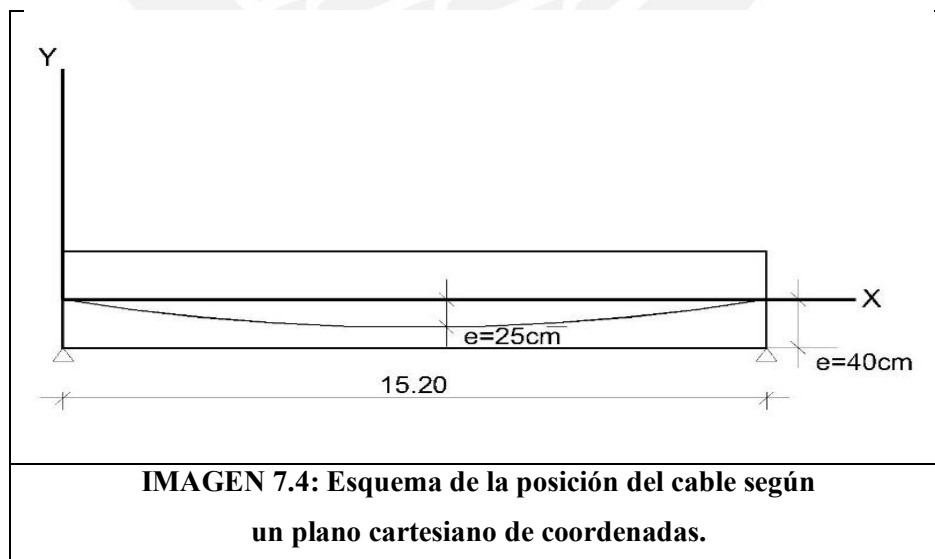
Donde b es 80-40-25=15cm; a proviene de la forma de la parábola.

x=0 → y=40cm

x=7.6 → y=-25cm

La ecuación de la posición del cable viene dada por la siguiente expresión cuadrática:

$$y = 0.004(x - 7.6)^2 - 0.25$$



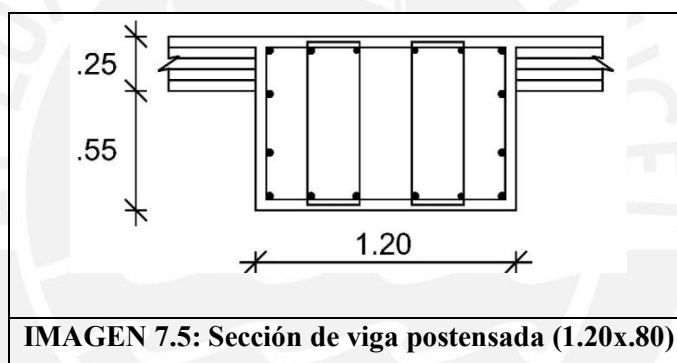
**TABLA 7.1: Iteración de los puntos X para poder hallar el Vc**

<b>X (m)</b>	0.10	1.10	2.10	3.10	4.10	5.10	6.10	7.10	7.60
<b>Vu (Ton)</b>	67.80	58.76	49.72	40.68	31.64	22.60	13.56	4.52	0.00
<b>Mu (Ton-m)</b>	0.05	5.47	19.93	43.44	75.98	117.57	168.19	227.85	261.08
<b>dp (m)</b>	0.41	0.47	0.52	0.56	0.60	0.62	0.64	0.65	0.65
<b>Vu dp /Mu</b>	1.00	1.00	1.00	0.53	0.25	0.12	0.05	0.01	0.00
<b>Vc&gt;0.54√f'cbwd</b>	77.59	77.59	77.59	77.59	77.59	77.59	77.59	77.59	77.59
<b>Vc&lt;1.33√f'cbwd</b>	191.09	191.09	191.09	191.09	191.09	191.09	191.09	191.09	191.09
<b>Vc (Ton)</b>	391.63	391.63	391.63	217.14	114.63	67.13	42.02	27.73	22.99
<b>Vc (condicionado)</b>	191.09	191.09	191.09	191.09	114.63	77.59	77.59	77.59	77.59
<b>0.85Vc (Ton)</b>	162.43	162.43	162.43	162.43	97.44	65.95	65.95	65.95	65.95

Máximo Vu=67.8 Ton.

El aporte del concreto, en gran distancia de la viga, es mayor que Vu.

Se colocarán estribos, 1@.05;10@.15; Rto@.30



## 7.2. Diseño de losas aligeradas.

$W_u=0.47$  Ton/m

Momento Negativo en el primer apoyo

$$M(-)=W_u L^2/10=0.47 \times 4.2667^2/10=0.86 \text{ Ton-m} \quad A_s=1.49 \text{ Ton-m} \quad 2\phi 1/2''$$

Momento positivo del primer tramo

$$M(+)=W_u L^2/11=0.47 \times 4.2667^2/11=0.78 \text{ Ton-m} \quad A_s=1.34 \text{ Ton-m} \quad 1\phi 1/2''+1\phi 3/8''$$

Momento positivo del segundo tramo

$$M(+)=W_u L^2/16=0.47 \times 4.2667^2/16=0.53 \text{ Ton-m} \quad A_s=0.88 \text{ Ton-m} \quad 2\phi 3/8''$$

### 7.3. Diseño de vigas perimetrales.

$b_w=40$   $d=82$   $f'_c=350$   $\text{Kg/cm}^2$   $f_y=4200$   $\text{Kg/cm}^2$   $A_s(\text{min})=7.92$   $\text{cm}^2$   $A_s(\text{máx.})=52.28$   $\text{cm}^2$

#### 7.3.1. Diseño Viga V-101 (.40x.90)

##### Flexión:

$M_u(-)=114.11$  Ton-m;  $A_s=40.31$   $\text{cm}^2$

$M_u(+)=36.56$  Ton-m;  $A_s=12.11$   $\text{cm}^2$

$A_s$  sup:  $2\phi 1''+6\phi 1''$

$A_s$  inf:  $2\phi 1''+1\phi 3/4''$

##### Corte:

$V_u(d)=75.33$  Ton

$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c \geq \phi V_u$  Aporte del concreto:  $0.85 \times 0.53 \times \text{Raiz}(210) \times 40 \times 82 = \phi V_c = 27.64$  Ton

Aporte del acero  $\phi V_s$ :

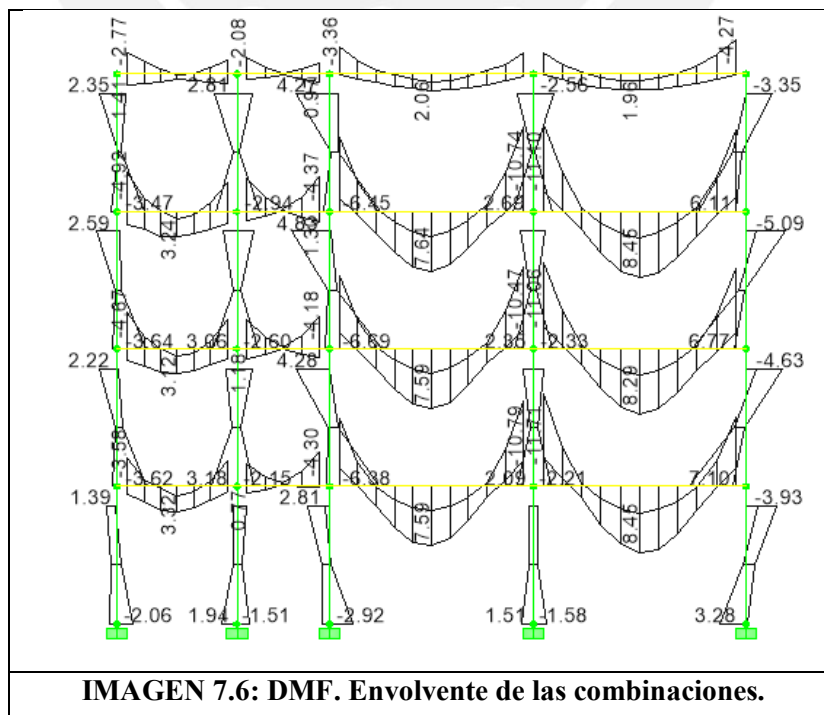
2 estribos:  $3/8'' @ .15$   $\phi V_s = 0.85 \times 0.71 \times 4 \times 4200 \times 82 / 15 = 55.43$  Ton  $\phi V_c + \phi V_s = 83.07$  Ton

2 estribos a colocarse de la siguiente forma:  $1 @ .05$ ;  $12 @ .15$ ; Rto.:  $@ .30$

Para las demás vigas se sigue el mismo procedimiento.

### 7.4. Diseño de columnas

Al igual que la columna convencional esta no presenta grandes solicitaciones



Del diagrama de momentos flectores, el cual es la envolvente de las combinaciones de carga, se tiene que el momento mayor en la base es 3.3Ton-m, con ello se puede considerar que las columnas trabajan a compresión. Estas tendrán el mismo diseño que en el sistema convencional.

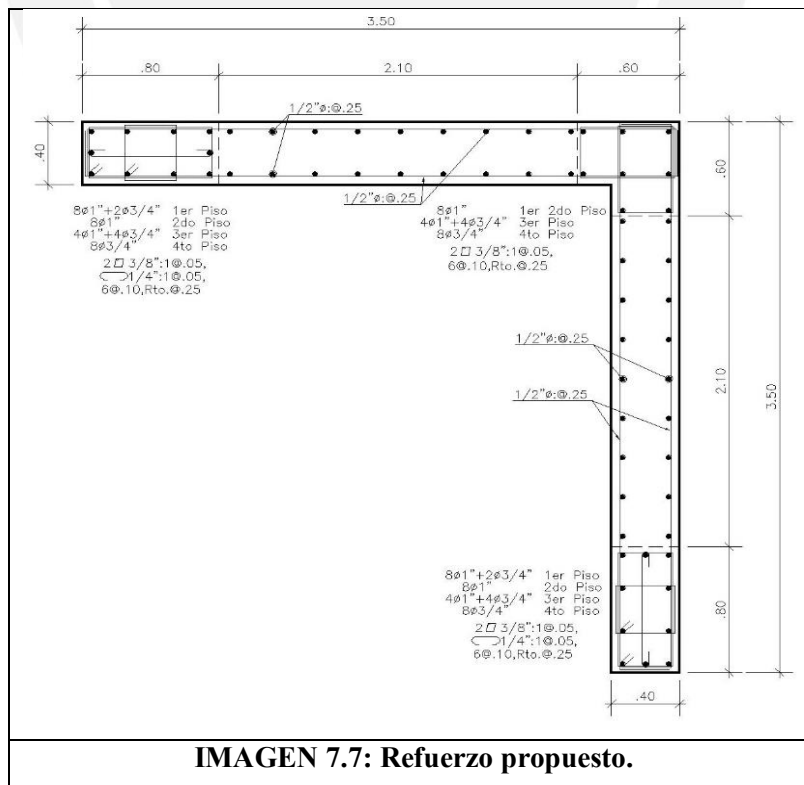
### 7.5. Diseño de placas

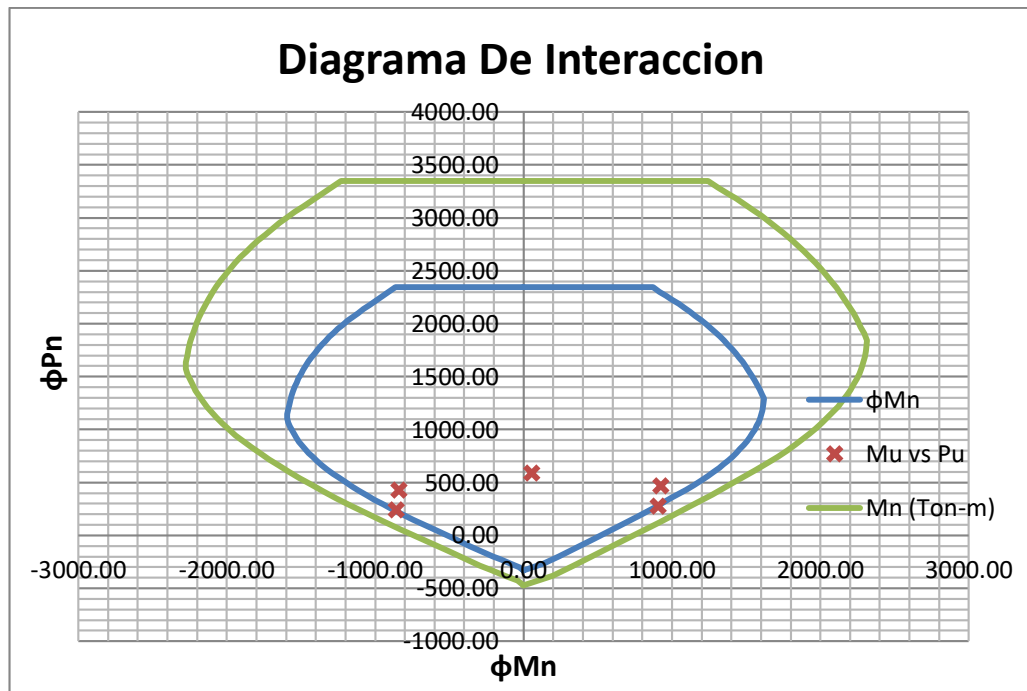
Para el diseño de placas se sigue los mismos pasos que en el sistema convencional.

$P_m=292.48$  Ton       $M_m(y)=24.44$  Ton-m       $M_m(x)=4.46$  Ton-m  
 $P_v=68.01$  Ton       $M_v(y)=8.50$  Ton-m       $M_v(x)=1.53$  Ton-m  
 $P_{sismoY}=17.81$  Ton       $M_{sismo(y)}=881.57$  Ton-m  
 $P_{sismoX}=8.76$  Ton       $M_{sismo(x)}=763.77$  Ton-m

**Cuadro 7.2: Combinaciones de carga:**

Caso	Combinación	Mu(Ton-m)	Pu(Ton)
Caso 1	1.4Mm+1.7Mv	53.45	621.66
Caso 2	1.25(Mm+Vv)+Msismo	922.75	493.85
Caso 3	1.25(Mm+Mv)-Msismo	-840.40	458.23
Caso 4	0.9Mm+Msismo	903.57	283.31
Caso 5	0.9Mm-Msismo	-859.57	247.69





#### Cortante:

Para el diseño de zapatas se sigue los mismos pasos que en el sistema convencional.

$P_m = 292.48$  Ton       $M_m(y) = 24.44$  Ton-m       $M_m(x) = 4.46$  Ton-m

$P_v = 68.01$  Ton       $M_v(y) = 8.50$  Ton-m       $M_v(x) = 1.53$  Ton-m

$P_{sismoY} = 17.81$  Ton       $M_{sismo(y)} = 881.57$  Ton-m

$P_{sismoX} = 8.76$  Ton       $M_{sismo(x)} = 763.77$  Ton-m

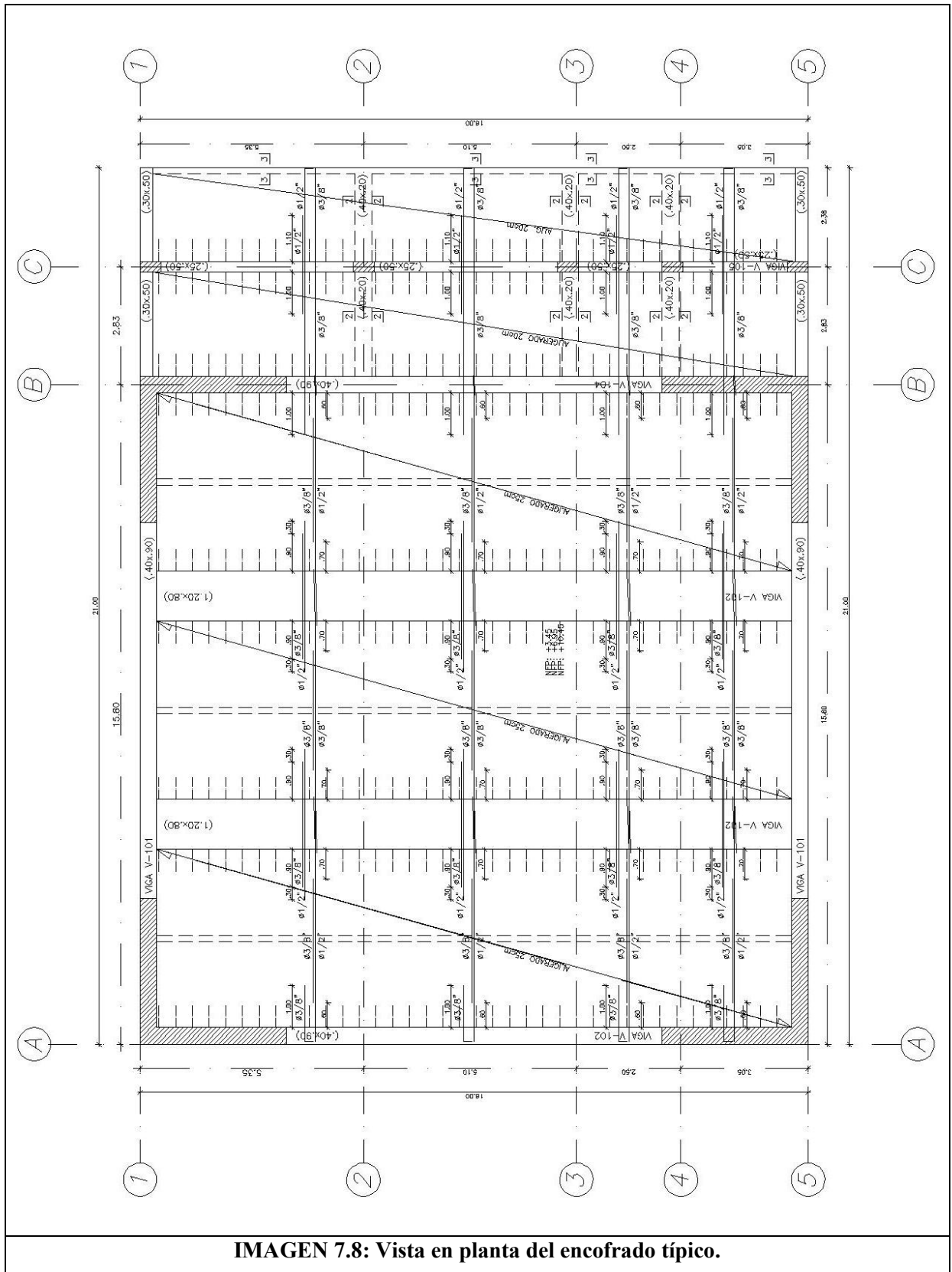
$L = 6.4$ m     $a = 2.2$ m     $b_w = 100$  cm     $d = 150$ cm

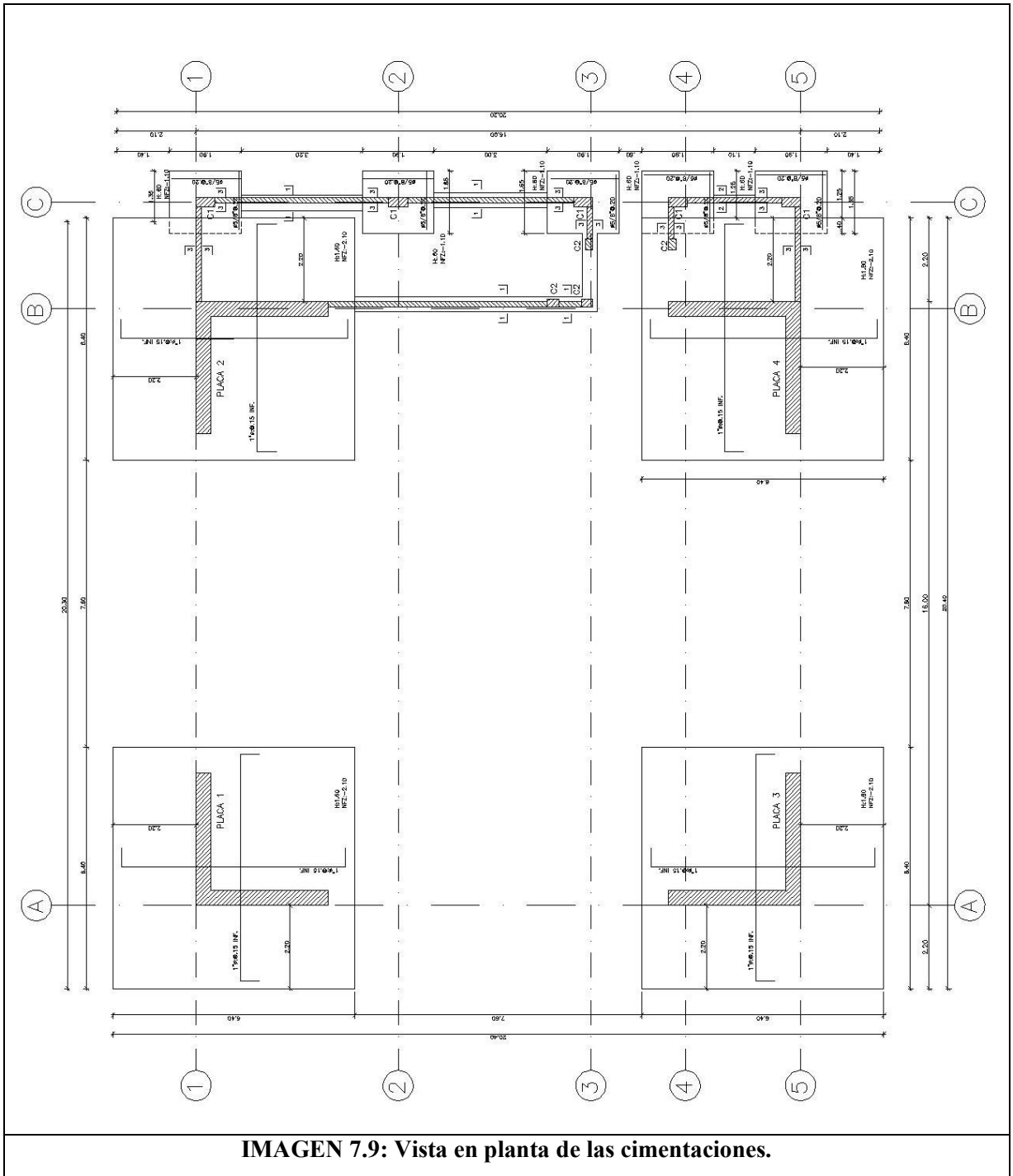
Esfuerzo resultado de las combinaciones de carga:  $\sigma_u = 80.23$  Ton/m<sup>2</sup>

Realizando los mismos procedimientos numéricos que en el modelo convencional tenemos:

Refuerzo por flexión:  $\Phi 1'' @ .5$

Peralte de la zapata:  $H = 1.60$ m





**IMAGEN 7.9: Vista en planta de las cimentaciones.**

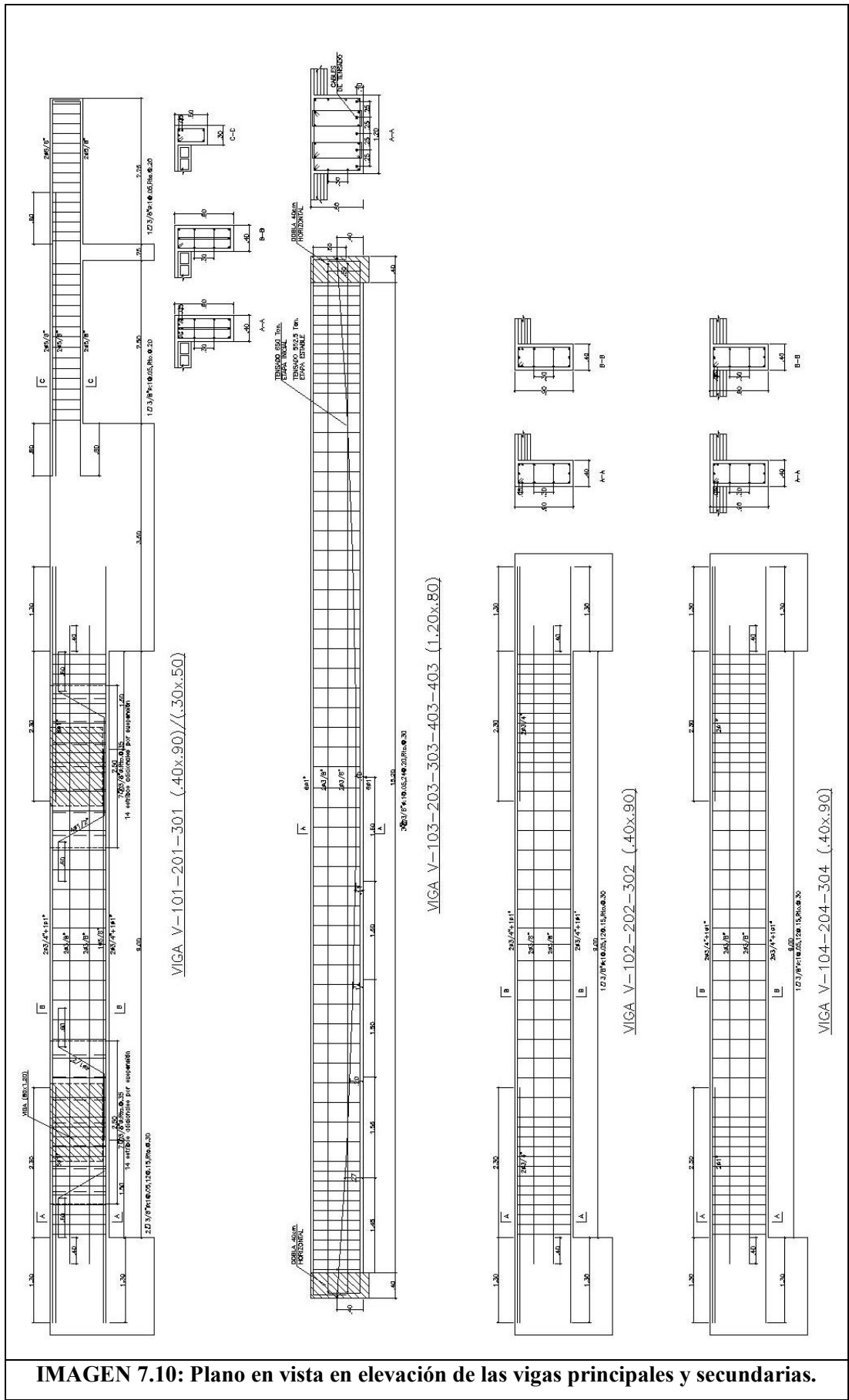


IMAGEN 7.10: Plano en vista en elevación de las vigas principales y secundarias.



## 8. CAPITULO 8: COMPARACION DE SISTEMAS

### 8.1. Metrado

Para el metrado se van a considerar los siguientes elementos.

- 16 vigas perimetrales, 8 vigas convencionales, 8 vigas postensadas
- 4 placas
- 5 columnas
- 4 zapatas

### 8.2. Criterio de cálculo:

- El metrado del concreto se realiza calculando los m<sup>3</sup>, (metros cúbicos que ocupa)
- El metrado de acero se realiza contabilizando las varillas y sus longitudes para posteriormente poder hallar la cantidad de Kg (kilos) de acero por elemento.
- El metrado de concreto es en m<sup>3</sup>, y el metrado de acero es por Kg.

Vigas: Se considera refuerzo corrido, bastones y estribos

Columnas: Se considera refuerzo corrido vertical, y estribos

Placas: Se considera refuerzo corrido vertical, horizontal y estribos en los núcleos

Zapatas: Se considera refuerzo corrido en la base

Las plantillas de metrado están en los anexos del presente trabajo

### 8.3. Metrado concreto.

Sistema con vigas convencionales H=4.10m

Del metrado se tiene: 699.3 m<sup>3</sup>

Sistema con vigas postensadas H=3.50m

Del metrado se tiene: 6645.3 m<sup>3</sup>

### 8.4. Metrado acero

Sistema con vigas convencionales H=4.10m

Del metrado se tiene: 64275.9 Kg

Sistema con vigas postensadas H=3.50m

Del metrado se tiene: 64879.8 Kg

### 8.5. Medrado de encofrados

Sistema con vigas convencionales H=4.10m

Del medrado se tiene: 2977.6 m<sup>2</sup>

Sistema con vigas postensadas H=3.50m

Del medrado se tiene: 2506.1 m<sup>2</sup>



## 9. CAPITULO 9: RESUMEN Y CONCLUSIONES

Para poder presentar las diferencias entre los dos sistemas, ventajas y desventajas, emplearemos un cuadro comparativo en el cual se usarán los términos como “peso”, el cual se refiere a la suma de la carga muerta y la carga viga; “peso sísmico”, el cual es la carga muerta más el 50 % de la carga viva; y “momentos sísmicos en la dirección Y-Y”, del cual sabemos, por los análisis anteriores, que en el segundo pórtico paralelo al eje Y-Y, se tiene los mayores momentos en las bases de las placas; y Lz, dimensión de las zapatas.

	Variables	Convencional	Postensado	Magnitud	Porcentaje	Comentario
1	Peso (Ton.)	1,844.90	1,721.40	123.5	6.69%	Postensado pesa menos
2	Pesos sísmico (Ton.)	1646.37	1529.28	117.09	7.11%	Postensado disminuye Psismo
3	Momentos sísmicos en placas (Ton-m)	968.44	881.57	86.87	8.97%	Postensado disminuye Msismo
4	Dimensión de las zapatas (m <sup>2</sup> )	6.8	6.4	0.4	5.88%	Postensado disminuye tamaño zapatas
5	Concreto (m <sup>3</sup> )	729.88	691.45	38.43	5.27%	Postensado disminuye tamaño zapatas
6	Acero (Ton.)	57445.98	49090.14	8355.84	14.55%	Postensado disminuye acero
7	Encofrados (m <sup>2</sup> )	2977.64	2506.05	471.58	15.84%	Postensado disminuye encofrados
8	Cables de tensado (ml)	0	128	128		Postensado emplea cables de tensado
9	Costo (Mil S/.)	S/ 661.79	S/ 756.70	S/ 94.91	14.34%	Postensado tiene un costo mayor
10	Beneficio					Postensado cumple con requerimientos

Para el sistema convencional, se emplean vigas de 1.50m, equivalente a 1/10 de la luz; para el sistema postensado se tiene aproximadamente un 1/20 de la luz libre.

Ya que el sistema postensado tiene menor altura, este tiene menor peso que el sistema convencional; 1844.9 Ton convencional versus 1721.4 Ton. postensado. La disminución es de un 6.69%.

Aparte, también los pesos sísmicos son directamente proporcionales, peso sísmico sistema convencional, Psismo=1646.37 Ton; peso sísmico sistema postensado, Psismo=1529.28 Ton.

Así, los momentos mayores por sismo, en la base de las placas, son en la dirección Y-Y en el eje B. MsismoY (sistema 1): 968.44 Ton-m, y MsismoY (sistema 2):881.57 Ton-m.

Con esto, se puede decir, ya que el sistema convencional tiene mayor peso sísmico, se tiene mayores momentos sísmicos en la base debido a que hay mayor brazo de palanca por la mayor altura del mismo.

Los momentos sísmicos en las vigas perimetrales disminuyen de un sistema a otro, en el caso convencional, 95 Ton-m; en el caso postensado, 30 Ton-m; esto también por la mayor altura de la primera propuesta y la rigidez que aportan las vigas de mayor dimensión.

Lo anterior también influye en el tamaño de las cimentaciones de un sistema a otro, convencional a postensado; el tamaño de las zapatas disminuye.

Para el análisis y diseño, se empleó únicamente el software para el análisis sísmico, análisis lateral. Para las cargas de gravedad, se puede emplear procedimientos tradicionales como el método de rigidez, o superposición de esquemas estructurales.

El metrado se realizó empleando una hoja de cálculo; Excel como se verá en los anexos.

Aunque emplee menor altura el sistema postensado, los momentos por sismo aumentan, haciendo que se emplee más acero de refuerzo en los núcleos de las placas.

Para ambos casos, el pórtico exterior, del eje C, no aporta rigidez lateral de consideración; también, ya que la estructura es simétrica y regular, se puede emplear el método de rigidez, siendo válidos estos valores.

Finalizando, el postensado tiene un mayor costo, pero cumple con los requerimientos de arquitectura.



## **10. BILIOGRAFIA**

BLANCO BLASCO, ANTONIO: Apuntes del Curso Armado 2, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima 2006

HARSEN TEODORO, Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima 2005

OTAZZI PASINO GIANFRANCO: Apuntes de Concreto Armado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima 2011

OTAZZI PASINO GIANFRANCO: Apuntes Análisis Estructural 1, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima 2009

ALEJANDRO MUÑOZ: Apuntes Análisis Estructural 2, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima 2009



## 11. ANEXOS

### Metrados de materiales

#### Sistema convencional

#### Concreto

Metrado concreto sistema convencional						
Item	Aporte	Dimension	Metrado/ Piso	Dimension	Total/ Proyecto	Total m <sup>3</sup>
Aligerado Principal 20cm	0.08	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	215.84	m <sup>2</sup>	4	69.07
Aligerado Pasillos 20cm 1er @ 3er Piso	0.08	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	65.35	m <sup>2</sup>	3	15.68
Aligerado Pasillos 20cm 4to Piso	0.08	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	34.39	m <sup>2</sup>	1	2.75
Vigas (.50x1.50)	0.75	m <sup>3</sup> /m	15.20	m	8	91.20
Vigas (.40x1.50)	0.6	m <sup>3</sup> /m	9.00	m	16	86.40
Vigas (.30x.50)	0.15	m <sup>3</sup> /m	4.75	m	6	4.28
Vigas (.25x.50)	0.125	m <sup>3</sup> /m	13.50	m	4	6.75
Vigas (.40x.20) 1er@3er Piso	0.08	m <sup>3</sup> /m	14.25	m	3	3.42
Vigas (.40x.20) 4To Piso	0.08	m <sup>3</sup> /m	7.50	m	1	0.60
Placas L3.50x3.50x.40x.40	2.64	m <sup>2</sup> /m	4.1	m <sup>3</sup>	16	173.18
Columnas (.25x.50)	0.125	m <sup>2</sup> /m	4.1	m <sup>2</sup>	20	10.25
Zapatas h=1.4	1.4	m <sup>2</sup> /m	46.24	m <sup>2</sup>	4	258.944
Zapatas h=.60	0.6	m <sup>2</sup> /m	12.26	m <sup>2</sup>	1	7
						<b>729.88</b>

#### Acero

ALIGERADO 20cm EJES A-B					
Item.	Long.	φ (Pulg ")	Ton/m.	Cant/viga.	Peso Kg.
Longitudinal Inf.	5.25	1/2	1	38	199.50
Longitudinal Inf.	5.2	3/8	0.56	38	110.66
Longitudinal Inf.	5.25	3/8	0.56	38	111.72
Longitudinal Inf.	5.4	3/8	0.56	38	114.91
Refuerzo (+)	3.4	3/8	0.56	38	72.35
Refuerzo (+)	3.3	3/8	0.56	38	70.22
Refuerzo (+)	3.45	3/8	0.56	38	73.42
Refuerzo (-)	2.3	3/8	0.56	38	48.94
Refuerzo (-)	2.9	1/2	1	38	110.20
Refuerzo (-)	2.3	3/8	0.56	38	48.94
Refuerzo (-)	2.9	3/8	0.56	38	61.71
Refuerzo (-)	6.55	1/2	1	38	248.90
Refuerzo (-)	2.35	1/2	1	38	89.30

Bastón (-)	1.55	3/8	0.56	38	32.98
					<b>1393.76</b>

<b>ALIGERADO 20cm EJES A-B</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Inf.	5.25	1/2	1	38	199.50
Longitudinal Inf.	5.2	3/8	0.56	38	110.66
Longitudinal Inf.	5.25	3/8	0.56	38	111.72
Longitudinal Inf.	3.15	3/8	0.56	38	67.03
Refuerzo (+)	3.4	3/8	0.56	38	72.35
Refuerzo (+)	3.3	3/8	0.56	38	70.22
Refuerzo (+)	3.45	3/8	0.56	38	73.42
Refuerzo (-)	2.3	3/8	0.56	38	48.94
Refuerzo (-)	2.9	1/2	1	38	110.20
Refuerzo (-)	2.3	3/8	0.56	38	48.94
Refuerzo (-)	2.9	3/8	0.56	38	61.71
Refuerzo (-)	4.3	1/2	1	38	163.40
Bastón (-)	1.55	3/8	0.56	38	32.98
					<b>1171.08</b>

<b>VIGA V-103-203-303-403 (.50x1.50)</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso</b>
Longitudinal	16.9	1	3.97	4	268.37
Longitudinal	16.9	1	3.97	5	335.47
Alma	16.7	1/2	1	10	167.00
Bastón (+)	10.2	1	3.97	5	202.47
Estribos	3.98	3/8	0.56	67	149.33
					<b>1122.64</b>

<b>VIGA PERIMETRAL EN VOLADO (.30x.50) X-X</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Sup.	6.05	5/8	1.552	2	18.78
Longitudinal Inf.	6.05	5/8	1.552	2	18.78
Bastón (-)	4.35	1	3.97	2	34.54
Estribos	1.58	3/8	0.56	31	27.43
					<b>99.53</b>

<b>VIGA PERIMETRAL V-101-201-301 (.40x1.50) X-X EJE 1 Y 5</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Sup.	11.6	1	3.97	3	138.16
Longitudinal Inf.	11.6	1	3.97	3	138.16
Alma	9.8	1/2	1	10	98.00
Bastón (-)	3.6	1	3.97	8	114.34
Bastón (-)	3.6	3/4	2.235	2	16.09
Estribos	3.48	3/8	0.56	100	194.88
					699.62

<b>VIGA PERIMETRAL V-102-202-302 (.40x1.50) Y-Y EJE A</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Sup.	11.6	1	3.97	3	138.16
Longitudinal Inf.	11.6	1	3.97	3	138.16
Alma	9.8	1/2	1	10	98.00
Bastón (-)	3.6	1	3.97	2	28.58
Bastón (-)	3.6	3/4	2.235	2	16.09
Estribos	3.48	3/8	0.56	50	97.44
					516.43

<b>VIGA PERIMETRAL V-104-204-304 (.40x1.50) Y-Y EJE B</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Sup.	11.6	1	3.97	3	138.16
Longitudinal Inf.	11.6	1	3.97	3	138.16
Alma	9.8	1/2	1	10	98.00
Bastón (-)	3.6	1	3.97	6	85.75
					0.00
Estribos	3.78	3/8	0.56	50	105.84
					565.90

<b>VIGA PERIMETRAL V-401 (.40x1.50) X-X EJE 1 Y 5</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Sup.	11.6	1	3.97	3	138.16
Longitudinal Inf.	11.6	1	3.97	3	138.16
Alma	9.8	1/2	1	10	98.00
Bastón (-)	3.6	1	3.97	6	85.75
Estribos	3.48	3/8	0.56	100	194.88
					654.94



<b>VIGA PERIMETRAL V-402 (.40x1.50) Y-Y EJE A</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Sup.	11.6	1	3.97	3	138.16
Longitudinal Inf.	11.6	1	3.97	3	138.16
Alma	9.8	1/2	1	10	98.00
Bastón (-)	3.6	3/4	2.235	2	16.09
Estribos	3.48	3/8	0.56	50	97.44
					487.84

<b>VIGA PERIMETRAL V-404 (.40x1.50) Y-Y EJE B</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Sup.	11.6	1	3.97	3	138.16
Longitudinal Inf.	11.6	1	3.97	3	138.16
Alma	9.8	1/2	1	10	98.00
Bastón (-)	3.6	1	3.97	2	28.58
Bastón (-)	3.6	3/4	2.235	2	16.09
Estribos	3.48	3/8	0.56	50	97.44
					516.43

<b>VIGA PERIMETRAL EN PASILLO (.25x.50) Y-Y</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Sup.	16.5	5/8	1.552	2	51.22
Longitudinal Inf.	16.5	5/8	1.552	2	51.22
Estribos	1.48	3/8	0.56	78	64.65
					167.08

<b>COLUMNA (.25X.50)</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal	19.95	5/8	1.552	6	185.77
Estribos	1.08	3/8	0.56	88	53.22
Estribos	1.48	3/8	0.56	88	72.93
					311.93

<b>PLACAS</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/placa.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Long. Núcleos	6.5	1	3.97	16	412.88
	6.5	3/4	2.235	8	116.22
Long. Núcleos	4.1	1	3.97	16	260.43
Long. Núcleos	4.1	1	3.97	8	130.22

	4.1	3/4	2.235	8	73.31
Long. Núcleos	4.6	3/4	2.235	8	82.25
Long. Núcleos	10.6	1	3.97	8	336.66
Long. Núcleos	4.1	1	3.97	4	65.11
Long. Núcleos	4.1	3/4	2.235	4	36.65
Long. Núcleos	4.6	3/4	2.235	8	82.25
Vertical	19.95	1/2	1	36	718.20
Horizontal	3.9	1/2	1	272	1060.80
Estribos Núcleos	2.38	3/8	0.56	96	127.95
Estribos Núcleos	1.58	3/8	0.56	96	84.94
Estribos Núcleos	2.38	3/8	0.56	96	127.95
Estribos Núcleos	1.58	3/8	0.56	96	84.94
Estribos Núcleos	2.78	3/8	0.56	192	298.91
Estribos Núcleos	1.58	3/8	0.56	192	169.88
					4269.54

<b>ZAPATAS (6.80x6.80)</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Long. Inf. ↑	7.7	1	3.97	55	1681.30
Long. Inf. →	7.7	1	3.97	55	1681.30
					3362.59

Encofrados

<b>Metrado encofrado vigas</b>						
<b>Elemento</b>	<b>So(m)</b>	<b>Long. (m)</b>	<b>Cant. X</b>	<b>Área</b>	<b>Cant. en niveles</b>	<b>Área en</b>
Viga (.50x1.50)	3	15.2	2	91.2	4	364.8
Viga (.40x1.50)	3.15	9	4	113.4	4	453.6
Viga (.30x.50)	1.1	4.75	2	10.45	3	31.35
Viga (.25x.50)	0.85	13.5	1	11.475	3	34.425
						884.2
				Área	226.525	m <sup>2</sup>

Metrado encofrado losas						
Elemento	L1 (m)	L2 (m)	Cant. X	Área	Cant. en niveles	Área en
Alig.(25cm)	15.2	4.75	2	144.4	4	577.6
Alig.(25cm)	15.2	4.7	1	71.44	4	285.76
Alig.(25cm)	2.5	15.4	1	38.5	3	115.5
Alig.(25cm)	2.25	15.4	1	34.65	3	103.95
						1082.81
Área				288.99	m <sup>2</sup>	

Metrado encofrado Placas y Columnas						
Elemento	So(m)	H(m)	Cant. X	Área	Cant. en niveles	Área en
Placa	14	4.1	4	229.6	4	918.4
Columna	1.5	4.1	5	30.75	3	92.25
						1010.65
Área				260.35	m <sup>2</sup>	



Sistema pot-tensado

Concreto

Metrado concreto sistema postensado						
Item	Aport e	Dimensió n	Metrado /	Dimensió n	Total/ Proyect	Total m <sup>3</sup>
Aligerado Principal 20cm	0.08	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	194.56	m <sup>2</sup>	4	62.26
Aligerado Pasillos 20cm 1er @ 3er	0.08	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	65.35	m <sup>2</sup>	3	15.68
Aligerado Pasillos 20cm 4to Piso	0.08	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>	34.39	m <sup>2</sup>	1	2.75
Vigas (1.20x.80)	0.96	m <sup>3</sup> /m	15.20	m	8	116.74
Vigas (.40x.90)	0.36	m <sup>3</sup> /m	9.00	m	16	51.84
Vigas (.30x.50)	0.15	m <sup>3</sup> /m	4.75	m	6	4.28
Vigas (.25x.50)	0.13	m <sup>3</sup> /m	13.50	m	4	6.75
Vigas (.40x.20) 1er@3er Piso	0.08	m <sup>3</sup> /m	14.25	m	3	3.42
Vigas (.40x.20) 4To Piso	0.08	m <sup>3</sup> /m	7.50	m	1	0.60
Placas L3.50x3.50x.40x.40	2.64	m <sup>2</sup> /m	3.5	m <sup>3</sup>	16	147.84
Columnas (.25x.50)	0.13	m <sup>2</sup> /m	3.5	m <sup>2</sup>	20	8.75
Zapatas h=1.60	1.60	m <sup>2</sup> /m	40.96	m <sup>2</sup>	4	262.144
Zapatas h=.60	0.60	m <sup>2</sup> /m	14.00	m <sup>2</sup>	1	8
						<b>691.45</b>

Acero

ALIGERADO 20cm EJES A-B					
Item.	Long.	φ (Pulg. ")	Ton/m.	Cant/viga.	Peso Kg.
Longitudinal Inf.	5.25	1/2	1	38	199.50
Longitudinal Inf.	5.2	3/8	0.56	38	110.66
Longitudinal Inf.	5.25	3/8	0.56	38	111.72
Longitudinal Inf.	5.4	3/8	0.56	38	114.91
Refuerzo (+)	3	3/8	0.56	38	63.84
Refuerzo (+)	2.9	3/8	0.56	38	61.71
Refuerzo (+)	3	3/8	0.56	38	63.84
Refuerzo (-)	3	3/8	0.56	38	63.84
Refuerzo (-)	3.6	1/2	1	38	136.80
Refuerzo (-)	3	3/8	0.56	38	63.84
Refuerzo (-)	3.6	3/8	0.56	38	76.61
Refuerzo (-)	6.55	1/2	1	38	248.90
Refuerzo (-)	2.35	1/2	1	38	89.30
Bastón (-)	1.55	3/8	0.56	38	32.98
					1438.45

<b>ALIGERADO 20cm EJES A-B</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Inf.	5.25	1/2	1	38	199.50
Longitudinal Inf.	5.2	3/8	0.56	38	110.66
Longitudinal Inf.	5.25	3/8	0.56	38	111.72
Longitudinal Inf.	3.15	3/8	0.56	38	67.03
Refuerzo (+)	3	3/8	0.56	38	63.84
Refuerzo (+)	2.9	3/8	0.56	38	61.71
Refuerzo (+)	3	3/8	0.56	38	63.84
Refuerzo (-)	3	3/8	0.56	38	63.84
Refuerzo (-)	3.6	1/2	1	38	136.80
Refuerzo (-)	3	3/8	0.56	38	63.84
Refuerzo (-)	3.6	3/8	0.56	38	76.61
Refuerzo (-)	4.3	1/2	1	38	163.40
Bastón (-)	1.55	3/8	0.56	38	32.98
					1215.77

<b>VIGA V-103-203-303-403 (1.20x.80)</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Sup.	16.9	1	3.97	6	402.56
Longitudinal Inf.	16.9	1	3.97	6	402.56
Alma	16.7	3/8	0.56	4	37.41
Estribos	2.18	3/8	0.56	128	156.26
Estribos	3.98	3/8	0.56	64	142.64
					1141.43

<b>VIGA PERIMETRAL EN VOLADO (.30x.50) X-X</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Sup.	6.05	5/8	1.552	2	18.78
Longitudinal Inf.	6.05	5/8	1.552	2	18.78
Bastón (-)	4.35	1	3.97	2	34.54
Estribos	1.58	3/8	0.56	31	27.43
					99.53

<b>VIGA PERIMETRAL V-101-201-301 (.40x.90) X-X EJE 1 Y 5</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Sup.	11.6	3/4	2.235	2	51.85
Longitudinal Sup.	11.6	1	3.97	1	46.05

Longitudinal Inf.	11.6	3/4	2.235	2	51.85
Longitudinal Inf.	11.6	1	3.97	1	46.05
Alma	9.8	3/8	0.56	4	21.95
Bastón (-)	3.6	1	3.97	12	171.50
Estribos	2.28	3/8	0.56	86	109.80
					499.07

<b>PERIMETRAL V-102-202-302 (.40x.90) Y-Y EJE A</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Sup.	11.6	3/4	2.235	2	51.85
Longitudinal Sup.	11.6	1	3.97	1	46.05
Longitudinal Inf.	11.6	3/4	2.235	2	51.85
Longitudinal Inf.	11.6	1	3.97	1	46.05
Alma	9.8	3/8	0.56	4	21.95
Bastón (-)	3.6	3/4	2.235	4	32.18
Estribos	2.58	3/8	0.56	43	62.13
					312.07

<b>PERIMETRAL V-104-204-304 (.40x.90) Y-Y EJE A</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Sup.	11.6	3/4	2.235	2	51.85
Longitudinal Sup.	11.6	1	3.97	1	46.05
Longitudinal Inf.	11.6	3/4	2.235	2	51.85
Longitudinal Inf.	11.6	1	3.97	1	46.05
Alma	9.8	3/8	0.56	4	21.95
Bastón (-)	3.6	1	3.97	4	57.17
Estribos	2.58	3/8	0.56	43	62.13
					337.05

<b>VIGA PERIMETRAL V-401 (.40x.90) X-X EJE 1 Y 5</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Sup.	11.6	3/4	2.235	2	51.85
Longitudinal Sup.	11.6	1	3.97	1	46.05
Longitudinal Inf.	11.6	3/4	2.235	2	51.85
Longitudinal Inf.	11.6	1	3.97	1	46.05
Alma	9.8	3/8	0.56	4	21.95
Bastón (-)	3.6	1	3.97	8	114.34
Estribos	2.28	3/8	0.56	86	109.80
					441.90

<b>PERIMETRAL V-402 (.40x.90) Y-Y EJE A</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Sup.	11.6	3/4	2.235	2	51.85
Longitudinal Sup.	11.6	1	3.97	1	46.05
Longitudinal Inf.	11.6	3/4	2.235	2	51.85
Longitudinal Inf.	11.6	1	3.97	1	46.05
Alma	9.8	3/8	0.56	4	21.95
Bastón (-)	3.6	3/4	2.235	2	16.09
Estribos	2.58	3/8	0.56	43	62.13
					295.98

<b>PERIMETRAL V-404 (.40x.90) Y-Y EJE A</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Sup.	11.6	3/4	2.235	2	51.85
Longitudinal Sup.	11.6	1	3.97	1	46.05
Longitudinal Inf.	11.6	3/4	2.235	2	51.85
Longitudinal Inf.	11.6	1	3.97	1	46.05
Alma	9.8	3/8	0.56	4	21.95
Bastón (-)	3.6	3/4	2.235	4	32.18
Estribos	2.58	3/8	0.56	43	62.13
					312.07

<b>VIGA PERIMETRAL EN PASILLO (.25x.50) Y-Y</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal Sup.	16.5	5/8	1.552	2	51.22
Longitudinal Inf.	16.5	5/8	1.552	2	51.22
Estribos	1.48	3/8	0.56	78	64.65
					167.08

<b>COLUMNA (.25X.50)</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ (Pulg ")</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Longitudinal	17.55	5/8	1.552	6	163.43
Estribos	1.08	3/8	0.56	88	53.22
Estribos	1.48	3/8	0.56	88	72.93
					289.58

<b>PLACAS</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long.</b>	<b>φ</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/placa.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Long. Núcleos	6.1	1	3.97	16	387.47
	6.1	3/4	2.235	4	54.53

Long. Núcleos	3.5	1	3.97	16	222.32
Long. Núcleos	3.5	1	3.97	8	111.16
	3.5	3/4	2.235	8	62.58
Long. Núcleos	4	3/4	2.235	16	143.04
Long. Núcleos	9.6	1	3.97	8	304.90
Long. Núcleos	3.5	1	3.97	4	55.58
Long. Núcleos	3.5	3/4	2.235	4	31.29
Long. Núcleos	4	3/4	2.235	8	71.52
Vertical	17.55	1/2	1	36	631.80
Horizontal	3.9	1/2	1	224	873.60
Estribos Núcleos	2.38	3/8	0.56	88	117.29
Estribos Núcleos	1.58	3/8	0.56	88	77.86
Estribos Núcleos	2.38	3/8	0.56	88	117.29
Estribos Núcleos	1.58	3/8	0.56	88	77.86
Estribos Núcleos	2.78	3/8	0.56	176	274.00
Estribos Núcleos	1.58	3/8	0.56	176	155.72
					3769.81

<b>ZAPATAS (6.20x6.20)</b>					
<b>Item.</b>	<b>Long. (m)</b>	<b>φ (pulg)</b>	<b>Ton/m.</b>	<b>Cant/viga.</b>	<b>Peso Kg.</b>
Long. Inf. ↑	7.3	1	3.97	44	1275.16
Long. Inf. →	7.3	1	3.97	44	1275.16
					2550.33

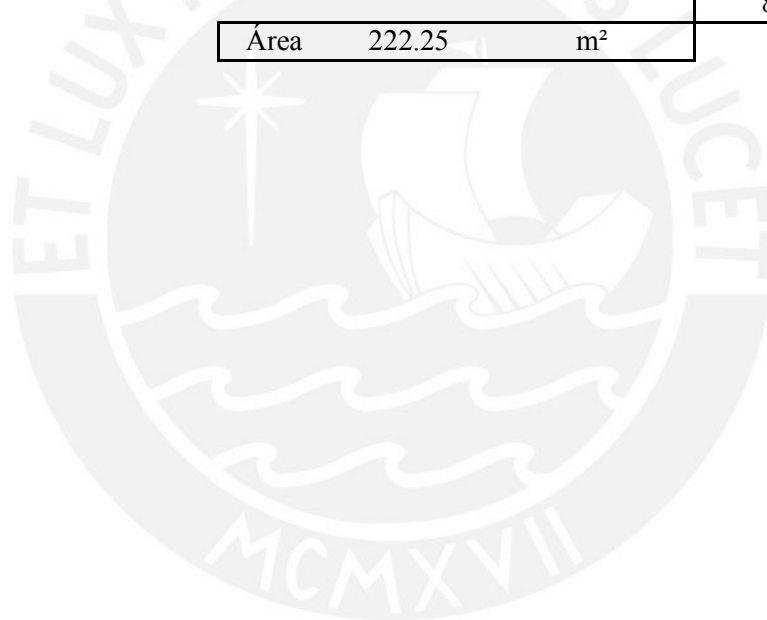
Encofrados

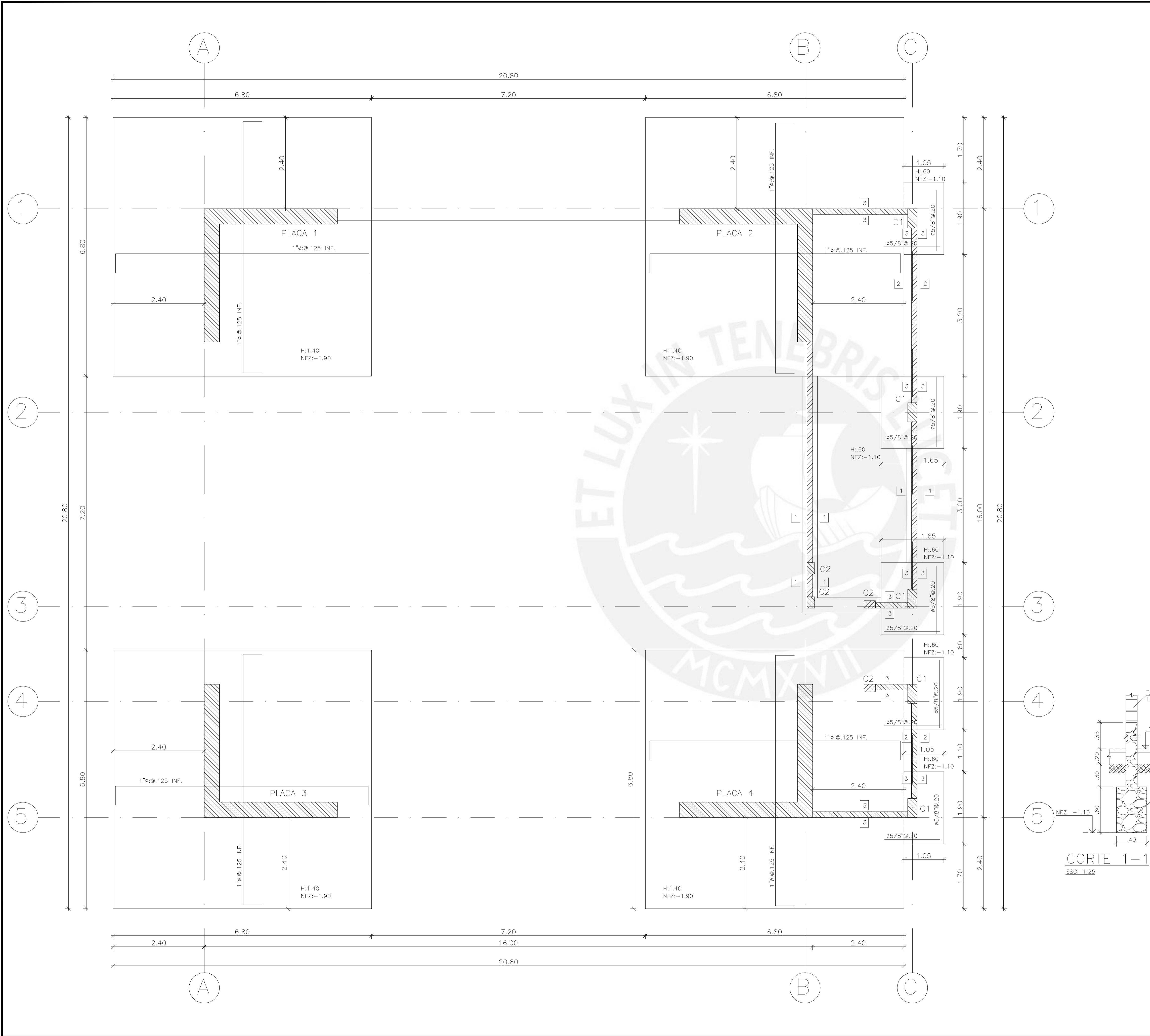
<b>Metrado encofrado Vigas</b>						
<b>Elemento</b>	<b>So(m)</b>	<b>Long. (m)</b>	<b>Cant. X</b>	<b>Área</b>	<b>Cant. en niveles</b>	<b>Área en</b>
Viga (1.20x.80)	2.4	15.2	2	72.96	4	291.84
Viga (.40x.90)	2	9	4	72	4	288
Viga (.30x.50)	1.1	4.75	2	10.45	3	31.35
Viga (.25x.50)	0.85	13.5	1	11.475	3	34.425
						645.6
				Área	166.885	m <sup>2</sup>



Metrado encofrado Losas						
Elemento	L1 (m)	L2 (m)	Cant. X	Área	Cant. en niveles	Área en
Alig(20cm)	15.20	4.27	2	129.71	4	518.83
Alig(20cm)	15.20	4.27	1	64.85	4	259.41
Alig(25cm)	2.50	15.40	1	38.50	3	115.50
Alig(25cm)	2.25	15.40	1	34.65	3	103.95
						997.69
Área				267.709997	m <sup>2</sup>	

Metrado encofrado Placas y Columnas						
Elemento	So(m)	H(m)	Cant. X	Área	Cant. en niveles	Área en
Placa	14.00	3.50	4	196.00	4	784.00
Columna	1.50	3.50	5	26.25	3	78.75
						862.75
Área				222.25	m <sup>2</sup>	





### ESPECIFICACIONES

**CIMENTOS:**  
 $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
**COLUMNAS Y PLACAS:**  
 $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  (DEL 1ER AL 4TO PISO)  
**LOSAS Y VIGAS:**  
 $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  (DEL 1ER AL 4TO PISO)  
**ACERO**  
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$   
**CAPACIDAD ADMISIBLE DEL TERRENO:**  
 $w_t = 4.0 \text{ Kg/cm}^2$   
**SOBRE CARGAS:**  
 INDICADAS EN CADA PLANTA DE ENCOFRADOS

### RECUBRIMIENTOS

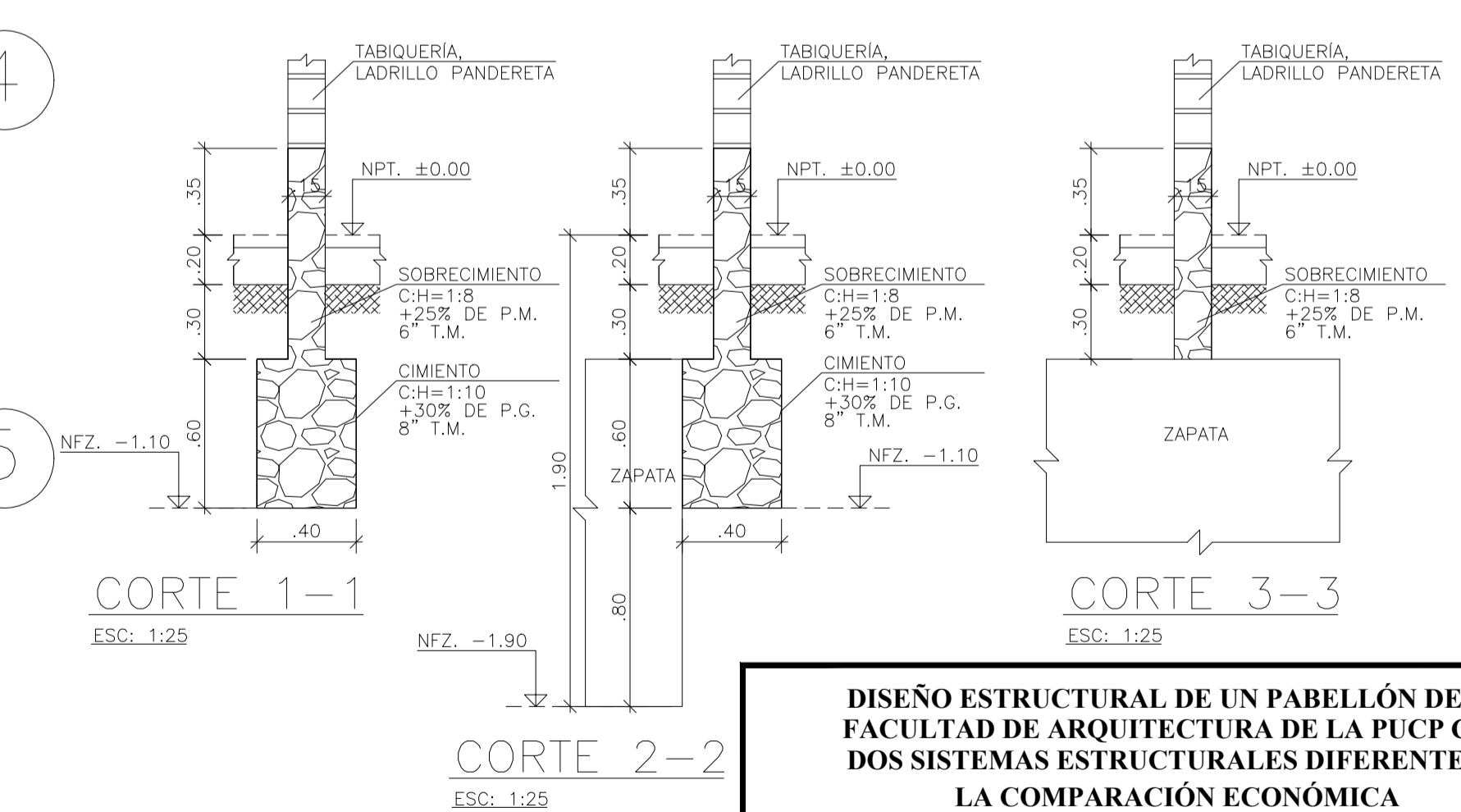
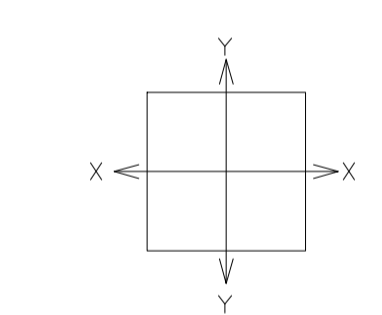
ZAPATAS 7.5 cm.  
 COLUMNAS, PLACAS y VIGAS PERALTADAS 4 cm.  
 MUROS DE SOTANO Y CISTERNA 5 cm.  
 COLUMNAS  $e=14$  3 cm.  
 ALIGERADOS, LOSAS y VIGAS CHATAS 2 cm.

### ALBAÑILERIA

LADRILLO MACIZO TIPO IV ( $e=14 \text{ cms.}$ )  
 $f'_m = 45 \text{ Kg/cm}^2$  (PANDERETA)  
 TIPO DE MORTERO 1:4

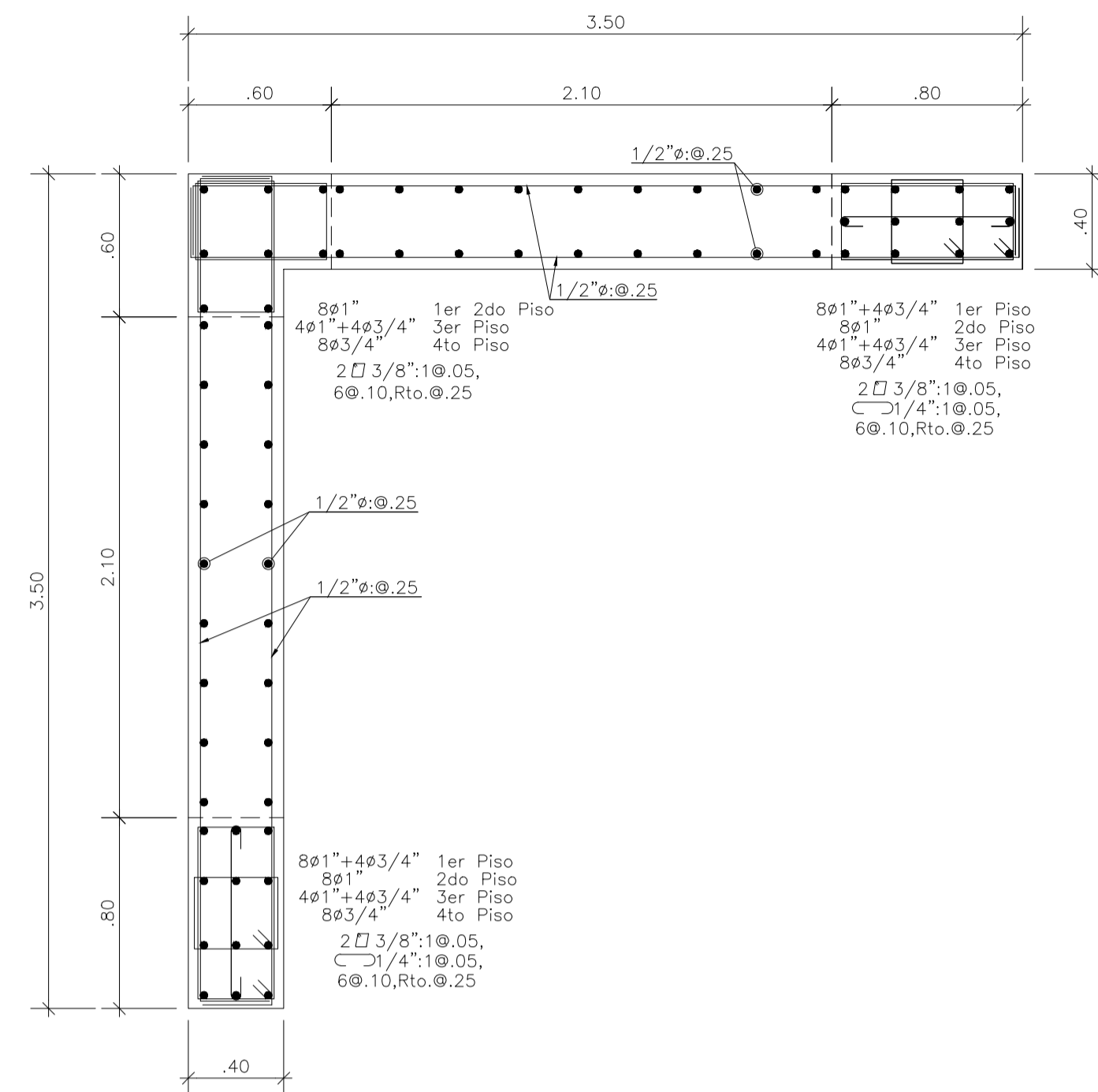
### PARAMETROS SISMO-RESISTENTES

- a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:  
 -PLACAS Y PORTICOS DE CONCRETO ARMADO
- b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA  
 -FACTOR DE ZONA (ZONA 4) :  $Z=0.45$   
 -FACTOR DE CATEGORIA (CAT.C) :  $U=1.0$   
 -FACTOR DE SUELO (TIPO S1) :  $S=1.0$   
 -FACTOR DE REDUCCION :  $R_x = 6.0$   
 $R_y = 6.0$
- c) DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL ULTIMO NIVEL Y MAXIMO RELATIVO DE ENTREPISO:  
 BLOQUE A (IZQUIERDA):  
 ABS. XX = 2.48 cm      ABS. YY = 2.74 cm  
 REL. XX = 0.69 cm      REL. YY = 0.7593 cm

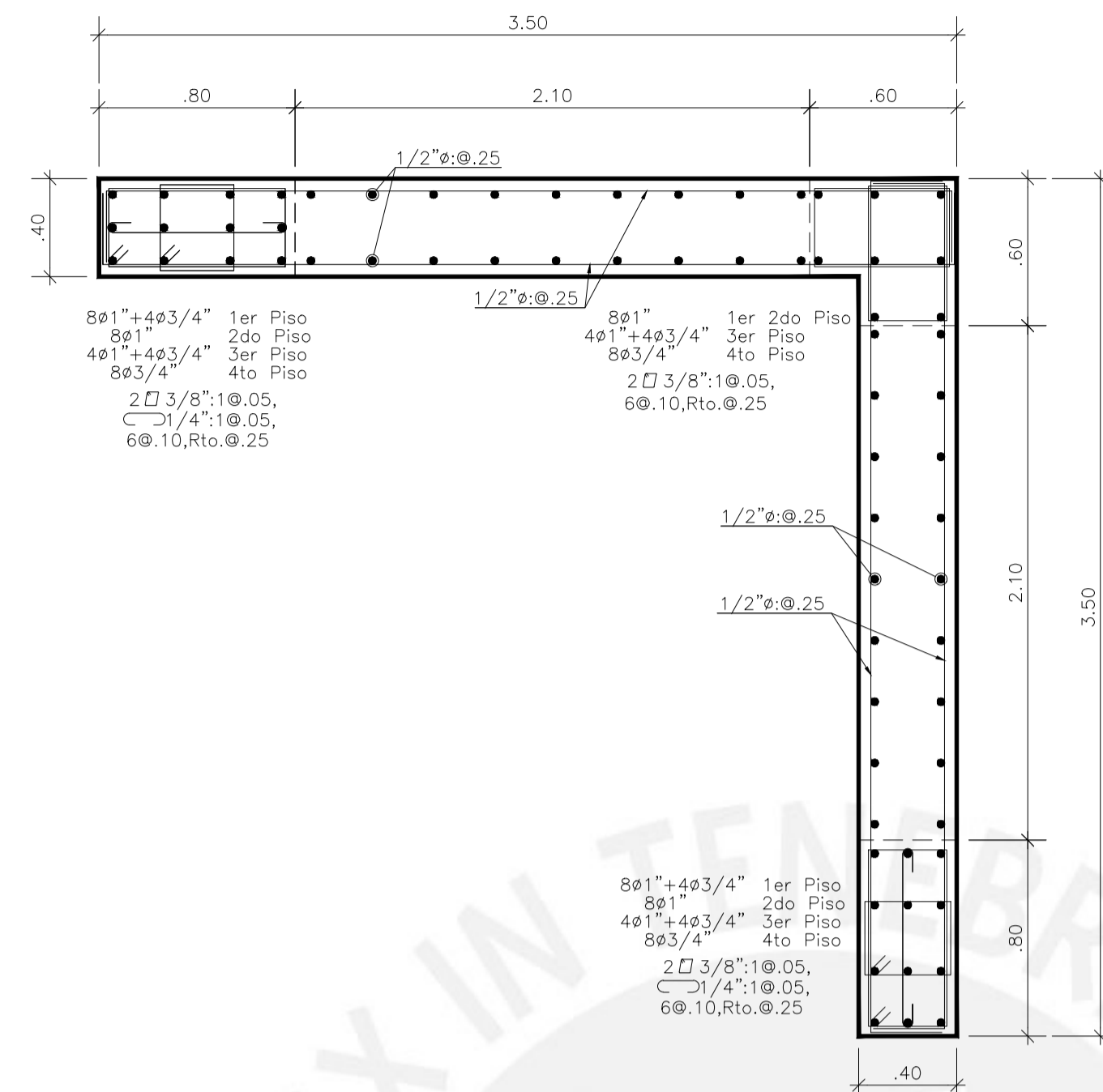


### DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP CON DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DIFERENTES Y LA COMPARACIÓN ECONÓMICA

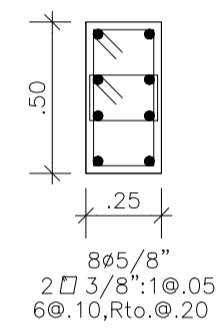
OBRA:	TESIS PARA TITULACIÓN ERNESTO MANUEL CÉSPEDES ALARCÓN	Nº	
PROPIETARIO:	FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP		E01 DE 06
PLANO:	SISTEMA CONVENCIONAL CIMENTACIONES		
ESCALA:	DIBUJO:	FECHA:	ASESOR:
1:50	1:25 ERNESTO CÉSPEDES	OCTUBRE 2019	LUIS YECKLE



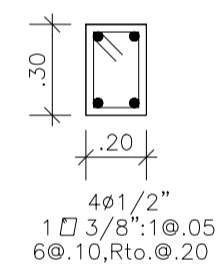
PLACA 1  
ESC: 1:25



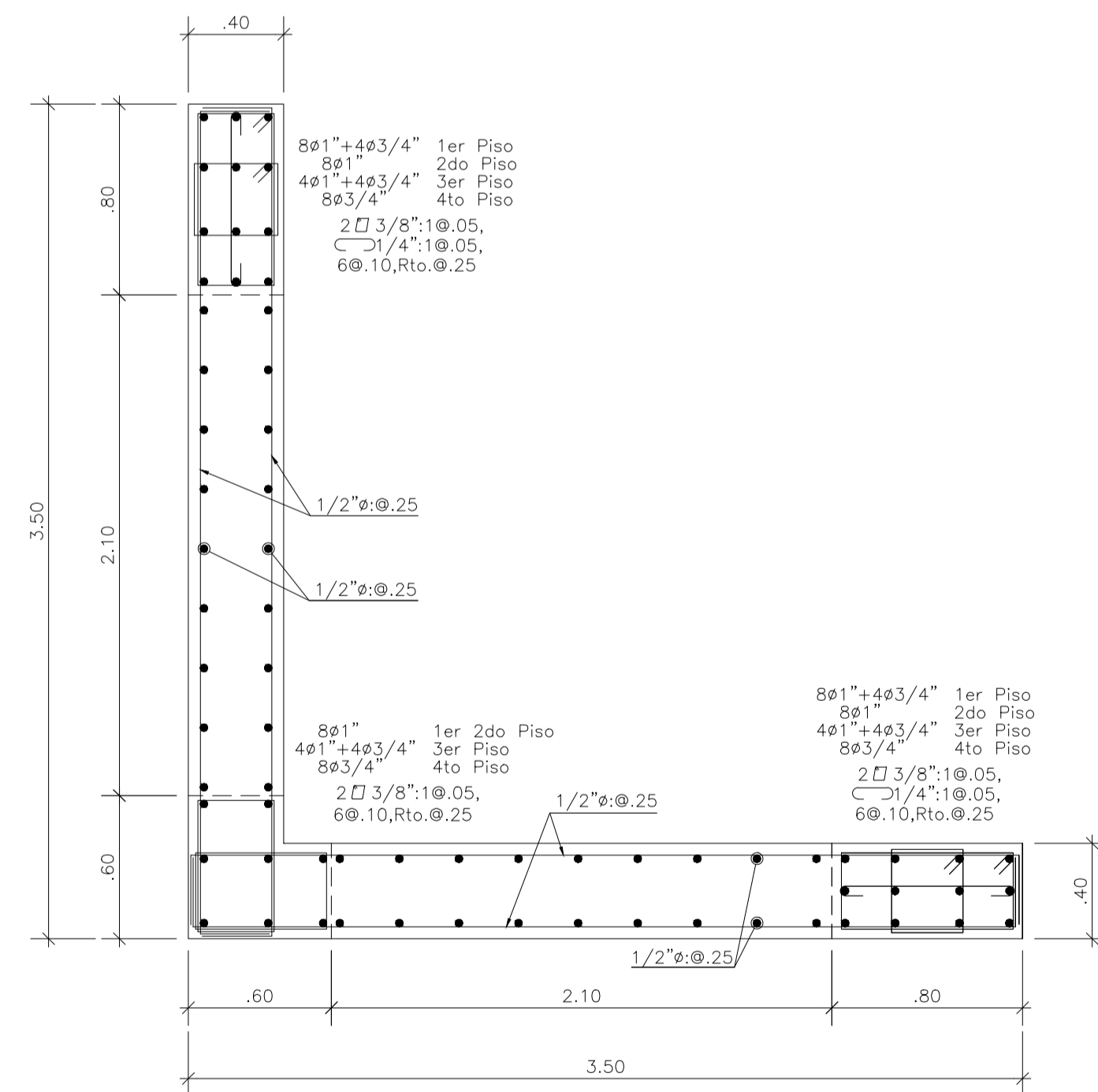
PLACA 2  
ESC: 1:25



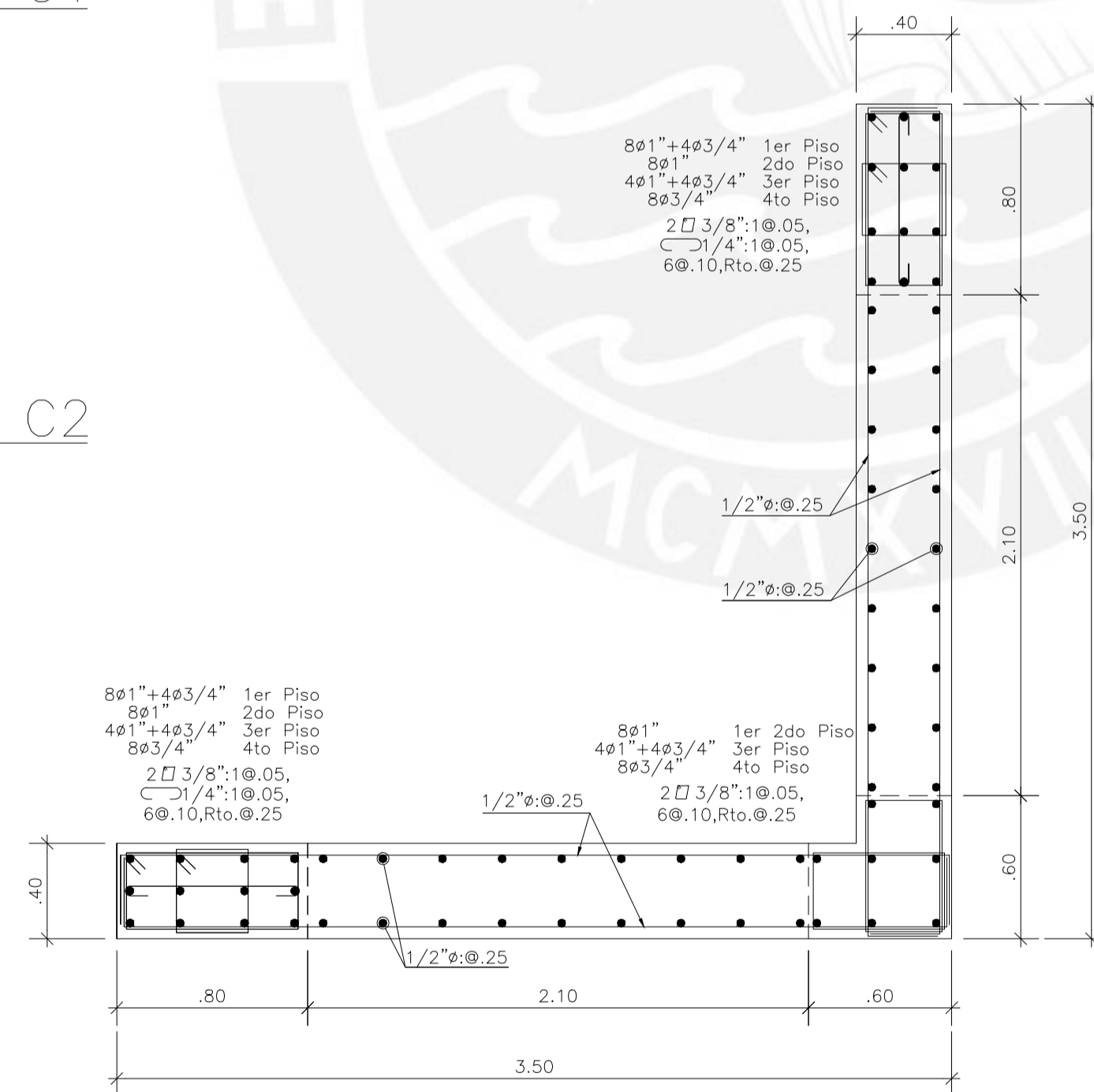
COLUMNA C1  
ESC: 1:25



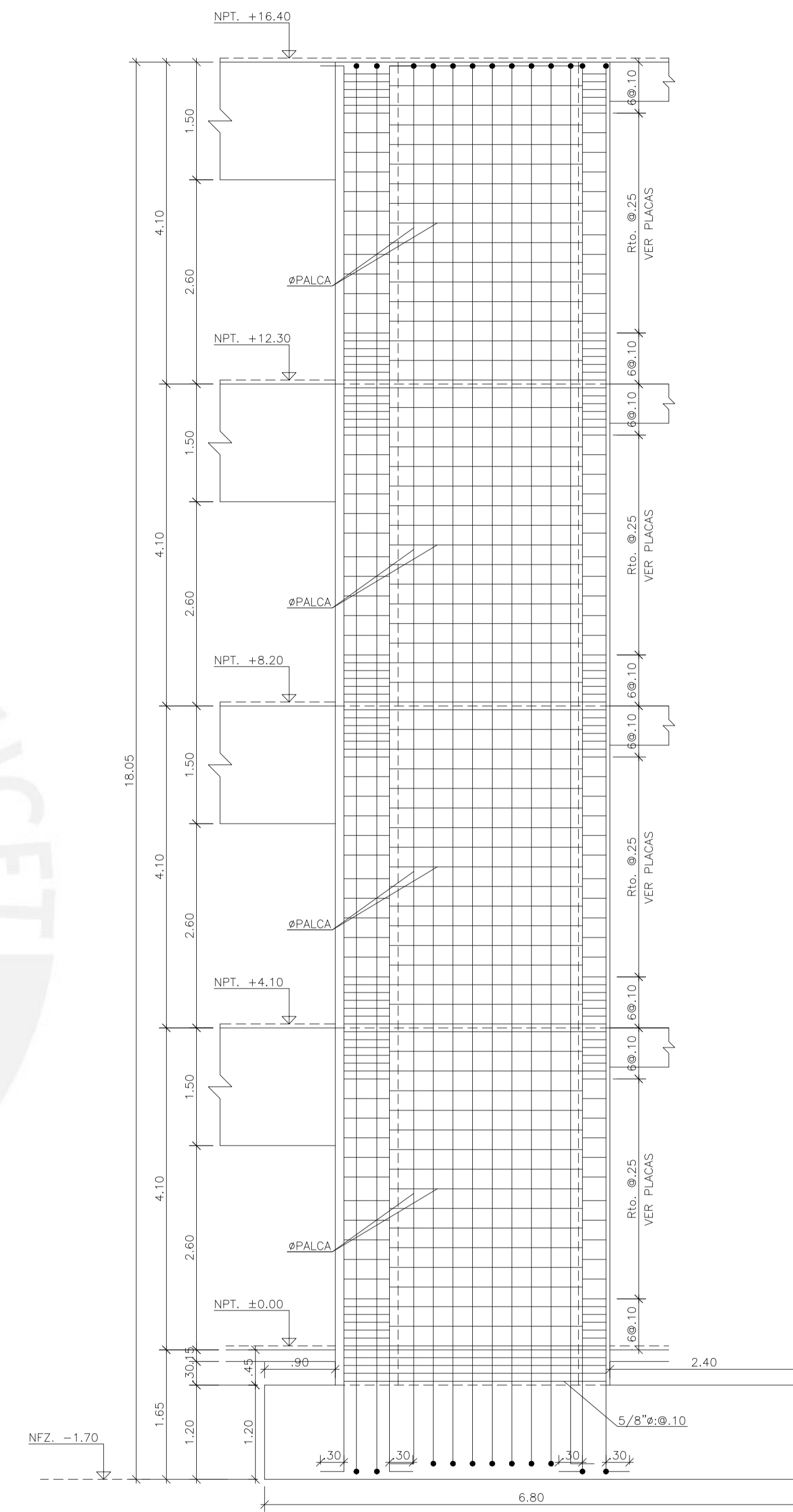
COLUMNA C2  
ESC: 1:25



PLACA 3  
ESC: 1:25



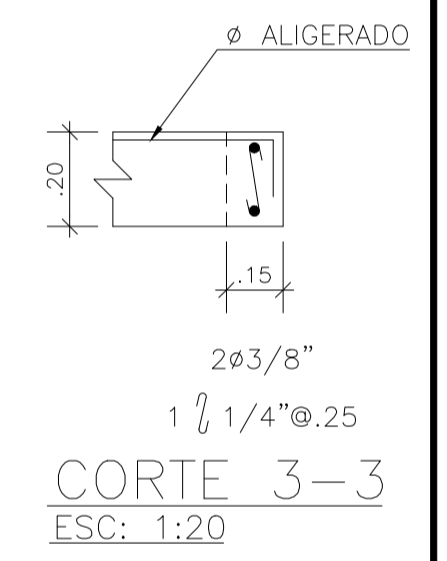
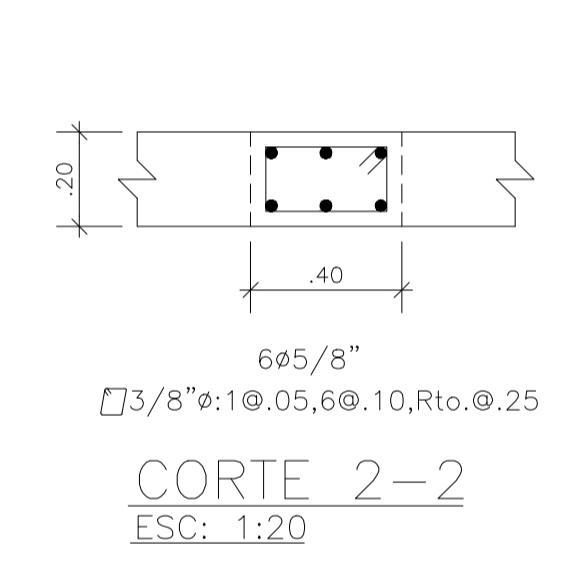
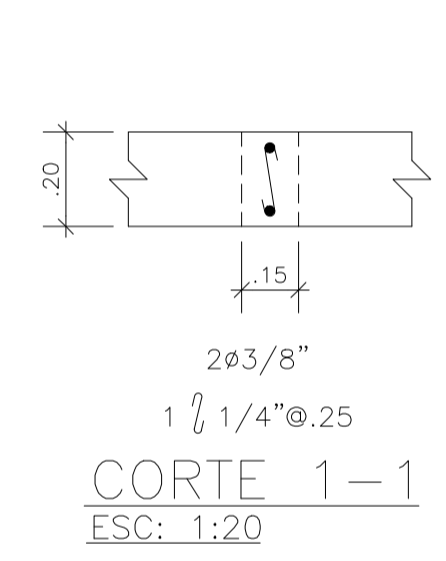
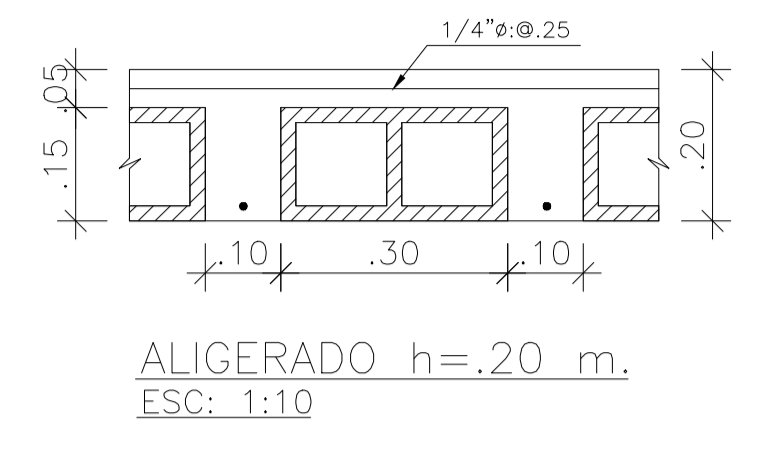
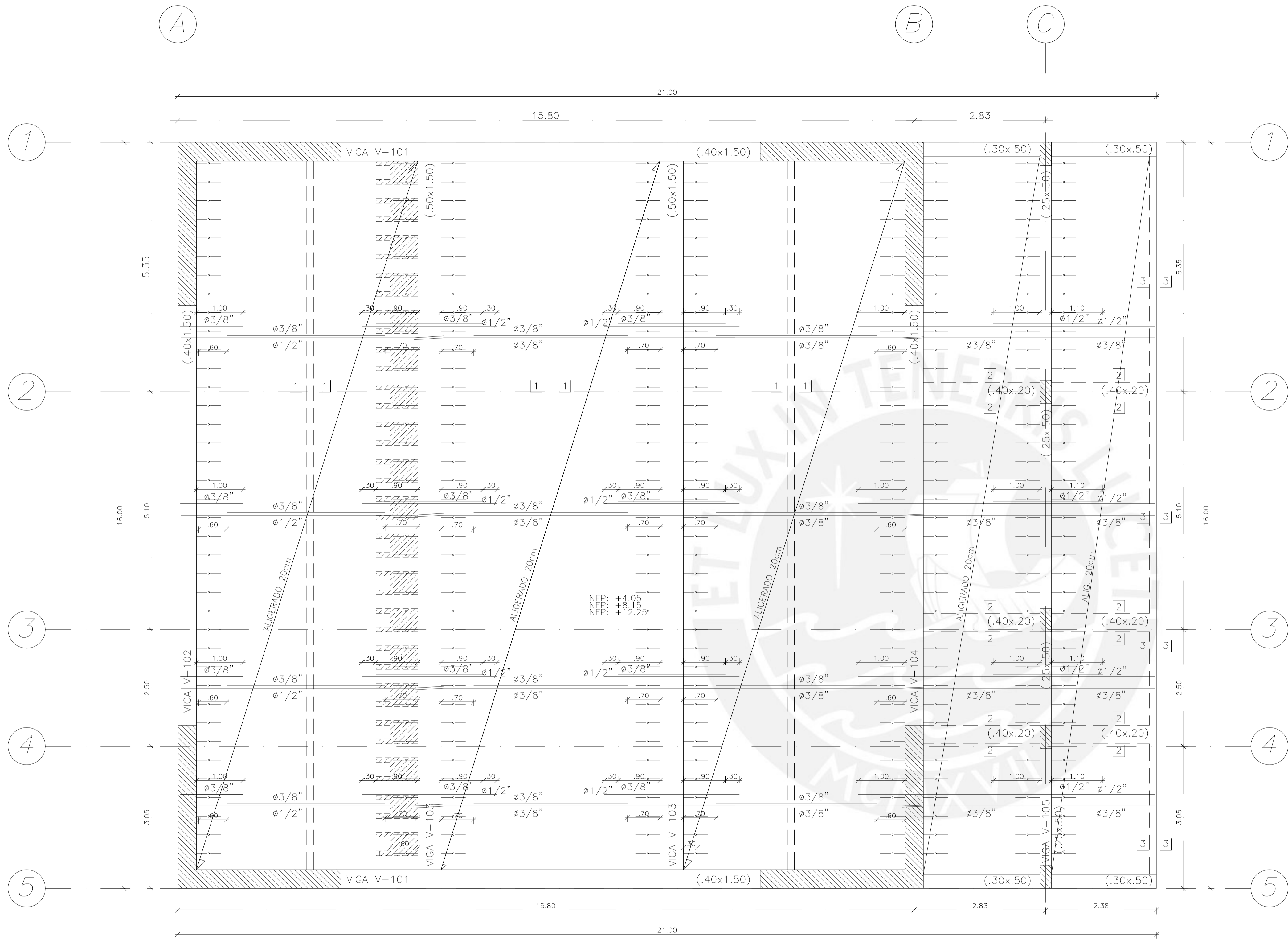
PLACA 4  
ESC: 1:25



ELEVACIÓN DEL DESARROLLO DE REFUERZO  
EN PLACAS  
ESC: 1:50

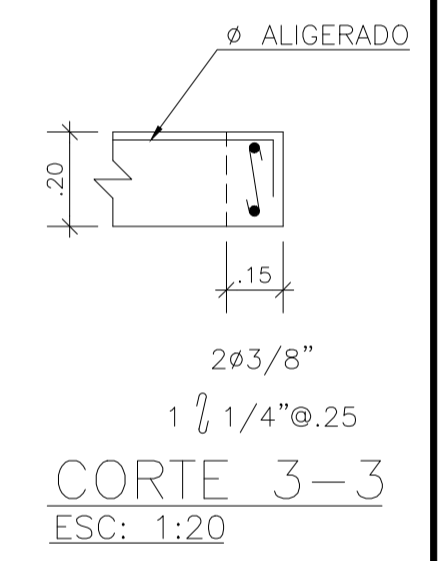
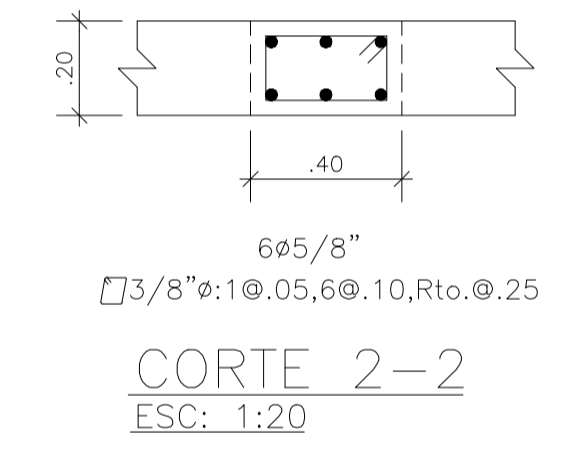
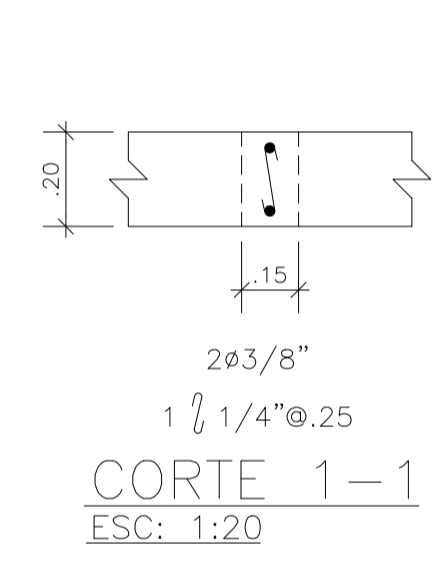
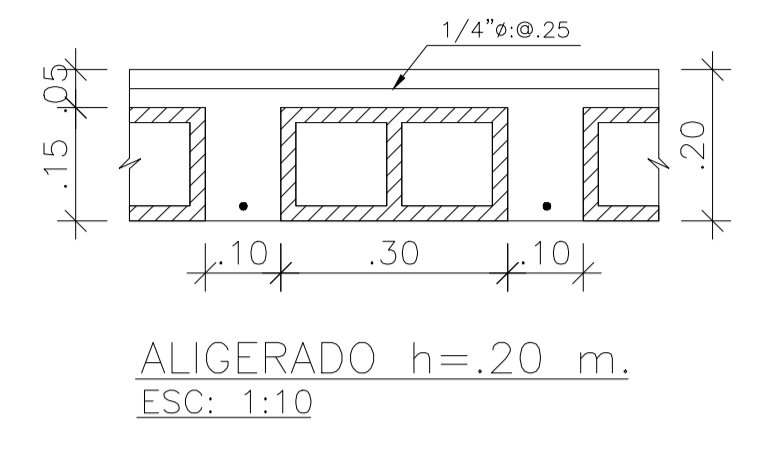
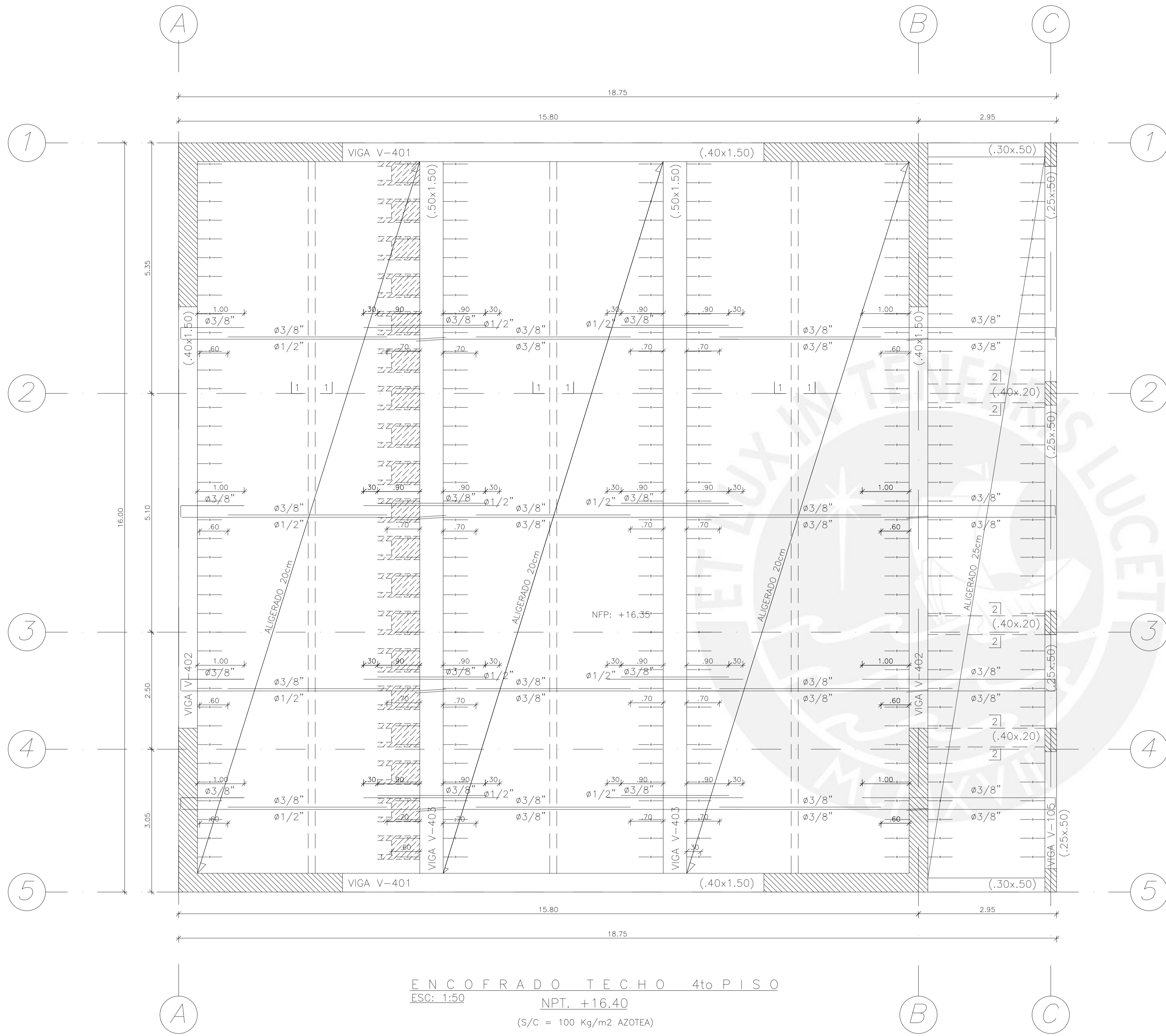
**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP CON DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DIFERENTES Y LA COMPARACIÓN ECONÓMICA**

OBRA:	TESIS PARA TITULACIÓN ERNESTO MANUEL CÉSPEDES ALARCÓN	Nº
PROPIETARIO:	FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP	E02 DE 07
PLANO:	SISTEMA CONVENCIONAL COLUMNAS Y PLACAS	
ESCALA:	DIBUJO:	FECHA:
1:50	1:25 ERNESTO CÉSPEDES	OCTUBRE 2019
		ASESOR:
		LUIS YECKLE



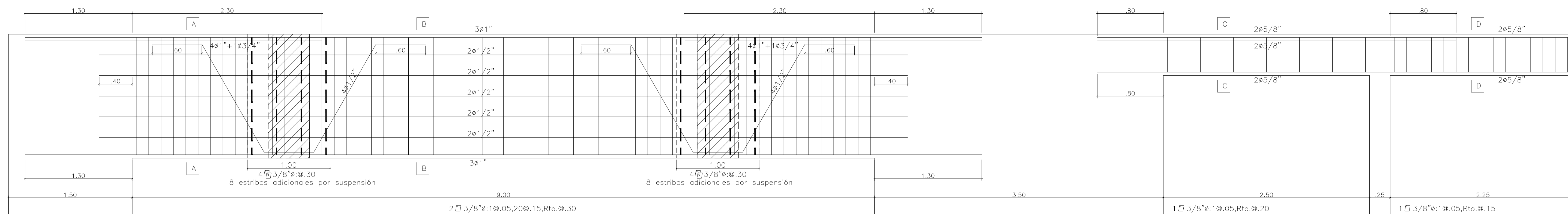
**ENCOFRADO TECHO 1er, 2do y 3er PISO**  
 ESC: 1:50 NPT. +4.10, +8.20, +12.30  
 (S/C = 350 Kg/m<sup>2</sup> AULA TALLER)  
 (S/C = 300 Kg/m<sup>2</sup> AULA DE PROFESORES)  
 (S/C = 500 Kg/m<sup>2</sup> DEPOSITO )  
 (S/C = 400 Kg/m<sup>2</sup> CORREDORES )

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP CON DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DIFERENTES Y LA COMPARACIÓN ECONÓMICA			
OBRA:	TESIS PARA TITULACIÓN ERNESTO MANUEL CÉSPEDES ALARCÓN	Nº	
PROPIETARIO:	FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP	E03 DE 07	
PLANO:	SISTEMA CONVENCIONAL ENCOFRADOS 1ER, 2DO Y 3ER PISO		
ESCALA:	DIBUJO:	FECHA:	ASESOR:
1:50 1:20 1:10	ERNESTO CÉSPEDES	OCTUBRE 2019	LUIS YECKLE

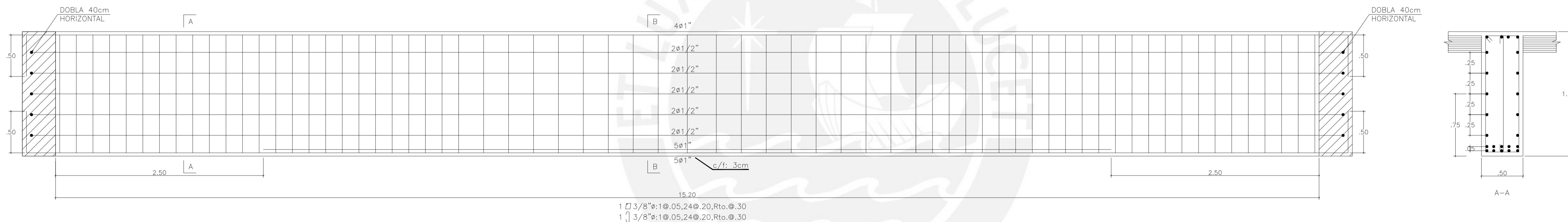
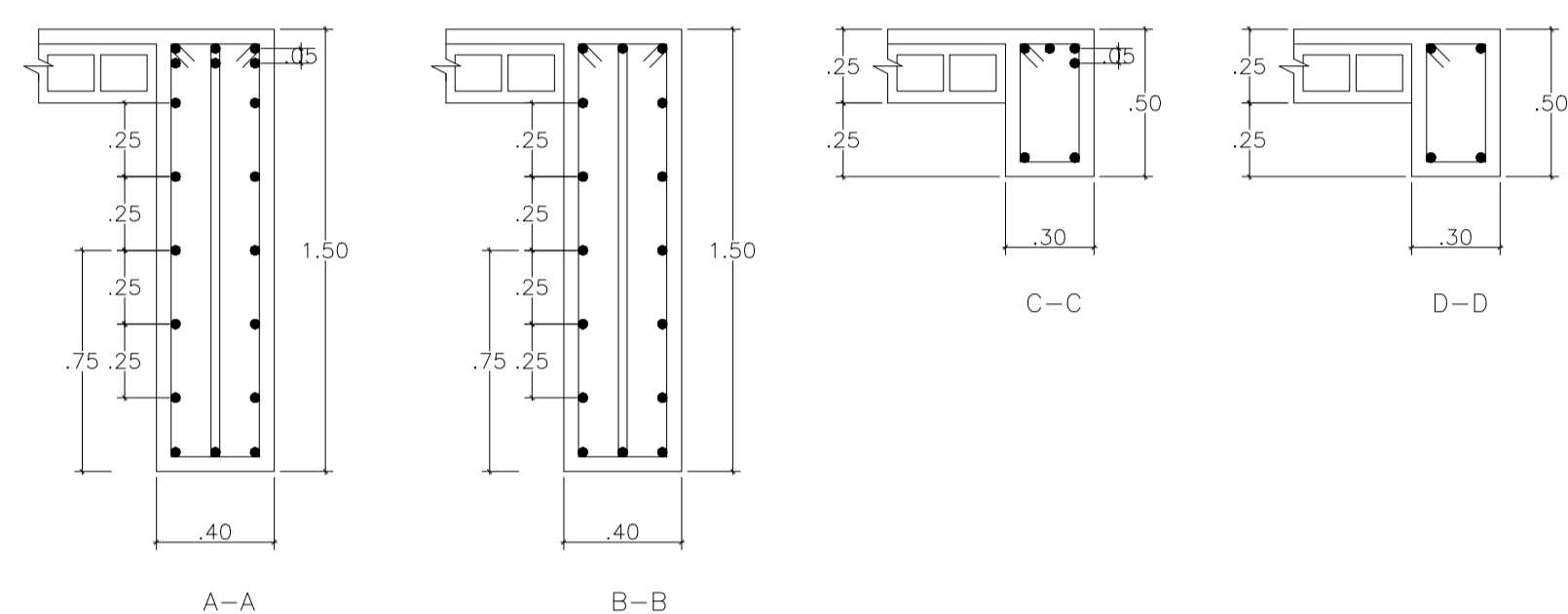


ENCOFRADO TECHO 4to PISO  
ESC: 1:50  
NPT. +16.40  
(S/C = 100 Kg/m<sup>2</sup> AZOTEA)

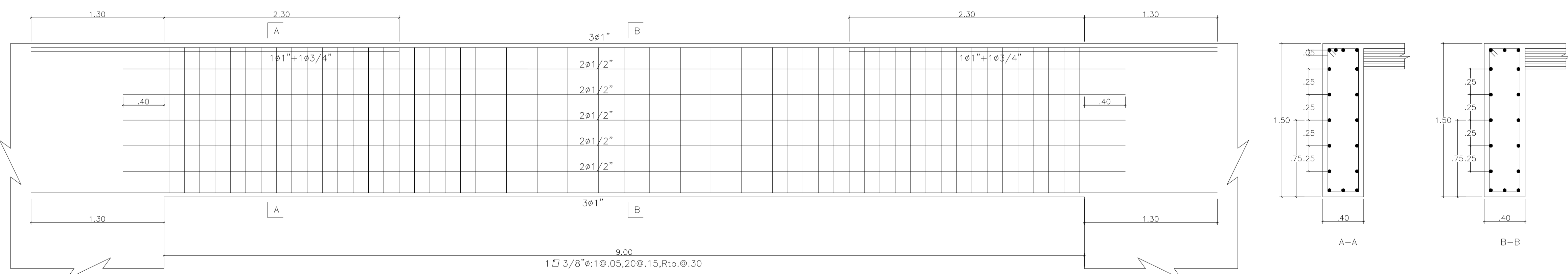
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP CON DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DIFERENTES Y LA COMPARACIÓN ECONÓMICA			
OBRA:	TESIS PARA TITULACIÓN ERNESTO MANUEL CÉSPEDES ALARCÓN	Nº	
PROPIETARIO:	FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP	E04 DE 07	
PLANO:	SISTEMA CONVENCIONAL ENCOFRADO 4TO PISO O AZOTEA		
ESCALA:	DIBUJO:	FECHA:	ASESOR:
1:50 1:20 1:10	ERNESTO CÉSPEDES	OCTUBRE 2019	LUIS YECKLE



VIGA V-101-201-301 (.40x1.50)/(.30x.50)

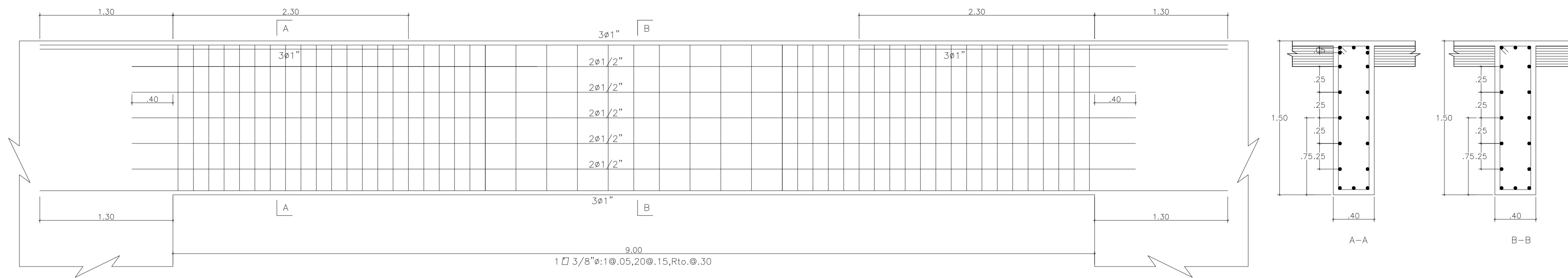


VIGA V-103-203-303-403 (.50x1.50)

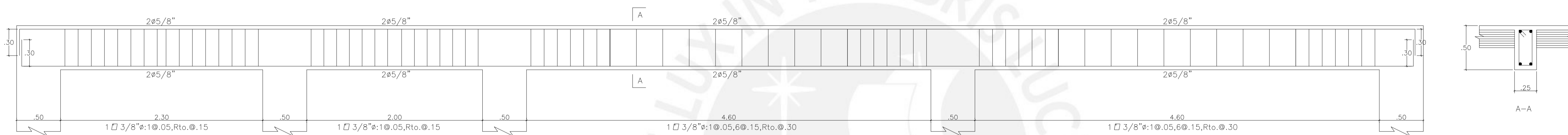


VIGA V-102-202-302 (.40x1.50)

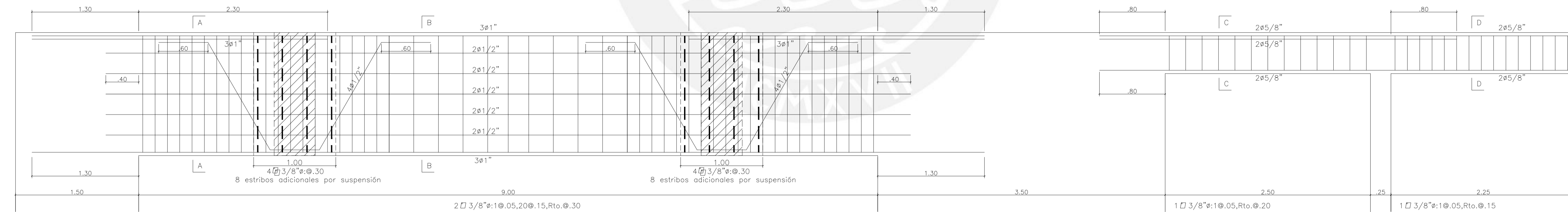
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP CON DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DIFERENTES Y LA COMPARACIÓN ECONÓMICA			
OBRA:	TESIS PARA TITULACIÓN ERNESTO MANUEL CÉSPEDES ALARCÓN	Nº	
PROPIETARIO:	FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP	E05 DE 07	
PLANO:	SISTEMA CONVENCIONAL VIGAS (A)		
ESCALA:	DIBUJO:	FECHA:	ASESOR:
1:25	ERNESTO CÉSPEDES	OCTUBRE 2019	LUIS YECKLE



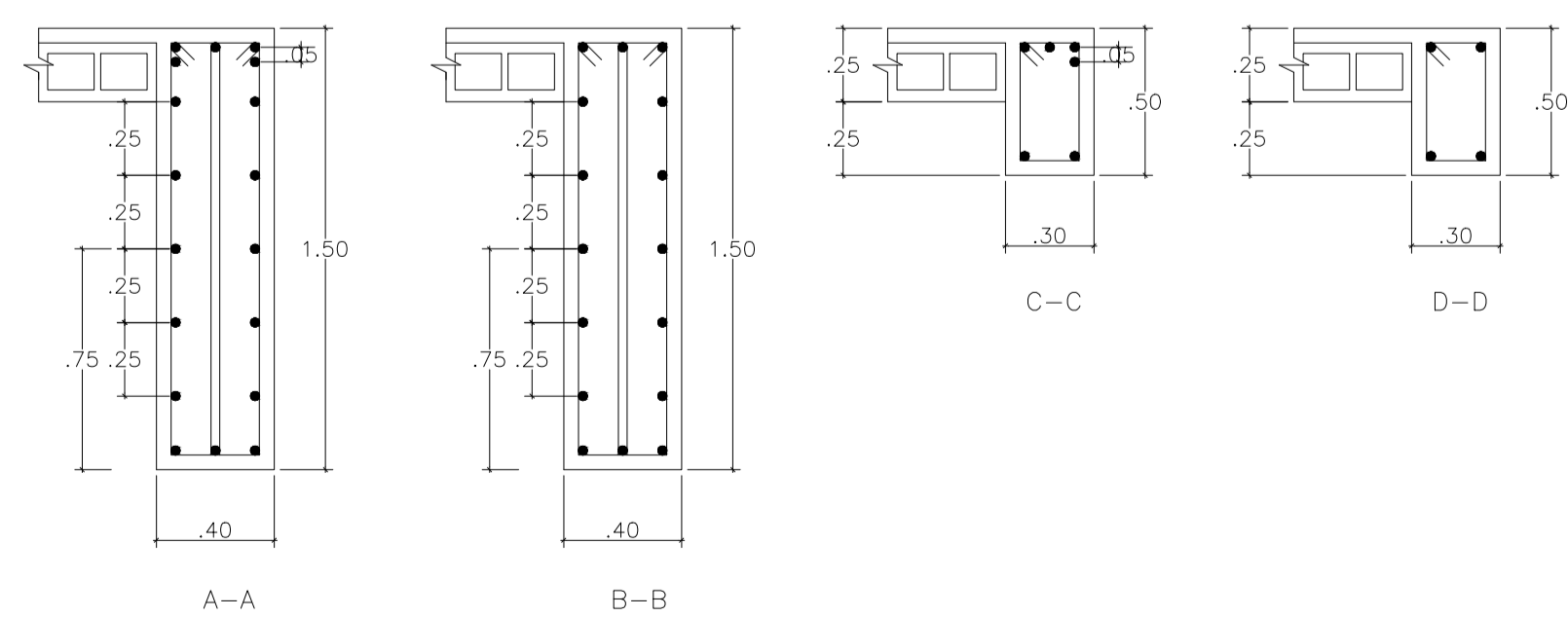
VIGA V-104-204-304 (.40x1.50)



VIGA V-105 AL 405 (.25x.50)

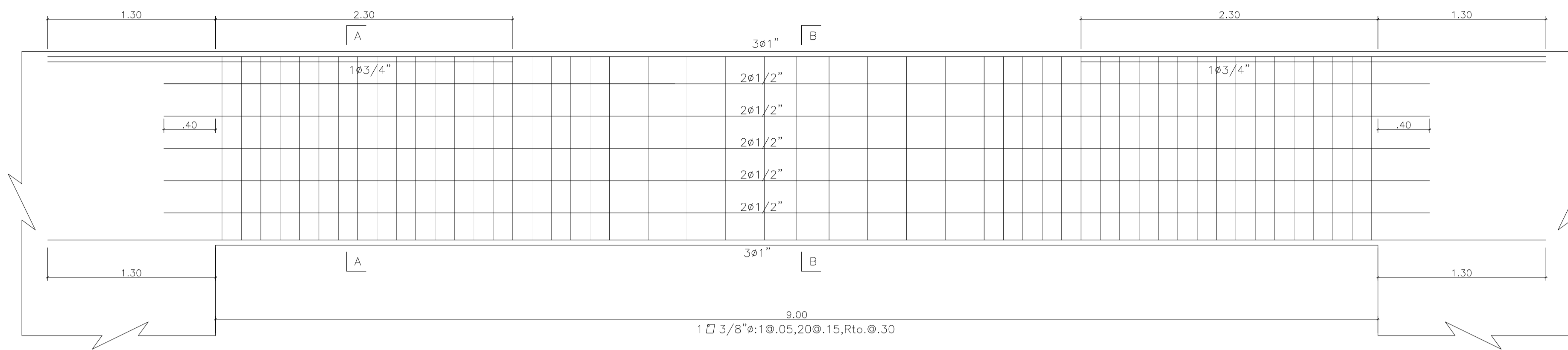


VIGA V-401 (.40x1.50)/(.30x.50)

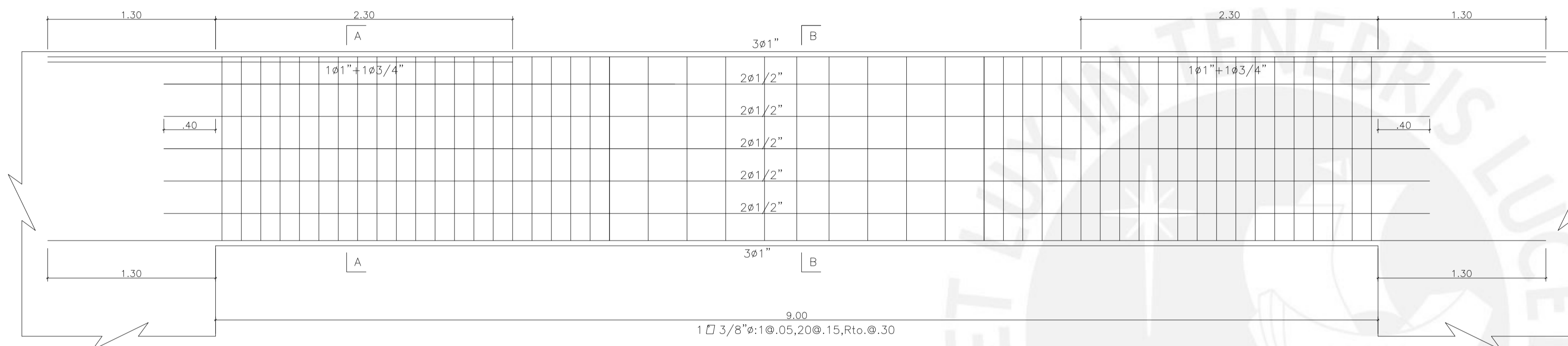
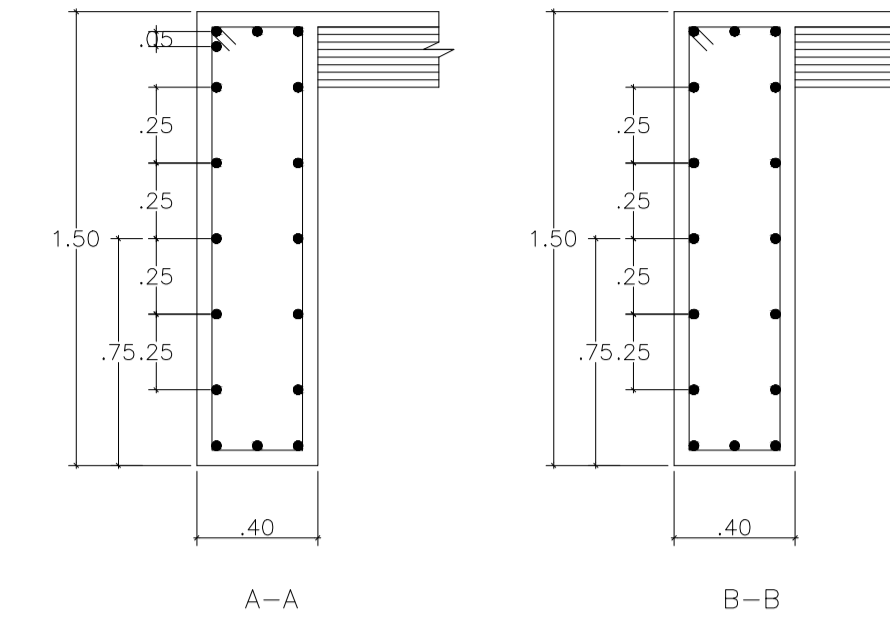


DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP CON DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DIFERENTES Y LA COMPARACIÓN ECONÓMICA			
OBRA:	TESIS PARA TITULACIÓN ERNESTO MANUEL CÉSPEDES ALARCÓN	Nº	
PROPIETARIO:	FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP	E06 DE 07	
PLANO:	SISTEMA CONVENCIONAL VIGAS (B)		
ESCALA:	DIBUJO:	FECHA:	ASESOR:
1:25	ERNESTO CÉSPEDES	OCTUBRE 2019	LUIS YECKLE

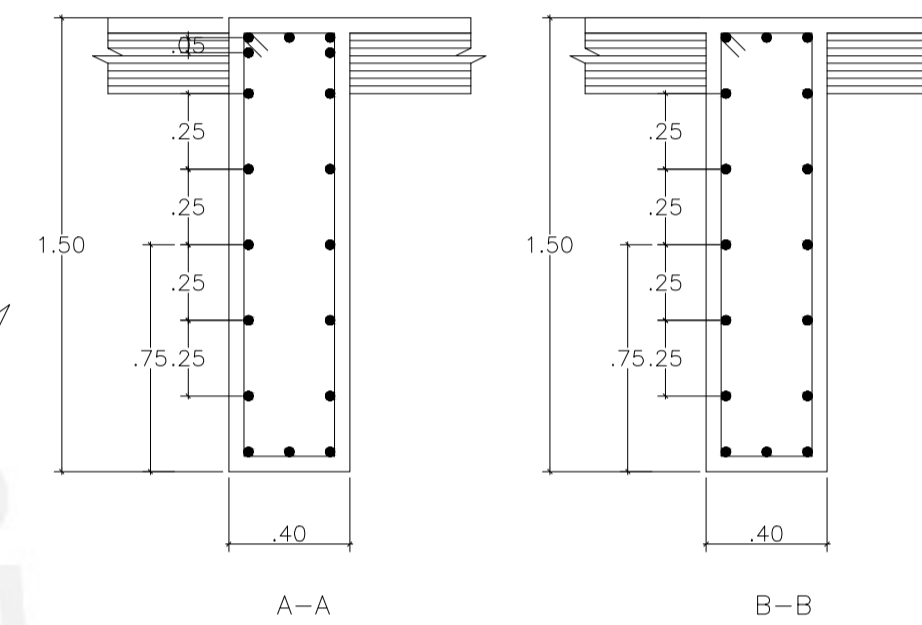




VIGA V-402 (.40x1.50)

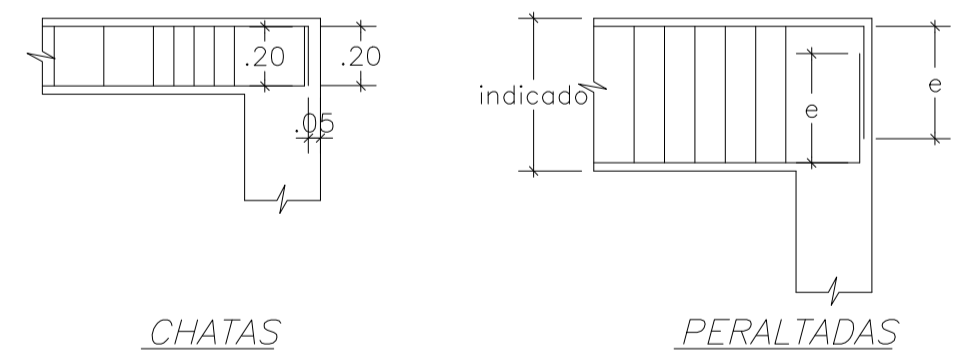


VIGA V-404 (.40x1.50)



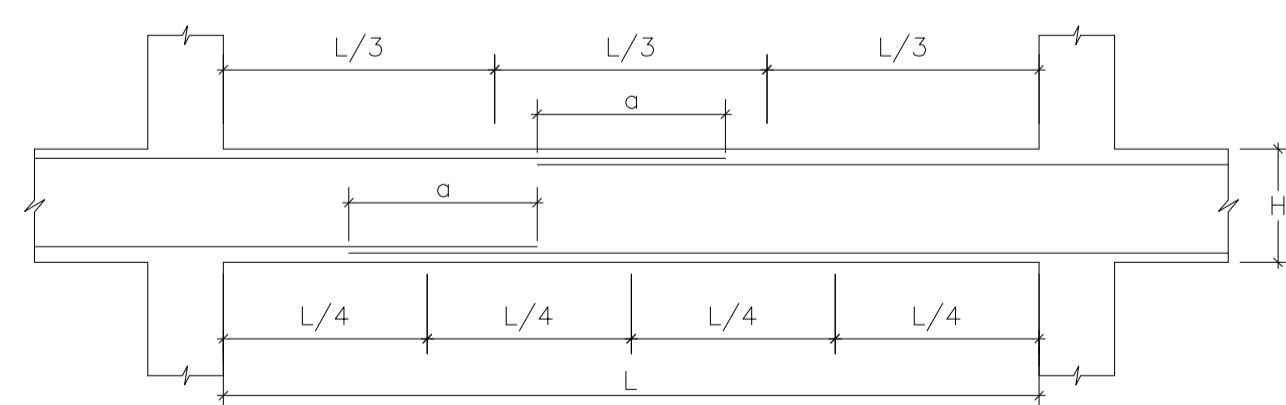
VALORES DE $\alpha$		
$\phi$	$\phi$ INFERIOR	$\phi$ SUPERIOR*
3/8"	.40	.55
1/2"	.40	.60
5/8"	.50	.70
3/4"	.65	.90
1"	1.15	1.60

\*NOTA: PARA LOSAS Y VIGAS CHATAS DE PERALTE MENOR O IGUAL A 30cm, SE CONSIDERARÁN PARA TODOS LOS CASOS ( $\phi$  SUPERIOR E INFERIOR) LOS VALORES DE EMPALMES PARA  $\phi$  INFERIOR.



ANCLAJE TÍPICO DE VIGAS EN COLUMNAS EXTREMAS

NOTA:-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.

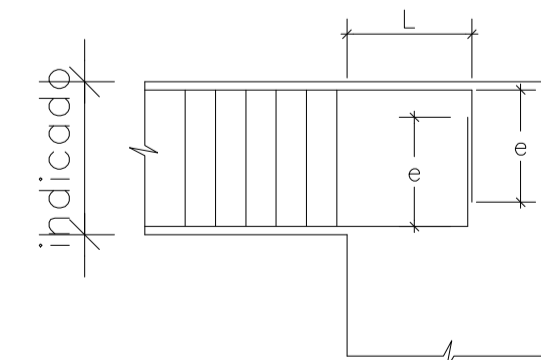


EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA:-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.  
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.  
 (c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" ó 5/8".

$\phi$	e	L
1"	.35	.80
3/4"	.30	.60
5/8"	.25	.50

ANCLAJE DE VIGAS EN PLACAS (SALVO INDICADO)

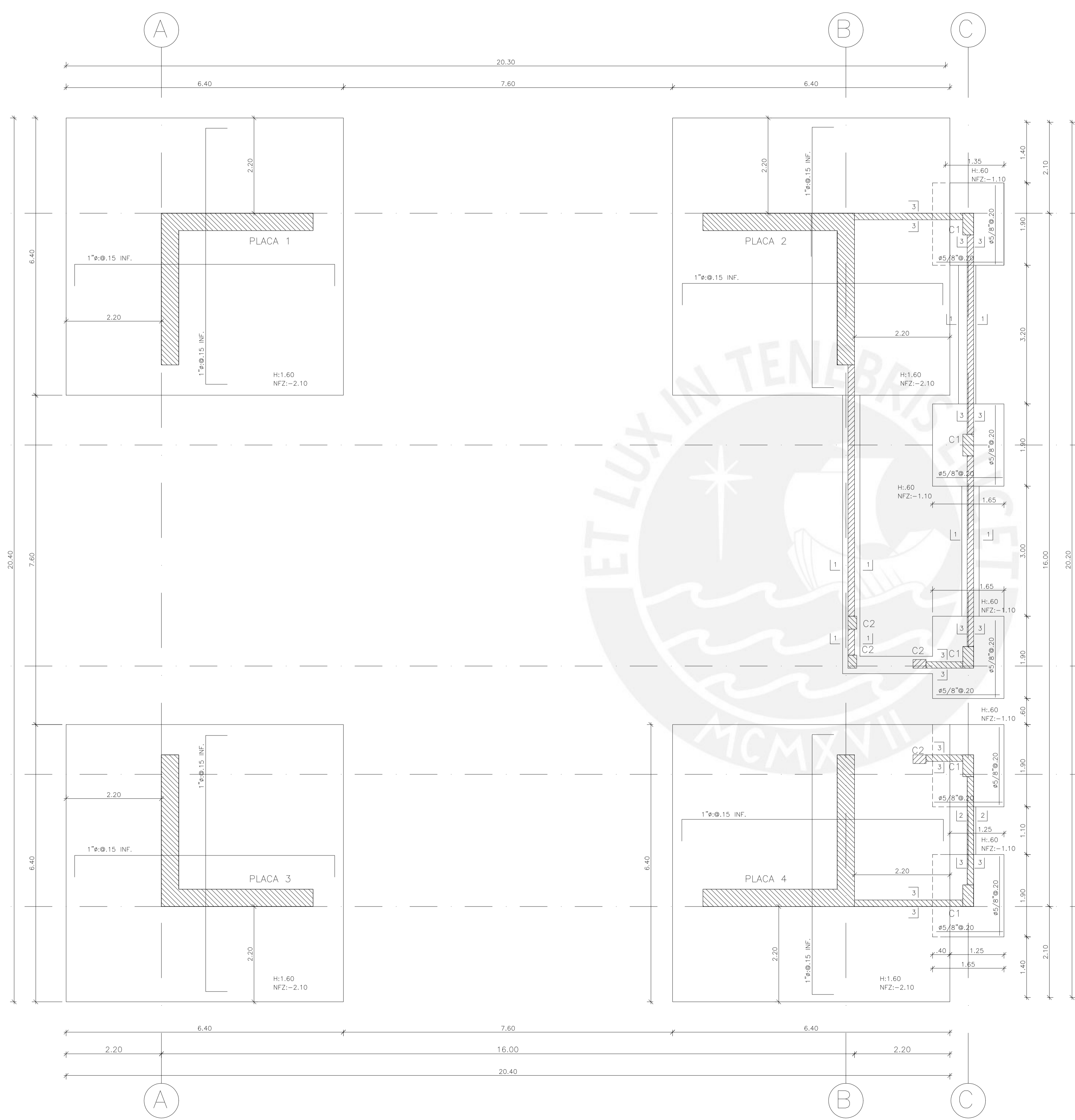


DETALLES DE REFUERZO DE ELEMENTOS HORIZONTALES

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP CON DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DIFERENTES Y LA COMPARACIÓN ECONÓMICA

OBRA:	TESIS PARA TITULACIÓN ERNESTO MANUEL CÉSPEDES ALARCÓN	Nº
PROPIETARIO:	FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP	E07 DE 07
PLANO:	SISTEMA CONVENCIONAL VIGAS (B)	
ESCALA:	DIBUJO:	FECHA:
1:25	ERNESTO CÉSPEDES	OCTUBRE 2019
	ASESOR:	
	LUIS YECKLE	





### ESPECIFICACIONES

**CIMENTOS:**  
 $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

**COLUMNAS Y PLACAS:**  
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$  (DEL 1ER AL 4TO PISO)

**LOSAS Y VIGAS PERIMETRALES**  
 $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$  (DEL 1ER AL 4TO PISO)

**VIGAS POSTENSADAS**  
 $f'ci = 280 \text{ kg/cm}^2$  (AL MOMENTO DEL TENSADO (1ER AL 4TO PISO))  
 $f'cf = 350 \text{ kg/cm}^2$  (A LOS 28 DIAS)

**ACERO**  
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

**ACERO DEL CABLE DE POSTENSADO**  
 $f_{pu} = 17500 \text{ Kg/cm}^2$  (Esfuerzo último, al momento del tensado)  
 $f_{ps} = 15750 \text{ Kg/cm}^2$  (Esfuerzo máximo admisible, esfuerzo estable)

**CAPACIDAD ADMISIBLE DEL TERRENO:**  
 $w_t = 4.0 \text{ Kg/cm}^2$

**SOBRE CARGAS:**  
 INDICADAS EN CADA PLANTA DE ENCOFRADOS

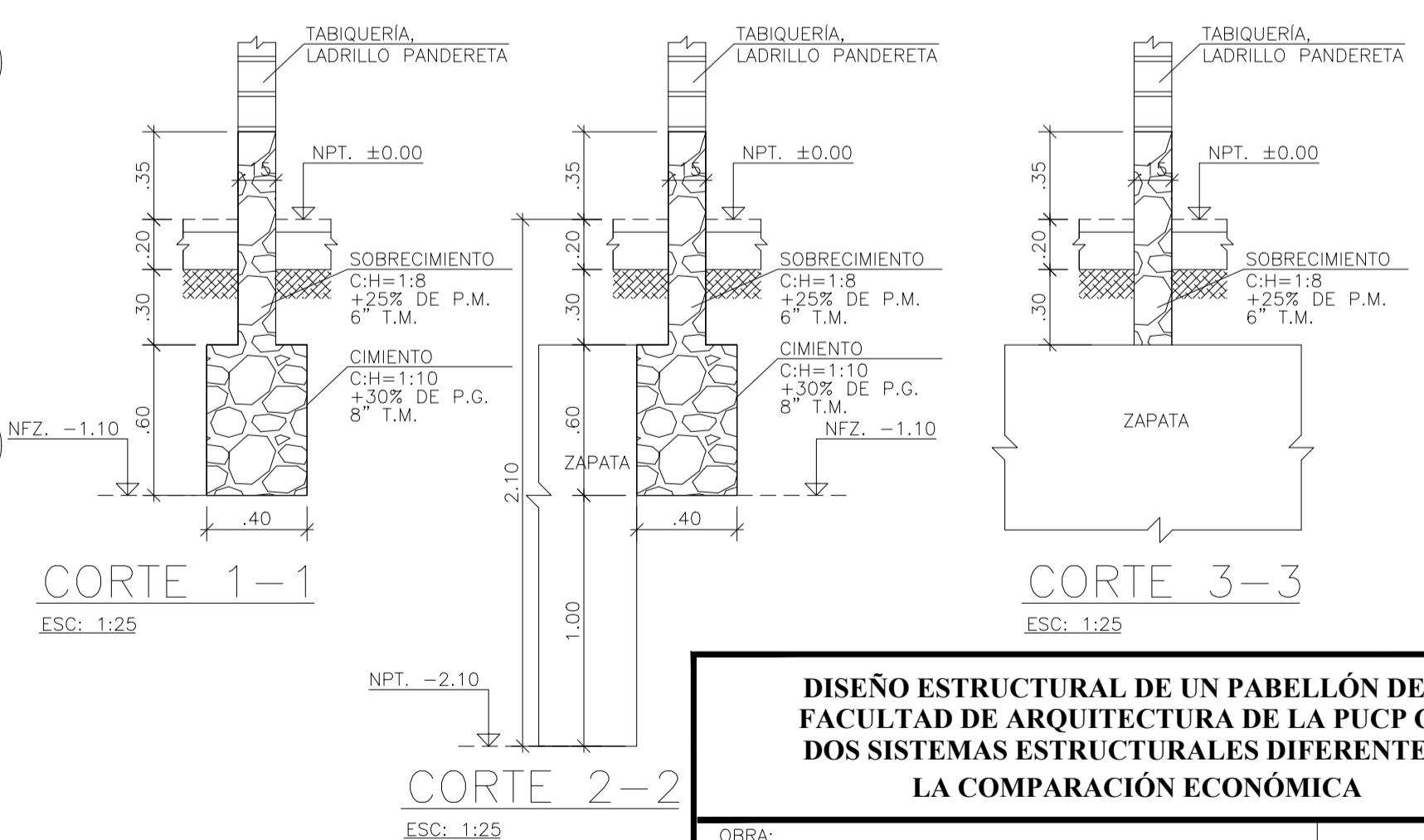
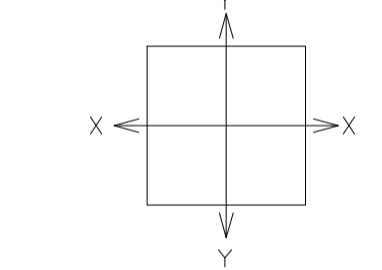
**RECUBRIMIENTOS**

ZAPATAS	7.5 cm.
COLUMNAS, PLACAS y VIGAS PERALTADAS	4 cm.
MUROS DE SOTANO Y CISTERNA	5 cm.
COLUMNAS e=14	3 cm.
ALIGERADOS, LOSAS y VIGAS CHATAS	2 cm.

**ALBAÑILERIA**  
 LADRILLO PANDERETA (e=14 cms.)  
 $f'm = 45 \text{ Kg/cm}^2$  (PANDERETA)  
 TIPO DE MORTERO 1:4

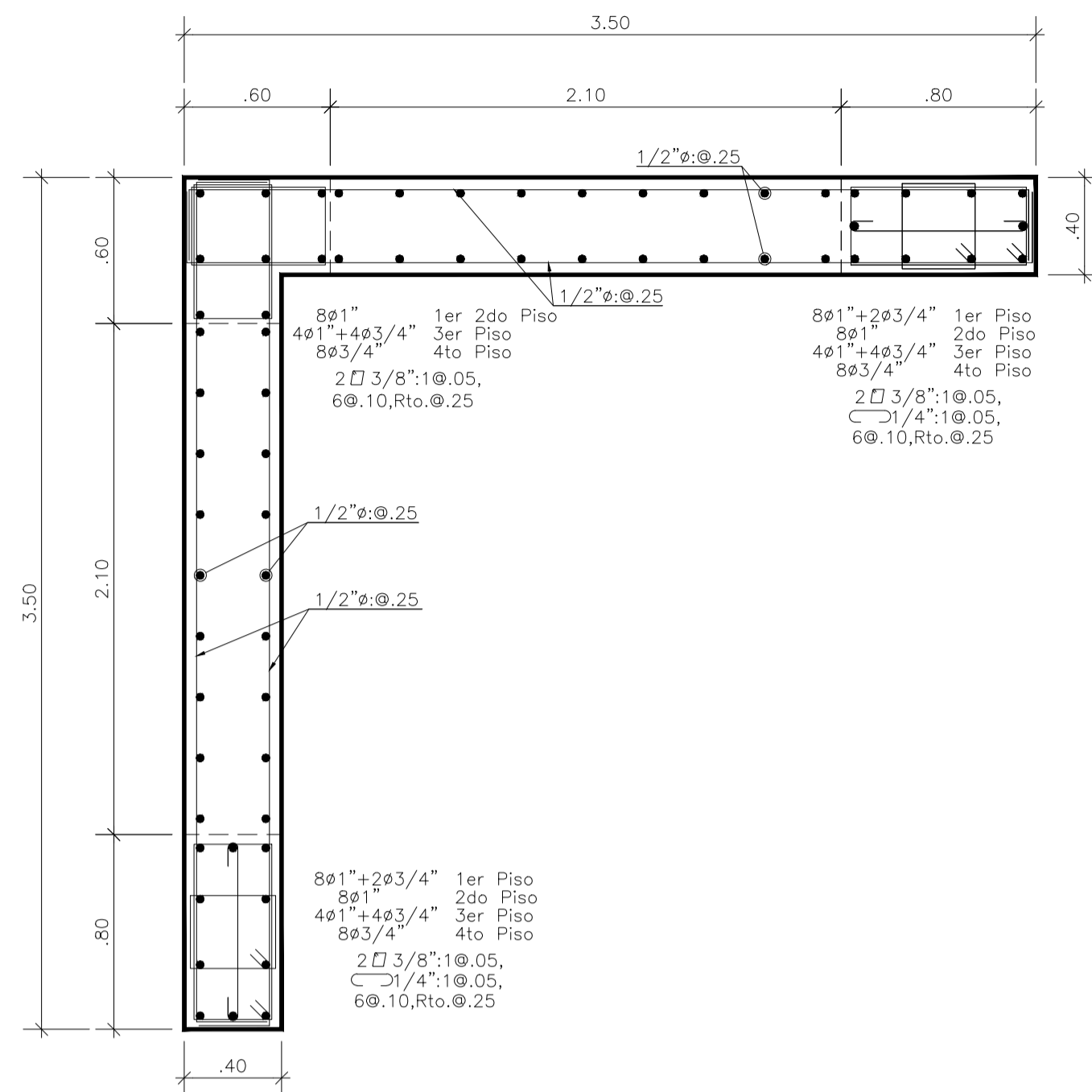
### PARAMETROS SISMO-RESISTENTES

- a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:  
 -PLACAS Y PORTICOS DE CONCRETO ARMADO
- b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA
- FACTOR DE ZONA (ZONA 4) :  $Z=0.45$
  - FACTOR DE CATEGORIA (CAT.C) :  $U=1.0$
  - FACTOR DE SUELO (TIPO S1) :  $S=1.0$
  - FACTOR DE REDUCCION :  $R_x = 6.0$   
 $R_y = 6.0$
- c) DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL ULTIMO NIVEL Y MAXIMO RELATIVO DE ENTREPISO:  
 BLOQUE A (IZQUIERDA):  
 ABS. XX = 2.38 cm    ABS. YY = 2.60 cm  
 REL. XX = 0.74 cm    REL. YY = 0.80 cm

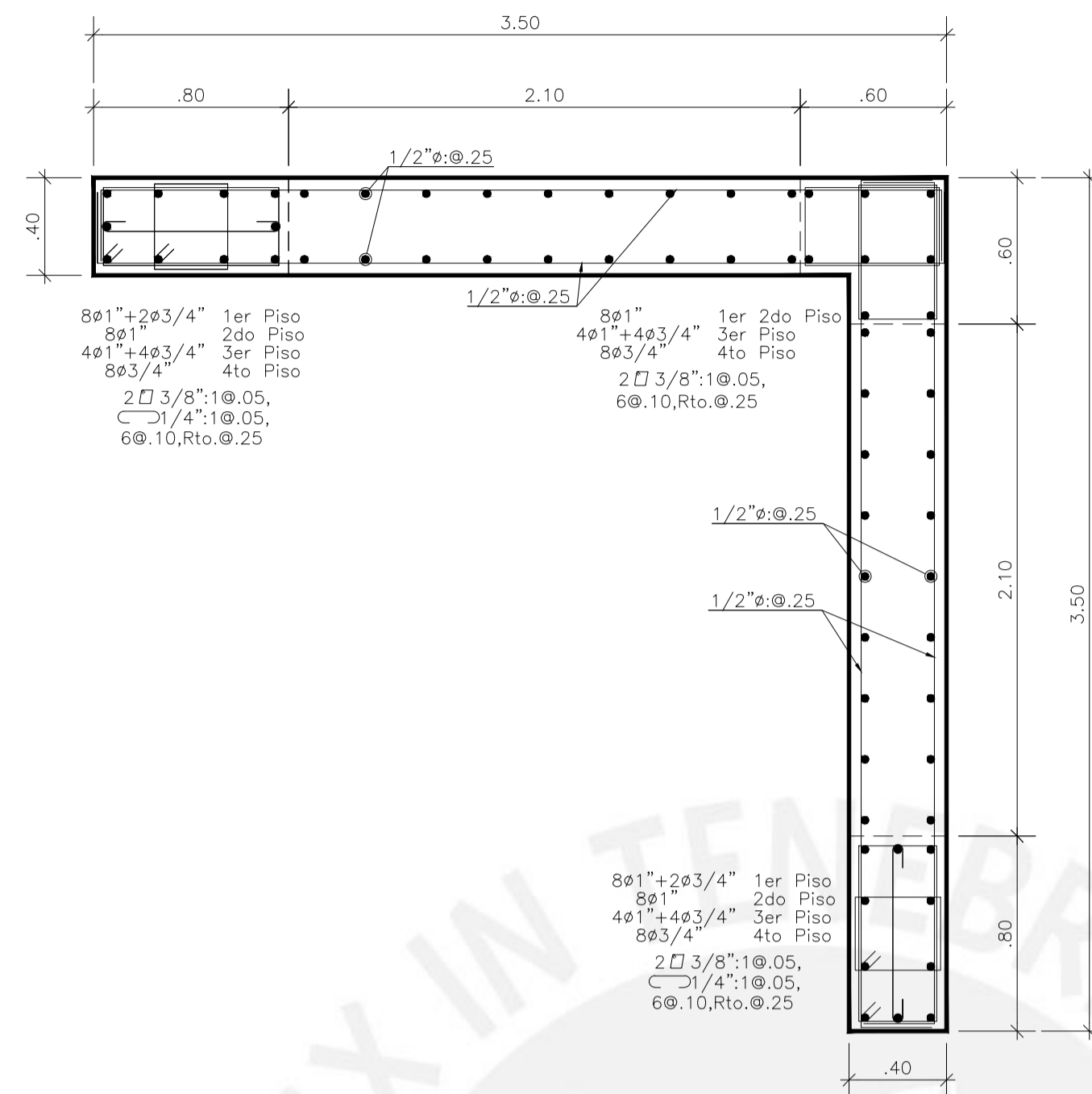


### DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP CON DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DIFERENTES Y LA COMPARACIÓN ECONÓMICA

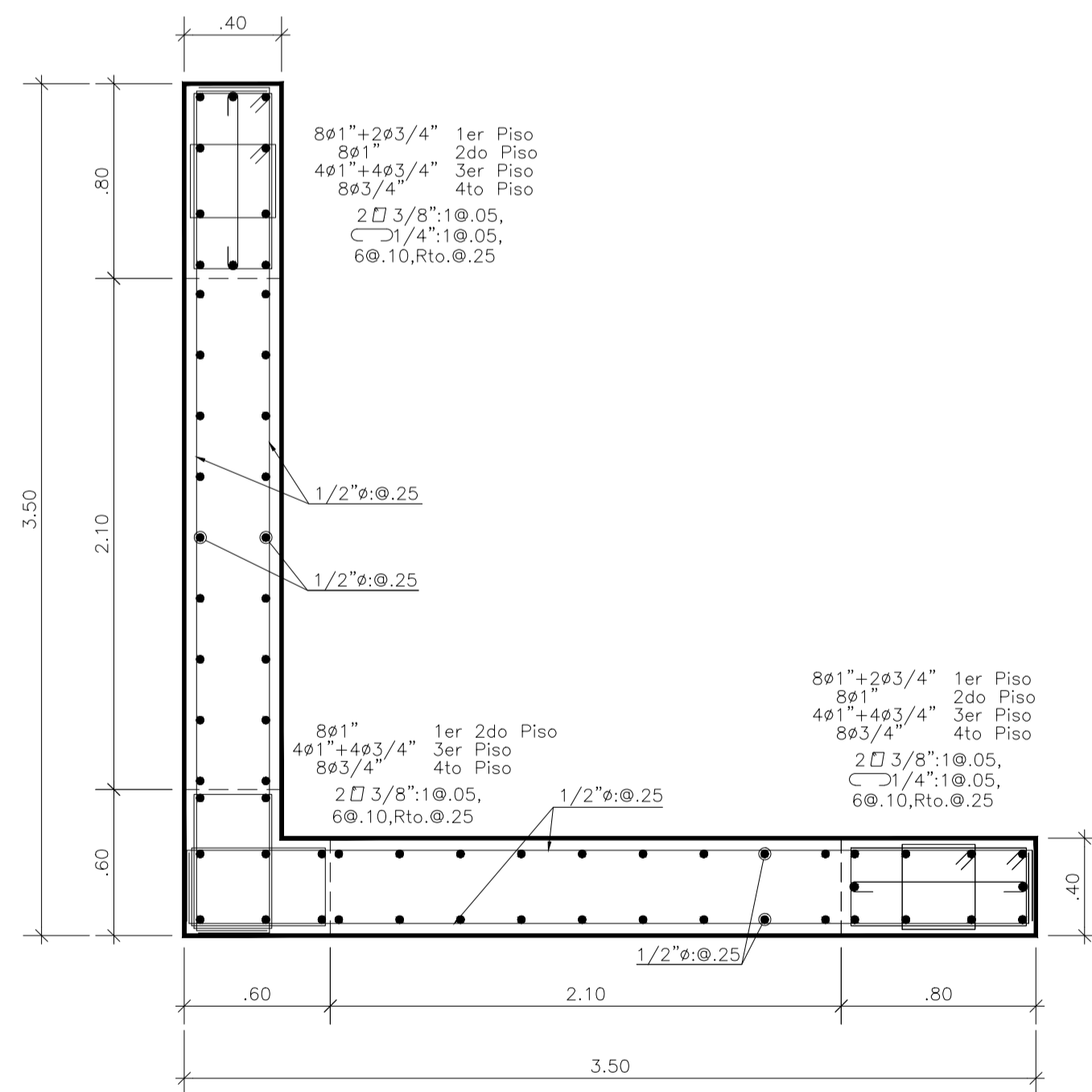
OBRA:	TESIS PARA TITULACIÓN ERNESTO MANUEL CÉSPEDES ALARCÓN	Nº	
PROPIETARIO:	FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP	E01 DE 06	
PLAND:	SISTEMA POSTENSADO CIMENTACIONES		
ESCALA:	DIBUJO:	FECHA:	ASESOR:
1:50	1:25 ERNESTO CÉSPEDES	OCTUBRE 2019	LUIS YECKLE



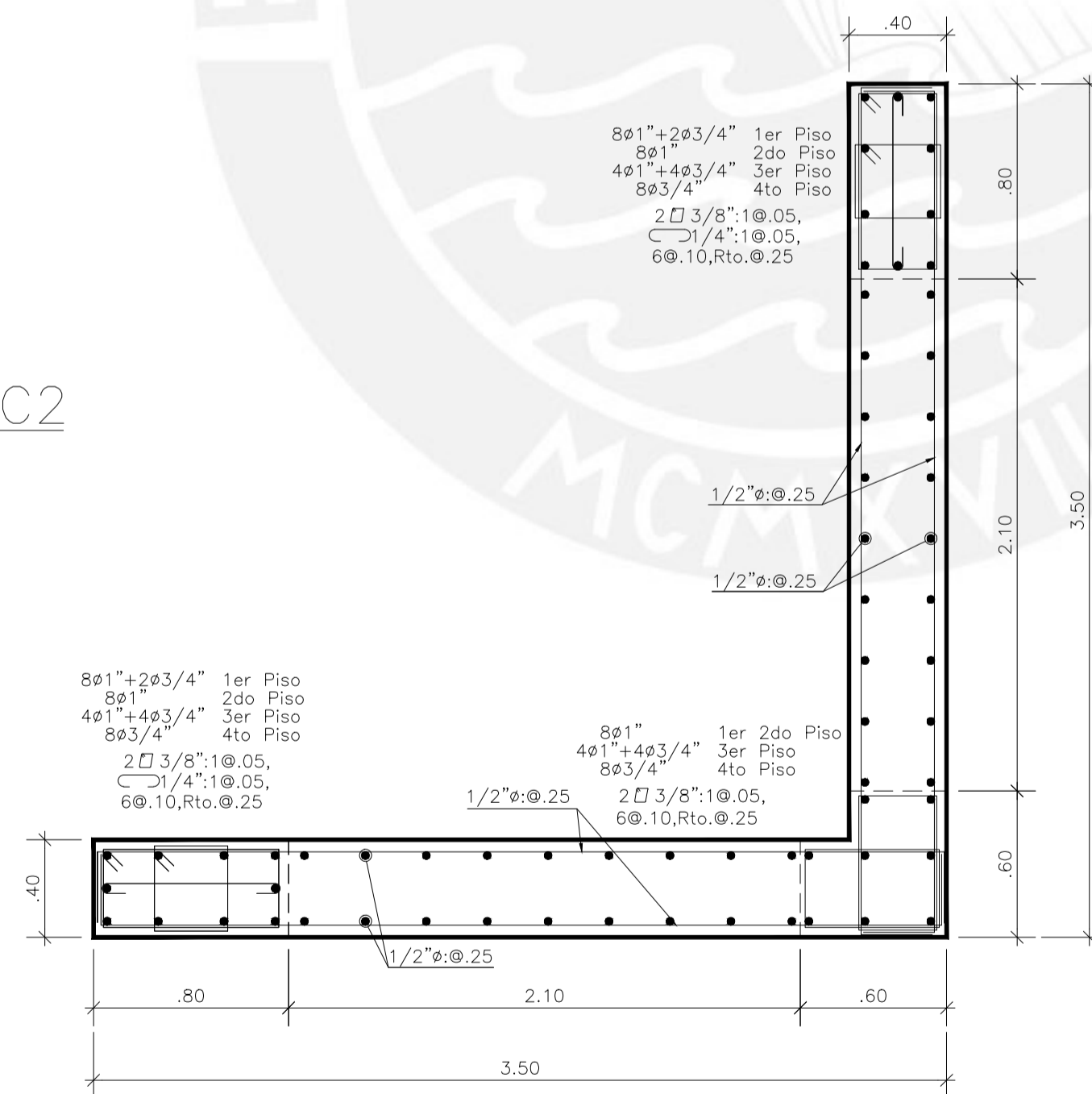
PLACA 1  
ESC: 1:25



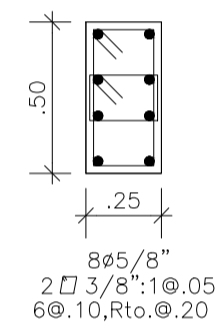
PLACA 2  
ESC: 1:25



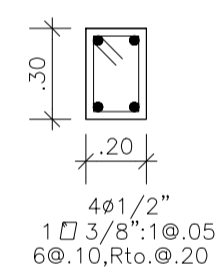
PLACA 3  
ESC: 1:25



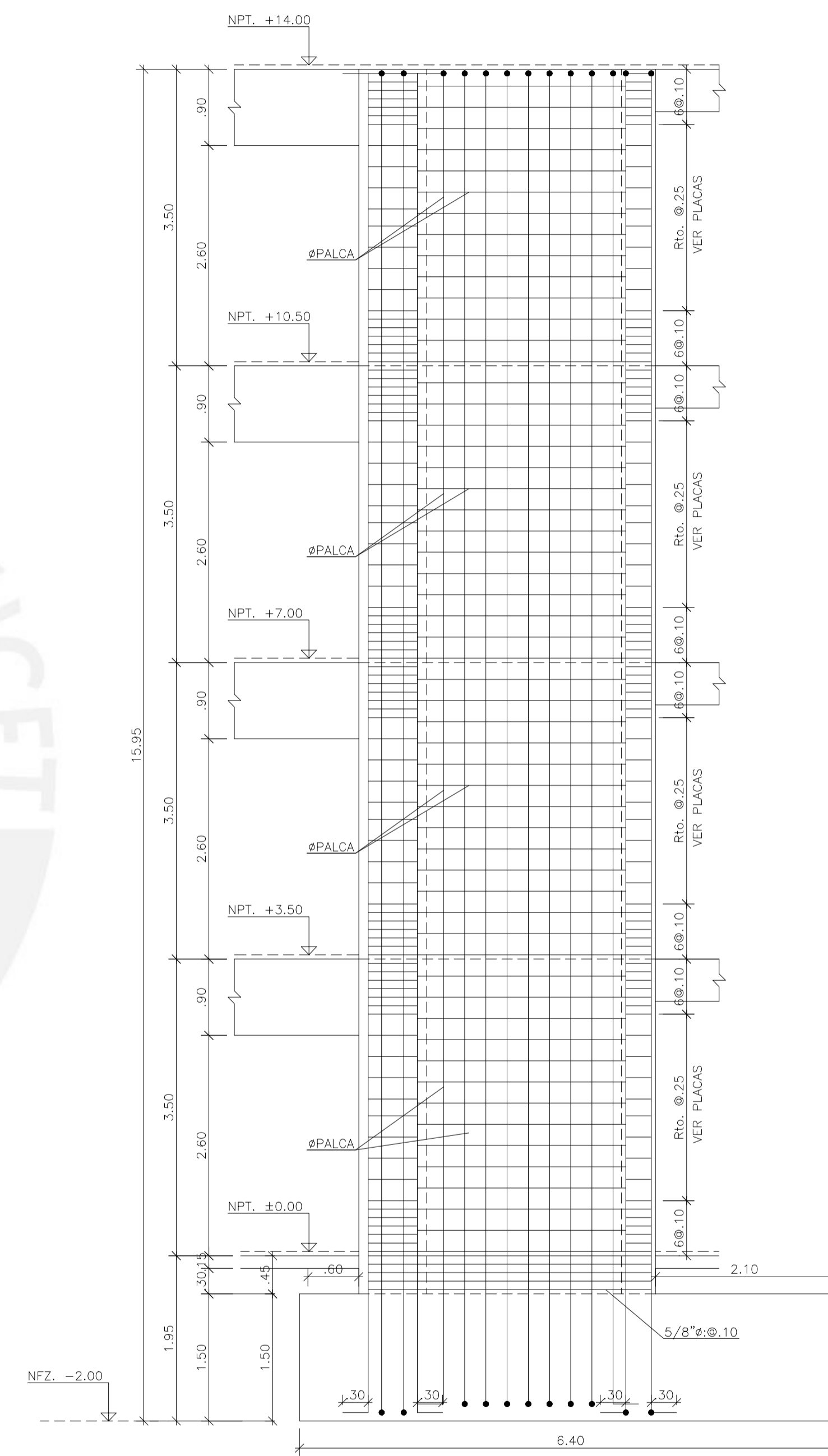
PLACA 4  
ESC: 1:25



COLUMNA C1  
ESC: 1:25



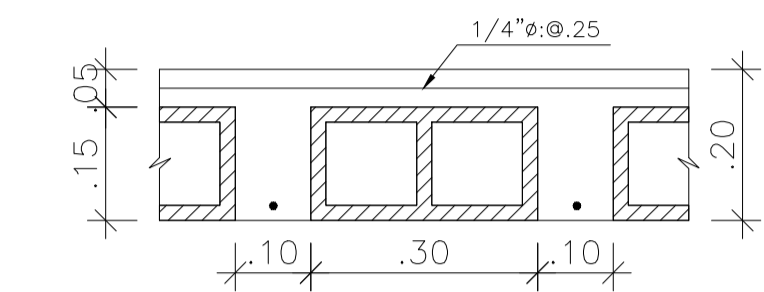
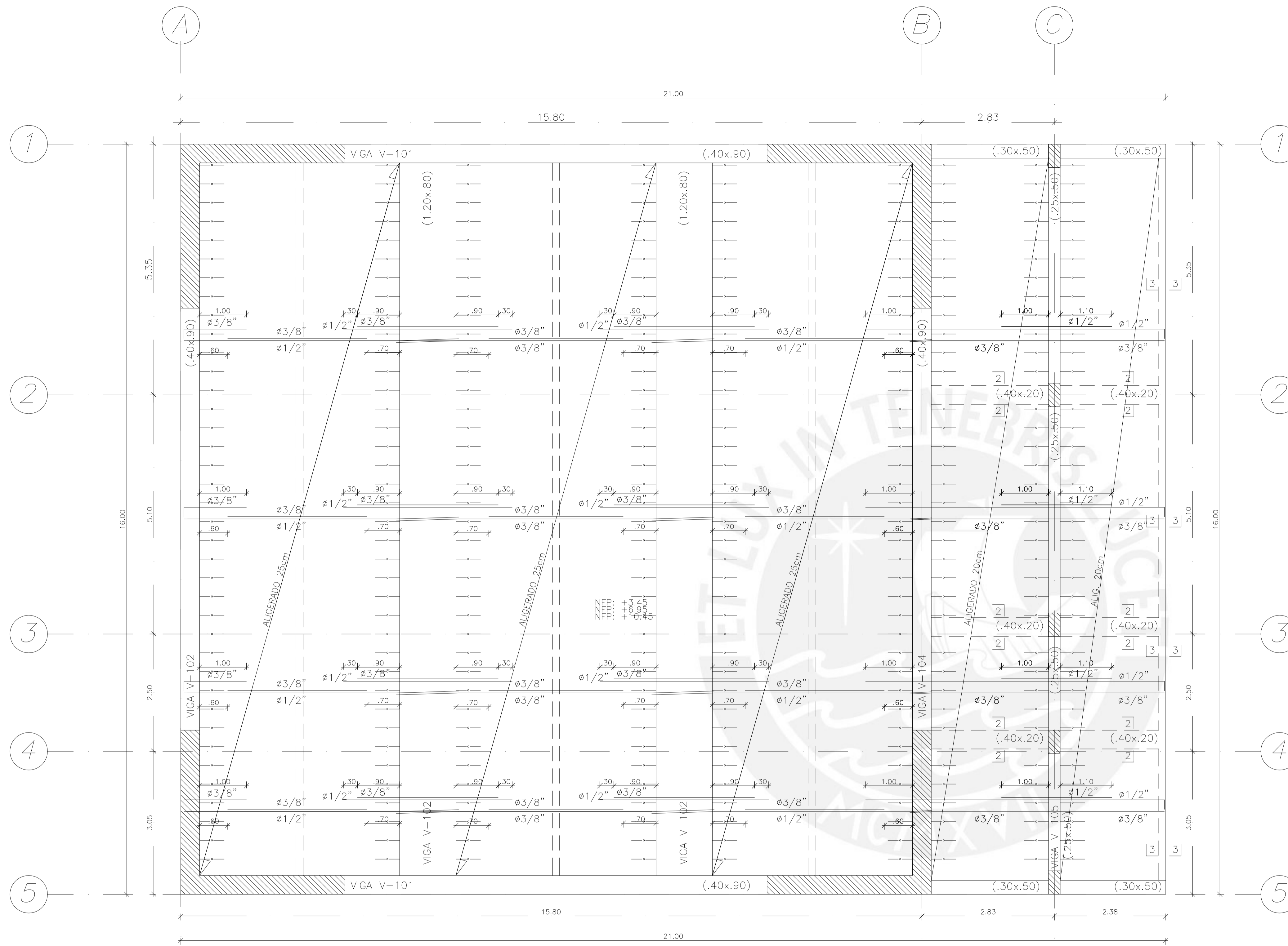
COLUMNA C2  
ESC: 1:25



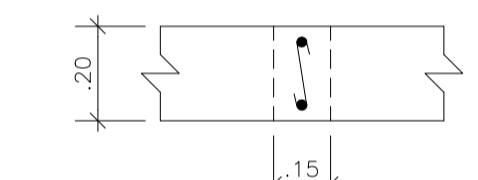
ELEVACIÓN DEL DESARROLLO DE REFUERZO  
EN PLACAS  
ESC: 1:50

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP CON DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DIFERENTES Y LA COMPARACIÓN ECONÓMICA**

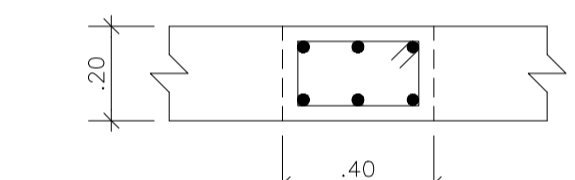
OBRA:	TESIS PARA TITULACIÓN ERNESTO MANUEL CÉSPEDES ALARCÓN	Nº	
PROPIETARIO:	FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP	E02 DE 06	
PLANO:	SISTEMA POSTENSADO COLUMNAS Y PLACAS		
ESCALA:	DIBUJO:	FECHA:	ASESOR:
1:50	1:25 ERNESTO CÉSPEDES	OCTUBRE 2019	LUIS YECKLE



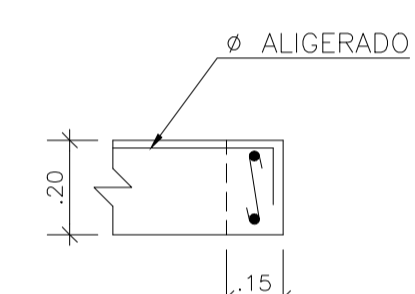
ALIGERADO h=.20 m.  
ESC: 1:10



2 3/8"  
1 1/4" @ .25  
CORTE 1-1  
ESC: 1:20



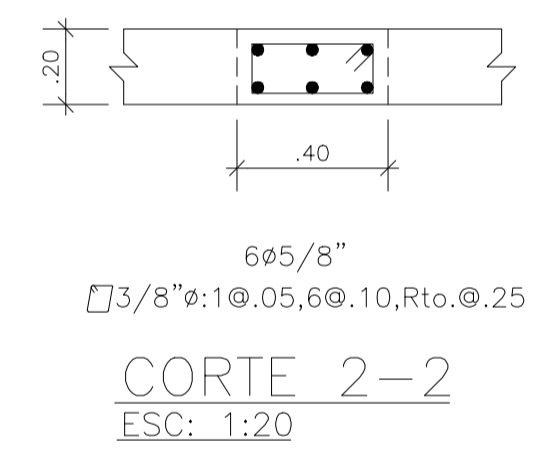
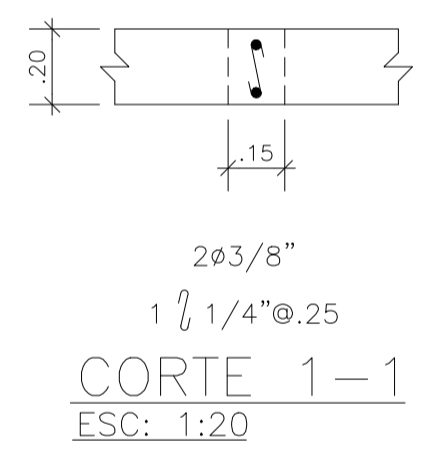
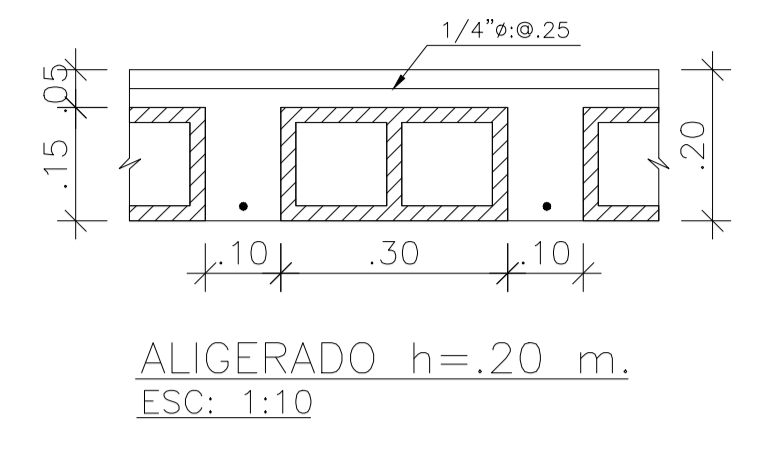
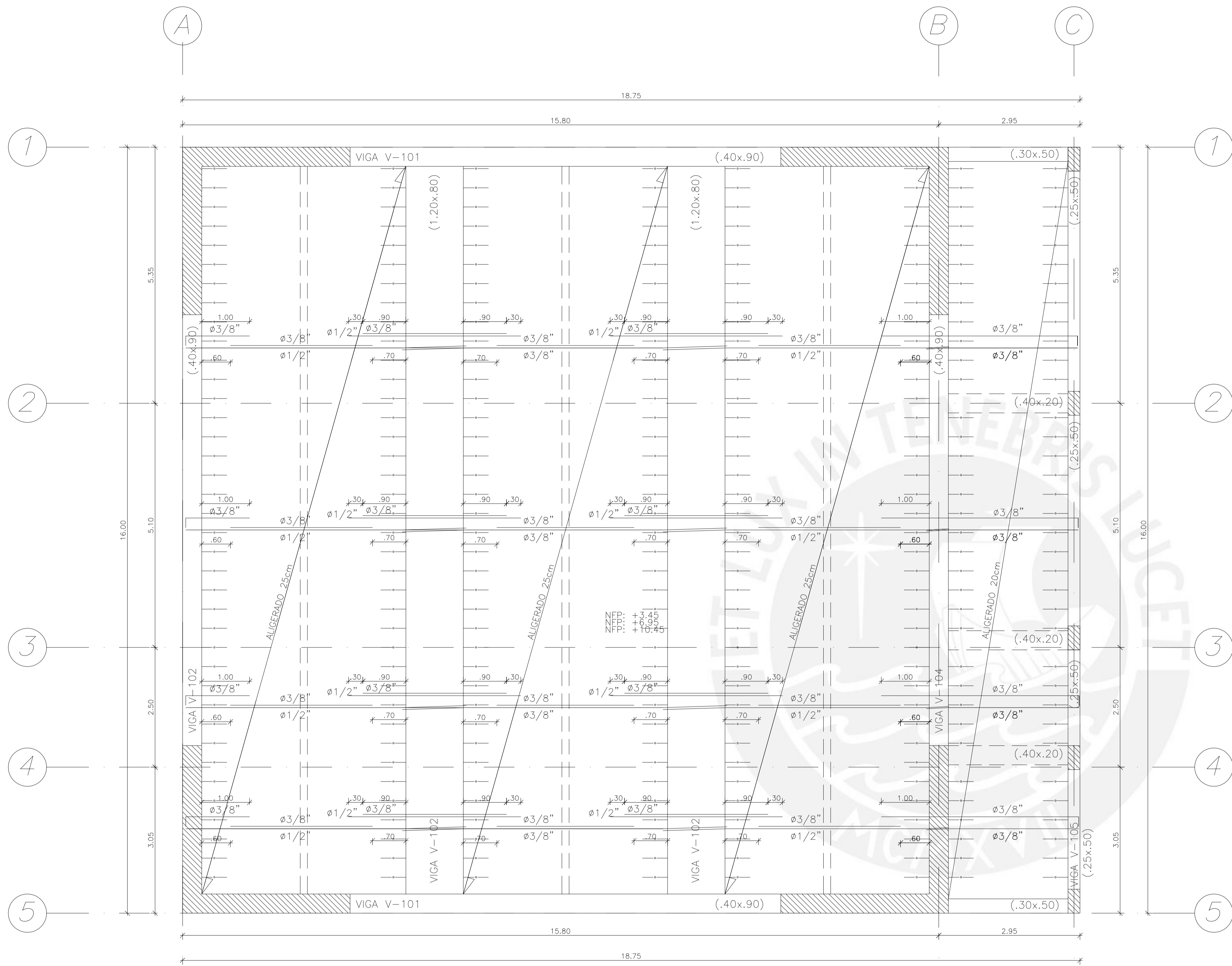
6 5/8"  
1 1/4" @ .25  
CORTE 2-2  
ESC: 1:20



2 3/8"  
1 1/4" @ .25  
CORTE 3-3  
ESC: 1:20

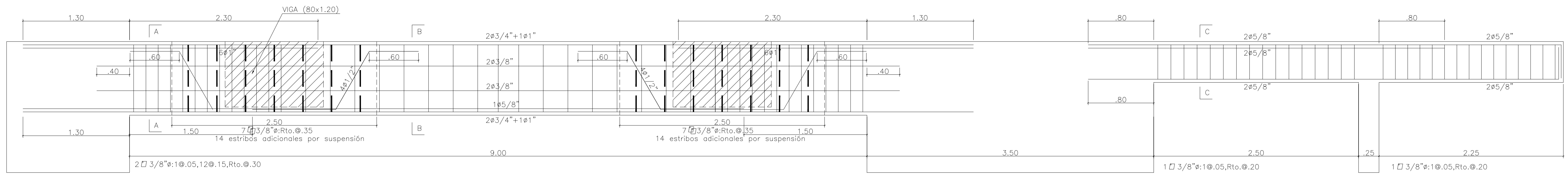
**ENCOFRADO TECHO 1er, 2do y 3er PISO**  
ESC: 1:50  
NPT. +3.50, +7.00, +10.50  
(S/C = 350 Kg/m<sup>2</sup> AULA TALLER)  
(S/C = 300 Kg/m<sup>2</sup> AULA DE PROFESORES)  
(S/C = 500 Kg/m<sup>2</sup> DEPOSITO )  
(S/C = 400 Kg/m<sup>2</sup> CORREDORES )

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP CON DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DIFERENTES Y LA COMPARACIÓN ECONÓMICA			
OBRA:	TESIS PARA TITULACIÓN ERNESTO MANUEL CÉSPEDES ALARCÓN	Nº	
PROPIETARIO:	FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP	E03 DE 06	
PLANO:	SISTEMA POSTENSADO ENCOFRADOS 1ER, 2DO Y 3ER PISO		
ESCALA:	DIBUJO:	FECHA:	ASESOR:
1:50 1:20 1:10	ERNESTO CÉSPEDES	OCTUBRE 2019	LUIS YECKLE

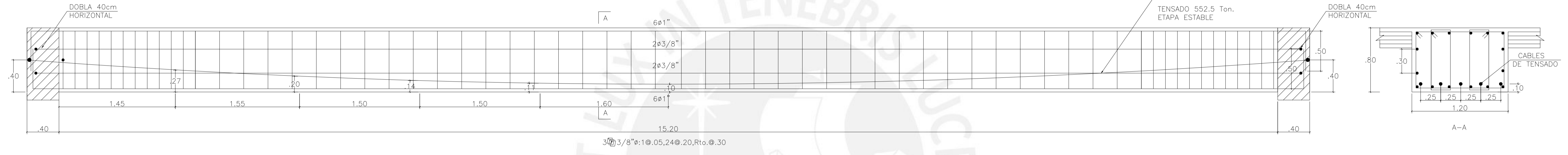
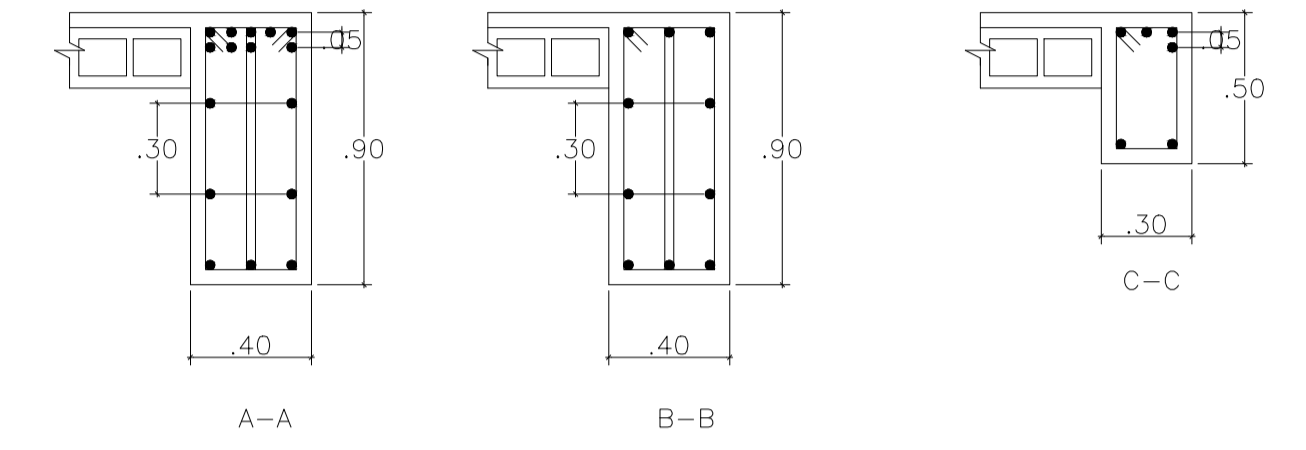


ENCOFRADO TECHO 4to PISO  
ESC: 1:50 (S/C = 100 Kg/m<sup>2</sup>)

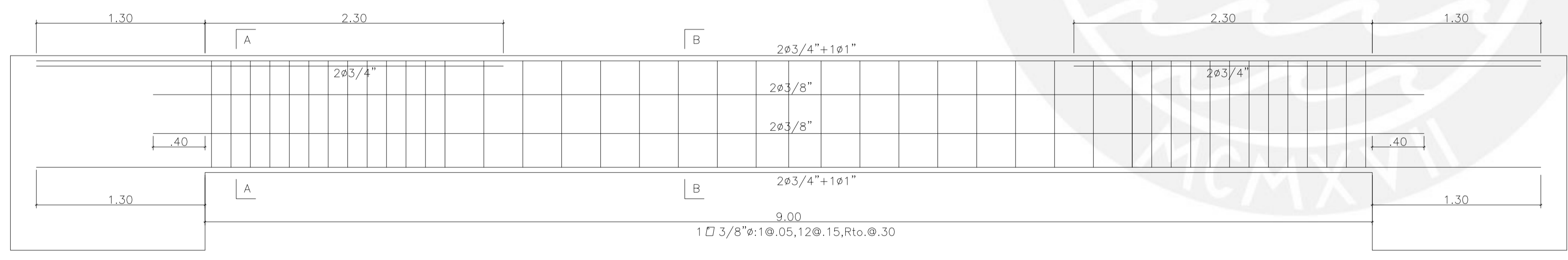
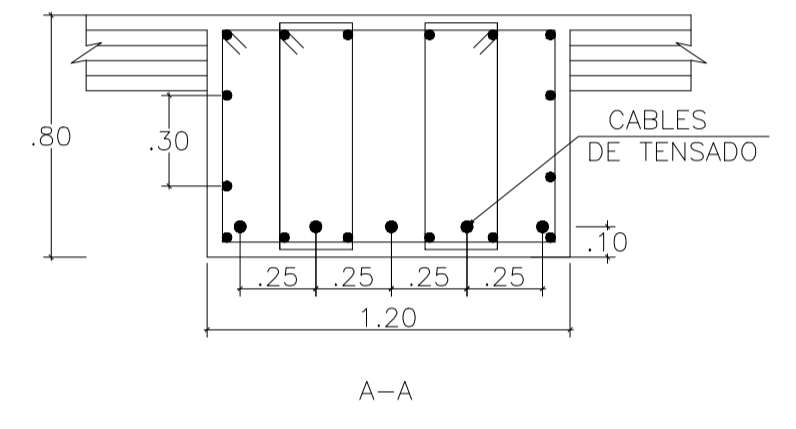
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP CON DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DIFERENTES Y LA COMPARACIÓN ECONÓMICA			
OBRA:	TESIS PARA TITULACIÓN ERNESTO MANUEL CÉSPEDES ALARCÓN	Nº	
PROPIETARIO:	FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP	E04 DE 06	
PLANO:	SISTEMA POSTENSADO ENCOFRADO 4TO PISO O AZOTEA		
ESCALA:	DIBUJO:	FECHA:	ASESOR:
1:50 1:20 1:10	ERNESTO CÉSPEDES	OCTUBRE 2019	LUIS YECKLE



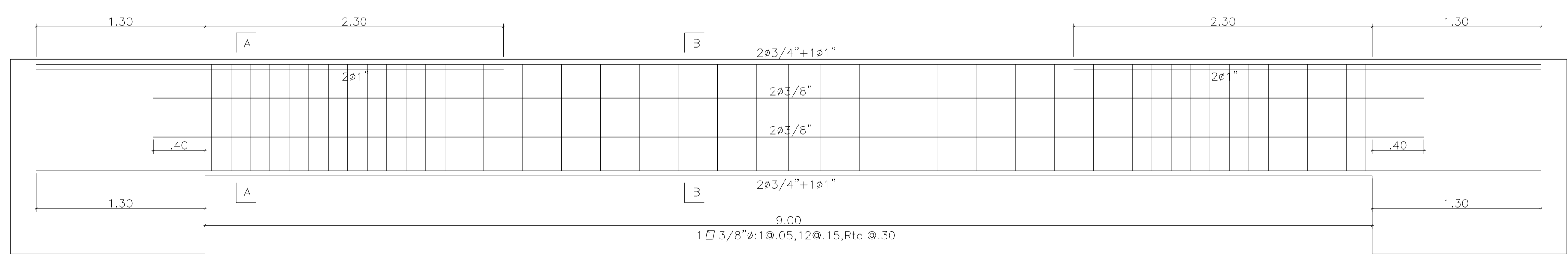
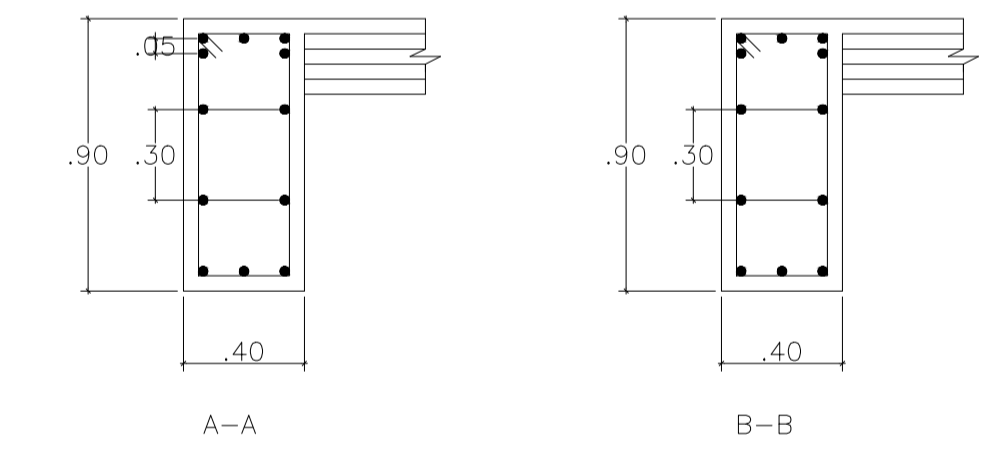
VIGA V-101-201-301 (.40x.90)/(.30x.50)



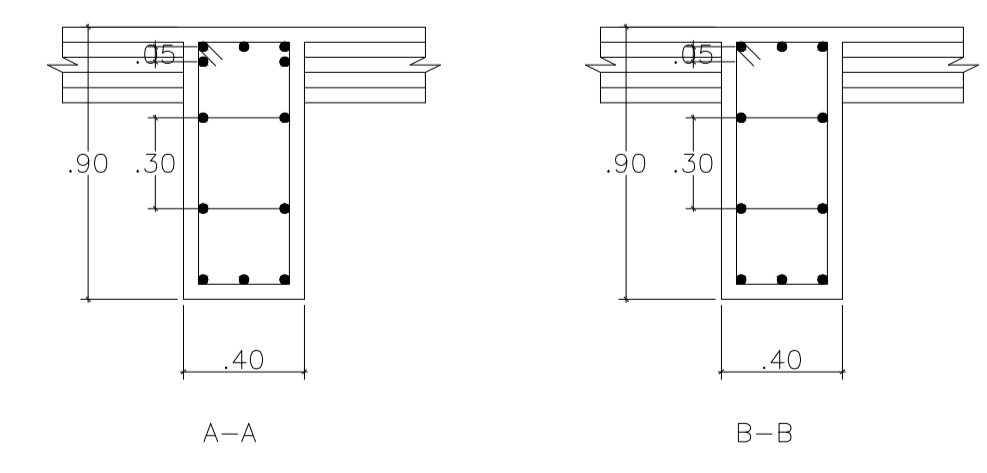
VIGA V-103-203-303-403-403 (1.20x.80)



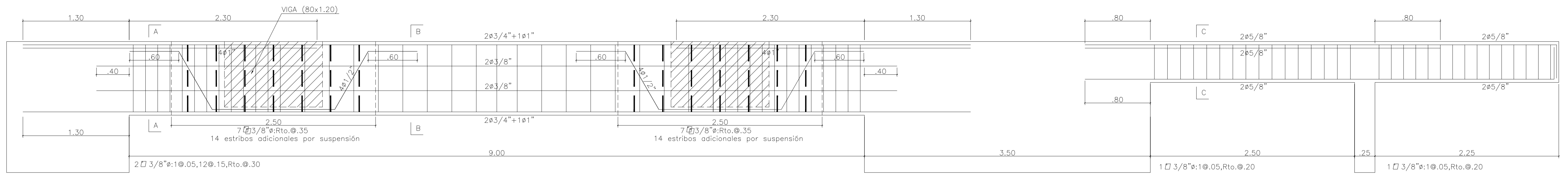
VIGA V-102-202-302 (.40x.90)



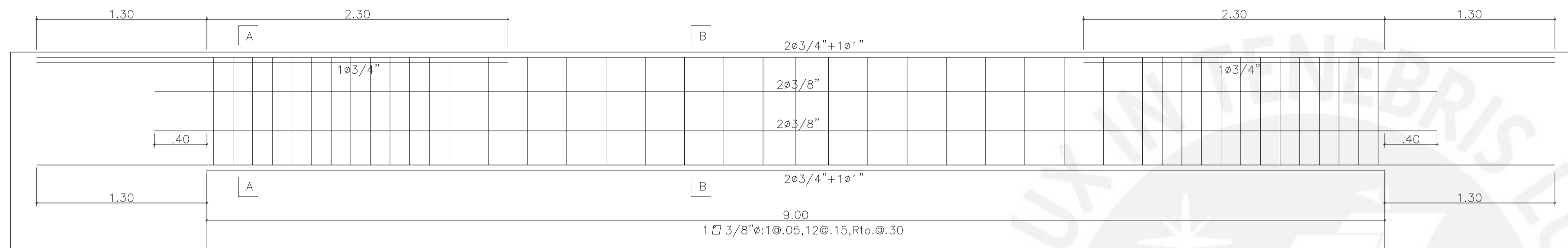
VIGA V-104-204-304 (.40x.90)



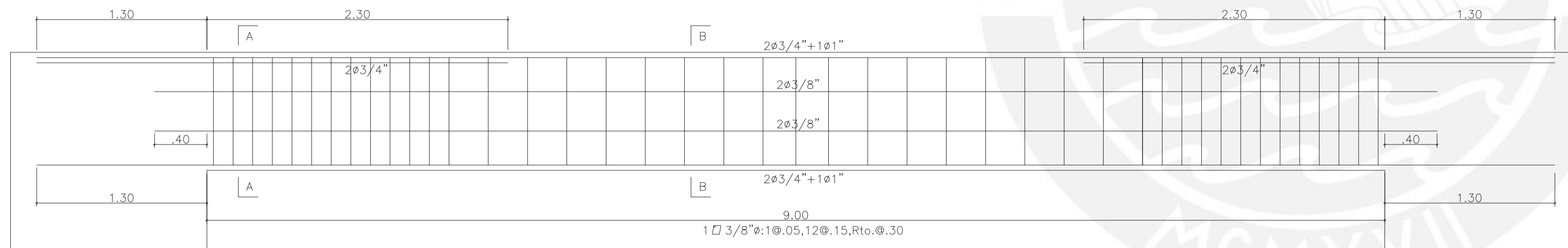
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP CON DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DIFERENTES Y LA COMPARACIÓN ECONÓMICA		
OBRA:	TESIS PARA TITULACIÓN ERNESTO MANUEL CÉSPEDES ALARCÓN	Nº
PROPIETARIO:	FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP	E05 DE 06
PLANO:	SISTEMA POSTENSADO VIGAS (A)	
ESCALA:	DIBUJO:	FECHA:
1:25	ERNESTO CÉSPEDES	OCTUBRE 2019
		ASESOR:
		LUIS YECKLE



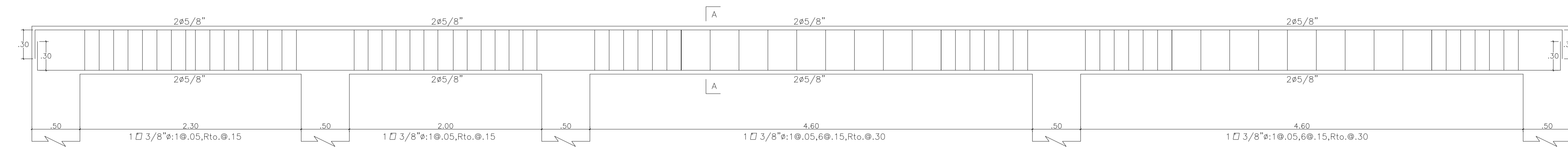
VIGA V-401 (.40x.90)/(.30x.50)



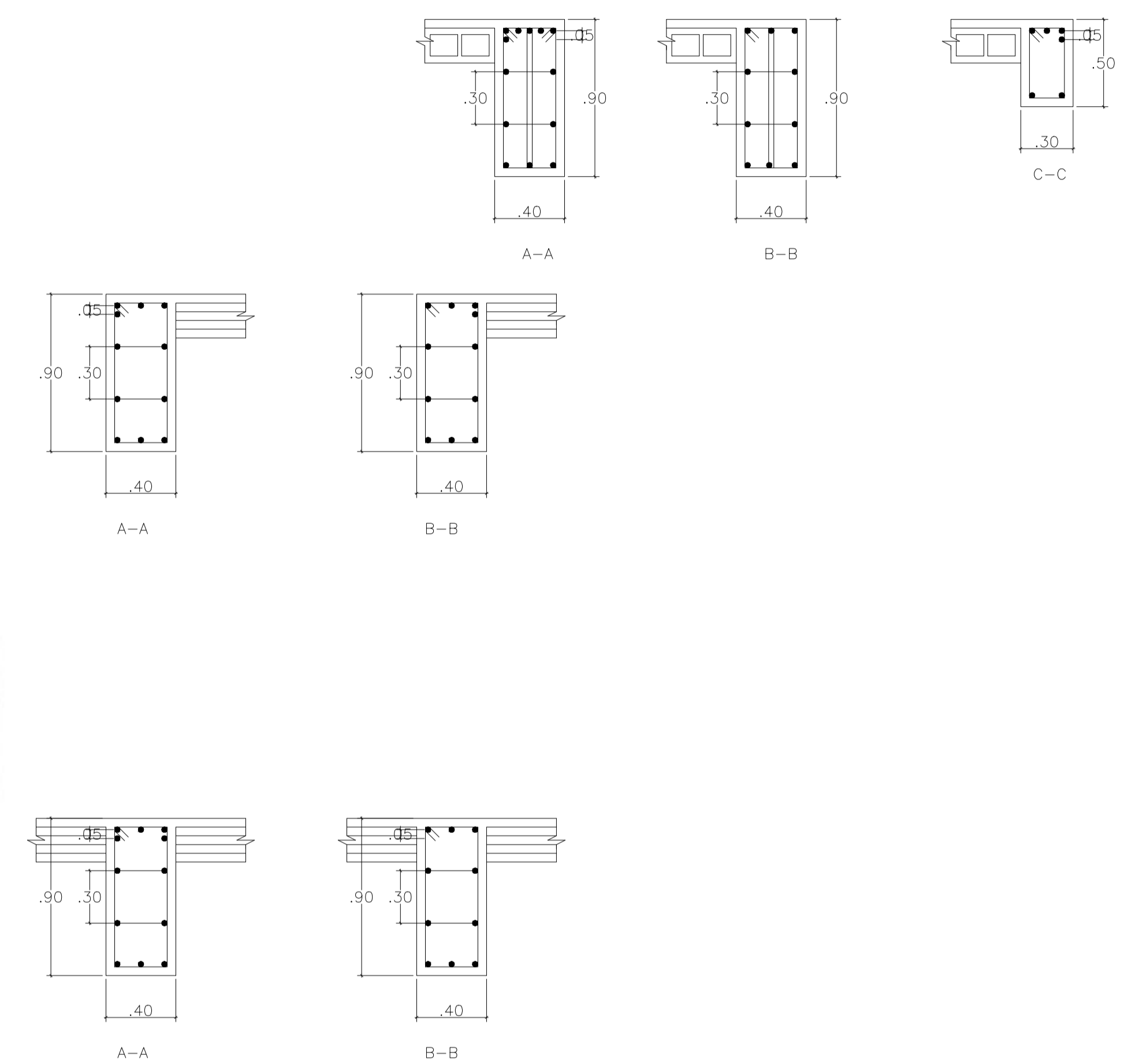
VIGA V-402 (.40x.90)



VIGA V-404 (.40x.90)



VIGA V-105 AL 405 (.25x.50)



DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PABELLÓN DE LA FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP CON DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DIFERENTES Y LA COMPARACIÓN ECONÓMICA			
OBRA:	TESIS PARA TITULACIÓN ERNESTO MANUEL CÉSPEDES ALARCÓN	Nº	
PROPIETARIO:	FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA PUCP	E06 DE 06	
PLANO:	SISTEMA POSTENSADO VIGAS (B)		
ESCALA:	DIBUJO:	FECHA:	ASESOR:
1:25	ERNESTO CÉSPEDES	OCTUBRE 2019	LUIS YECKLE