

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 07
PISOS PARA DOS TIPOS DE SUELO EN LIMA**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Omar Dennis Rodríguez Alfaro

Piero Orlando Sánchez Pacora

ASESOR:

Ing. Alvaro Cesar Rubiños Montenegro

Lima, diciembre, 2021

Resumen

El proyecto es un edificio de 07 pisos de uso de vivienda multifamiliar diseñado para dos tipos de suelos, los suelos tienen una capacidad admisible de 4 kg/cm^2 y 2 kg/cm^2 .

El terreno se ubica en una esquina, con geometría rectangular de 686.76 m^2 , con 29.10 m de fachada y 23.60 m de fondo. Como ambos edificios comparten una misma arquitectura, esta consta de 32 departamentos distribuidos de la siguiente manera, 02 se ubican en el primer piso, 05 en los siguientes pisos del segundo al séptimo: además tiene 15 estacionamientos de visita distribuidos en el primer piso y en una playa de estacionamiento el resto de estacionamientos correspondiente al de los propietarios, ubicado al costado del terreno.

El sistema estructural, de ambos edificios, lo conforman columnas, placas y vigas. La cimentación se diseñó con zapatas aisladas, conectadas y combinadas, estas se encuentran a un nivel de fondo de -1.50m desde el nivel de primer piso.

El diseño de la estructura se realizó con las normas del “Reglamento Nacional de Edificaciones” (RNE).

El análisis sísmico se realizó siguiendo los requisitos especificados en la Norma E.030, con modelos sísmicos de los edificios los cuales fueron modelados en Etabs. Además, se obtuvo todas las cargas sísmicas para cada elemento estructural.

El diseño de concreto armado se realizó siguiendo lo mencionado en la Norma E.060 del RNE. A partir del diseño se pudo realizar una comparación del peso y volumen de concreto para cada tipo de edificio.

A mis padres Elvira y Belisario, por su apoyo y afecto incondicional a lo largo de mi vida.

A mis familiares que me presionaron y alentaron para llegar hasta aquí.

Al Ing. Luján y otras personas que tuve la suerte de conocer en mi vida profesional.

A Alvaro Rubiños por permitirme lograr este importante objetivo en mi vida.

Piero Sánchez



A mi madre Esther y a mi padre Leoncio por su amor y paciencia para poder convertirme en la persona y profesional que soy. De igual manera a mi asesor de tesis por aceptar ayudarnos en este proceso.

Omar Rodriguez

Tabla de Contenido

Capítulo 1. Aspectos Generales.....	1
1.1. <i>Objetivos del Proyecto.....</i>	<i>1</i>
1.2. <i>Arquitectura del Proyecto</i>	<i>1</i>
1.3. <i>Consideraciones de Diseño</i>	<i>1</i>
1.4. <i>Materiales Empleados</i>	<i>2</i>
Capítulo 2. Estructuración y Predimensionamiento.....	3
2.1. <i>Estructuración</i>	<i>3</i>
2.2. <i>Predimensionamiento</i>	<i>8</i>
Capítulo 3. Metrado de Cargas.....	12
3.1. <i>Generalidades.....</i>	<i>12</i>
3.2. <i>Metrado de Cargas de Losa Aligerada</i>	<i>13</i>
3.3. <i>Metrado de Cargas de Vigas</i>	<i>14</i>
3.4. <i>Metrado de Cargas de Columnas.....</i>	<i>21</i>
3.5. <i>Metrado de Cargas de Placas</i>	<i>23</i>
Capítulo 4. Análisis Sísmico	26
4.1. <i>Generalidades.....</i>	<i>26</i>
4.2. <i>Modelo Estructural.....</i>	<i>26</i>
4.3. <i>Parámetros Sísmicos</i>	<i>28</i>
4.4. <i>Peso de la Edificación</i>	<i>32</i>
4.5. <i>Análisis Modal.....</i>	<i>33</i>
4.6. <i>Análisis Estático</i>	<i>34</i>
4.7. <i>Análisis Dinámico.....</i>	<i>35</i>
4.8. <i>Comparación de Esfuerzos.....</i>	<i>43</i>
Capítulo 5. Diseño de Losas Aligeradas	48
5.1. <i>Consideraciones para el diseño de losas aligeradas</i>	<i>48</i>
5.2. <i>Diseño por flexión</i>	<i>48</i>

5.3.	<i>Cálculo de acero mínimo</i>	49
5.4.	<i>Cálculo de acero máximo</i>	50
5.5.	<i>Diseño por cortante</i>	50
5.6.	<i>Refuerzo por contracción y temperatura</i>	51
5.7.	<i>Corte del Acero de refuerzo</i>	51
5.8.	<i>Control de deflexiones</i>	52
5.9.	<i>Ejemplo de diseño</i>	52
Capítulo 6. Diseño de Vigas		58
6.1.	<i>Análisis Estructural</i>	58
6.2.	<i>Diseño por Flexión</i>	58
6.3.	<i>Diseño por Corte</i>	59
6.4.	<i>Disposiciones Sísmicas</i>	61
6.5.	<i>Diseño por Capacidad</i>	62
6.6.	<i>Fisuración</i>	63
6.7.	<i>Deflexiones</i>	64
6.8.	<i>Ejemplo de Diseño 1</i>	66
6.9.	<i>Ejemplo de Diseño 2</i>	79
Capítulo 7. Diseño de Columnas		90
7.1.	<i>Consideraciones para el diseño de columnas</i>	90
7.2.	<i>Diseño por flexo-compresión</i>	90
7.3.	<i>Diseño por flexión biaxial</i>	91
7.4.	<i>Diseño por cortante</i>	92
7.5.	<i>Diseño por pandeo</i>	93
7.6.	<i>Diseño por confinamiento</i>	94
7.7.	<i>Ejemplo de diseño</i>	94
Capítulo 8. Diseño de Placas		102
8.1.	<i>Análisis Estructural</i>	102

8.2.	<i>Refuerzo Distribuido</i>	102
8.3.	<i>Estabilidad Lateral</i>	103
8.4.	<i>Diseño por Flexión</i>	103
8.5.	<i>Diseño por Corte</i>	104
8.6.	<i>Elementos de Confinamiento</i>	106
8.7.	<i>Ejemplo de Diseño</i>	108
Capítulo 9. Diseño de Cimentación		129
9.1.	<i>Análisis de Presiones</i>	129
9.2.	<i>Diseño por Corte</i>	130
9.3.	<i>Diseño por Flexión</i>	132
9.4.	<i>Ejemplo de diseño Zapata Aislada</i>	133
9.5.	<i>Ejemplo de Diseño de Viga de Cimentación</i>	140
9.6.	<i>Ejemplo de Diseño de Zapatas Combinadas</i>	142
Capítulo 10. Diseño de Elementos Adicionales		150
10.1.	<i>Diseño de Escaleras</i>	150
10.2.	<i>Diseño de Cerco Perimétrico y Parapetos</i>	154
Capítulo 11. Metrado de Materiales		161
11.1.	<i>Comparación de Metrados</i>	161
11.2.	<i>Resumen de Metrados</i>	163
Capítulo 12. Comparaciones entre los Edificios con Suelo S1 y S2		165
12.1.	<i>Desplazamientos</i>	165
12.2.	<i>Factor de Amplificación</i>	165
12.3.	<i>Cantidad de Materiales</i>	166
Capítulo 13. Conclusiones		168
Capítulo 14. Bibliografía		171

Índice de Figuras

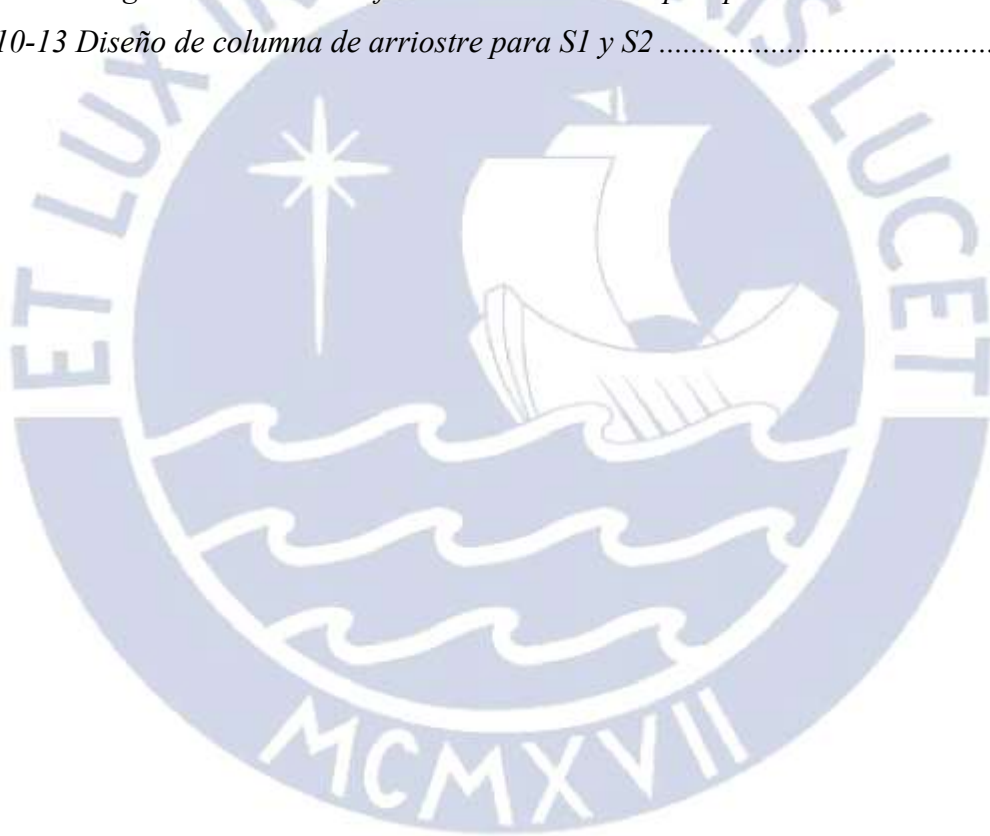
<i>Figura 2-1 Arquitectura del piso típico</i>	6
<i>Figura 2-2 Estructuración del piso típico</i>	7
<i>Figura 2-3 Área tributaria para columna C2</i>	10
<i>Figura 3-1 Vigüeta para calcular el metrado de cargas</i>	13
<i>Figura 3-2 Distribución de carga muerta en vigüeta</i>	14
<i>Figura 3-3 Distribución de carga viva en vigüeta</i>	14
<i>Figura 3-4 Área tributaria de la Viga VT-7 a analizar</i>	15
<i>Figura 3-5 Distribución de carga muerta de la viga VT-7 (tramo 1)</i>	17
<i>Figura 3-6 Distribución de carga muerta de la viga VT-7 (tramo 2)</i>	17
<i>Figura 3-7 Distribución de carga muerta de la viga VT-7 (tramo 3)</i>	17
<i>Figura 3-8 Distribución de carga muerta de la viga VT-7 (tramo 4)</i>	18
<i>Figura 3-9 Distribución de carga viva de la viga VT-7 (tramo 1)</i>	18
<i>Figura 3-10 Distribución de carga viva de la viga VT-7 (tramo 2)</i>	18
<i>Figura 3-11 Distribución de carga viva de la viga VT-7 (tramo 3)</i>	18
<i>Figura 3-12 Distribución de carga viva de la viga VT-7 (tramo 4)</i>	18
<i>Figura 3-13 Viga VT-13 a analizar</i>	19
<i>Figura 3-14 Distribución de carga muerta de la viga VT-13</i>	20
<i>Figura 3-15 Distribución de carga viva de la viga VT-13</i>	20
<i>Figura 3-16 Área tributaria de la columna C2</i>	21
<i>Figura 3-17 Área tributaria de la Placa-6</i>	23
<i>Figura 4-1 Modelo en Etabs vista en 3D</i>	27
<i>Figura 4-2 Modelo en Etabs vista de planta típica</i>	27
<i>Figura 4-3 Zonas sísmicas en el Perú</i>	28
<i>Figura 4-4 Espectro de Pseudo Aceleraciones</i>	36
<i>Figura 4-5 Fuerzas actuantes durante el volteo de un pórtico debido al sismo</i>	42
<i>Figura 4-6 Diagrama de Fuerza Cortante en eje 1 para S1 (Ton)</i>	44
<i>Figura 4-7 Diagrama de Fuerza Cortante en eje 1 para S2 (Ton)</i>	44
<i>Figura 4-8 Diagrama de Momento Flector en eje 1 para S1 (Ton-m)</i>	45
<i>Figura 4-9 Diagrama de Momento Flector en eje 1 para S2 (Ton-m)</i>	45
<i>Figura 4-10 Diagrama de Fuerza Cortante en eje C para S1 (Ton)</i>	46
<i>Figura 4-11 Diagrama de Fuerza Cortante en eje C para S2 (Ton)</i>	46
<i>Figura 4-12 Diagrama de Momento Flector en eje C para S1 (Ton-m)</i>	47

<i>Figura 4-13 Diagrama de Momento Flector en eje C para S2 (Ton-m)</i>	47
<i>Figura 5-1 Corte del acero de refuerzo (Ottazzi, 2016)</i>	52
<i>Figura 5-2 Distribución de cargas ultimas en vigueta</i>	53
<i>Figura 5-3 Diagrama de momento flector del tramo 1 y 2 (kg.m)</i>	53
<i>Figura 5-4 Diagrama de momento flector del tramo 3, 4 y 5 (kg.m)</i>	53
<i>Figura 5-5 Diagrama de fuerza cortante del tramo 1 y 2 (kg)</i>	53
<i>Figura 5-6 Diagrama de fuerza cortante del tramo 3, 4 y 5 (kg)</i>	54
<i>Figura 5-7 Distribución final del refuerzo en el tramo 1 y 2</i>	57
<i>Figura 5-8 Distribución final del refuerzo en el tramo 3, 4 y 5</i>	57
<i>Figura 6-1 Diagrama de fuerza cortante y espaciamiento de estribos</i>	61
<i>Figura 6-2 Diseño por capacidad según la Norma E.060</i>	63
<i>Figura 6-3 Términos usados en el cálculo de Z</i>	64
<i>Figura 6-4 Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas</i>	65
<i>Figura 6-5 Deflexiones Máximas Admisibles (Norma E.060)</i>	66
<i>Figura 6-6 Esquema de Viga VT-7</i>	66
<i>Figura 6-7 DMF debido a Carga Muerta (Ton-m)</i>	67
<i>Figura 6-8 DMF debido a Carga Viva (Ton-m)</i>	67
<i>Figura 6-9 DMF debido a Sismo para S1 (ton-m)</i>	67
<i>Figura 6-10 DMF debido a Sismo para S2 (ton-m)</i>	67
<i>Figura 6-11 DFC debido a Carga Muerta (Ton)</i>	67
<i>Figura 6-12 DFC debido a Carga Viva (Ton)</i>	67
<i>Figura 6-13 DFC debido a Sismo para S1 (Ton)</i>	67
<i>Figura 6-14 DFC debido a Sismo para S2 (Ton)</i>	68
<i>Figura 6-15 Envolvente de Diagrama de Momento para S1 (ton-m)</i>	68
<i>Figura 6-16 Envolvente de Diagrama de Momento para S2 (ton-m)</i>	68
<i>Figura 6-17 Envolvente de Diagrama de Cortante para S1 a “d” de la cara (ton)</i>	69
<i>Figura 6-18 Envolvente de Diagrama de Cortante para S2 a “d” de la cara (ton)</i>	69
<i>Figura 6-19 Cálculo de Cortante por Capacidad para S1</i>	73
<i>Figura 6-20 Cálculo de Cortante por Capacidad para S2</i>	73
<i>Figura 6-21 Diagrama de Momento Flector en Servicio (ton-m)</i>	77
<i>Figura 6-22 Diseño de Viga VT-7 para Suelo S1 (Tramo 1)</i>	78
<i>Figura 6-23 Diseño de Viga VT-7 para Suelo S1 (Tramo 2)</i>	78
<i>Figura 6-24 Diseño de Viga VT-7 para Suelo S1 (Tramo 3)</i>	78
<i>Figura 6-25 Diseño de Viga VT-7 para Suelo S1 (Tramo 4)</i>	79

<i>Figura 6-26 Diseño de Viga VT-7 para Suelo S2 (Tramo 1)</i>	79
<i>Figura 6-27 Diseño de Viga VT-7 para Suelo S2 (Tramo 2)</i>	79
<i>Figura 6-28 Diseño de Viga VT-7 para Suelo S2 (Tramo 3)</i>	79
<i>Figura 6-29 Diseño de Viga VT-7 para Suelo S2 (Tramo 4)</i>	79
<i>Figura 6-30 Esquema de Viga VT-13</i>	80
<i>Figura 6-31 DMF debido a Carga Muerta (Ton-m)</i>	80
<i>Figura 6-32 DMF debido a Carga Viva (ton-m)</i>	80
<i>Figura 6-33 DMF debido a Sismo para S1 (ton-m)</i>	80
<i>Figura 6-34 DMF debido a Sismo para S2 (ton-m)</i>	80
<i>Figura 6-35 DFC debido a Carga Muerta (Ton)</i>	81
<i>Figura 6-36 DFC debido a Carga Viva (Ton)</i>	81
<i>Figura 6-37 DFC debido a Sismo para S1 (Ton)</i>	81
<i>Figura 6-38 DFC debido a Sismo para S2 (Ton)</i>	81
<i>Figura 6-39 Envolvente de Diagrama de Momento para S1 (ton-m)</i>	81
<i>Figura 6-40 Envolvente de Diagrama de Momento para S2 (ton-m)</i>	82
<i>Figura 6-41 Envolvente de Diagrama de Cortante para S1 a “d” de la cara (ton)</i>	82
<i>Figura 6-42 Envolvente de Diagrama de Cortante para S2 a “d” de la cara (ton)</i>	83
<i>Figura 6-43 Cálculo de Cortante por Capacidad para S1</i>	86
<i>Figura 6-44 Cálculo de Cortante por Capacidad para S2</i>	86
<i>Figura 6-45 Diseño de Viga VT-13 para suelo S1 (Tramo 1)</i>	88
<i>Figura 6-46 Diseño de Viga VT-13 para suelo S1 (Tramo 2)</i>	88
<i>Figura 6-47 Diseño de Viga VT-13 para suelo S1(Tramo 3)</i>	89
<i>Figura 6-48 Diseño de Viga VT-13 para suelo S2 (Tramo 1)</i>	89
<i>Figura 6-49 Diseño de Viga VT-13 para suelo S2 (Tramo 2)</i>	89
<i>Figura 6-50 Diseño de Viga VT-13 para suelo S2 (Tramo 3)</i>	89
<i>Figura 7-1 Diagrama de interacción nominal y de diseño</i>	91
<i>Figura 7-2 Fuerza cortante de diseño en columnas</i>	93
<i>Figura 7-3 Columna C2 a diseñar</i>	94
<i>Figura 7-4 Sección de columna C2 Edificio S1 (4Φ1’’+6 Φ3/4’’)</i>	96
<i>Figura 7-5 Diagrama de interacción (P-M3) columna C2 Suelo S1</i>	96
<i>Figura 7-6 Diagrama de interacción (P-M2) columna C2 Suelo S1</i>	97
<i>Figura 7-7 Sección de columna C2 Suelo S2 (10Φ1’’)</i>	97
<i>Figura 7-8 Diagrama de interacción (P-M3) columna C2 Suelo S2</i>	97
<i>Figura 7-9 Diagrama de interacción (P-M2) columna C2 Suelo S2</i>	97

<i>Figura 7-10 Diseño final columna C2 para el Edificio S1 y S2</i>	<i>101</i>
<i>Figura 8-1 Tipo de Refuerzo Vertical en Placas.....</i>	<i>104</i>
<i>Figura 8-2 Diseño por Capacidad en Placas</i>	<i>106</i>
<i>Figura 8-3 Elementos de Confinamiento en Placas.....</i>	<i>107</i>
<i>Figura 8-4 División de Placa 6 para Análisis y Diseño</i>	<i>109</i>
<i>Figura 8-5 Armado Propuesto para Placa 6 en S1</i>	<i>109</i>
<i>Figura 8-6 Armado Propuesto para Placa 6 en S2</i>	<i>110</i>
<i>Figura 8-7 Diagrama de Interacción de Rama X1 para Suelo S1.....</i>	<i>112</i>
<i>Figura 8-8 Diagrama de Interacción de Rama X1 para Suelo S2.....</i>	<i>112</i>
<i>Figura 8-9 Diagrama de Interacción de Rama Y1 para Suelo S1.....</i>	<i>116</i>
<i>Figura 8-10 Diagrama de Interacción de Rama Y1 para Suelo S2.....</i>	<i>116</i>
<i>Figura 8-11 Diagrama de Interacción de Rama Y2 para Suelo S1.....</i>	<i>120</i>
<i>Figura 8-12 Diagrama de Interacción de Rama Y2 para Suelo S2.....</i>	<i>120</i>
<i>Figura 8-13 Diagrama de Interacción de Placa 6 para Suelo S1 (Mx-x).....</i>	<i>125</i>
<i>Figura 8-14 Diagrama de Interacción de Placa 6 para Suelo S1 (My-y).....</i>	<i>125</i>
<i>Figura 8-15 Diagrama de Interacción de Placa 6 para Suelo S2 (Mx-x).....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 8-16 Diagrama de Interacción de Placa 6 para Suelo S2 (My-y).....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 8-17 Armado final de Placa 6 para S1.....</i>	<i>127</i>
<i>Figura 8-18 Armado final de Placa 6 para S2.....</i>	<i>128</i>
<i>Figura 9-1 Área de la sección crítica de la cimentación por corte</i>	<i>130</i>
<i>Figura 9-2 Área de la sección crítica de la cimentación por punzonamiento.....</i>	<i>131</i>
<i>Figura 9-3 Área de la sección para el cálculo del momento por flexión.....</i>	<i>133</i>
<i>Figura 9-4 Viga de Conexión en planta.....</i>	<i>140</i>
<i>Figura 9-5 Modelo de viga de cimentación</i>	<i>141</i>
<i>Figura 9-6 DMF de Viga de Cimentación (ton-m).....</i>	<i>141</i>
<i>Figura 9-7 Diseño de Viga de Cimentación.....</i>	<i>142</i>
<i>Figura 9-8 Esquema de Zapata Combinada</i>	<i>143</i>
<i>Figura 9-9 Puntos de referencia para verificación de presiones</i>	<i>145</i>
<i>Figura 9-10 Cortante en X-X ($V_u \text{ max} = 31 \text{ ton}$).....</i>	<i>146</i>
<i>Figura 9-11 Cortante en Y-Y ($V_u \text{ max} = 28 \text{ ton}$).....</i>	<i>146</i>
<i>Figura 9-12 Momento último en X-X (ton-m).....</i>	<i>148</i>
<i>Figura 9-13 Momento último en Y-Y (ton-m).....</i>	<i>148</i>
<i>Figura 9-14 Diseño Final de Zapata Combinada.....</i>	<i>149</i>
<i>Figura 10-1 Escalera a diseñar del tercer tramo</i>	<i>150</i>

<i>Figura 10-2 Carga muerta aplicada al modelo estructural</i>	<i>151</i>
<i>Figura 10-3 Carga viva aplicada al modelo estructural</i>	<i>151</i>
<i>Figura 10-4 Diagrama de momento flectores debido a cargas últimas</i>	<i>152</i>
<i>Figura 10-5 Diagrama de fuerza cortante debido a cargas últimas</i>	<i>153</i>
<i>Figura 10-6 Diseño de Escalera</i>	<i>153</i>
<i>Figura 10-7 Distribución de cargas en viga solera</i>	<i>156</i>
<i>Figura 10-8 Diagrama de momento flector de viga solera</i>	<i>156</i>
<i>Figura 10-9 Diseño de viga solera para S1 y S2</i>	<i>156</i>
<i>Figura 10-10 Diagrama de momento flector de columna de arriostre.....</i>	<i>157</i>
<i>Figura 10-11 Diseño de columna de arriostre para S1 y S2</i>	<i>157</i>
<i>Figura 10-12 Diagrama de momento flector de columna de parapeto</i>	<i>160</i>
<i>Figura 10-13 Diseño de columna de arriostre para S1 y S2</i>	<i>160</i>



Índice de Tablas

Tabla 3-1 Pesos unitarios de los materiales	12
Tabla 3-2 Sobrecarga repartida para ambos edificios	12
Tabla 3-3 Resumen del metrado de carga de la columna C2	22
Tabla 3-4 Resumen del metrado de carga de la Placa-6	25
Tabla 4-1 Factores de Zona	28
Tabla 4-2 Perfiles de Suelos según la Norma E.030	29
Tabla 4-3 Factor de Suelo	29
Tabla 4-4 Factor de Uso según la Norma E.030	30
Tabla 4-5 Coeficiente Básico de Reducción para Estructuras de Concreto Armado	30
Tabla 4-6 Parámetros para el Suelo S1 en ambas direcciones	31
Tabla 4-7 Parámetros para el Suelo S2 en ambas direcciones	31
Tabla 4-8 Cálculo del Peso Sísmico para el análisis estático	32
Tabla 4-9 Modos de Vibración con sus Periodos y Porcentaje de Masa Participante sin excentricidad de masa	33
Tabla 4-10 Periodos Fundamentales de la Estructura sin Excentricidad de Masa	34
Tabla 4-11 Modos Fundamentales según la excentricidad de masa	34
Tabla 4-12 Cálculo de Cortante Estática para Edificio S1	35
Tabla 4-13 Cálculo de Cortante Estática para Suelo S2	35
Tabla 4-14 Cortante Basal obtenida del Análisis Dinámico en la dirección X-X	36
Tabla 4-15 Cortante Basal obtenida del Análisis Dinámico en la dirección Y-Y	37
Tabla 4-16 Cálculo de Cortante Basal Mínima en dirección X-X	37
Tabla 4-17 Cálculo de Cortante Basal Mínima en dirección Y-Y	37
Tabla 4-18 Porcentaje de Cortante Basal en Placas	38
Tabla 4-19 Cálculo de Piso Blando en la dirección X-X	38
Tabla 4-20 Cálculo de Piso Blando en la dirección Y-Y	39
Tabla 4-21 Análisis de Torsión según la Norma E.030 en dirección X-X para el Edificio S1	39
Tabla 4-22 Análisis de Torsión según la Norma E.030 en dirección X-X para el Edificio S2	40
Tabla 4-23 Análisis de Torsión según la Norma E.030 en dirección Y-Y para el Edificio S1	40
Tabla 4-24 Análisis de Torsión según la Norma E.030 en dirección Y-Y para el Edificio S2	40
Tabla 4-25 Control de Desplazamientos de la Estructura	41
Tabla 4-26 Cálculo del Factor de Seguridad al Volteo de la Estructura	43
Tabla 5-1 Espesor mínimo de elementos para evitar el cálculo de deflexiones	52

<i>Tabla 5-2 Cálculo del refuerzo por flexión para el tramo 1 y 2</i>	<i>54</i>
<i>Tabla 5-3 Cálculo del refuerzo por flexión para el tramo 3 y 4</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 5-4 Cálculo del refuerzo por flexión para el tramo 5</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 6-1 Diseño por flexión de viga VT-7 en S1</i>	<i>70</i>
<i>Tabla 6-2 Diseño por flexión de viga VT-7 en S2</i>	<i>70</i>
<i>Tabla 6-3 Fuerza Cortante en apoyos para S1</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 6-4 Fuerza Cortante en apoyos para S2</i>	<i>71</i>
<i>Tabla 6-5 Resistencia Nominales en los apoyos para S1</i>	<i>72</i>
<i>Tabla 6-6 Resistencia Nominales en los apoyos para S2</i>	<i>72</i>
<i>Tabla 6-7 Fuerza Cortante amplificada en apoyos para S1</i>	<i>73</i>
<i>Tabla 6-8 Fuerza Cortante amplificada en apoyos para S2</i>	<i>73</i>
<i>Tabla 6-9 Resumen de Cortante por tramo</i>	<i>74</i>
<i>Tabla 6-10 Inercia Efectiva en Suelo S1</i>	<i>75</i>
<i>Tabla 6-11 Inercia Efectiva en Suelo S2</i>	<i>75</i>
<i>Tabla 6-12 Calculo de Deflexiones Inmediatas</i>	<i>76</i>
<i>Tabla 6-13 Cálculo de Fisuración en suelo S1</i>	<i>77</i>
<i>Tabla 6-14 Cálculo de Fisuración en suelo S2</i>	<i>78</i>
<i>Tabla 6-15 Diseño por flexión de viga VT-13 en S1</i>	<i>83</i>
<i>Tabla 6-16 Diseño por flexión de viga VT-13 en S2</i>	<i>84</i>
<i>Tabla 6-17 Cortante en apoyos para S1</i>	<i>85</i>
<i>Tabla 6-18 Cortante en apoyos para S2</i>	<i>85</i>
<i>Tabla 6-19 Resistencia Nominales en los apoyos para S1</i>	<i>85</i>
<i>Tabla 6-20 Resistencia Nominales en los apoyos para S2</i>	<i>85</i>
<i>Tabla 6-21 Cortante amplificada en apoyos para S1</i>	<i>86</i>
<i>Tabla 6-22 Cortante amplificada en apoyos para S2</i>	<i>86</i>
<i>Tabla 6-23 Resumen de Cortante por tramo</i>	<i>87</i>
<i>Tabla 7-1 Cargas en la base de la columna C2 Suelo S1</i>	<i>94</i>
<i>Tabla 7-2 Cargas en la base de la columna C2 Suelo S2</i>	<i>95</i>
<i>Tabla 7-3 Combinaciones de carga de la columna C2 Suelo S1</i>	<i>95</i>
<i>Tabla 7-4 Combinaciones de carga de la columna C2 Suelo S2</i>	<i>95</i>
<i>Tabla 7-5 Momento Nominal de la columna C2 para diseño por capacidad</i>	<i>99</i>
<i>Tabla 7-6 Cortantes de la columna C2 para sismo amplificado por 2.5</i>	<i>99</i>
<i>Tabla 8-1 Solicitaciones en Rama X1 para Placa 6</i>	<i>111</i>
<i>Tabla 8-2 Cargas Amplificadas de Rama X1 para Suelo S1</i>	<i>111</i>

<i>Tabla 8-3 Cargas Amplificadas de Rama X1 para Suelo S2</i>	111
<i>Tabla 8-4 Cálculo de Cortante por Capacidad para Rama X1 en Suelo S2</i>	114
<i>Tabla 8-5 Cálculo de Cortante por Capacidad para Rama X1 en Suelo S1</i>	114
<i>Tabla 8-6 Solicitaciones en Rama Y1 para Placa 6</i>	115
<i>Tabla 8-7 Cargas Amplificadas de Rama Y1 para Suelo S1</i>	115
<i>Tabla 8-8 Cargas Amplificadas de Rama Y1 para Suelo S2</i>	115
<i>Tabla 8-9 Cálculo de Cortante por Capacidad para Rama Y1 en Suelo S1</i>	117
<i>Tabla 8-10 Cálculo de Cortante por Capacidad para Rama Y1 en Suelo S2</i>	117
<i>Tabla 8-11 Cálculo de Núcleos Confinados para Rama Y1</i>	118
<i>Tabla 8-12 Solicitaciones en Rama Y2 para Placa 6</i>	119
<i>Tabla 8-13 Cargas Amplificadas de Rama Y2 para Suelo S1</i>	119
<i>Tabla 8-14 Cargas Amplificadas de Rama Y2 para Suelo S2</i>	119
<i>Tabla 8-15 Cálculo de Cortante por Capacidad para Rama Y2 en Suelo S1</i>	121
<i>Tabla 8-16 Cálculo de Cortante por Capacidad para Rama Y2 en Suelo S2</i>	122
<i>Tabla 8-17 Cálculo de Núcleos Confinados para Rama Y1</i>	122
<i>Tabla 8-18 Solicitaciones para Placa 6</i>	124
<i>Tabla 8-19 Cargas Amplificadas de Placa 6 para Suelo S1</i>	124
<i>Tabla 8-20 Cargas Amplificadas de Placa 6 para Suelo S2</i>	124
<i>Tabla 9-1 Cargas en la base de C2 del Edificio S1</i>	134
<i>Tabla 9-2 Cargas en la base de C2 del Edificio S2</i>	134
<i>Tabla 9-3 Combinaciones de Servicio para Suelo S1</i>	135
<i>Tabla 9-4 Verificación de Presiones para Suelo S1</i>	135
<i>Tabla 9-5 Combinaciones de Servicio para Suelo S2</i>	136
<i>Tabla 9-6 Verificación de Presiones para Suelo S2</i>	136
<i>Tabla 9-7 Verificación de corte en zapata aislada</i>	137
<i>Tabla 9-8 Verificación de corte por punzonamiento</i>	138
<i>Tabla 9-9 Diseño por flexión en zapata aislada para Edificio S1</i>	139
<i>Tabla 9-10 Diseño por flexión en zapata aislada para Edificio S2</i>	139
<i>Tabla 9-11 Cargas para el diseño de la viga de conexión</i>	141
<i>Tabla 9-12 Cargas en la Zapata Combinada</i>	144
<i>Tabla 9-13 Cargas al C.G. de la zapata combinada</i>	144
<i>Tabla 9-14 Combinaciones de cargas para zapata combinada</i>	145
<i>Tabla 9-15 Verificación de presiones en zapata combinada (ton/m²)</i>	145
<i>Tabla 9-16 Valores para cálculo por punzonamiento</i>	147

<i>Tabla 9-17 Diseño por flexión de la zapata combinada en la dirección X.....</i>	<i>149</i>
<i>Tabla 9-18 Diseño por flexión de la zapata combinada en la dirección Y.....</i>	<i>149</i>
<i>Tabla 10-1 Datos para diseño del cerco perimétrico</i>	<i>155</i>
<i>Tabla 10-2 Datos para diseño del parapeto</i>	<i>158</i>
<i>Tabla 11-1 Comparación Metrado de Acero en Vigas (kg).....</i>	<i>161</i>
<i>Tabla 11-2 Comparación Metrado de Acero en Columnas (kg).....</i>	<i>162</i>
<i>Tabla 11-3 Comparación Metrado de Acero en Placas (kg).....</i>	<i>162</i>
<i>Tabla 11-4 Comparación Metrado de Concreto en Cimentación (m3).....</i>	<i>163</i>
<i>Tabla 11-5 Comparación Metrado de Acero en Cimentación (kg)</i>	<i>163</i>
<i>Tabla 11-6 Resumen de Metrados Suelo S1.....</i>	<i>163</i>
<i>Tabla 11-7 Resumen de Metrados Suelo S2.....</i>	<i>164</i>
<i>Tabla 12-1 Comparación de Desplazamientos</i>	<i>165</i>
<i>Tabla 12-2 Comparación de Factores de Amplificación.....</i>	<i>165</i>



Capítulo 1. Aspectos Generales

1.1. Objetivos del Proyecto

Se realizó los diseños estructurales de dos edificios destinados a vivienda con igual distribución arquitectónica, ubicados en suelos de diferentes (Suelo S1 y S2) características en la ciudad de Lima. Adicionalmente, se realizará una comparación entre sus resultados sísmicos, medrado de elementos estructurales y se presentarán los diseños realizados en los planos.

1.2. Arquitectura del Proyecto

El terreno del proyecto es de 686.76 m² y se encuentra ubicado en esquina. Tiene un frente de 29.10 m y otro de 23.60 m. El área techada es de 3214.81 m² y cuenta con 32 departamentos, los cuales se distribuyen de la siguiente manera: dos en el primer nivel y cinco por piso en los demás niveles. Además, cuenta con un porcentaje de área libre de 33.33%.

Con respecto a los estacionamientos, el proyecto cuenta con 15 estacionamientos en el primer nivel, dos de los cuales son de visita y se encuentran por el ingreso peatonal. Si bien no cumple con el número requerido de estacionamientos, el resto se encuentra en un terreno adyacente. Adicionalmente presenta una escalera principal y dos ascensores para acceder a los pisos superiores y azotea. El ingreso peatonal como el vehicular tiene implementado escaleras y rampas para discapacitados.

El primer nivel tiene un hall de ingreso desde el acceso peatonal. Además, se encuentra un depósito, un baño de visitas, el cuarto de bombas, una sala de usos múltiples, un área de espera y dos departamentos. El suministro de agua se realizará a través de una bomba hidroneumática, sin tanque elevado.

A partir del segundo piso se encuentran cinco tipos de departamento por piso, con áreas de 73.53 m², 87.56 m², 70.51 m², 98.80 m² y 86.69 m². Los departamentos del primer piso son igual que los tipos 1 y 2 con la única diferencia que tienen patios y jardines, haciéndolos tener un área de 88.63 m² y 100.18 m². En la azotea se encuentra el cuarto de máquinas para el ascensor. La altura de entrepiso es de 2.90 m y los dinteles serán de drywall.

1.3. Consideraciones de Diseño

El diseño de la estructura será realizado con las normas del “Reglamento Nacional de Edificaciones” (RNE), A continuación, se muestra las normas que usaremos en el predimensionamiento, análisis y diseño de la estructura.

- Norma E.020 Cargas

- Normas E.030 Diseño Sismorresistente
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- Norma E.060 Concreto Armado
- Norma E.070 Albañilería

1.4. Materiales Empleados

1.4.1. Concreto armado.

El concreto a emplear en la mayor parte de elementos estructurales (zapatas, vigas, columnas, placas, losas, etc.) tendrá las siguientes características mecánicas:

- Resistencia a la Compresión: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad: $E_c = 217,000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

1.4.2. Concreto simple.

Se usará en cimientos corridos, falsas zapatas, y sobrecimientos. Tendrá una resistencia a la compresión de 100 kg/cm^2 y tendrá un porcentaje en volumen de piedra grande o mediana.

1.4.3. Acero.

Las varillas a utilizar serán corrugadas de Grado 60 ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$). Estas varillas se producen en longitudes de 9 m y cuentan con un módulo de elasticidad: $E_s = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$.

1.4.4. Albañilería.

Según el plano de arquitectura, existen tabiques de 15 cm y 25 cm de espesor. En estos casos se utilizará ladrillos huecos (pandereta) para tabiquería interior y ladrillos solidos (King Kong) para cercos y parapetos.

Para los ladrillos solidos deberán tener las siguientes especificaciones:

- Ladrillo tipo IV Solido
- Resistencia de unidad a compresión: $f'_b = 145 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia de pila a compresión: $f'_m = 65 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E = 500 f'_m = 32,500 \text{ kg/cm}^2$
- Mortero P2 proporción: Cemento / Cal / Arena = 1/ 0.5 / 4

Como se puede apreciar existe una gran cantidad de tabiques, es por esta razón que la masa del edificio es elevada.

Capítulo 2. Estructuración y Predimensionamiento

2.1. Estructuración

La estructuración es el proceso mediante el cual se distribuyen los diferentes elementos estructurales, en base a la arquitectura usando diferentes criterios. La estructuración es el paso inicial en el diseño estructural. Por ello en base a una buena estructuración podremos predecir un buen comportamiento de la estructura a lo largo de su vida.

2.1.1. Criterios de estructuración.

A continuación, se presentará algunos criterios básicos para poder realizar una buena estructuración de una edificación:

2.1.1.1. *simplicidad y simetría.*

Mientras más simple sea la estructuración, la estructura tendrá un mejor comportamiento ante eventos sísmicos; del mismo modo podremos tener mayor confiabilidad entre los resultados del análisis estructural. Esto se explica ya que, si una estructura es muy compleja, se deberá hacer simplificaciones al momento del diseño, lo cual le va restando credibilidad a nuestros resultados.

En gran medida se buscará simetría en especial en los elementos que brindan rigidez a la estructura. Esto debido a evitar posibles problemas de torsión.

2.1.1.2. *rigidez lateral.*

La estructura deberá contar con suficientes elementos que le brinden una adecuada rigidez en los diferentes sentidos. Esto con el fin de evitar grandes desplazamientos durante un sismo. Se ha comprobado que los desplazamientos producen daños en elementos no estructurales y una sensación de temor en los ocupantes del edificio. Adicionalmente se ha podido concluir con el paso del tiempo que los edificios rígidos se comportan mejor que los flexibles.

2.1.1.3. *uniformidad y continuidad.*

Los elementos estructurales preferiblemente deberán ser continuos tanto en planta como en elevación. Esto se realiza para evitar cambios bruscos de rigidez y posibles concentraciones de esfuerzos, los cuales son difíciles de calcular en su real magnitud. En caso no existiese opción debería realizarse el cambio de manera gradual para reducir los cambios bruscos de rigidez.

2.1.1.4. diafragma rígido.

Las losas, ya sean aligeradas o macizas, cumplen la función de transmitir cargas que existen en el piso a diferentes elementos estructurales. Adicionalmente permiten integrar la estructura en cada piso, logrando uniformizar los desplazamientos debido a la gran rigidez de estos elementos en su propio plano. Es por esto que las fuerzas de inercia viajan a los elementos estructurales a través de las losas y se distribuyen de acuerdo a la rigidez lateral de cada elemento.

2.1.2. Estructuración de la edificación.

A continuación, se describirá los aspectos más importantes de la estructuración:

- Se puede apreciar la existencia de diversos pórticos formados por columnas, vigas o placas en ambas direcciones. Lo primero a tomar en cuenta es la ubicación del terreno en esquina, lo cual limita de cierto modo la ubicación de las placas con el fin de evitar problemas de torsión.
- Se puede apreciar la gran cantidad de muros debido a que existen cinco departamentos por piso. Esto aumenta significativamente el peso sísmico de la estructura debido a la tabiquería, demandando una mayor cantidad de placas.
- Se aprecia la posibilidad de colocar placas más largas en la dirección Y-Y, con lo cual se espera una mayor rigidez en dicho sentido. Se decidió aumentar en lo posible el tamaño de las placas 5 y 4 con el propósito de evitar que el centro de rigidez se desplace muy a la derecha. Del mismo modo la placa 6 evita que se genere problemas de torsión por su gran rigidez en Y-Y.
- Para la dirección X-X se aprecia que no existen placas de gran longitud en su mayoría. Al estar en esquina el edificio, la placa 12 se propuso con la mayor longitud posible para poder contrarrestar el efecto de torsión del resto de placas en los ejes superiores. En la zona de escaleras y ascensor se pudo unir la placa 6 y 7; sin embargo, esto hubiera generado torsión por la gran rigidez de esa placa.
- El uso de vigas peraltadas fue para formar pórticos en lo posible, ya que en muchos casos la arquitectura presentaba desfases en sus muros, con lo cual se perdía continuidad en muchos pórticos. Por ejemplo, en las vigas VT4 y VT5, las cuales pudieron conectarse formando un pórtico continuo; sin embargo, se prefirió dejar libre el hall por un tema arquitectónico. Adicionalmente se usaron vigas chatas para cerrar paños o para soportar tabiques paralelos a las viguetas.

- Sobre los techos, se usó en su mayoría losas aligeradas unidireccionales con vigas intermedias. Adicionalmente para la planta típica propusimos losas macizas en los volados, zona de escalera y baños de los departamentos tipo 1 por la gran cantidad de tabiques. Como comentario adicional, no se aprecia reducción en planta o aberturas importantes, con lo cual se podrá analizar todo el piso como una unidad (diafragma rígido).

A continuación, se muestra la planta de arquitectura y estructuración del piso típico en las figuras 2-1 y 2-2 respectivamente. Cabe mencionar que lo descrito anteriormente proviene únicamente del criterio y deberá ser corroborado posteriormente a través de un análisis sísmico.



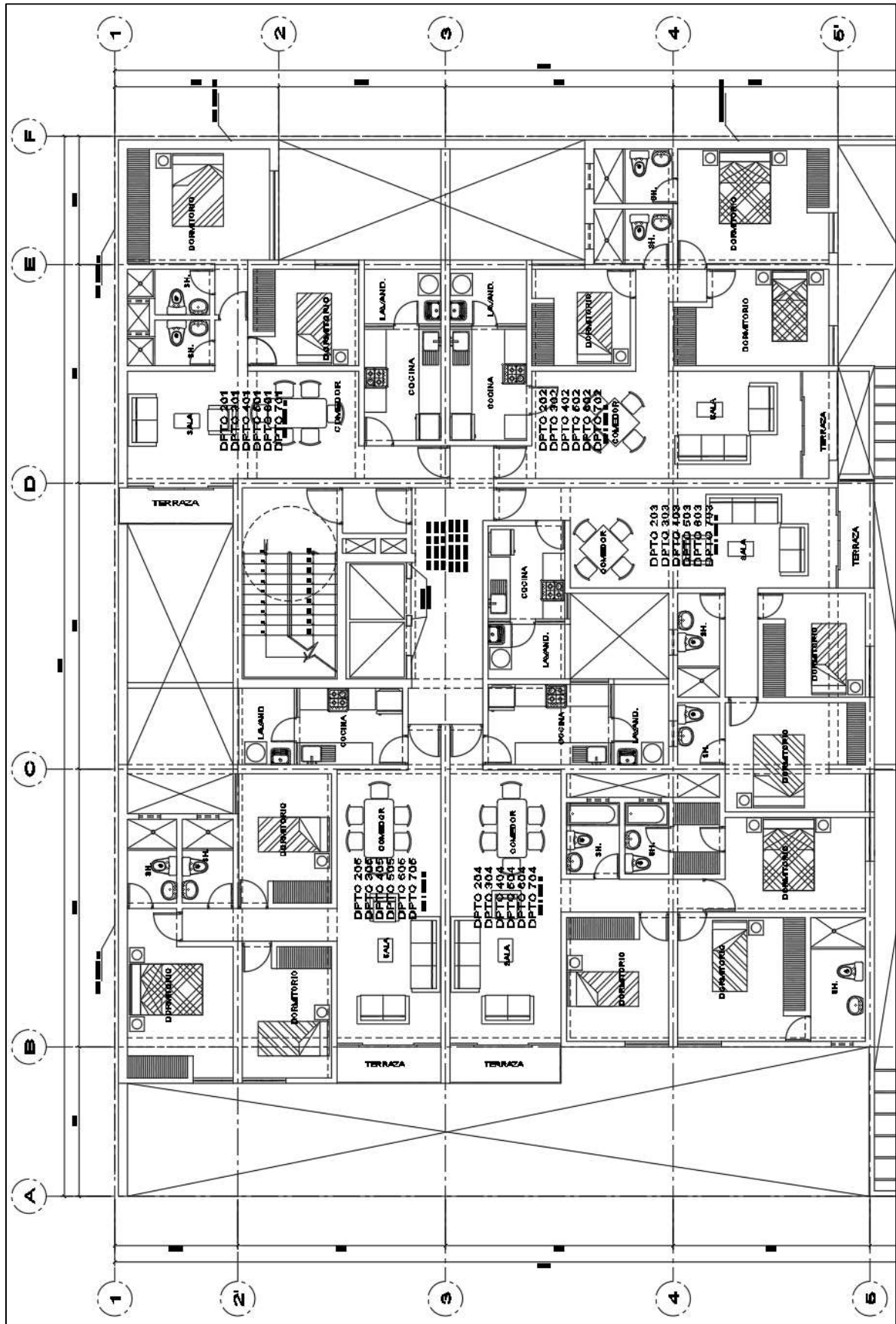


Figura 2-1 Arquitectura del piso típico

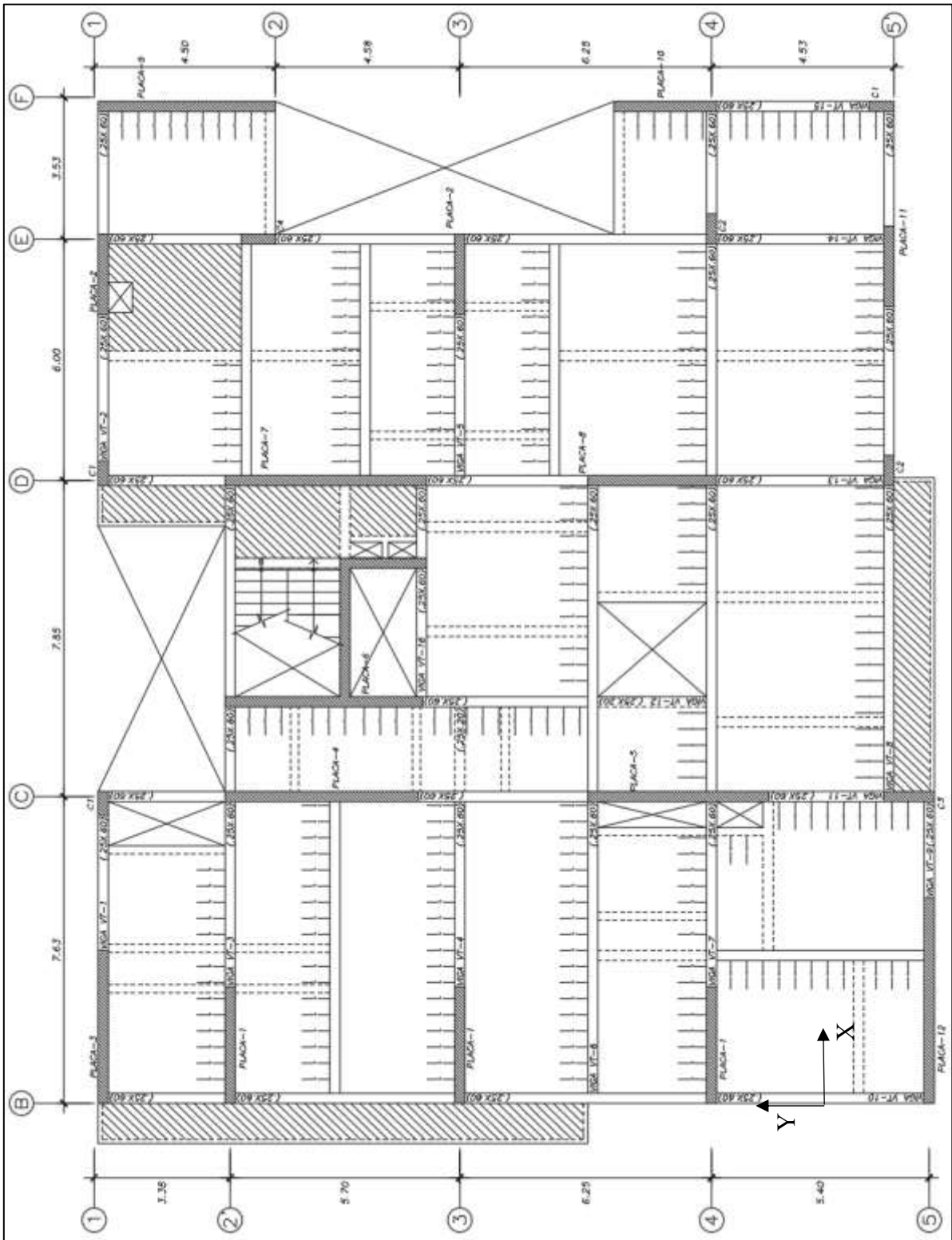


Figura 2-2 Estructuración del piso típico

2.2. Predimensionamiento

Luego de estructurar la edificación se procede a proponer dimensiones iniciales para cada elemento estructural de acuerdo a diferentes criterios. De igual modo que la estructuración, este proceso solo brinda dimensiones iniciales que deberán ser verificadas ya sea en el proceso de análisis o diseño. Al realizar un buen predimensionamiento se busca que las variaciones no sean significativas.

2.2.1. Losas aligeradas.

Según el libro “Estructuración y diseño de Edificaciones de Concreto Armado” del Ing. Antonio Blanco Blasco se recomienda los siguientes espesores de losa:

- $H = 17$ cm para luces menores que 4 m
- $H = 20$ cm para luces menores que 5.5 m
- $H = 25$ cm para luces menores que 6.5 m
- $H = 30$ cm para luces menores que 7.5 m

Estas recomendaciones son para paños con sobrecargas menores al orden de 300 o 350 kg/m²; o paños con presencia de tabiques importantes. En otros casos tal vez requiera mayores espesores.

En el presente edificio, la mayor luz de paño es de 4.15 m y la sobrecarga es de 200 kg/m², entre los ejes 4 y 5'. Por ello se usarán losas aligeradas de 20 cm de espesor para todos los paños con el fin de uniformizar el espesor de losa.

2.2.2. Losas macizas.

Las losas macizas desde el primer hasta el séptimo piso no se encuentran apoyadas en sus cuatro bordes. Es por esta razón que para efectos de predimensionamiento la asumiremos como unidireccional en su longitud mayor.

Con respecto a losas macizas, el autor nos recomienda usar los mismos criterios de losa aligerado y disminuir el espesor en 5 cm.

En este caso la losa maciza tiene una luz de 3.3 m y por consiguiente requeriría un espesor de 12 cm. Sin embargo, se vio por conveniente uniformizar el peralte de todas las losas a 20 cm, logrando así un mejor aislamiento acústico y menores vibraciones.

2.2.3. Vigas Peraltadas.

Las vigas se dimensionan con un peralte que va en el orden de $L/10$ a $L/12$, donde “L” es la luz libre. El ancho, si bien es de menor importancia por flexión, se dimensiona como 0.3 a 0.5 el peralte de la viga. En el caso de vigas sismorresistentes el ancho mínimo es de 25 cm.

Para el caso de vigas que no reciben carga de losas y forman pórticos, se puede reducir más el peralte. Sin embargo, se decidió uniformizar peraltes en ambos sentidos ya que en muchos casos de la presente estructura las vigas secundarias sirven de apoyo para otras vigas. De este modo se busca generar un adecuado comportamiento de estas vigas.

En el presente edificio las mayores luces libres son de 7.60 m:

$$h = \frac{7.60}{12} = 0.63 \text{ m o } h = \frac{7.60}{10} = 0.76 \text{ m}$$

Por ello, decidió usarse un peralte de 0.60 m. Con respecto al ancho, al no tener un peralte considerable, se usará un ancho de 0.25 m que es el mínimo para vigas sísmicas. Finalmente se usa una viga de 25 x 60 cm.

2.2.4. Vigas no peraltadas.

El predimensionamiento para las vigas chatas solo se dará en su ancho, ya que tendrán el espesor de losa como peralte. Se dimensionan buscando que el ancho sea suficiente para soportar las solicitaciones de cortante, ya que los estribos colocados son únicamente de montaje. Cabe mencionar que excepcionalmente pueden diseñarse los estribos para aportar resistencia a corte.

2.2.5. Columnas.

El edificio cuenta con una gran cantidad de placas, lo cual hace que las columnas no reciban fuerzas sísmicas y se diseñara principalmente para cargas axiales de gravedad. Bajo esta condición, el mismo libro da recomendaciones para dimensionar las columnas centradas y laterales o esquineras.

Para columnas centradas:

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f_c}$$

Para columnas laterales y esquineras, donde la carga axial no sea tan grande

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 f_c}$$

Adicionalmente, las columnas rectangulares que formen pórticos sismorresistentes deberán tener un ancho mínimo de 25 cm en su lado menor.

Para mostrar el proceso de predimensionamiento se eligió la columna C2, ubicada en los ejes E y 4.

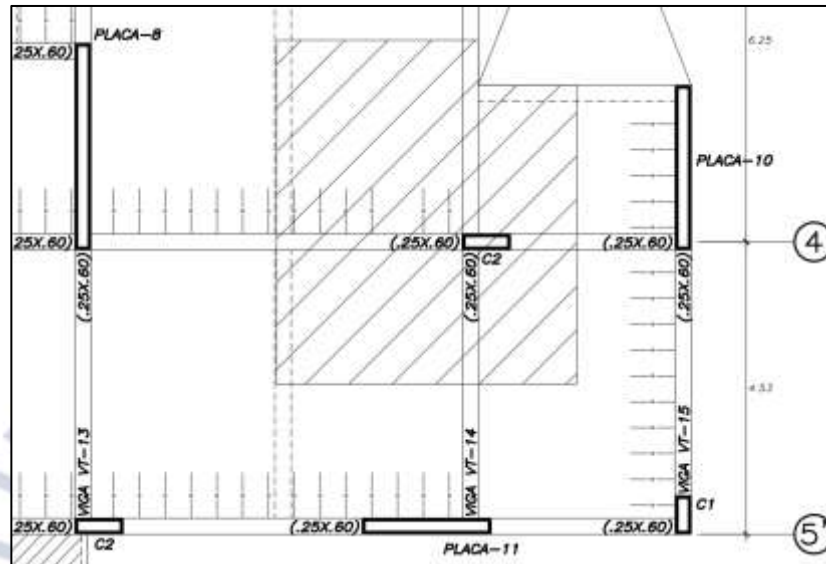


Figura 2-3 Área tributaria para columna C2

- Área tributaria: 23.70 m²
- Peso estimado: 1 ton/m²
- Número de pisos: 7
- Carga de Servicio (P): 23.70 x 1 x 7 = 165.9 ton

Calculando el área requerida de la columna:

$$\text{Área de columna} = \frac{165.9}{0.45 \times 210} = 1756 \text{ cm}^2$$

Considerando un ancho de 25 cm el peralte requerido sería de 70.24 cm. Finalmente se decide elegir una columna de 25x75 cm. Adicionalmente contamos con columnas de 25x60 cm, 25x85 cm y 25x125 cm. En los dos últimos casos el peralte es determinado por el desfase existente en los muros. De igual modo cada columna será verificada posteriormente en la etapa de diseño.

2.2.6. Placas.

Las placas o muros de corte brindan rigidez lateral, reduciendo desplazamientos y tomando los esfuerzos de sismo. Por ello la cantidad de placas requeridas será calculada a través de un análisis sísmico.

Las placas para edificaciones de muros o pórticos deberán tener un ancho mínimo de 15 cm. La Norma E.060 en su artículo 21.9.3.2 señala que el espesor debe ser mayor que 1/25 la altura de los elementos que brindan cierta restricción lateral. Al ser nuestra altura de entrepiso 2.90 m:

$$e_{min} = \frac{290}{25} = 11.6 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el espesor mínimo será de 15 cm. Sin embargo, como la mayoría de placas forman pórticos, el ancho de las placas será igual al de las vigas: 25 cm.



Capítulo 3. Medrado de Cargas

En este capítulo se va a determinar la magnitud de cargas que se someten a los elementos estructurales (losas aligeradas, vigas, columnas, placas) del Edificio S1 y Edificio S2. Para ello la Norma Técnica de Edificaciones E.020 de cargas nos brinda las condiciones a tener en cuenta para calcular las cargas de gravedad actuantes en los elementos estructurales.

3.1. Generalidades

La Norma E.020 en el capítulo 01, artículo 02 hace mención a dos tipos de cargas de gravedad:

3.1.1. Carga muerta.

Es el peso de todo tipo de materiales, equipos, tabiques, peso propio que soporta una edificación de manera permanente o con una variación mínima de magnitud en el tiempo.

3.1.2. Carga viva.

Es el peso de los ocupantes, muebles, equipos, y todo elemento movable que pertenece a la edificación.

Para el medrado de carga muerta es necesario saber el peso propio del elemento y todas las cargas que actúan sobre este. A continuación, se indica los pesos unitarios de los materiales:

Tabla 3-1 Pesos unitarios de los materiales

Material	Peso Unitario (kg/m^3)
Albañilería Hueca	1,400
Albañilería Sólida	1,800
Tarrajeo para albañilería	2,000
Concreto armado	2,400
Piso terminado (Contrapiso)	2,000

Fuente: Norma E.020. Cargas

El medrado de carga viva, se determina dependiendo del uso de la edificación y se reparte esta carga en cada piso. Teniendo en cuenta que el uso del Edificio S1 y Edificio S2 es de viviendas, se muestra la siguiente tabla:

Tabla 3-2 Sobrecarga repartida para ambos edificios

Ocupación o uso	Carga Viva (kg/m^2)
Corredores y escaleras	400
Estacionamientos	250
Vivienda	200
Azotea	100

Fuente: Norma E.020. Cargas

3.2. Metrado de Cargas de Losa Aligerada

Las losas aligeradas para los Edificios S1 y S2 trabajan en una sola dirección, en el sentido del armado, el metrado se realiza por viguetas transfiriendo sus cargas hacia las vigas, placas o columnas.

Para determinar la carga muerta de cada vigueta se debe considerar el peso propio y del piso terminado ($e=5\text{cm}$) como carga distribuida por metro lineal, peso de la tabiquería perpendicular a la dirección del armado como carga puntual. Para la carga viva se reparte la carga que actúa en esta área dependiendo el uso de esta.

A continuación, se realizará el metrado de cargas de la vigueta de la Figura 3-1.

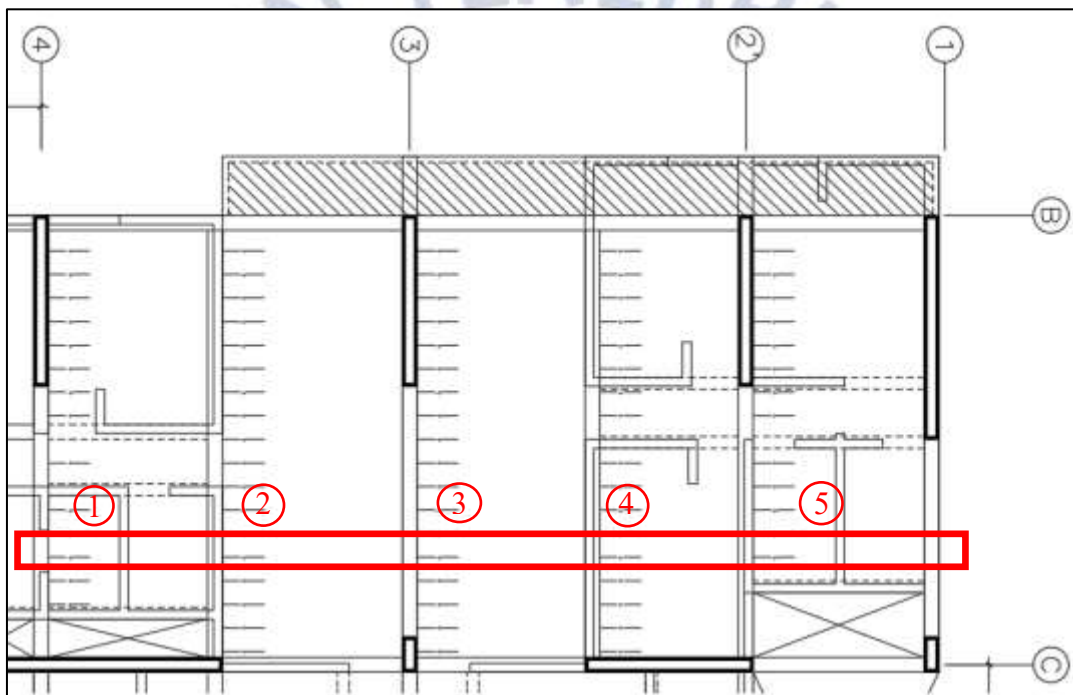


Figura 3-1 Vigueta para calcular el metrado de cargas.

De la vigueta que se muestra en la Figura 3-1, se tiene los siguientes datos:

- Peso propio del aligerado ($h=20\text{cm}$) = 300 kg/m^2
- Peso del piso terminado ($e=5\text{cm}$) = 100 kg/m^2
- Tabique 1 de $e = 15\text{ cm}$ y $h = 2.70\text{ m}$, perpendicular a la losa en el primer paño
- Tabique 2 de $e = 15\text{ cm}$ y $h = 2.70\text{ m}$, perpendicular a la losa en el quinto paño
- Sobrecarga (S/C) = 200 kg/m^2

3.2.1. Metrado de carga muerta.

- Peso aligerado: $w_{CM} = 0.4 \times (300 + 100) = 160\text{ kg/m}$

- Tabique 1: $P1 = 0.15 \times 0.4 \times 2.70 \times 1400 = 226.80 \text{ kg}$
- Tabique 2: $P2 = 0.15 \times 0.4 \times 2.70 \times 1400 = 226.80 \text{ kg}$

3.2.2. *Metrado de carga viva.*

- Carga Viva en la vigueta = $w_{CV} = 0.4 \times 200 = 80 \text{ kg/m}$

Luego de calcular todas las cargas actuantes en la vigueta, se obtiene la distribución de carga muerta y viva, como se muestra en las figuras 3-2 y 3-3.

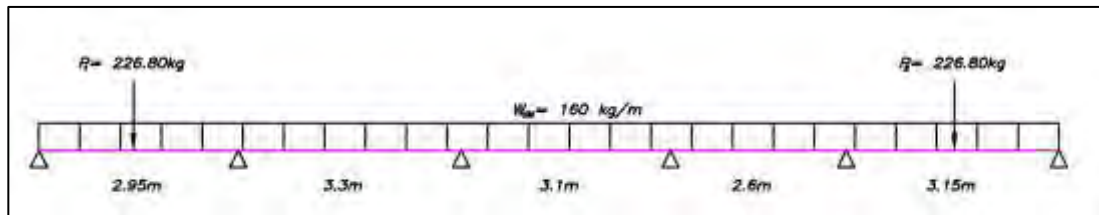


Figura 3-2 Distribución de carga muerta en vigueta

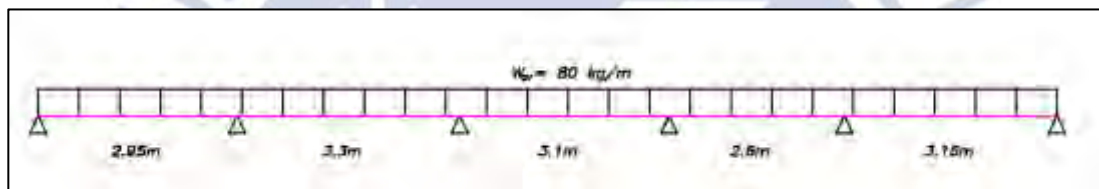


Figura 3-3 Distribución de carga viva en vigueta

3.3. *Metrado de Cargas de Vigas*

La viga recibe cargas de los techos (losas aligeradas, losas macizas), para ello es necesario analizar el “área tributaria” de cada viga, de esta manera se calculará cuanta área de techo carga la viga. El área tributaria depende de la dirección de armado del techo, puede ser rectangular en caso la distribución de armado sea en una sola dirección; pueden ser trapezoidales o triangulares en caso que el armado sea en dos direcciones.

Luego de analizar el área tributaria, la viga cargará toda la carga muerta y viva que actúen sobre esta área, además de su propio peso y las cargas repartidas por tabiques, vigas chatas o peraltadas. A continuación, se realizará el metrado de cargas de las vigas VT-7 y VT-13.

3.3.1. Metrado de carga viga VT-7.

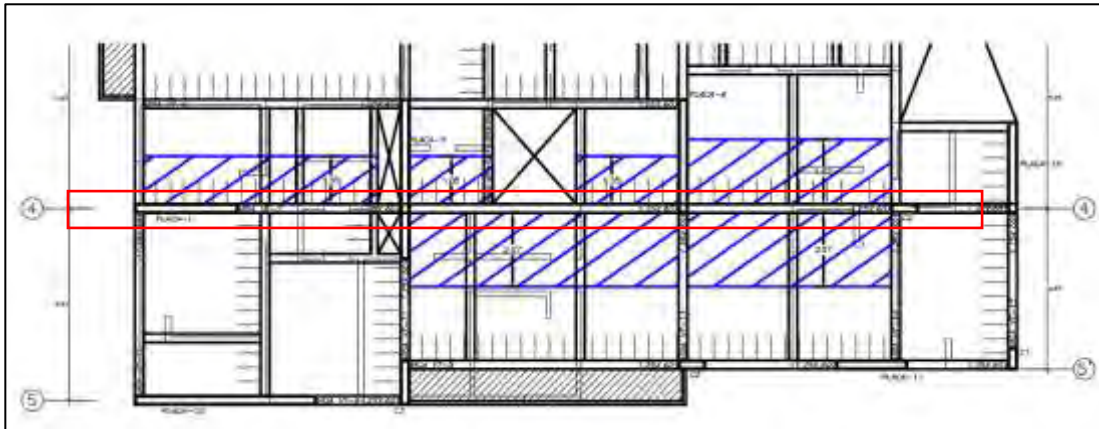


Figura 3-4 Área tributaria de la Viga VT-7 a analizar

Analizando la viga VT-7, se tiene los siguientes datos:

- Sección de 25x60cm ubicada en el eje 4
- Presencia de tabiques de $e=25\text{cm}$, ubicado sobre la viga
- Presencia de tabiques de $e=15\text{cm}$, ubicado sobre el área tributaria de la viga
- El ancho de área tributaria es variable en cada tramo de la viga, en el primer tramo es de 1.35m, el segundo tramo es de 3.425m, el tercer tramo es de 3.9m, el último tramo no tiene ancho tributario porque el aligerado se distribuye en el otro sentido y no carga a la viga VT-7.
- Peso del aligerado ($H=20\text{cm}$) = 300 kg/m^2
- Peso del piso terminado ($e=5\text{cm}$) = 100 kg/m^2
- Peso de la sobrecarga (S/C) = 200 kg/m^2

3.3.1.1. metrado de carga muerta.

- Peso propio de la viga = $W_p = 2,400 * (0.25 * 0.60) = 360\text{ kg/m}$
- Peso del aligerado y piso terminado:
 $W_{a1} = (300 + 100) * 1.35 = 540\text{ kg/m}$
 $W_{a21} = (300 + 100) * 3.425 = 1,370\text{ kg/m}$
 $W_{a22} = (300 + 100) * 2.075 = 830\text{ kg/m}$
 $W_{a3} = (300 + 100) * 3.4 = 1,360\text{ kg/m}$
- Peso de tabique ($e=25\text{cm}$) en viga = $w_1 = 1,400 * 0.25 * 2.30 = 805\text{ kg/m}$
- Peso de tabique ($e=15\text{cm}$) en viga = $w_2 = 1400 * 0.15 * 2.30 = 483\text{ kg/m}$
- Peso de tabique ($e=15\text{cm}$), repartido sobre el área tributaria:

$$w_{11} = 1,400 * 0.15 * 2.70 * \frac{1.95}{1.95 + 1} = 374.98 \text{ kg/m}$$

$$w_{12} = 1,400 * 0.15 * 2.70 * \frac{1.55}{1.55 + 1.4} = 297.92 \text{ kg/m}$$

$$w_{21} = 1,400 * 0.15 * 2.70 * \frac{1.25}{1.25 + 1.7} = 240.25 \text{ kg/m}$$

$$w_{22} = 1,400 * 0.15 * 2.70 * \frac{3.05}{3.05 + 1.35} = 393.03 \text{ kg/m}$$

$$w_{23} = 1,400 * 0.15 * 2.70 * \frac{2}{2 + 2.4} = 257.73 \text{ kg/m}$$

$$w_{31} = 1,400 * 0.15 * 2.70 * \frac{2.8}{2.8 + 1.1} = 407.08 \text{ kg/m}$$

$$P_{t21} = 1,400 * 0.15 * 2.70 * 0.6 * \frac{1.625}{1.625 + 2.775} = 125.64 \text{ kg}$$

$$P_{t31} = 1,400 * 0.15 * 2.70 * 1.2 * \frac{3.925}{3.925 + 0.475} = 606.95 \text{ kg}$$

$$P_{t32} = 1,400 * 0.15 * 2.70 * 0.6 * \frac{0.325}{0.325 + 3.575} = 28.35 \text{ kg}$$

- Peso muerto de las vigas que se apoyan sobre la viga VT-7:

- $P_8 = 9,620 \text{ kg}$

- $P_5 = 1,040 \text{ kg}$

- $P_6 = 3,180 \text{ kg}$

- $P_9 = 1,510 \text{ kg}$

- $P_{12} = 440 \text{ kg}$

- $P_{10} = 3,510 \text{ kg}$

- $P_{20} = 3,120 \text{ kg}$

3.3.1.2. *metrado de carga viva.*

- Sobrecarga sobre viga = $w_{s/c} = 200 * 0.25 = 50 \text{ kg/m}$

- Sobrecarga sobre el área tributaria:

$$W_{v1} = 200 * 1.35 = 270 \text{ kg/m}$$

$$W_{v21} = 200 * 3.425 = 685 \text{ kg/m}$$

$$W_{v22} = 200 * 2.075 = 415 \text{ kg/m}$$

$$W_{v3} = 200 * 3.4 = 680 \text{ kg/m}$$

- Peso vivo de las vigas que se apoyan sobre la viga VT-7:

$$P_{v8} = 2,030 \text{ kg}$$

$$P_{v6} = 250 \text{ kg}$$

Luego de calcular todas las cargas actuantes en la viga, se obtiene la distribución de carga muerta y viva, como se muestra en las siguientes figuras:

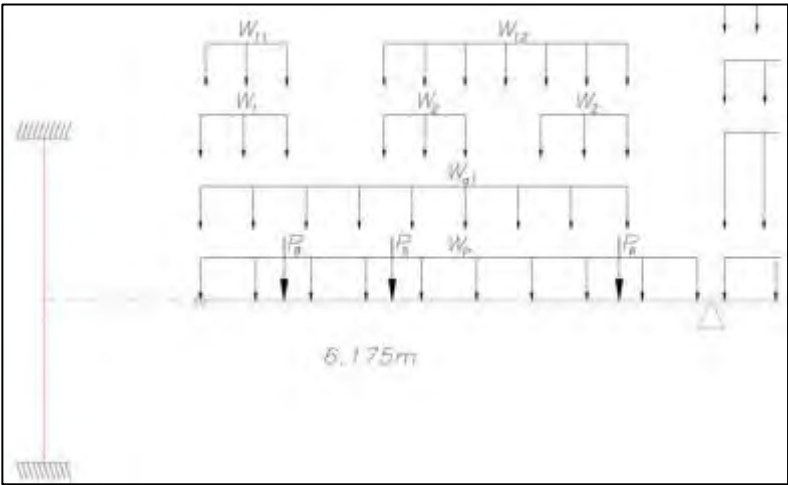


Figura 3-5 Distribución de carga muerta de la viga VT-7 (tramo 1)

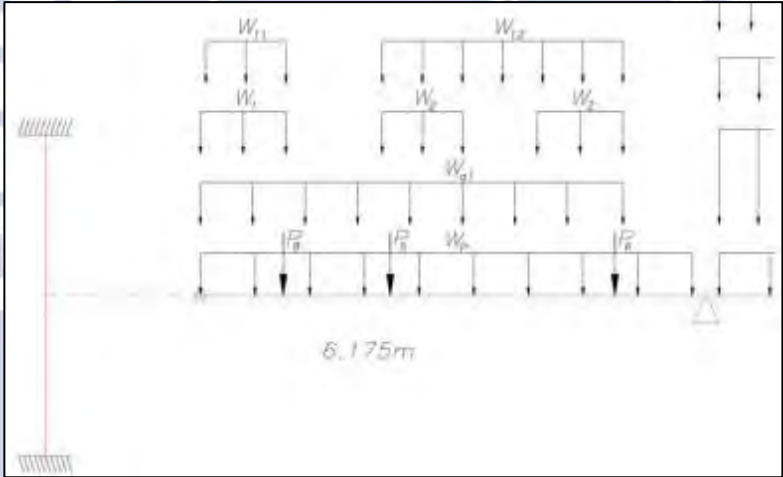


Figura 3-6 Distribución de carga muerta de la viga VT-7 (tramo 2)

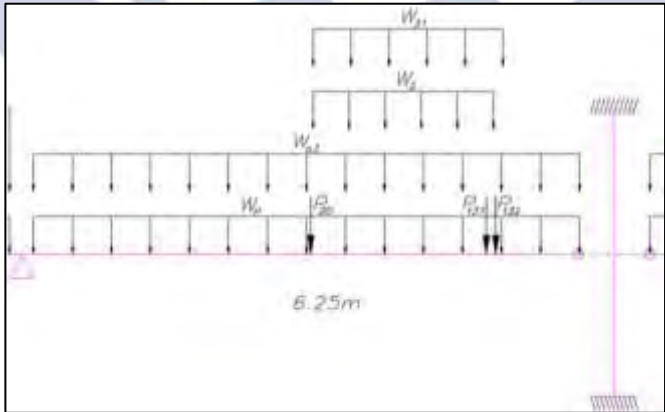


Figura 3-7 Distribución de carga muerta de la viga VT-7 (tramo 3)

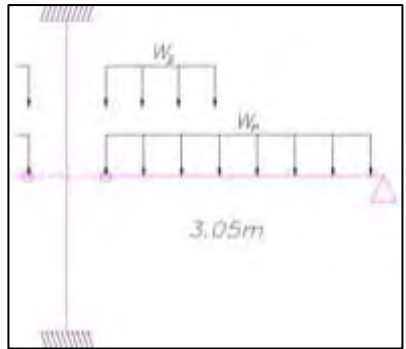


Figura 3-8 Distribución de carga muerta de la viga VT-7 (tramo 4)

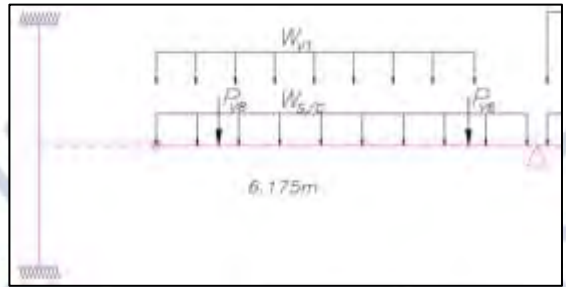


Figura 3-9 Distribución de carga viva de la viga VT-7 (tramo 1)

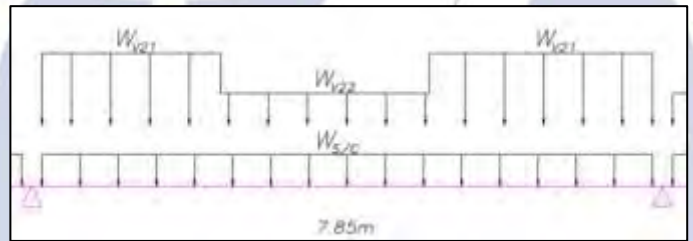


Figura 3-10 Distribución de carga viva de la viga VT-7 (tramo 2)

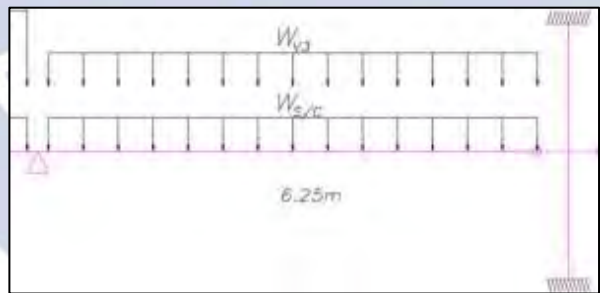


Figura 3-11 Distribución de carga viva de la viga VT-7 (tramo 3)

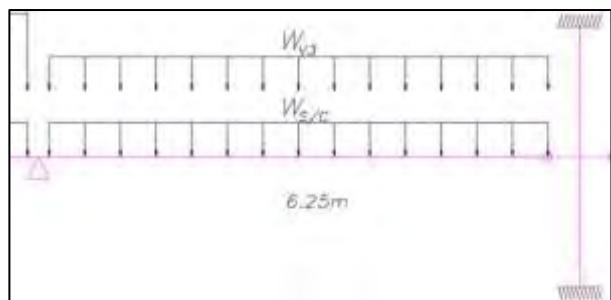


Figura 3-12 Distribución de carga viva de la viga VT-7 (tramo 4)

3.3.2. *Metrado de carga viga VT-13.*

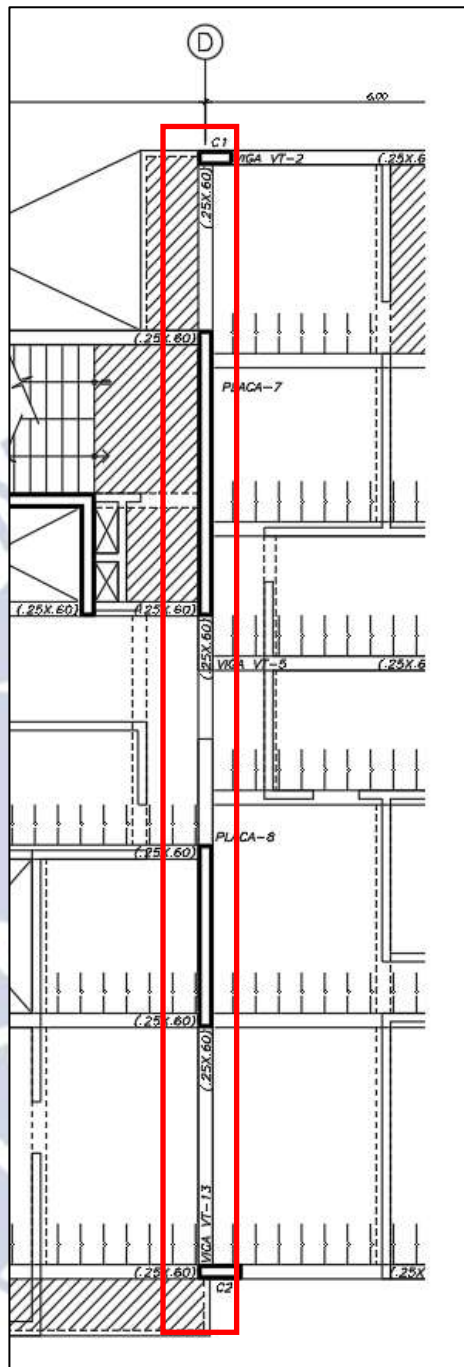


Figura 3-13 Viga VT-13 a analizar

Analizando la viga VT-13, se tiene los siguientes datos:

- Sección de 25x60cm ubicada en el eje D
- Presencia de tabiques de $e=25\text{cm}$, ubicado sobre la viga
- No tiene ancho tributario porque el aligerado se distribuye en el otro sentido y no carga a la viga VT-13, a excepción del último tramo, donde se asumió que la viga carga todo el peso de la losa maciza (volado).

- Peso del piso terminado (e=5cm) = 100 kg/m^2
- Peso de la sobrecarga (S/C) = 200 kg/m^2

3.3.2.1. *metrado de carga muerta.*

- Peso propio de la viga = $W_p = 2,400 * (0.25 * 0.60) = 360 \text{ kg/m}$
- Peso del piso terminado sobre la viga (e=5cm):

$$w_t = 100 * 0.25 = 25 \text{ kg/m}$$

- Peso de tabique (e=25cm) en viga = $w_1 = 1,400 * 0.25 * 2.30 = 805 \text{ kg/m}$
- Peso de la losa maciza = $w_m = 2,400 * 0.2 * 1 = 480 \text{ kg/m}$
- Peso muerto de las vigas que se apoyan sobre la viga VT-13

$$P_5 = 4,160 \text{ kg}$$

$$P_{27} = 7,010 \text{ kg}$$

3.3.2.2. *metrado de carga viva.*

- Sobrecarga sobre viga = $w_{S/C} = 200 * 0.25 = 50 \text{ kg/m}$
- Peso vivo de las vigas que se apoyan sobre la viga VT-13:

$$P_{v5} = 750 \text{ kg}$$

$$P_{v27} = 1,880 \text{ kg}$$

Luego de calcular todas las cargas actuantes en la viga, se obtiene la distribución de carga muerta y viva, como se muestra en las figuras 3-14 y 3-15.

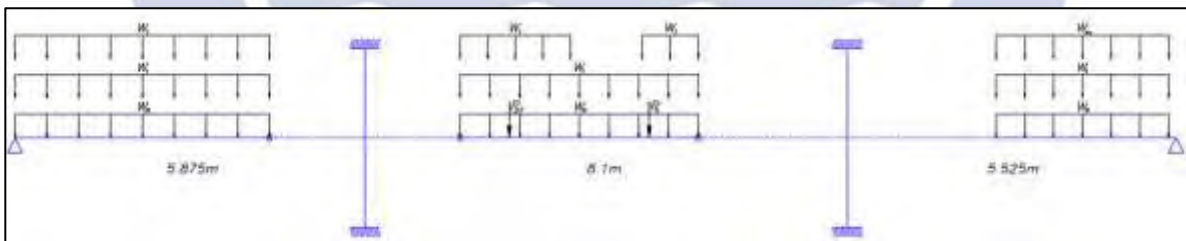


Figura 3-14 Distribución de carga muerta de la viga VT-13

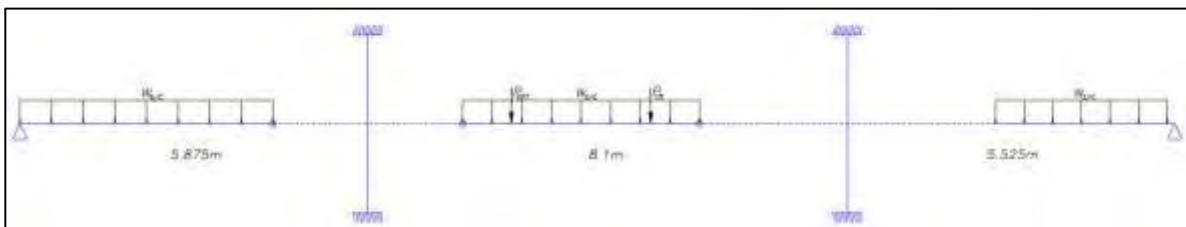


Figura 3-15 Distribución de carga viva de la viga VT-13

3.4. Metrado de Cargas de Columnas

Las columnas reciben las cargas que le transmiten las vigas y losas, para ello es necesario analizar su “área tributaria”. Luego de analizar el área tributaria, la columna cargará toda la carga muerta y viva que actúen sobre esta área, además de su propio peso, transmitiendo así toda esta carga hacia la cimentación del edificio.

A continuación, se realizará el metrado de cargas de la columna C2 (entre el Eje E y 4).

3.4.1. Metrado de carga columna C2.

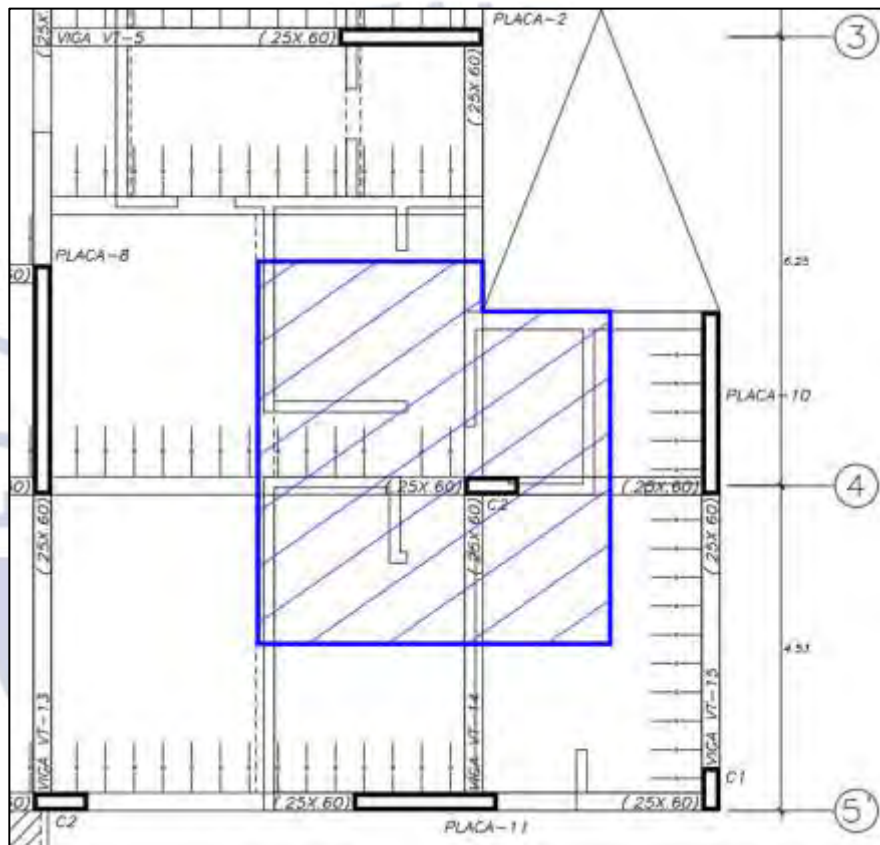


Figura 3-16 Área tributaria de la columna C2

Analizando la columna C2, se tiene los siguientes datos:

- Área tributaria de 24.8 m^2 y área de techo, 21.405 m^2
- Área de techo de 21.405 m^2
- Columna de 25x75cm ubicada en el eje E y 4
- Vigas de 25x60cm y 25x20cm
- Altura de piso típico de 2.90m y 3.30 m en el 1er piso
- Presencia de tabiques de $e=25\text{cm}$ y $H=2.30\text{m}$ ($\Sigma L= 0.95\text{m}$)
- Presencia de tabiques de $e=25\text{cm}$ y $H=2.70\text{m}$ ($\Sigma L= 1.775\text{m}$)

- Presencia de tabiques de $e=15\text{cm}$ y $H=2.70\text{m}$ ($\Sigma L= 9.125\text{m}$)
- Presencia de tabiques de $e=15\text{cm}$ y $H=2.30\text{m}$ ($\Sigma L= 4.6\text{m}$)
- Peso del aligerado ($H=20\text{cm}$) = 300 kg/m^2
- Peso del piso terminado ($e=5\text{cm}$) = 100 kg/m^2
- Peso de la sobrecarga (Piso típico) = 200 kg/m^2
- Peso de la sobrecarga (Piso típico) = 100 kg/m^2
- Longitud de vigas en área tributaria = 16.10 m

3.4.1.1. *metrado de carga muerta.*

- Peso propio columna (piso típico) = $2,400 * (0.25 * 0.75 * 2.9) = 1,305\text{ kg}$
- Peso propio columna (1er piso) = $2,400 * (0.25 * 0.75 * 3.3) = 1,485\text{ kg}$
- Peso de losa aligerada y piso terminado = $21.405 * (300 + 100) = 8,562\text{ kg}$
- Peso de vigas = $2,400 * (9.25 * 0.25 * 0.60 + 6.85 * 0.25 * 0.20) = 4,152\text{ kg}$
- Peso de la tabiquería:
 $1,400 * (0.95 * 2.3 * 0.25) = 764.75\text{ kg}$
 $1,400 * (1.775 * 2.7 * 0.25) = 1,677.375\text{ kg}$
 $1,400 * (9.125 * 2.7 * 0.15) = 5,173.875\text{ kg}$
 $1,400 * (4.6 * 2.3 * 0.15) = 2,221.8\text{ kg}$

3.4.1.2. *metrado de carga viva.*

- Peso de la sobrecarga (piso típico) = $200 * 24.8 = 4,960\text{ kg}$
- Peso de la sobrecarga (azotea) = $100 * 24.8 = 2,480\text{ kg}$

Tabla 3-3 Resumen del metrado de carga de la columna C2

Nivel	CM (kg)	CV (kg)	Carga Servicio (kg)	Carga Servicio Acum. (kg)	Carga ultima (kg)	Carga Ultima Acum. (kg)
Azotea	14,019	2,480	16,499	16,499	23,843	23,843
6to piso	23,857	4,960	28,817	45,316	41,832	65,674
5to piso	23,857	4,960	28,817	74,133	41,832	107,506
4to piso	23,857	4,960	28,817	102,949	41,832	149,337
3er piso	23,857	4,960	28,817	131,766	41,832	191,169
2do piso	23,857	4,960	28,817	160,583	41,832	233,000
1er piso	24,037	4,960	28,997	189,580	42,084	275,084

3.5. Metrado de Cargas de Placas

Las placas, al igual que las columnas, reciben las cargas que le transmiten las vigas y losas, para ello es necesario analizar su “área tributaria”. Luego de analizar el área tributaria, la placa cargará toda la carga muerta y viva que actúen sobre esta área, además de su propio peso, transmitiendo así toda esta carga hacia la cimentación del edificio.

A continuación, se realizará el metrado de cargas de la Placa-6 y Placa-8.

3.5.1. Metrado de carga Placa-6.

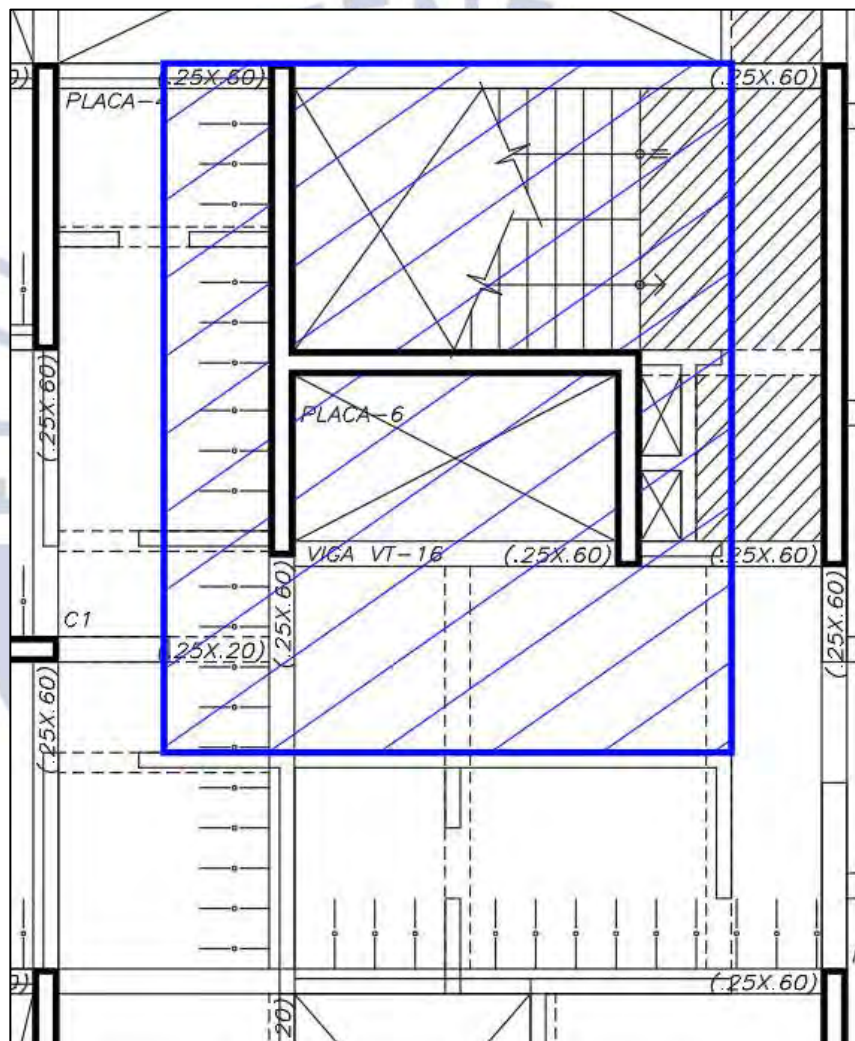


Figura 3-17 Área tributaria de la Placa-6

Analizando la Placa-6, se tiene los siguientes datos:

- Área tributaria de 30.87 m^2 y área de techo, 13.94 m^2
- Vigas de 25x60cm y 25x20cm
- Altura de piso típico de 2.90m y 3.30 m en el 1er piso

- Presencia de tabiques de $e=25\text{cm}$ y $H=2.30\text{m}$ ($\Sigma L= 4.35\text{m}$)
- Presencia de tabiques de $e=15\text{cm}$ y $H=2.70\text{m}$ ($\Sigma L= 4.7\text{m}$)
- Presencia de tabiques de $e=15\text{cm}$ y $H=2.30\text{m}$ ($\Sigma L= 1.85\text{m}$)
- Peso del aligerado ($H=20\text{cm}$) = 300 kg/m^2
- Peso del piso terminado ($e=5\text{cm}$) = 100 kg/m^2
- Peso de la sobrecarga (Piso típico) = 200 kg/m^2
- Peso de la sobrecarga (Piso típico) = 100 kg/m^2
- Longitud de vigas en área tributaria = 21.25 m

3.5.1.1. *metrado de carga muerta.*

- Peso propio placa (piso típico) = $2,400 * (2.5625 * 2.9) = 17,835\text{ kg}$
- Peso propio placa (1er piso) = $2,400 * (2.5625 * 3.3) = 20,295\text{ kg}$
- Peso de losa aligerada y piso terminado = $13.94 * (300 + 100) = 5,576\text{ kg}$
- Peso de vigas = $2,400 * (9.8 * 0.25 * 0.20 + 11.45 * 0.25 * 0.60) = 5,298\text{ kg}$
- Peso de la escalera = $11.31 * 700 = 7,917\text{ kg}$
- Peso del cuarto de máquinas (azotea):
 Peso propio Placa = $2400 * 0.2 * (2.56 * 2.7 + 1.85 * 2.4) = 5,449\text{ kg}$
 Peso losa maciza = $2400 * 0.2 * (7.68 + 8.32) = 7,680\text{ kg}$
 Peso losa aligerada = $11.31 * 300 = 3,393\text{ kg}$
 Peso vigas = $2,400 * (10.4 * 0.25 * 0.5 + 4.35 * 0.25 * 0.6) = 4,686\text{ kg}$
- Peso de la tabiquería:
 $1,400 * (4.35 * 2.3 * 0.25) = 3,501.75\text{ kg}$
 $1,400 * (4.7 * 2.7 * 0.15) = 2,664.9\text{ kg}$
 $1,400 * (1.85 * 2.3 * 0.15) = 893.55\text{ kg}$

3.5.1.2. *metrado de carga viva.*

- Peso de la sobrecarga (piso típico) = $200 * 30.87 = 6,174\text{ kg}$
- Peso de la sobrecarga (azotea) = $100 * 30.87 = 3,087\text{ kg}$
- Peso vivo del cuarto de máquinas (azotea):
 Sobrecarga en losa maciza = $1000 * 7.68 + 500 * 8.32 = 11,840\text{ kg}$
 Sobrecarga en losa aligerada = $100 * 11.31 = 1,310\text{ kg}$

Tabla 3-4 Resumen del metrado de carga de la Placa-6

Nivel	CM (kg)	CV (kg)	Carga Servicio (kg)	Carga Servicio Acum. (kg)	Carga ultima (kg)	Carga Ultima Acum. (kg)
Azotea	57,834	16,237	74,071	74,071	108,571	108,571
6to piso	43,686	6,174	49,860	123,931	71,656	180,227
5to piso	43,686	6,174	49,860	173,791	71,656	251,883
4to piso	43,686	6,174	49,860	223,651	71,656	323,539
3er piso	43,686	6,174	49,860	273,511	71,656	395,195
2do piso	43,686	6,174	49,860	323,371	71,656	466,852
1er piso	46,146	6,174	52,320	375,691	75,100	541,952



Capítulo 4. Análisis Sísmico

4.1. Generalidades

El Perú, al igual que otros países, se encuentra ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico. Por ello es de gran importancia para nuestras estructuras lograr un buen desempeño ante posibles eventos sísmicos. Asimismo, es necesario cumplir con los diferentes requerimientos estipulados en la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”.

En el artículo 1.3 de la Norma E.030 indica sobre la filosofía del Diseño Sismorresistente:

- Evitar pérdidas de vidas humanas
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- Minimizar los daños a las propiedades

La norma permite que la estructura ante eventos sísmicos incurra en el régimen plástico, produciéndose daños de diferentes magnitudes según la importancia de cada edificación.

El análisis sísmico permitirá saber si la estructura cumple los requisitos de desplazamientos y rigidez. Del mismo modo podrá conocerse los esfuerzos internos en los diferentes elementos estructurales (placas, vigas sismorresistentes, columnas, etc.) y no estructurales (tabiques, parapetos, cercos, etc.) para su posterior diseño.

4.2. Modelo Estructural

Para poder realizar el análisis sísmico de la estructura se realizó un modelamiento con ayuda del programa ETABS 2018. A continuación, se mencionan las consideraciones para el modelamiento de los edificios:

- Se consideró un diafragma rígido por cada nivel con 3 grados de libertad por piso. Entonces se tienen 7 diafragmas y 21 modos en total.
- Debido a la buena capacidad portante del suelo, se asumió que los elementos verticales están empotrados a la base.
- Las losas fueron modeladas como elementos membrana, de modo que solo distribuyen las cargas de gravedad.
- No se modelaron vigas chatas o tabiques para no generar posibles distorsiones en el modelo.
- Se agregó brazos rígidos y se rotuló las vigas en sus extremos cuando el refuerzo no puede desarrollar su fluencia.
- Se creó diferentes fuentes de masa para tomar en cuenta la excentricidad accidental en ambos sentidos.

A continuación, en las figuras 4-1 y 4-2 se muestran imágenes del modelo estructural elaborado en ETABS:

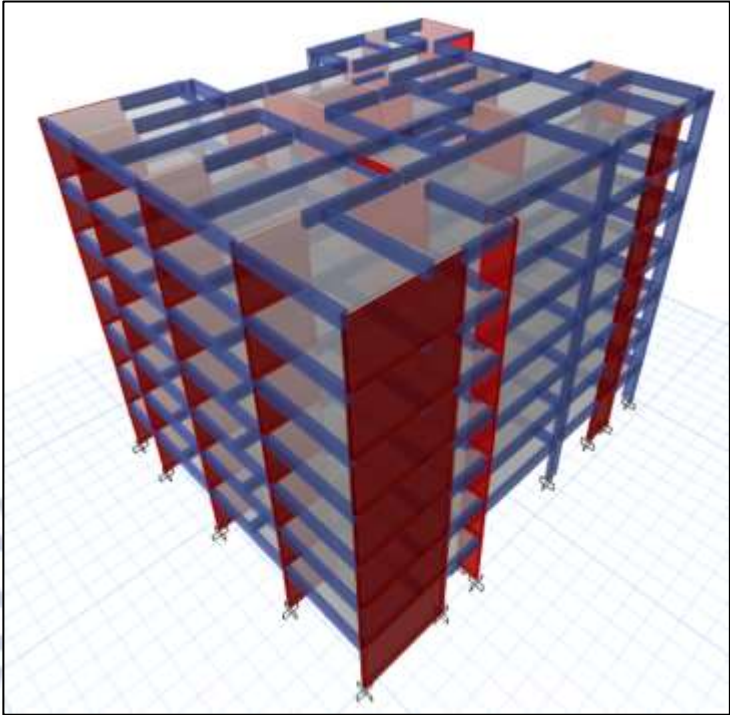


Figura 4-1 Modelo en Etabs vista en 3D



Figura 4-2 Modelo en Etabs vista de planta típica

4.3. Parámetros Sísmicos

Los parámetros sísmicos permiten obtener el espectro para el análisis dinámico. Adicionalmente permite obtener la fuerza cortante. Estos son los siguientes

4.3.1. Zonificación.

La Norma E.030 divide el territorio nacional en cuatro zonas. Esta división responde a la observación de la actividad sísmica durante muchos años.



Figura 4-3 Zonas sísmicas en el Perú

Fuente: Norma E.030. Diseño Sismorresistente

El factor de zona asignado se puede interpretar como la aceleración máxima horizontal en la roca (suelo rígido) con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

Tabla 4-1 Factores de Zona

Zona	Factor de Zona "Z"
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Norma E.030. Diseño Sismorresistente

4.3.2. Condiciones geotécnicas.

La norma E.030 para efectos del análisis sísmico, los perfiles de suelo se clasifican principalmente en base a la velocidad promedio de propagación de ondas de corte.

Existen cinco tipos de perfiles de suelos con sus respectivos T_P y T_L .

Tabla 4-2 Perfiles de Suelos según la Norma E.030

Perfil de Suelo		Velocidad de Ondas de Corte	T_P (s)	T_L (s)
S ₀	Roca dura	> 1500 m/s	0.30	3.00
S ₁	Roca o suelos muy rígidos	500 m/s a 1500 m/s	0.40	2.50
S ₂	Suelos intermedios	180 m/s a 500 m/s	0.60	2.00
S ₃	Suelos blandos	< 180 m/s	1.00	1.60
S ₄	Condiciones excepcionales	-	-	-

Fuente: Norma E.030. Diseño Sismorresistente

Donde:

- T_P : Período que define la plataforma del factor C.
- T_L : Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

Según la zonificación y perfil del suelo, la Norma E.030 establece un factor de amplificación del Suelo (S).

Tabla 4-3 Factor de Suelo

	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma E.030. Diseño Sismorresistente

4.3.3. Factor de amplificación sísmica.

Este factor puede interpretarse como la amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración del suelo. Este valor depende de las condiciones geotécnicas y del periodo de la estructura (T) obtenido del análisis modal.

$$C = 2.50, \text{ si } T < T_P$$

$$C = 2.50 \times \left(\frac{T_P}{T} \right), \text{ si } T_P < T < T_L$$

$$C = 2.50 \times \left(\frac{T_P \times T_L}{T^2} \right), \text{ si } T > T_L$$

4.3.4. Categoría de edificación y factor de uso.

La Norma E.030 clasifica a las edificaciones según su importancia. Las edificaciones más importantes como hospitales, colegios o aeropuertos deberán quedar operativos luego de un sismo. Por otro lado, edificios de menor importancia como viviendas, oficinas o restaurantes solo necesitan salvar la vida de las personas, pudiendo quedar inoperativos luego de un sismo. Este criterio es traducido a través de un factor buscando amplificar la fuerza sísmica de diseño.

Tabla 4-4 Factor de Uso según la Norma E.030

Categoría	Factor U
Edificaciones Esenciales	1.50
Edificaciones Importantes	1.30
Edificaciones Comunes	1.00
Edificaciones Temporales	Criterio del Proyectista

Fuente: Norma E.030. Diseño Sismorresistente

Algunas edificaciones esenciales como establecimientos de salud del segundo y tercer nivel deberán tener aislamiento sísmico para las zonas sísmicas 4 y 3.

4.3.5. Sistema estructural y coeficiente básico de reducción sísmica.

La Norma E.030 tiene una lista de sistemas estructurales, ya sea de concreto armado, acero, albañilería, etc. A cada sistema estructural, se le asigna un factor llamado Coeficiente Básico de Reducción Sísmica (R_0). Este valor puede interpretarse en cuanto puede reducirse la fuerza sísmica para que la estructura no tenga daños excesivos cuando se encuentre en el régimen plástico. Es decir, a cada sistema estructural está asociado un valor de ductilidad. Por ejemplo, una estructura de pórticos es más dúctil que una estructura de albañilería.

Para estructuras de concreto armado, la norma establece los siguientes sistemas estructurales.

Tabla 4-5 Coeficiente Básico de Reducción para Estructuras de Concreto Armado

Sistemas Estructurales	R_0
Pórticos	8
Dual	7
Muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Fuente: Norma E.030. Diseño Sismorresistente

4.3.6. Regularidad estructural y coeficiente de reducción.

Las estructuras se clasifican como regulares o irregulares. Al ser irregular una estructura, ya sea de planta o elevación, su desempeño sísmico es menor que el de una estructura regular. Es

por esta razón que la Norma E.030 indica una lista de irregularidades tanto en planta como en elevación. Esto se traduce a través de los Factores de Irregularidad (I_p , I_a). Estos factores afectan el Coeficiente Básico de Reducción haciéndolo reducir. Mientras más grave sea la irregularidad, menor será su coeficiente. En caso existan más de una irregularidad de planta o elevación, se elegirá la de menor coeficiente. Cuando la estructura solo presenta cierta irregularidad en una sola dirección, el factor debe ser aplicado a ambas direcciones. El Coeficiente de Reducción (R) es calculado de la siguiente manera.

$$R = R_0 \times I_a \times I_p$$

4.3.7. *Parámetros usados.*

Como se mencionó previamente, se analizará el comportamiento de un edificio en dos tipos de suelos. A continuación, se presentan los parámetros para ambos perfiles de suelos.

Tabla 4-6 Parámetros para el Suelo S1 en ambas direcciones

Edificio S1		
Parámetro Sísmico	Descripción	Factor
Zonificación (Z)	Zona 4	0.45
Categoría de Edificación (U)	Edificación Común	1.00
Perfil de Suelo (S)	S1	1.00
T_P (s)		0.40
T_L (s)		2.50
Sistema Estructural (R_0)	Muros Estructurales	6.00
Regularidad en Altura (I_a)	Regular	1.00
Regularidad en Planta (I_p)	Regular	1.00

Tabla 4-7 Parámetros para el Suelo S2 en ambas direcciones

Edificio S2		
Parámetro Sísmico	Descripción	Factor
Zonificación (Z)	Zona 4	0.45
Categoría de Edificación (U)	Edificación Común	1.00
Perfil de Suelo (S)	S2	1.05
T_P (s)		0.60
T_L (s)		2.00
Sistema Estructural (R_0)	Muros Estructurales	6.00
Regularidad en Altura (I_a)	Regular	1.00
Regularidad en Planta (I_p)	Regular	1.00

Tanto el sistema estructural como los factores de irregularidades se han asumido. Estos valores serán verificados posteriormente.

A continuación, se analiza las irregularidades en altura (I_a):

- Rigidez: Se verificará posteriormente.
- Resistencia: No existe debido a que los elementos verticales continúan en todos los pisos.
- Masa: Al ser un edificio con plantas típicas, la masa también será la misma o muy parecida, en cualquier caso. Cabe resaltar que esta irregularidad no aplica en azoteas.
- Geometría Vertical: Al tener plantas típicas, no hay reducción de planta en ningún piso.
- Discontinuidad de Sistemas Resistentes: Al ser los elementos verticales continuos en todos los pisos, no hay un desalineamiento vertical.

Con respecto a las irregularidades en planta (I_p).

- Torsión: Se verificará posteriormente.
- Esquinas Entrantes: No se observa esquinas importantes en la planta, por ello se concluye que no existe esta irregularidad.
- Discontinuidad de Diafragma: No presenta grandes aberturas que generen irregularidad.
- Sistemas no Paralelos: todos los elementos son paralelos en ambas direcciones.

4.4. Peso de la Edificación

Las fuerzas de inercia producidas por el sismo son función del peso de la misma estructura. Sin embargo, la Norma E.030 asume que en el momento del sismo la estructura no estará cargada con la totalidad de su carga viva. Esto se debe, porque la incidencia de este hecho es de baja probabilidad. Si se considera la totalidad de la carga generaría estructuras sobredimensionadas. Por esta razón, la norma establece que el peso sísmico es calculado como la totalidad de las cargas permanentes y un porcentaje de la carga viva. Este porcentaje dependerá de la importancia de la edificación. Para presente estructura es un Edificio Común y se calcula de la siguiente manera:

$$P = CM + 0.25CV$$

Sin embargo, la sobrecarga en el cuarto de máquinas se está considerando en su totalidad. Por ello se separó la sobrecarga del cuarto de máquinas.

Tabla 4-8 Cálculo del Peso Sísmico para el análisis estático

Elementos	Primer Piso (ton)	Piso del 2 al 6 (ton)	Piso 7 y Cto. Máquinas (ton)
Columnas y Placas	126.13	110.84	143.12
Losas Aligeradas	96.64	96.64	107.33
Losas Macizas	17.14	17.14	20.70
Vigas	77.48	77.48	76.49

Albañilería	146.53	146.53	53.29
Piso Terminado	39.32	39.32	46.73
S/C	84.66	84.66	44.83
Cto. Máquinas	0.00	0.00	15.52
Carga Muerta (CM)	503.25	487.96	447.66
Carga Viva (CV)	84.66	84.66	44.83
Cto. Máquinas (CV2)	0.00	0.00	15.52
Peso por Piso:			
CM+0.25CV+CV2	524.41	509.12	474.39
Peso Sísmico (ton)	3544.42		

4.5. Análisis Modal

Para poder realizar un análisis sísmico, se deberá conocer los modos de vibración y periodos fundamentales de la estructura para saber cómo responderá ante un evento sísmico. Estas características de la estructura solo dependen de su rigidez, masa y ubicación de elementos estructurales. Para el presente caso, se trabajan con 21 modos, 3 por nivel. Los resultados del análisis modal sin considerar excentricidad se presentan a continuación.

Tabla 4-9 Modos de Vibración con sus Periodos y Porcentaje de Masa Participante sin excentricidad de masa

Modo	Periodo (s)	Masa Participativa. X-X (%)	Masa Participativa. Y-Y (%)	Masa Participativa. Acum. X-X (%)	Masa Participativa. Acum. Y-Y (%)
1	0.53	41.78%	3.81%	41.78%	3.81%
2	0.52	25.95%	24.72%	67.72%	28.53%
3	0.45	3.75%	42.24%	71.47%	70.76%
4	0.13	10.68%	3.36%	82.15%	74.12%
5	0.12	6.92%	2.96%	89.08%	77.07%
6	0.10	0.27%	12.11%	89.34%	89.19%
7	0.06	4.27%	0.86%	93.61%	90.05%
8	0.05	1.76%	1.41%	95.37%	91.45%
9	0.04	0.02%	4.15%	95.39%	95.61%
10	0.03	2.03%	0.31%	97.42%	95.91%
11	0.03	0.64%	0.69%	98.06%	96.61%
12	0.03	0.00%	0.20%	98.06%	96.81%
13	0.03	0.00%	1.53%	98.06%	98.34%
14	0.02	0.05%	0.39%	98.11%	98.73%
15	0.02	1.22%	0.03%	99.33%	98.75%
16	0.02	0.04%	0.25%	99.36%	99.00%
17	0.02	0.00%	0.61%	99.36%	99.62%
18	0.02	0.50%	0.01%	99.86%	99.63%

19	0.02	0.01%	0.01%	99.86%	99.64%
20	0.02	0.01%	0.04%	99.87%	99.69%
21	0.02	0.12%	0.01%	100.00%	99.70%

Los periodos fundamentales son aquellos que tienen el mayor porcentaje de masa participante. En este caso se observa que para X-X el periodo 0.53 s. presenta un porcentaje de 41.78%, y para Y-Y el periodo 0.45 s. presenta un porcentaje de 42.24%, siendo estos los modos fundamentales.

Esto es consecuente con la distribución de placas, ya que en la dirección Y-Y hay placas de mayor longitud que en X-X. Es decir que la estructura es más rígida en la dirección Y-Y como lo demuestra finalmente el análisis modal.

Tabla 4-10 Periodos Fundamentales de la Estructura sin Excentricidad de Masa

Dirección	Periodo (s)	Masa Participante
X-X	0.525	41.78%
Y-Y	0.445	42.24%

Como se mencionó previamente, el análisis modal correspondía cuando no existe excentricidad de masa, ya que, al cambiar la posición de la masa según la excentricidad accidental, los modos varían ligeramente para cada caso. Esto se puede observar en la siguiente tabla donde comparamos los modos fundamentales según las distintas posiciones de masa.

Tabla 4-11 Modos Fundamentales según la excentricidad de masa

Caso de Excentricidad	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	Periodo (s)	Masa Participante	Periodo (s)	Masa Participante
No	0.525	41.78%	0.445	42.24%
X+	0.527	60.24%	0.467	61.11%
X-	0.522	69.49%	0.419	35.95%
Y+	0.541	33.12%	0.449	46.23%
Y-	0.551	41.39%	0.506	36.01%

Como se puede apreciar, en su mayoría los periodos fundamentales no varían significativamente para cada caso. Por esta razón, para calcular la cortante basal estático utilizaremos únicamente el caso sin excentricidad.

4.6. Análisis Estático

El análisis estático representa las fuerzas de inercia como un conjunto de fuerzas ejercidas en el centro de masa de cada piso. Este método es válido para estructuras regulares de menos de

30 m de altura. Si bien puede utilizarse el análisis estático, en esta ocasión solo se utilizará para comparar las cortantes basales con las obtenidas por el análisis dinámico.

Según la Norma E.030, la fuerza cortante en la base, se calcula mediante la siguiente expresión.

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Donde el valor mínimo para C/R debe ser 0.11. A continuación, se muestra el cálculo de la cortante basal.

Tabla 4-12 Cálculo de Cortante Estática para Edificio S1

Dirección		X-X	Y-Y
Periodo fundamental (s)	T	0.53	0.45
Período que define la plataforma (s)	T _P	0.40	0.40
Factor de Zona	Z	0.45	0.45
Factor de Uso	U	1.00	1.00
Factor de Suelo	S	1.00	1.00
Coefficiente de Reducción Sísmica	R	6.00	6.00
Coefficiente de amplificación sísmica	C	1.90	2.25
Relación mínima ≥ 0.11	C/R	0.317	0.375
Coefficiente sísmico (%)	ZUCS/R	14.29	16.85
Peso sísmico (ton)	W	3544.42	3544.42
Fuerza cortante basal estática (ton)	V _E	506.35	597.37

Tabla 4-13 Cálculo de Cortante Estática para Suelo S2

Dirección		X-X	Y-Y
Periodo fundamental (s)	T	0.53	0.45
Periodo que define la plataforma (s)	T _P	0.60	0.60
Factor de Zona	Z	0.45	0.45
Factor de Uso	U	1.00	1.00
Factor de Suelo	S	1.05	1.05
Coefficiente de Reducción Sísmica	R	6.00	6.00
Coefficiente de amplificación sísmica	C	2.50	2.50
Relación mínima ≥ 0.11	C/R	0.417	0.417
Coefficiente sísmico (%)	ZUCS/R	19.69	19.69
Peso sísmico (ton)	W	3544.42	3544.42
Fuerza cortante basal estática (ton)	V _E	697.81	697.81

4.7. Análisis Dinámico

A diferencia del análisis estático, el análisis dinámico puede ser usado para analizar cualquier estructura. Este es el método de análisis con el cual analizaremos nuestra estructura y cuyos resultados serán utilizados para el diseño.

Para realizar un análisis dinámico puede usarse procedimientos de superposición espectral o a través de un análisis tiempo – historia.

4.7.1. Análisis espectral.

Este tipo de análisis se realiza por combinación espectral, las solicitaciones son representadas a través de un espectro de pseudo-aceleraciones para ambas direcciones. El método de superposición a usar será el de Combinación Cuadrática Completa (CQC), a través del cual se combinan los valores máximos de desplazamientos y aceleraciones. Cabe mencionar que este criterio de combinación es válido según la Norma E.030 en su artículo 29.3.2.

$$S_a = \frac{Z_{UCS}}{R} \times g ; \text{ donde "g" es la gravedad}$$

A continuación, se muestra el espectro de pseudo-aceleraciones para ambos tipos de suelo. Con este espectro se generarán las fuerzas y desplazamientos para el análisis sísmico.

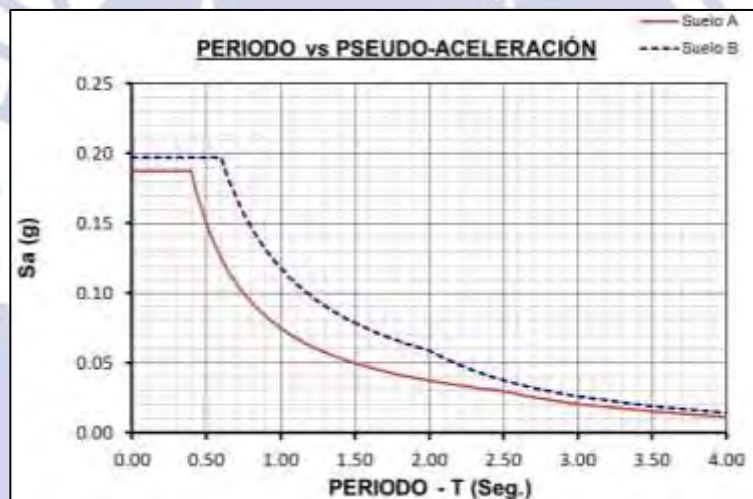


Figura 4-4 Espectro de Pseudo Aceleraciones

4.7.2. Fuerza cortante en la base.

A partir del análisis dinámico pudimos obtener los siguientes valores de fuerza cortante en la base. Como se ha analizado para diferentes casos de excentricidad, se mostrará para cada caso.

Tabla 4-14 Cortante Basal obtenida del Análisis Dinámico en la dirección X-X

	X-X (ton)	
	S1	S2
Sin excentricidad	377.67	505.99
Y+	352.50	470.06
Y-	325.00	437.53

Tabla 4-15 Cortante Basal obtenida del Análisis Dinámico en la dirección Y-Y

	Y-Y (ton)	
	S1	S2
Sin excentricidad	347.17	421.92
X+	407.71	496.84
X-	318.20	388.14

Según la Norma E.030 en su artículo 29.4, se define la Fuerza Cortante Mínima. Al ser una estructura regular, nos indica que la cortante basal dinámica debe ser al menos el 80% de la cortante basal estática obtenida previamente. En caso no se cumpliera esta condición, la cortante deberá escalarse hasta alcanzar el valor requerido. Del mismo modo se escalarán todos los resultados obtenidos, excepto los relacionados a desplazamientos. El criterio para establecer una Cortante Basal Mínima es para lograr esfuerzos similares por ambos métodos de análisis.

Tabla 4-16 Cálculo de Cortante Basal Mínima en dirección X-X

	Suelo S1			Suelo S2		
	Sin Exc	Y+	Y-	Sin Exc	Y+	Y-
V_D (ton)	377.67	352.50	325.00	505.99	470.06	437.53
V_E (ton)	506.35			697.81		
80% V_E (ton)	405			558		
80% V_E / V_D	1.073	1.149	1.246	1.103	1.188	1.276

Tabla 4-17 Cálculo de Cortante Basal Mínima en dirección Y-Y

	Suelo S1			Suelo S2		
	Sin Exc	X+	X-	Sin Exc	X+	X-
V_D (ton)	347.17	407.71	318.20	421.92	496.84	388.14
V_E (ton)	597.37			697.81		
80% V_E (ton)	478			558		
80% V_E / V_D	1.377	1.172	1.502	1.323	1.124	1.438

En cada uno de los casos, los esfuerzos sísmicos deben amplificarse por los factores correspondientes. Al momento de diseño se generará una envolvente para extraer los esfuerzos máximos en cada elemento sismorresistente.

4.7.3. Verificación del sistema estructural.

Previamente se mencionó que el sistema estructural asumido era el de Muros Estructurales. Para verificar nuestra hipótesis, obtendremos el porcentaje de Cortante Basal que se transmite a través de las placas. El valor mínimo establecido por la Norma E.030 en su artículo 16.1 es de 70%. Para nuestro ejemplo se comparará la sumatoria de las cortantes en las placas de cada dirección con el sismo estático. No se utilizará el análisis dinámico ya que cada valor obtenido

se obtiene por superposición, por lo que no es correcto sumar dichos valores y compararlos con la cortante dinámica.

Tabla 4-18 Porcentaje de Cortante Basal en Placas

	Suelo S1		Suelo S2	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
V_E (ton)	506.35	597.37	697.81	697.81
V_{PLACAS} (ton)	495.29	577.51	682.48	674.84
$\%V_{PLACAS}/V_E$	97.82	96.68	97.80	96.71

Como puede apreciarse, casi la totalidad de la cortante basal es recibida por las placas. Por ello podemos dar por verificado que el Sistema Estructural para la presente estructura es el de Muros Estructurales.

4.7.4. Verificación de regularidad estructural.

Del mismo modo que el sistema estructural, se asumió que la estructura era regular. Sin embargo, faltaba verificar las irregularidades de Piso Blando y Torsión.

4.7.4.1. irregularidad de rigidez - piso blando.

Según la Norma E.030 existirá piso blando cuando en un entrepiso la rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Esta verificación la realizaremos para un análisis sin excentricidad y para el suelo S1, ya que los resultados en los casos con excentricidad no se diferencian significativamente:

Tabla 4-19 Cálculo de Piso Blando en la dirección X-X

Nivel	Rigidez de Entrepiso (ton/m)	70% Rigidez Superior (ton/m)	80% Rigidez Promedio (ton/m)	
Piso 7	46.75			
Piso 6	81.08	32.72		OK
Piso 5	105.24	56.76		OK
Piso 4	128.60	73.67	62.15	OK
Piso 3	161.00	90.02	83.98	OK
Piso 2	222.69	112.70	105.29	OK
Piso 1	442.39	155.88	136.61	OK

Tabla 4-20 Cálculo de Piso Blando en la dirección Y-Y

Nivel	Rigidez de Entrepiso (ton/m)	70% Rigidez Superior (ton/m)	80% Rigidez Promedio (ton/m)	
Piso 7	46.31			
Piso 6	82.33	32.42		OK
Piso 5	109.02	57.63		OK
Piso 4	135.17	76.32	63.38	OK
Piso 3	171.44	94.62	87.07	OK
Piso 2	241.46	120.01	110.84	OK
Piso 1	480.06	169.02	146.15	OK

Como se observa, para todos los casos que no presenta piso blando. Esto era de esperar, ya que los pisos son típicos evitando algún cambio brusco de rigidez en altura.

No fue necesario calcular el piso blando para el Edificio S1 o S2 por separado; o tomando en cuenta la excentricidad accidental, ya que la rigidez de entrepiso no varía en gran medida para los diferentes casos. Al no existir irregularidad por piso blando se descarta también la irregularidad Extrema de Rigidez.

4.7.4.2. irregularidad torsional.

La Norma E.030 establece que existirá torsión cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 1.3 veces el desplazamiento promedio de los extremos del mismo entrepiso. Este criterio solo será aplicado cuando el desplazamiento máximo relativo de entrepiso sea mayor al 50% del valor permisible según la norma. En este caso la deriva permisible es de 0.007 por ser una estructura de concreto armado. Para el presente caso en vez de trabajar con desplazamientos relativos se usarán las derivas plásticas, que conceptualmente es lo mismo. Utilizaremos los casos donde la excentricidad accidental genere mayor distancia entre los centros de masa y rigidez.

Tabla 4-21 Análisis de Torsión según la Norma E.030 en dirección X-X para el Edificio S1

Nivel	Δ Max	Δ Min	Δ Prom	$\frac{\Delta \text{Max}}{\Delta \text{Prom}}$	
Piso 7	0.0039	0.0024	0.0032	1.24	OK
Piso 6	0.0042	0.0026	0.0034	1.23	OK
Piso 5	0.0042	0.0027	0.0035	1.22	OK
Piso 4	0.0041	0.0027	0.0034	1.21	OK
Piso 3	0.0037	0.0025	0.0031	1.20	OK
Piso 2	0.0029	0.0020	0.0024	1.19	OK
Piso 1	0.0013	0.0009	0.0011	1.18	OK

Tabla 4-22 Análisis de Torsión según la Norma E.030 en dirección X-X para el Edificio S2

Nivel	Δ Max	Δ Min	Δ Prom	$\frac{\Delta\text{Max}}{\Delta\text{Prom}}$	
Piso 7	0.0057	0.0031	0.0044	1.29	OK
Piso 6	0.0060	0.0033	0.0047	1.29	OK
Piso 5	0.0061	0.0035	0.0048	1.28	OK
Piso 4	0.0060	0.0035	0.0047	1.27	OK
Piso 3	0.0053	0.0032	0.0043	1.26	OK
Piso 2	0.0041	0.0025	0.0033	1.24	OK
Piso 1	0.0019	0.0012	0.0015	1.23	OK

Como se puede apreciar, en ningún caso el cociente es mayor que 1.30; mientras que en otros la deriva máxima es menor que la mitad permisible. Por ello concluimos que en la dirección X-X no existe torsión.

Tabla 4-23 Análisis de Torsión según la Norma E.030 en dirección Y-Y para el Edificio S1

Nivel	Δ Max	Δ Min	Δ Prom	$\frac{\Delta\text{Max}}{\Delta\text{Prom}}$	
Piso 7	0.0036	0.0035	0.0035	1.01	OK
Piso 6	0.0038	0.0037	0.0037	1.02	OK
Piso 5	0.0040	0.0037	0.0038	1.03	OK
Piso 4	0.0039	0.0036	0.0038	1.04	OK
Piso 3	0.0035	0.0032	0.0034	1.04	OK
Piso 2	0.0028	0.0025	0.0026	1.05	OK
Piso 1	0.0013	0.0011	0.0012	1.07	OK

Tabla 4-24 Análisis de Torsión según la Norma E.030 en dirección Y-Y para el Edificio S2

Nivel	Δ Max	Δ Min	Δ Prom	$\frac{\Delta\text{Max}}{\Delta\text{Prom}}$	
Piso 7	0.0052	0.0039	0.0046	1.14	OK
Piso 6	0.0056	0.0041	0.0048	1.15	OK
Piso 5	0.0058	0.0042	0.0050	1.16	OK
Piso 4	0.0057	0.0041	0.0049	1.17	OK
Piso 3	0.0051	0.0036	0.0044	1.17	OK
Piso 2	0.0040	0.0028	0.0034	1.18	OK
Piso 1	0.0018	0.0012	0.0015	1.20	OK

De igual modo, en ningún caso el cociente es mayor que 1.30 y en algunos casos la deriva máxima es menor que la mitad del permisible (0.0035). Por ello concluimos que en la dirección Y-Y no existe torsión.

Por lo tanto, según se ha podido observar, la estructura es regular, verificándose así nuestra hipótesis inicial. Cabe indicar que los casos más críticos corresponden cuando la excentricidad accidental es en -Y para la dirección X-X: y en -X para la dirección Y-Y.

4.7.5. Control de desplazamientos y junta sísmica.

La Norma E.030 busca limitar la deriva inelástica. Para calcular los desplazamientos laterales, se deberá multiplicar los valores obtenidos del análisis elástico por 0.75 R para estructuras regulares o por 0.85 R para estructuras irregulares. En este caso se multiplicará por 0.75 R (Estructura Regular). La deriva permisible va en función del material predominante en la estructura. Al ser una estructura de concreto armado su deriva permisible será de 0.007.

A continuación, se presentan los desplazamientos obtenidos por el Análisis Dinámico. Cabe mencionar que estos valores ya están multiplicados por 0.75 R.

Tabla 4-25 Control de Desplazamientos de la Estructura

	Nivel	Desp. Máximo		Deriva Máxima		Deriva Permisible	
		X-X (mm)	Y-Y (mm)	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
						0.007	0.007
Suelo S1	Piso 7	71.18	66.61	0.0039	0.0036	OK	OK
	Piso 6	59.73	56.22	0.0042	0.0038	OK	OK
	Piso 5	47.68	45.15	0.0042	0.0040	OK	OK
	Piso 4	35.36	33.69	0.0041	0.0039	OK	OK
	Piso 3	23.36	22.39	0.0037	0.0035	OK	OK
	Piso 2	12.63	12.17	0.0029	0.0028	OK	OK
	Piso 1	4.31	4.19	0.0013	0.0013	OK	OK
Suelo S2	Piso 7	102.71	96.99	0.0057	0.0052	OK	OK
	Piso 6	86.21	81.87	0.0060	0.0056	OK	OK
	Piso 5	68.81	65.75	0.0061	0.0058	OK	OK
	Piso 4	51.00	49.03	0.0060	0.0057	OK	OK
	Piso 3	33.65	32.55	0.0053	0.0051	OK	OK
	Piso 2	18.14	17.65	0.0041	0.0040	OK	OK
	Piso 1	6.18	6.06	0.0019	0.0018	OK	OK

Según lo expuesto, en ningún caso las derivas máximas superan a la permisible. Como era de esperarse los desplazamientos producidos en el Edificio S2 son mayores que en el Edificio S1. La deriva máxima en la dirección X-X para el Edificio S1 y S2 es de 0.0042 y 0.0061 respectivamente. En el caso de la dirección Y-Y la deriva máxima para el Edificio S1 y S2 es de 0.0040 y 0.0058 respectivamente.

Para calcular la junta sísmica, la norma establece que deberá ser el mayor entre los siguientes valores:

- $2/3$ el desplazamiento de la azotea (Suelo S2): $2/3 \times (102.71) = 68.5$ mm
- 30 mm
- $s/2 = 0.003 h = 0.003 \times 20.6 \times 10^3 = 61.8$ mm, donde $h =$ altura del edificio medido desde el terreno natural (Nivel 0.00)

Por ello la junta requerida es de 6.9 cm para el suelo S2 (más crítico). Al ser la junta existente de 10 cm se concluye que se está cumpliendo lo requerido.

4.7.6. Estabilidad al volteo.

La Norma E.030 establece que el Factor de Seguridad por Volteo debe ser mayor o igual a 1.20. En otras palabras, el momento producido por el peso de la estructura deberá ser al menos 1.20 veces el momento producido por el sismo. Se utilizará el caso donde la excentricidad produzca la menor distancia entre el centro de masa y el borde de la planta.

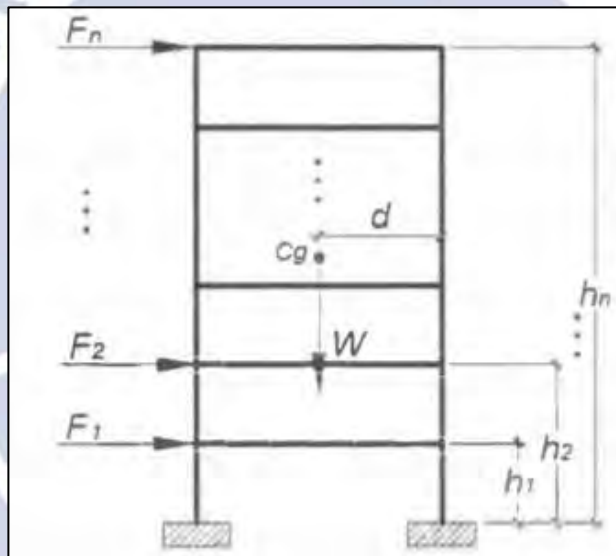


Figura 4-5 Fuerzas actuantes durante el volteo de un pórtico debido al sismo

El factor de seguridad se podrá calcular de la siguiente manera:

$$F.S. = \frac{W \times d}{M_{\text{sismo}}}$$

Donde

- $W =$ Peso del edificio (Ton) es el peso del edificio.
- $d =$ Menor distancia del centro de masa hasta el pórtico extremo (m).
- $M =$ Momento obtenido a partir del análisis dinámico (Ton-m).

Tabla 4-26 Cálculo del Factor de Seguridad al Volteo de la Estructura

	Suelo S1		Suelo S2	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
M_{SISMO} (Ton-m)	5874.66	6995.32	8271.18	8271.82
d (m)	8.75	6.02	8.75	6.02
W (ton)	3544.42	3544.42	3544.42	3544.42
F.S.	5.28	3.05	3.75	2.58

Según los cálculos, los factores al volteo son mayores que 1.20. Por ello se concluye que la estructura cumple con este requerimiento. Esto se debe principalmente a la gran área en planta en ambas direcciones, a la gran masa de las edificaciones de concreto armado, a la ubicación casi centrada del centro de masa y a que el edificio no es de gran altura.

4.8. Comparación de Esfuerzos

A modo de ejemplo, se presentará los diagramas de momento y fuerza cortante en algunos pórticos. Esto con el fin de comparar los valores para ambos tipos de suelo.

4.8.1. Eje 1 (X-X).

En la dirección X-X se eligió el pórtico del eje 1. A continuación se presentan los diagramas de fuerza cortante para ambos tipos de suelo.

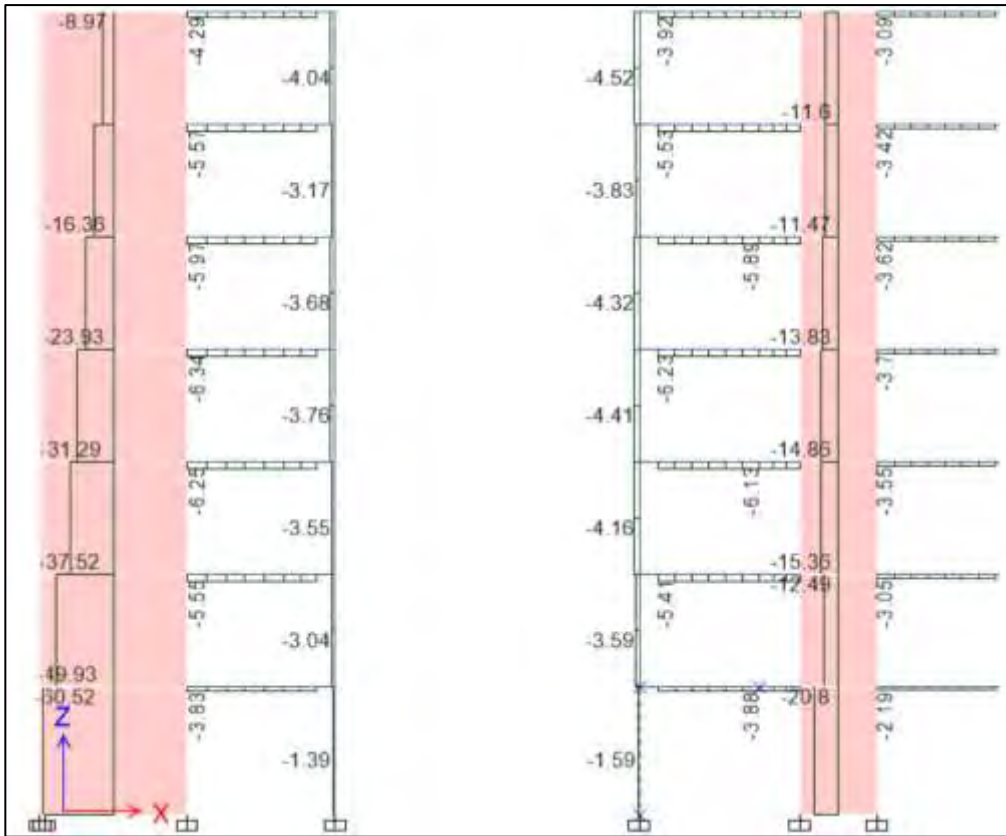


Figura 4-6 Diagrama de Fuerza Cortante en eje 1 para S1 (Ton)

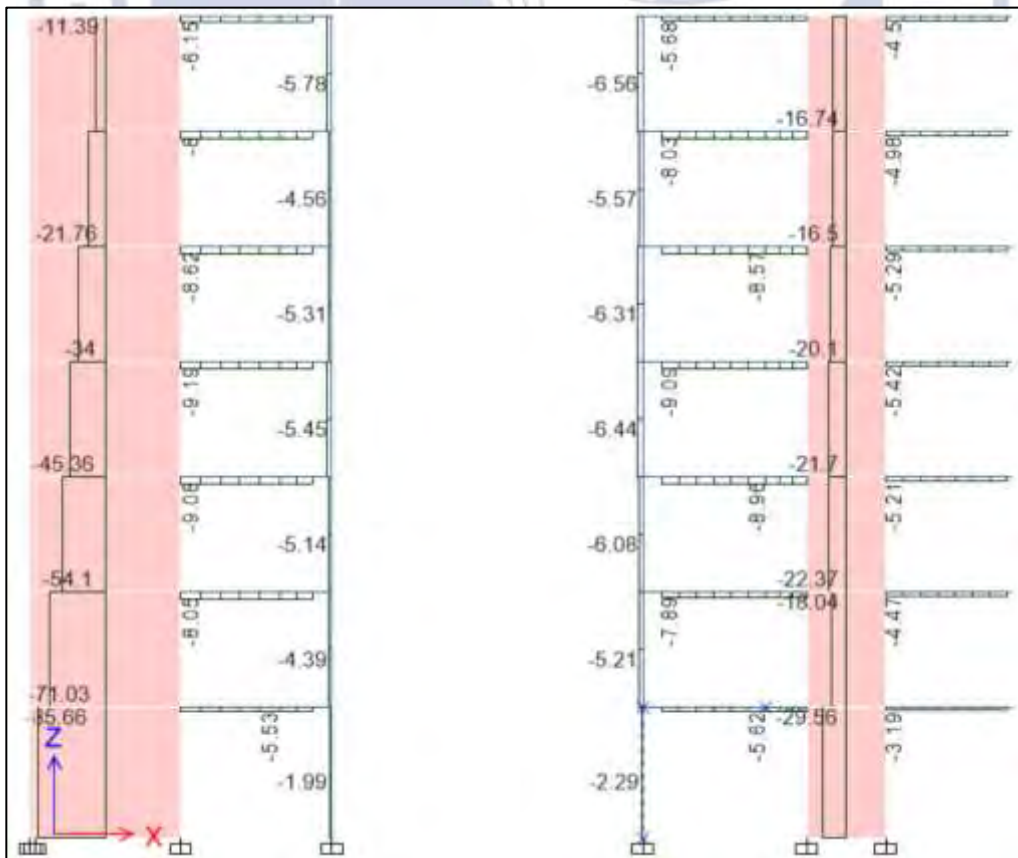


Figura 4-7 Diagrama de Fuerza Cortante en eje 1 para S2 (Ton)

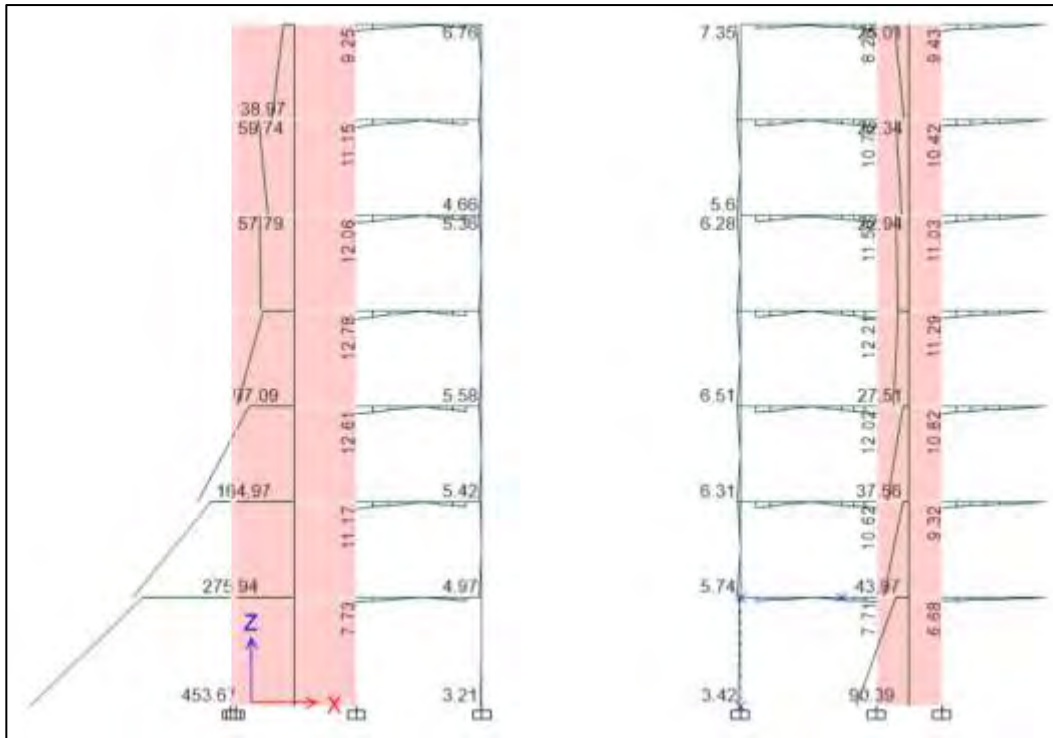


Figura 4-8 Diagrama de Momento Flector en eje 1 para S1 (Ton-m)

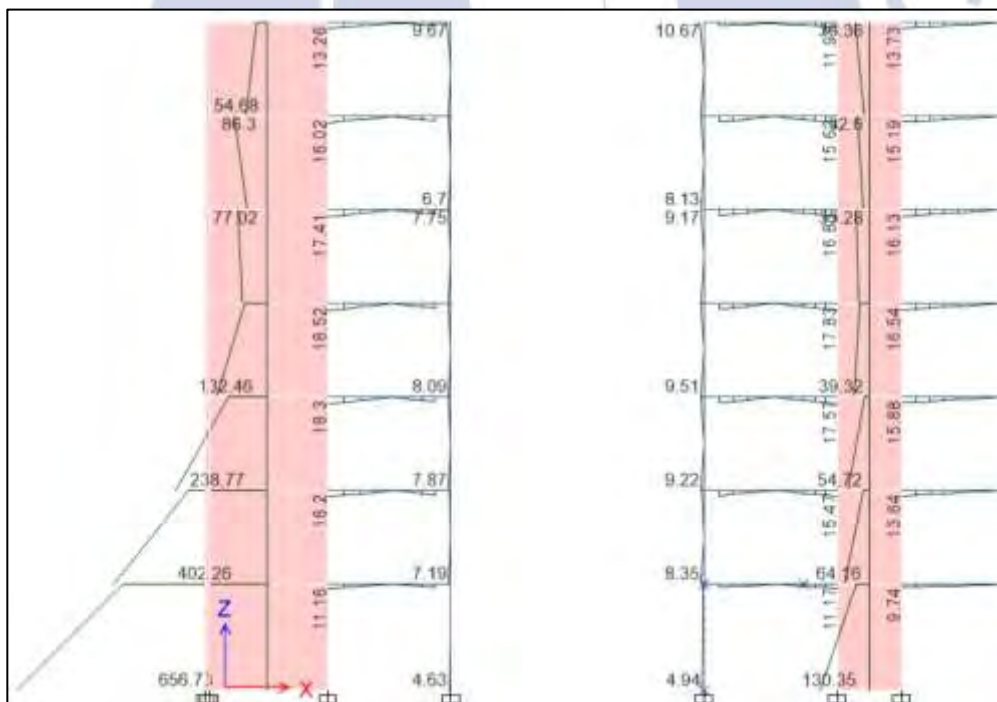


Figura 4-9 Diagrama de Momento Flector en eje 1 para S2 (Ton-m)

4.8.2. Eje C (Y-Y)

De igual forma se eligió el eje C para mostrar los esfuerzos debido al sismo en la dirección Y-Y en ambos tipos de suelo.

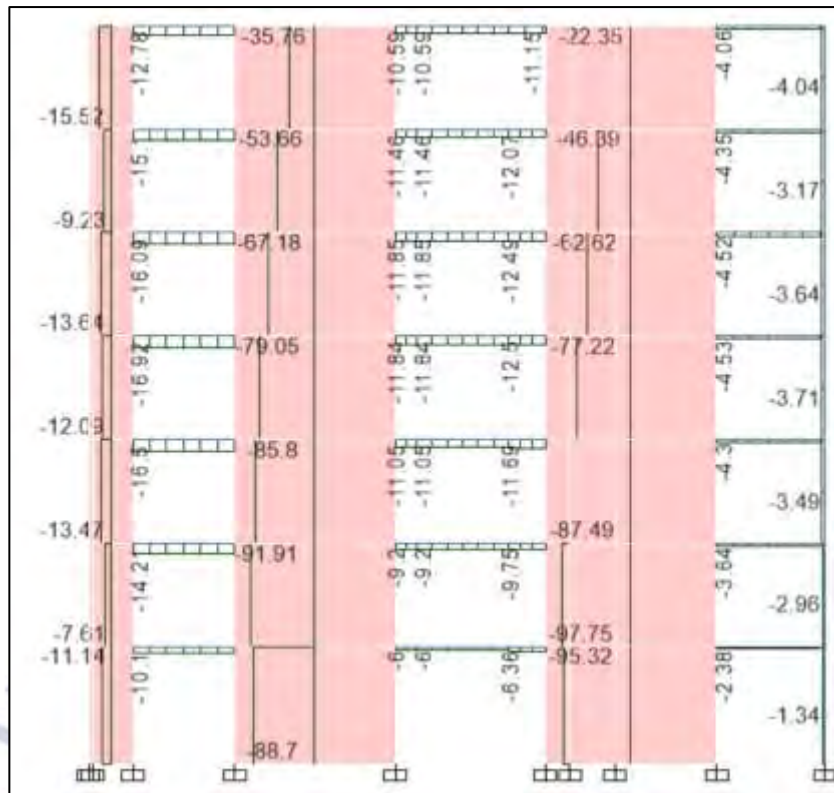


Figura 4-10 Diagrama de Fuerza Cortante en eje C para S1 (Ton)

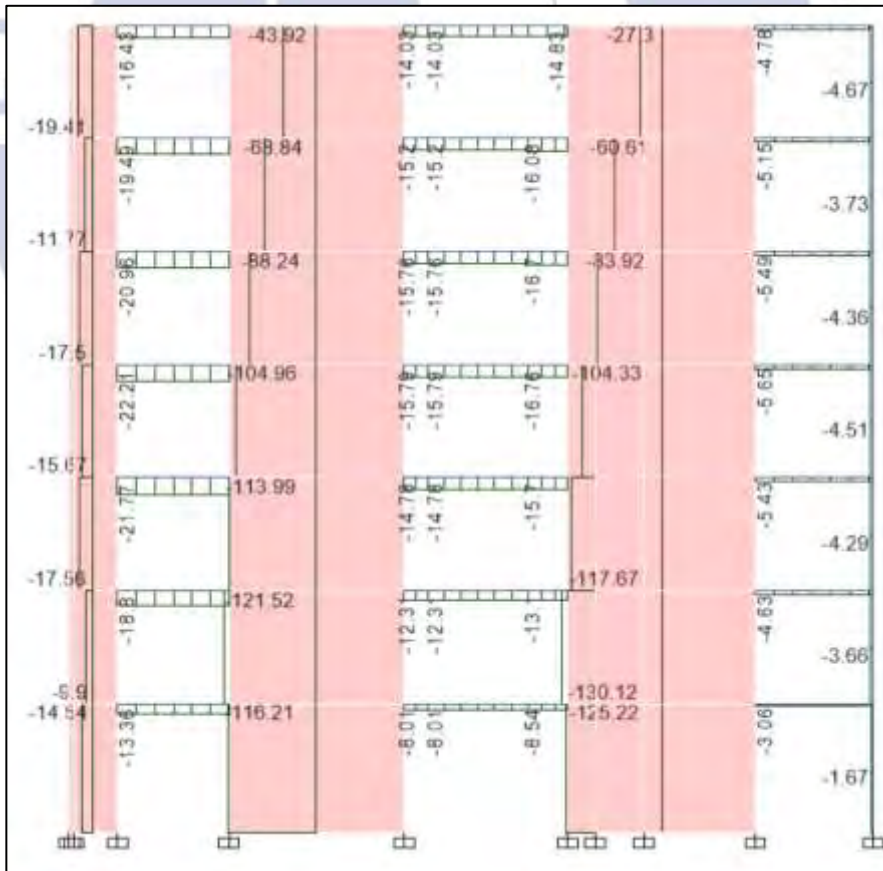


Figura 4-11 Diagrama de Fuerza Cortante en eje C para S2 (Ton)

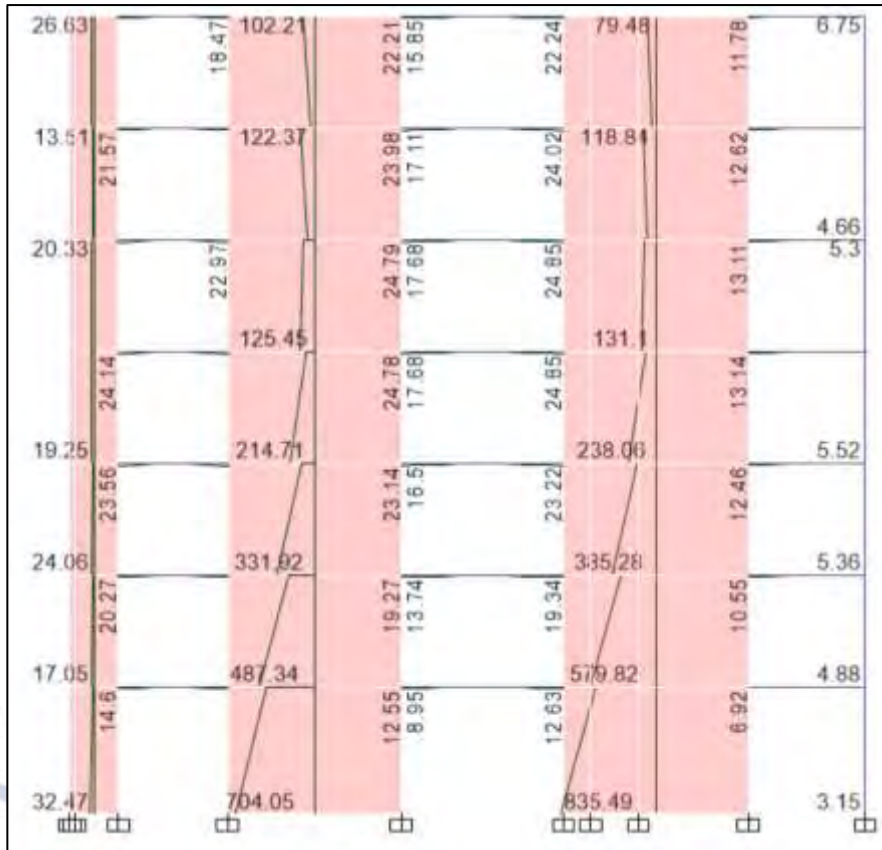


Figura 4-12 Diagrama de Momento Flector en eje C para S1 (Ton-m)

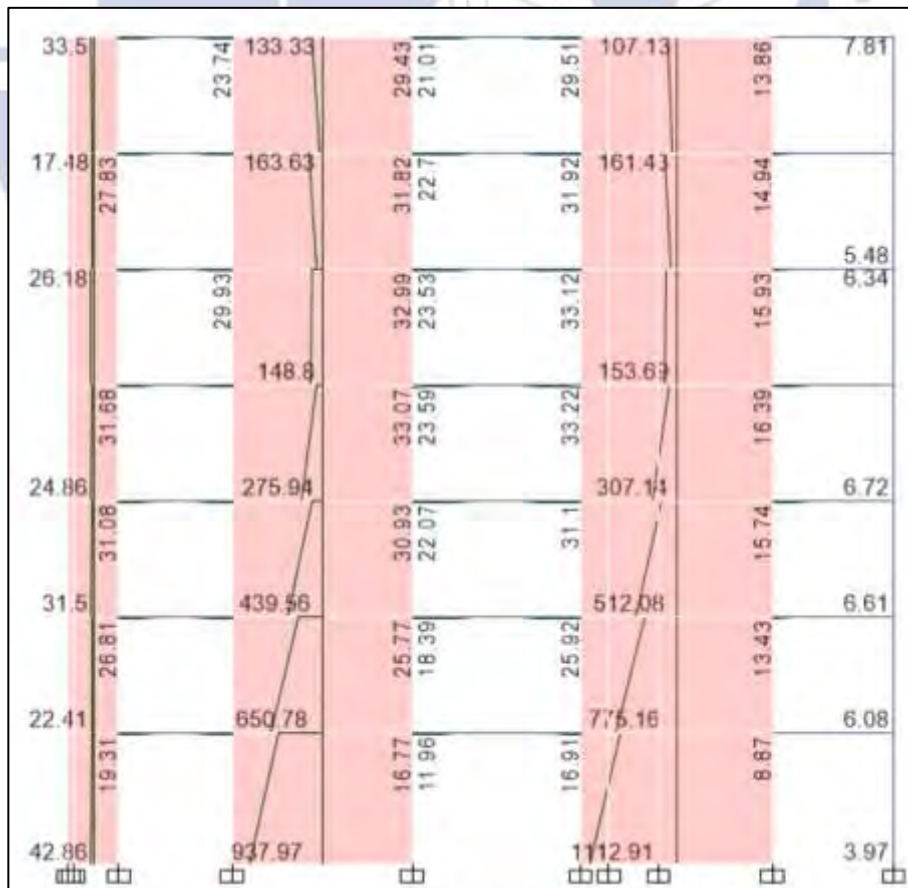


Figura 4-13 Diagrama de Momento Flector en eje C para S2 (Ton-m)

Capítulo 5. Diseño de Losas Aligeradas

Las losas aligeradas se utilizan en los techos porque los bloques de relleno aligeran las cargas que se transmiten a las vigas, además se disminuye el costo en la construcción. Se conforma por una losa de 5cm de espesor y vigas en forma de T (por lo general espaciadas cada 40cm) que, al ser vaciadas de manera monolítica, forman secciones en forma de T, también llamado “viguetas”.

Las viguetas se diseñan por paños, seleccionando la más crítica para uniformizar la distribución y longitud del acero de refuerzo.

5.1. Consideraciones para el diseño de losas aligeradas

Para el diseño se está teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Aligerado convencional, viguetas espaciadas cada 40cm y de 20cm de espesor.
- La combinación más crítica según la norma E.060 es de “1.4CM+1.7CV”.
- Para el análisis estructural se modelará como una viga que trabaja a flexión pura, con cargas distribuidas en su ancho tributario y cargas puntuales de tabiques perpendiculares al sentido de la vigueta.
- El análisis y diseño se realizará por momento flector y fuerza cortante, según la Norma E.060 que permite obviar el cálculo de deflexiones si se cumple con espesores mínimos.
- No se considera solicitaciones por sismo, al ser mínimas.
- Se despreciará la resistencia a tracción del concreto.

5.2. Diseño por flexión

Las viguetas al tener una sección T, se asumirá que, en el análisis del refuerzo positivo, el bloque de compresiones estará en el ala; mientras que, para el refuerzo negativo, el bloque de compresiones estará en el alma.

Se debe cumplir que las solicitaciones últimas deben ser menores a la resistencia por flexión:

$$M_u \leq \Phi M_n$$

Donde:

- M_u = Momento último.
- M_n = Resistencia nominal a flexión
- Φ = Factor de reducción por flexión = 0.90

La resistencia nominal a flexión (M_n) se calcula con las siguientes formulas:

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

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b}$$

Donde:

- A_s = Acero en tracción
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero
- $f'c$ = Resistencia a compresión del concreto
- b = Ancho de diseño de la sección
- d = Peralte efectivo de la sección

Dependiendo si se analiza el refuerzo positivo o negativo, el ancho de diseño de la sección puede ser el del ala o alma.

Además, se debe verificar que la sección tenga una falla dúctil, que significa cuando concreto llegue a su deformación máxima y el acero ya se encuentre en fluencia. Esto se cumple cuando el acero de refuerzo está comprendido en los valores máximos y mínimos establecido en la Norma E.060.

5.3. Cálculo de acero mínimo

Para el cálculo del acero mínimo, la resistencia de la sección tiene que ser 1.2 veces la resistencia de la sección sin refuerzo.

$$\Phi M_n = 1.2 M_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y}$$

Donde:

- M_{cr} = Momento de agrietamiento de la sección
- f_r = Resistencia del concreto a tracción = $2\sqrt{f'c}$
- I_g = Momento de inercia de la sección bruta
- Y = Distancia a la fibra más externa en tracción, desde el eje neutro

Para el acero de refuerzo positivo, con el ala en compresión, se puede utilizar la siguiente fórmula para calcular el acero mínimo:

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

5.4. Cálculo de acero máximo

Para el cálculo del acero máximo, la Norma E.060 fija una relación en función al área de acero que produce una falla balanceada, que significa cuando el acero y concreto fallan a la vez.

$$A_{Smax} = 0.75A_{Sb}$$

$$A_{Sb}^+ = \frac{0.85 * f'c}{f_y} * [(b_f - b_w) * h_f + \beta_1 * \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} * d * b_w]$$

$$A_{Sb}^- = \frac{0.85 * \beta_1 * f'c}{f_y} * \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} * b * d$$

Donde:

- A_{Sb} = Área de acero balanceado
- $\beta_1 = 0.85$ para $f'c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$
- ϵ_{cu} = Deformación unitaria máxima del concreto = 0.003
- ϵ_y = Deformación unitaria de fluencia del acero = 0.0021
- b_f = Ancho del ala
- b_w = Ancho del alma
- h_f = Espesor de la losa superior

5.5. Diseño por cortante

En el caso de losas aligeradas, el concreto del alma recibe todo el esfuerzo de las fuerzas cortantes porque las viguetas no tienen estribos.

$$\Phi V_c \geq V_u$$

Donde:

- Φ = Factor de reducción por cortante = 0.85
- V_c = Resistencia por cortante
- V_u = Solicitación última de fuerza cortante

Cuando la sollicitación de fuerza cortante es mayor a la capacidad que puede soportar el concreto del alma, se opta por usar ensanches alternados o corridos.

La Norma E.060 establece la siguiente fórmula para el cálculo de resistencia cortante de aligerados convencionales:

$$V_C = 1.1 * (0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d)$$

Donde:

- d = Peralte efectivo
- b_w = Ancho del alma
- $f'c$ = Resistencia a compresión del concreto

En el caso que se utilice aligerados con ensanches corridos la formula no incluirá el factor de 1.1 y para el caso de aligerados con ensanches alternados el ancho del alma será de $(b_w + \frac{b_f}{2})$.

5.6. Refuerzo por contracción y temperatura

El concreto puede sufrir efectos por contracción o cambios de temperatura, es por ello que se debe realizar un refuerzo mediante una malla de acero corrugado al aligerado. La Norma E.060 estipula que para el tipo de refuerzo con $f_y = 4200kg/cm^2$ se utiliza una cuantía mínima de 0.0018, además el espaciamiento debe ser menor a 40cm y 5 veces el peralte de la losa.

5.7. Corte del Acero de refuerzo

Las sollicitaciones a momento no son constantes en todo lo largo de la viga, por lo que utilizar el acero requerido como acero corrido a lo largo de toda la viga es excesivo y poco óptimo. Por esa razón se deber realizar cortes del refuerzo. Se realiza sumando la longitud de corte teórico más el mayor valor entre el peralte efectivo “d” y 12db. Luego deberá verificarse que esta la distancia desde la sección de diseño al punto de corte sea al menos la longitud de desarrollo de la varilla. Este procedimiento se resume en la figura 5-1.

Adicionalmente a estos requerimientos, deberá cumplirse con los requisitos indicados para el diseño sísmico (Capítulo 21 de la Norma E.060)

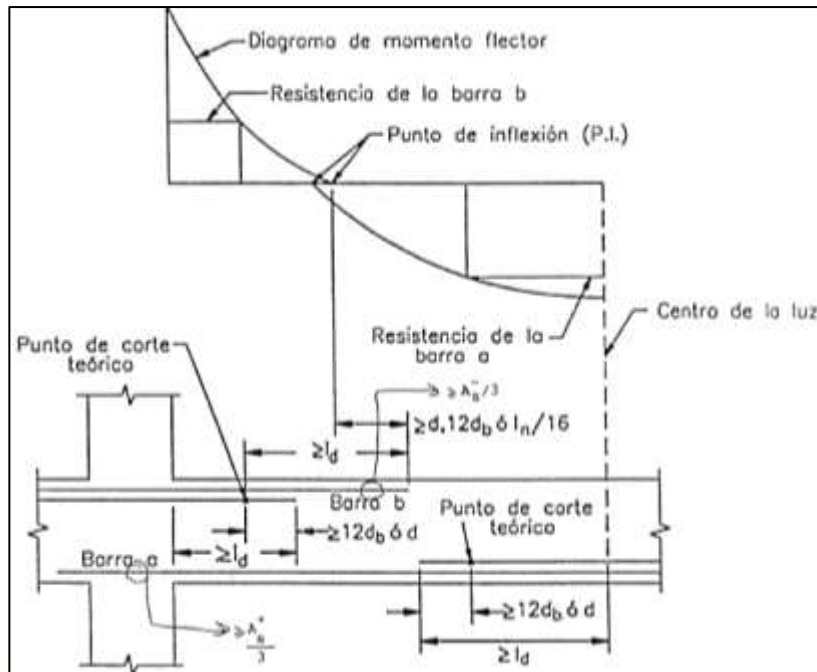


Figura 5-1 Corte del acero de refuerzo (Ottazzi, 2016)

5.8. Control de deflexiones

Se puede evitar el cálculo de deflexiones para losas aligeradas, si estas poseen un mayor peralte que los valores indicados en la Norma E.60.

Tabla 5-1 Espesor mínimo de elementos para evitar el cálculo de deflexiones

Elemento	Condiciones de apoyo			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Con ambos extremos continuos	En volado
Losa aligerada	$\frac{L}{16}$	$\frac{L}{18.5}$	$\frac{L}{21}$	$\frac{L}{8}$

5.9. Ejemplo de diseño

Se realizará un ejemplo de diseño de losa aligerada, la cual ya se analizó en el capítulo Metrado de cargas.

Metrado de Carga Muerta:

- Carga Muerta = $w_{CM} = 0.4 * (300 + 100) = 160 \text{ kg/m}$
- Tabique 1: = $P1 = 0.15 * 0.4 * 2.70 * 1400 = 226.80 \text{ kg}$
- Tabique 2: = $P2 = 0.15 * 0.4 * 2.70 * 1400 = 226.80 \text{ kg}$

Metrado de Carga Viva:

- Carga Viva en la vigueta = $w_{CV} = 0.4 * 200 = 80 \text{ kg/m}$

Cálculo de Cargas Últimas:

- $w_{Ucm} = 160 * 1.4 + 80 * 1.7 = 360 \text{ kg/m}$
- $P1u = 226.80 * 1.4 = 317.52 \text{ kg}$
- $P2u = 226.80 * 1.4 = 317.52 \text{ kg}$

Luego de calcular las cargas ultimas en la vigueta, se obtiene su distribución en la vigueta y la envolvente de los diagramas de fuerza cortante y momento flector, utilizando alternancia de carga viva.

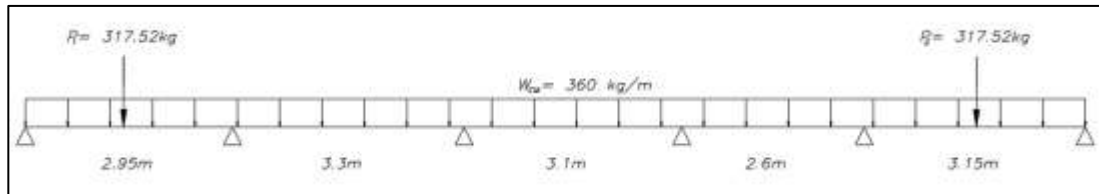


Figura 5-2 Distribución de cargas ultimas en vigueta

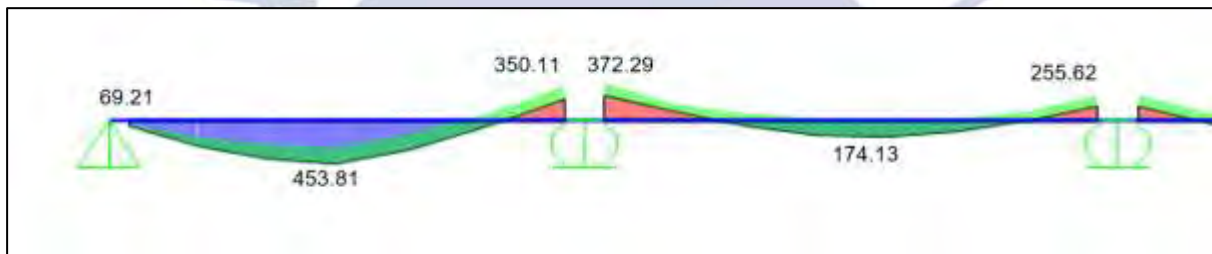


Figura 5-3 Diagrama de momento flector del tramo 1 y 2 (kg.m)

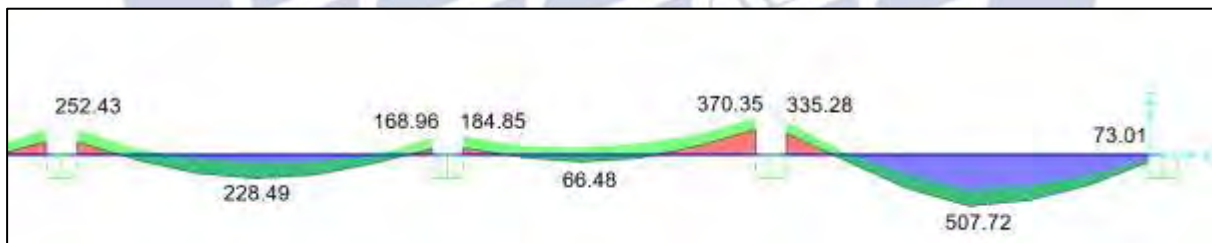


Figura 5-4 Diagrama de momento flector del tramo 3, 4 y 5 (kg.m)

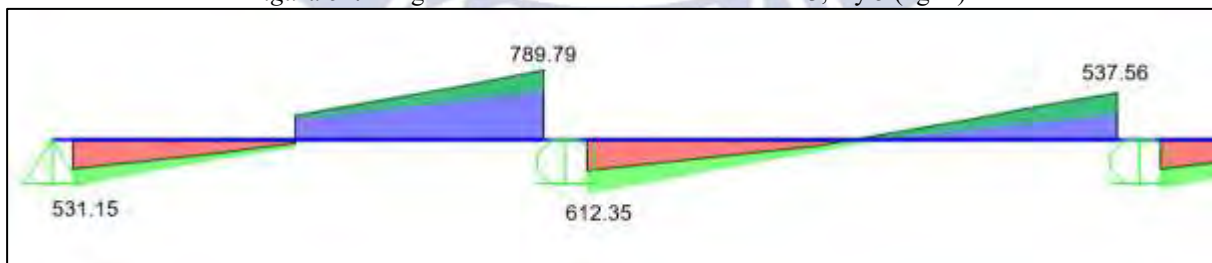


Figura 5-5 Diagrama de fuerza cortante del tramo 1 y 2 (kg)

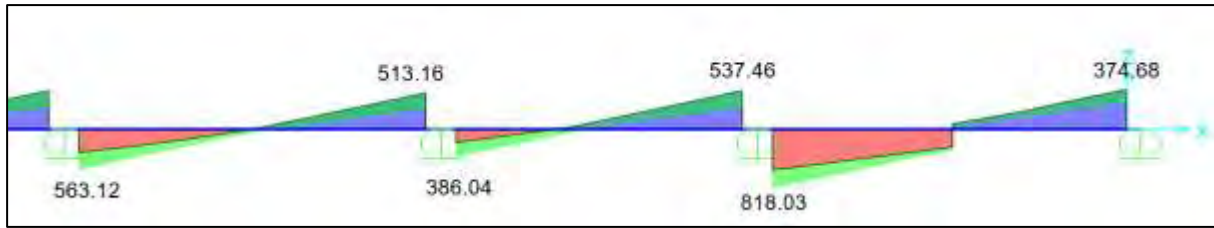


Figura 5-6 Diagrama de fuerza cortante del tramo 3, 4 y 5 (kg)

5.9.1. Diseño por flexión.

De acuerdo al diagrama de momento flector, en los apoyos existen diferentes cargas en ambos sentidos de cada tramo, porque se está analizando una envolvente de cargas. Se re va a realizar el diseño del momento positivo y negativo más crítico de los 5 tramos, se considerará el momento más crítico en los apoyos.

- M_u^+ :
 - $M_u = \Phi M_n \rightarrow 507.72 = 0.9M_n \rightarrow M_n = 564.13 \text{ kg.m}$
 - $M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right); a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b}$
 - $$564.13 * 100 = A_s * 4200 * \left(17 - \frac{A_s * 4200}{2 * 0.85 * 210 * 40}\right)$$
 - $A_s = 0.80 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\emptyset 3/8''$
 - $a_{colocado} = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} = \frac{1.42 * 4200}{0.85 * 210 * 40} = 0.84 \text{ cm}$
- M_u^- :
 - $M_u = \Phi M_n \rightarrow 372.29 = 0.9M_n \rightarrow M_n = 413.66 \text{ kg.m}$
 - $M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right); a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b}$
 - $$413.66 * 100 = A_s * 4200 * \left(17 - \frac{A_s * 4200}{2 * 0.85 * 210 * 10}\right)$$
 - $A_s = 0.60 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\emptyset 1/2''$ (prevalece el A_{min}^-)
 - $a_{colocado} = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} = \frac{1.29 * 4200}{0.85 * 210 * 10} = 3.04 \text{ cm}$

Tabla 5-2 Cálculo del refuerzo por flexión para el tramo 1 y 2

	Tramo 1			Tramo 2		
	A_{Sizq}^-	A_{Sint}^+	A_{Sder}^-	A_{Sizq}^-	A_{Sint}^+	A_{Sder}^-
b (cm)	10	40	10	10	40	10
M_u (kg.m)	69.21	453.81	350.11	372.29	174.13	255.62
M_n (kg.m)	76.90	504.23	389.01	413.66	193.48	284.02
A_s min (cm ²)	1.01	0.41	1.01	1.01	0.41	1.01
A_s max (cm ²)	2.71	7.5	2.71	2.71	7.5	2.71

A_s requerido (cm ²)	0.11	0.72	0.57	0.6	0.27	0.41
Refuerzo	1Φ1/2"	2Φ3/8"	1Φ1/2"	1Φ1/2"	1Φ3/8"	1Φ1/2"
A_s colocado (cm ²)	1.29	1.42	1.29	1.29	0.71	1.29
$a < 5cm$	3.04	0.84	3.04	3.04	0.42	3.04

Tabla 5-3 Cálculo del refuerzo por flexión para el tramo 3 y 4

	Tramo 3			Tramo 4		
	A_{Sizq}^-	A_{Sint}^+	A_{Sizq}^-	A_{Sint}^+	A_{Sizq}^-	A_{Sint}^+
b (cm)	10	40	10	10	40	10
M_u (kg.m)	252.43	228.49	168.96	184.85	66.48	370.35
M_n (kg.m)	280.48	253.88	187.73	205.39	73.87	411.50
A_s min (cm ²)	1.01	0.41	1.01	1.01	0.41	1.01
A_s max (cm ²)	2.71	7.5	2.71	2.71	7.5	2.71
A_s requerido (cm ²)	0.4	0.36	0.27	0.29	0.1	0.6
Refuerzo	1Φ1/2"	1Φ3/8"	1Φ1/2"	1Φ1/2"	1Φ3/8"	1Φ1/2"
A_s colocado (cm ²)	1.29	0.71	1.29	1.29	0.71	1.29
$a < 5cm$	3.04	0.42	3.04	3.04	0.42	3.04

Tabla 5-4 Cálculo del refuerzo por flexión para el tramo 5

	Tramo 5		
	A_{Sizq}^-	A_{Sint}^+	A_{Sizq}^-
b (cm)	10	40	10
M_u (kg.m)	335.28	507.72	73.01
M_n (kg.m)	372.53	564.13	81.12
A_s min (cm ²)	1.01	0.41	1.01
A_s max (cm ²)	2.71	7.5	2.71
A_s requerido (cm ²)	0.54	0.8	0.11
Refuerzo	1Φ1/2"	2Φ3/8"	1Φ1/2"
A_s colocado (cm ²)	1.29	1.42	1.29
$a < 5cm$	3.04	0.84	3.04

5.9.2. Cálculo de acero mínimo.

- $A_{min}^+ = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d}{f_y} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{210} \cdot 10 \cdot 17}{4200} = 0.41 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\Phi 3/8''$
- A_{min}^- :
 - $Y = \frac{200 \cdot 2.5 + 150 \cdot 12.5}{200 + 150} = 6.79 \text{ cm}$
 - $I = \frac{5^3 \cdot 40}{12} + (40)(5)(6.79 - 2.5)^2 + \frac{15^3 \cdot 10}{12} + (10)(15)(6.79 - 12.5)^2$
 $I = 11800 \text{ cm}^4$
 - $M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y} = \frac{2\sqrt{210} \cdot 11800}{6.79 \cdot 100} = 504 \text{ kg.m}$

- $\Phi M_n = 1.2M_{cr} \rightarrow M_n = 672 \text{ kg.m}$
 - $M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right); a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$
- $$67200 = A_s * 4200 * \left(17 - \frac{A_s * 4200}{2 * 0.85 * 210 * 10}\right)$$
- $$A_{min}^- = 1.01 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\Phi 1/2''$$

5.9.3. Cálculo de acero máximo.

- $A_{max}^+ = 0.75 * \frac{0.85 * f'_c}{f_y} * [(b_f - b_w) * h_f + \beta_1 * \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} * d * b_w]$
- $$A_{max}^+ = 0.75 * \frac{0.85 * 210}{4200} * [(40 - 10) * 5 + 0.85 * \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} * 17 * 10]$$
- $$A_{max}^+ = 7.5 \text{ cm}^2$$
- $A_{max}^- = 0.75 * \frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{f_y} * \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} * b * d$
- $$A_{max}^- = 0.75 * \frac{0.85 * 0.85 * 210}{4200} * \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} * 10 * 17 = 2.71 \text{ cm}^2$$

5.9.4. Diseño por cortante.

- $V_c = 1.1 * (0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d) = 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17 = 1,436.24 \text{ kg}$
- $\Phi V_c \geq V_u \rightarrow 1,220.80 \geq V_u$

Según el diagrama de fuerza cortante de todos los tramos, la máxima sollicitación es 818.03 kg, por lo tanto, la sección si cumple con los requerimientos de resistencia al corte y no es necesario utilizar ensanches.

5.9.5. Refuerzo por contracción y temperatura.

Para este tipo de refuerzo, se analiza la losa superior del aligerado la cual tiene una altura de 5cm y se realizara el diseño por metro lineal.

- $A_s = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Considerando refuerzo de $\Phi 1/4''$, con un área de 32 cm^2
- $S = \frac{0.32}{0.9} = 0.36 \text{ m} \rightarrow \therefore \Phi 1/4'' @ 25\text{cm}$

5.9.6. Control de deflexiones.

Según lo antes mencionado, se puede evitar la verificación de deflexiones si el peralte tiene mayor valor a los indicado en la tabla 5-1. La luz máxima para evitar controles de deflexión cuando un apoyo es continuo es de 3.7m y para ambos apoyos son continuos es de 4.2m, la luz

máxima de la vigueta analizada es de 3.3m por lo que no es necesario hacer el cálculo de deflexiones.

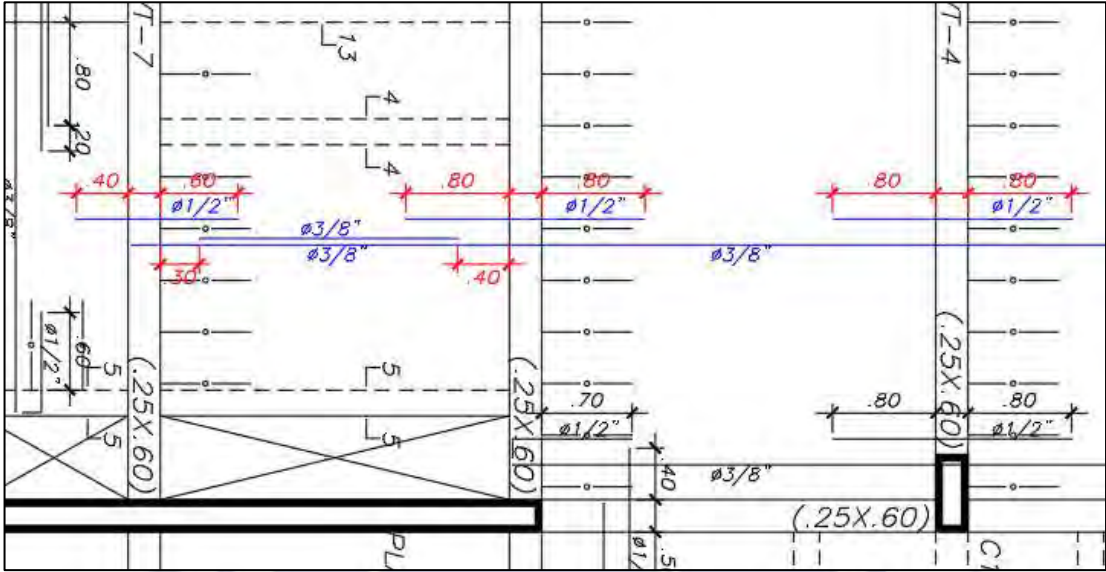


Figura 5-7 Distribución final del refuerzo en el tramo 1 y 2

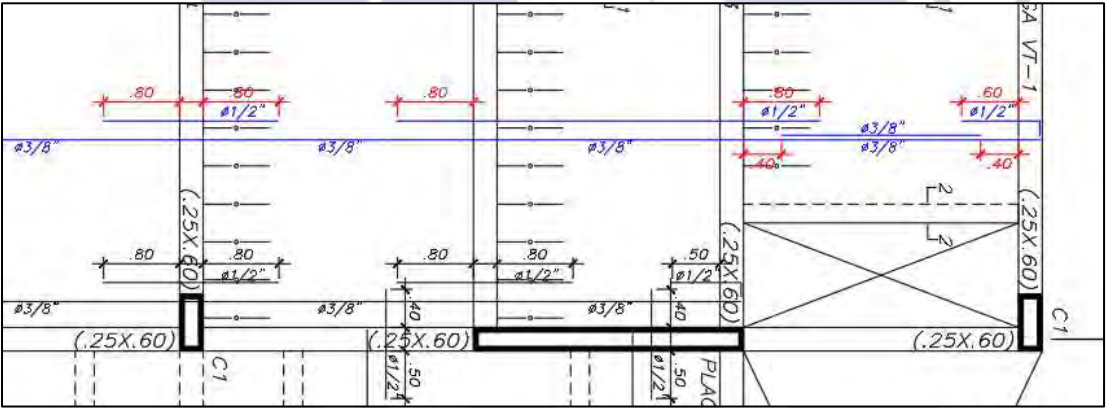


Figura 5-8 Distribución final del refuerzo en el tramo 3, 4 y 5

Capítulo 6. Diseño de Vigas

Las vigas son elementos estructurales encargados de recibir las cargas de las losas y transmitir las hacia los elementos verticales. Adicionalmente tomarán parte de las cargas sísmicas y brindarán rigidez al formar pórticos sismorresistentes. En el caso de las vigas con responsabilidad sísmica, deberá cumplirse los requerimientos del capítulo 21 de la Norma E.060.

6.1. Análisis Estructural

El análisis estructural para las vigas sísmicas se puede dividir en dos partes: análisis por cargas de gravedad y análisis sísmico.

- Para el análisis por gravedad, se modelará como pórticos planos con los elementos verticales empotrados en su parte inferior y superior.
- Las solicitaciones sísmicas para la viga serán extraídas del modelo sísmico. Cabe mencionar que estas solicitaciones deberán estar amplificadas por los factores de cortante basal mínima obtenidos previamente.

Al ser un elemento de concreto armado con solicitaciones sísmicas, la Norma E.060 establece las siguientes combinaciones de carga para su diseño por resistencia:

$$1.4CM + 1.7CV$$

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

$$0.9CM \pm CS$$

Luego de realizar las combinaciones, se generará una envolvente donde tome las máximas solicitaciones tanto de momento flector como de fuerza cortante.

6.2. Diseño por Flexión

El cálculo por flexión se realizará como en el caso de losas aligeradas. Para esto debemos calcular el valor de Ku y obtener la cuantía requerida:

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2}$$

$$Ku \rightarrow \rho \quad As_{req} = \rho bd$$

De igual modo, deberá calcularse previamente el acero mínimo. Para secciones rectangulares la Norma E.060 lo define de la siguiente manera:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'c} bd}{f_y}$$

Con respecto al acero máximo, la norma lo establece como el 75% de acero que produce la falla balanceada. El acero máximo se calcula de la siguiente manera:

$$A_{s_{max}} = 0.75(0.85f'c)A_{cb} + A's f's$$

Donde A_{cb} es el área del bloque de compresiones cuando la profundidad del eje neutro es igual a c_b . La segunda parte de la ecuación hace referencia al acero en compresión con su respectivo esfuerzo.

6.3. Diseño por Corte

La resistencia a corte es proporcionada por el concreto y por el acero usado en los estribos. Por ello, a diferencia de las losas o zapatas, la resistencia a corte deberá tomar en cuenta el aporte de los estribos. Adicionalmente cumple una función de montaje para el acero longitudinal.

El aporte del concreto se da por la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} bd$$

De igual manera, el aporte del acero es calculado de la siguiente manera:

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

Dónde: A_v es el área de refuerzo transversal que es la suma de cada rama de los estribos en la sección; s es el espaciamiento entre cada estribo

Finalmente, a lo largo de toda la viga, se cumplirá que la sollicitación V_u es menor que la resistencia ϕV_n :

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0.85(V_c + V_s) \geq V_u$$

Cabe mencionar que " V_u " es la fuerza cortante de diseño y deberá ser calculada a una distancia " d " desde la cara de los apoyos.

El diseño por corte se realiza calculando el espaciamiento entre estribos, ya que el valor de V_u es conocido al igual que V_c . Con estos dos valores podemos obtener la resistencia del acero requerida V_s para despejar finalmente el valor de s .

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

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

La norma E.060 limita el valor de " V_s " a $2.1\sqrt{f'_c} b d$. Esto se realiza para evitar la falla por compresión del concreto antes que los estribos entren a la zona de fluencia. Adicionalmente controla las fisuras bajo condiciones de servicio. En caso no cumpla con esta condición, deberá cambiar la sección o aumentar la resistencia del concreto.

Para el cálculo de los espaciamientos máximos a lo largo de la viga, esta podría dividirse en tres zonas según el valor de " V_u ", para una mejor explicación:

- $V_u \geq \phi V_c$

Se calcula el espaciamiento s según lo explicado previamente y se comparará V_s con $V_{s\text{limit}} = 1.1\sqrt{f'_c} b d$:

Si $V_s \geq V_{s\text{limit}}$, entonces $s_{\text{max}} = 0.25d$ ó 0.30 m

Si $V_s < V_{s\text{limit}}$, entonces $s_{\text{max}} = 0.50d$ ó 0.60 m

Esta limitación se da para asegurar que en la zona donde requiere estribos, las grietas por corte se cruce con al menos un estribo, ya que sin el cruce de una grieta el estribo no desarrolla su resistencia. Adicionalmente el espaciamiento es la mitad en el primer caso para un mayor control de los anchos de grietas diagonales.

- $V_u \geq 0.5\phi V_c$

En esta zona es suficiente con colocar estribos mínimos. Estos sirven para evitar fallas por corte de manera súbita, ya que el aporte de resistencia del concreto no necesariamente es uniforme; o pueden producirse esfuerzos adicionales por sobrecargas imprevistas o sollicitaciones de tracción.

Para ello la Norma E.060 calcula el espaciamiento máximo en esta zona como el menor de las siguientes expresiones:

$$S_{max} = A_v f_y / 0.2 \sqrt{f'_c} b$$

$$S_{max} = A_v f_y / 3.5 b$$

- $V_u < 0.5 \phi V_c$

En esta zona, no es necesario el uso de refuerzo transversal, salvo los estribos de montajes.

Todo lo explicado previamente puede resumirse en el siguiente esquema del libro “Apuntes del Curso Concreto Armado I” del Ing. Gianfranco Ottazzi Pasino:

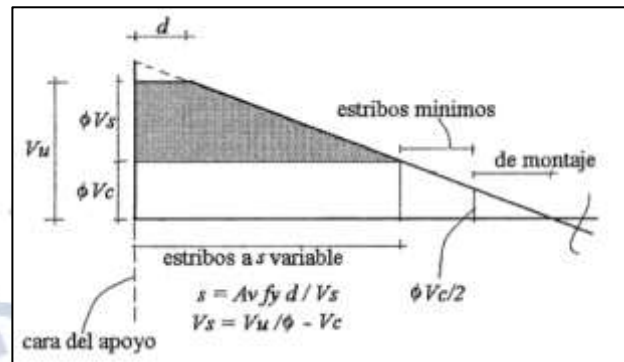


Figura 6-1 Diagrama de fuerza cortante y espaciamiento de estribos

Fuente: Apuntes del Curso Concreto Armado I (Ottazzi. 2016)

Todas estas solicitaciones son para vigas bajo cargas de gravedad. Sin embargo, para vigas sísmicas existen otras condiciones adicionales tanto para corte como para flexión.

6.4. Disposiciones Sísmicas

Las vigas sísmicas deben cumplir con los requerimientos del Capítulo 21 de la Norma E.060 con el fin de lograr un comportamiento dúctil. Estos requerimientos dependerán del sistema estructural y complementarán los requerimientos previos. Para el presente caso (Muros Estructurales) se tendrán las siguientes disposiciones:

- Debe correrse como mínimo dos varillas longitudinalmente en ambas caras. La cuantía de este acero deberá satisfacer la cuantía mínima especificada previamente.
- Los estribos cumplen una función de confinamiento que permite que el concreto llegue a desarrollar una deformación mayor. Por ello la norma define la longitud mínima de la zona de confinamiento igual a dos veces el peralte h de la viga. El espaciamiento de los estribos en esta zona no deberá ser mayor al menor de las siguientes cuatro expresiones:
 - $d/4$. Donde d es el peralte efectivo de la viga. Este valor no deberá ser menor a 15 cm.
 - 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
 - 24 veces el diámetro de la varilla del estribo.

- 30 cm.
- El espaciamiento de los estribos no deberá ser mayor al requerido por resistencia explicado previamente. Fuera de la zona de confinamiento, los estribos deberán tener un espaciamiento máximo de $0.5d$
- No se realizará traslapes dentro de la zona de confinamiento.
- El primer estribo de confinamiento deberá estar a no más de 10 cm de la cara del elemento de apoyo.
- Los estribos tendrán un diámetro mínimo de 8mm para varillas de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para varillas de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para varillas de mayor diámetro.
- En la cara del nudo el momento nominal positivo no debe ser menor que un tercio el momento nominal negativo en la misma cara.
- El momento resistente positivo o negativo en cualquier sección de la viga no debe ser menor a un cuarto del momento nominal en la cara del nudo.

6.5. Diseño por Capacidad

El diseño por capacidad busca la resistencia ante una falla frágil (corte) sea mucho mayor que por flexión. De este modo el elemento fallará por flexión antes, produciéndose así una falla dúctil. Adicionalmente se busca la formación de rotulas plásticas en los nudos.

Este diseño se basa en utilizar el momento nominal de los extremos del elemento para asociarlo a una cortante de diseño. Este diseño es el predominante en las vigas de poca luz y que se encuentran entre elementos de gran rigidez (placas). Además, el reforzamiento obtenido por capacidad se complementará con las demás disposiciones por corte mencionadas previamente. La Norma E.060 establece que la fuerza cortante de diseño V_u no será menor que el menor valor obtenido de las siguientes expresiones:

- La suma del cortante asociado al desarrollo de los momentos nominales en los extremos y el cortante isostático para cargas de gravedad amplificadas.
- El cortante máximo obtenido de las combinaciones presentadas al inicio del capítulo, pero con las solicitaciones de sismo amplificadas por 2.5.

A manera de representación presentamos el siguiente gráfico de la Norma E.060.

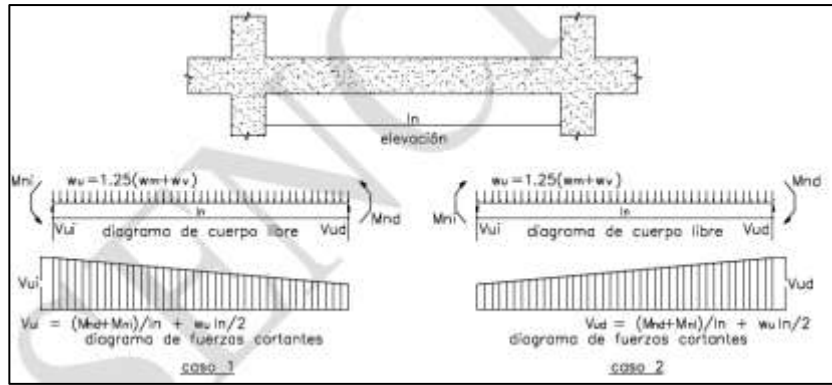


Figura 6-2 Diseño por capacidad según la Norma E.060

6.6. Fisuración

Las vigas al ser elementos sometidos a flexión se forman fisuras en la zona sometida a tracción ya que la resistencia del concreto es muy baja. El control de ancho de fisuras se genera por un tema de apariencia produciendo preocupación en los usuarios; corrosión del refuerzo ya que al ser de gran tamaño las grietas, el acero quedará expuesto al ambiente; e impermeabilidad en caso que la estructura este destinada a contener líquidos. (Ottazzi, 2016).

El ancho de las fisuras depende de factores como: el grosor del recubrimiento; el esfuerzo de tracción en el acero bajo condiciones de servicio; y el arreglo del refuerzo longitudinal por tracción. (Ottazzi, 2016).

La Norma E.060 no limita el ancho de las fisuras directamente, sino lo realiza mediante un parámetro “Z” que servirá de referencia para condiciones de exposición normales. En caso existan condiciones agresivas el valor “Z” tendrá que limitarse a un menor valor. De manera general el valor de “Z” será menor a 26,000 kg/cm.

$$Z = f_s \sqrt[3]{dc Act} \quad f_s = \frac{Ms}{jd As} \approx \frac{Ms}{0.9d As}$$

Donde:

- f_s = Esfuerzo en el acero a tracción bajo condiciones de servicio (kg/cm²)
- dc = Distancia desde el la fibra externa en tracción hasta el centro de la varilla más cercana (cm)
- Act = Área efectiva del concreto en tracción que rodea a las varillas de refuerzo en tracción (cm²)
- \bar{X} = Centroides del refuerzo en tracción con respecto a la fibra externa en tracción (cm)

- $N^{\circ} \text{ bar}$ = Número de varillas de refuerzo en tracción. En caso de existir barras de diferentes diámetros, se convertirá el área total de refuerzo a barras del mayor diámetro usado.

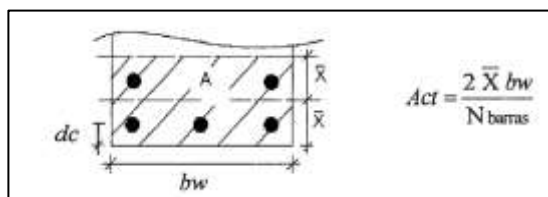


Figura 6-3 Términos usados en el cálculo de Z

Fuente: Apuntes del Curso Concreto Armado I (Ottazzi. 2016)

6.7. Deflexiones

Las deflexiones son desplazamientos relativos de alguna parte del elemento respecto a sus apoyos extremos. Si bien las deflexiones son causadas por diferentes tipos de solicitaciones, las que serán estudiadas a detalle son las causadas por flexión. Cabe mencionar, que al igual que la Fisuración, las deflexiones se verificarán bajo condiciones de servicio.

Cuando las deflexiones son excesivas podrían causar problemas de estética, generar sensación de miedo en los usuarios, daños en elementos no estructurales (ventanas, mamparas) o inclusive detener el funcionamiento de la estructura (fábricas).

De igual modo que para losas aligeradas que no carguen tabiques, la norma establece peralte mínimo para vigas que no carguen tabiques.

Para una aproximación al cálculo de deflexiones, la norma divide las deflexiones en instantáneas y diferidas (creep o flujo plástico).

6.7.1. Deflexiones instantáneas.

Las deflexiones instantáneas se calculan mediante un análisis elástico. Para ello deberá hallarse la inercia efectiva que se usará para calcular las deflexiones.

A causa de la incertidumbre y gran cantidad de factores que están involucrados en este problema, las diferentes normas optan por proponer formulas empíricas para estimar el momento de inercia efectivo. En lo que respecta a la Norma Peruana, se usa el menor valor posible de inercia (Sección Fisurada). El único caso donde se puede usar la inercia sin fisurar “ I_g ” es cuando en ninguna sección a lo largo del elemento, el momento de servicio M_s supera el momento de agrietamiento M_{cr} .

Por lo tanto, la inercia efectiva se calcula como un ponderado de las inercias en las secciones del centro y extremos, dándole una mayor importancia a la inercia en el momento positivo.

6.7.2. Deflexiones diferidas.

Las deflexiones diferidas son producidas por cargas constantes por un largo periodo de tiempo. Estas deformaciones son del orden de 2 a 3 veces las deflexiones instantáneas. Esto es por efecto del Creep y Retracción del concreto.

Este fenómeno es complejo, por ello el ACI como la Norma E.060 estiman estos valores mediante las siguientes expresiones:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

$$\Delta_{diferida} = \lambda \Delta_{inmediata}$$

Donde ρ' es la cuantía de acero en compresión en el centro de las vigas o en la sección de apoyo para vigas en volado. El parámetro ξ se puede obtener del siguiente gráfico.

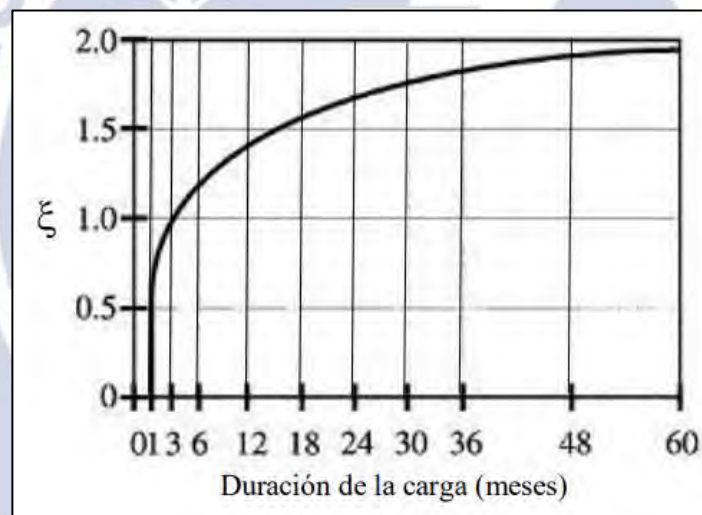


Figura 6-4 Factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas

Cabe mencionar que la norma no separa las deflexiones producidas por Creep o por Retracción. Se debe considerar todas las cargas que se mantendrán a lo largo del tiempo. Estas cargas normalmente son las cargas muertas y un porcentaje de la carga viva.

6.7.3. Deflexiones máximas permisibles.

La norma peruana establece límites para deflexiones basados en la realidad y presencia de daños en elementos no estructurales por excesivas deflexiones. En la tabla 9.2 de la E.060 se detalla estos valores.

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$l/480‡$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240§$

Figura 6-5 Deflexiones Máximas Admisibles (Norma E.060)

6.8. Ejemplo de Diseño 1

Como primer ejemplo se diseñará la viga del piso típico VT-7 (.25x.60), ubicada en el eje 4. Se realizó un modelo doblemente empotrado, biempotrado, para analizar las solicitaciones bajo cargas de gravedad; y del modelo sísmico se obtuvo los esfuerzos por solicitaciones sísmicas. A continuación, se muestra el esquema del modelo biempotrado utilizado con las secciones más críticas de diseño:

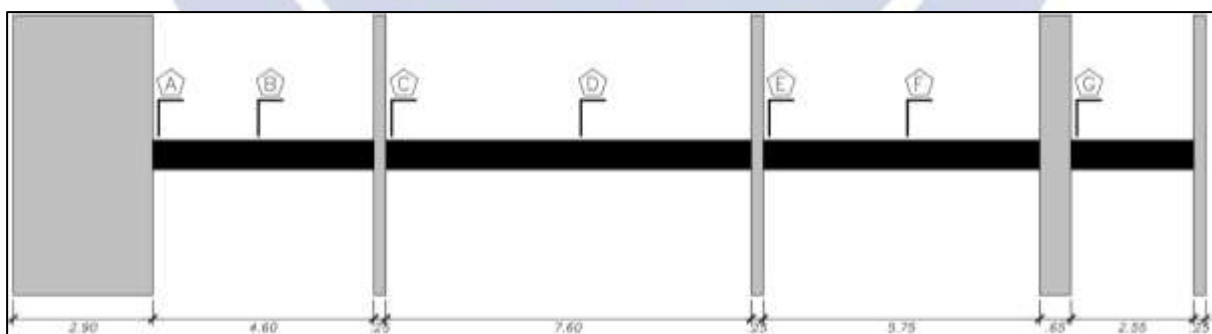


Figura 6-6 Esquema de Viga VT-7

6.8.1. Análisis estructural.

Luego de realizar el modelado y asignarle las cargas, se procedió a realizar el análisis estructural para revisar los esfuerzos (momentos y cortantes) en la viga. Por ello se presenta a continuación los resultados de dicho análisis para cada caso de carga.

- Diagrama de Momentos Flectores:

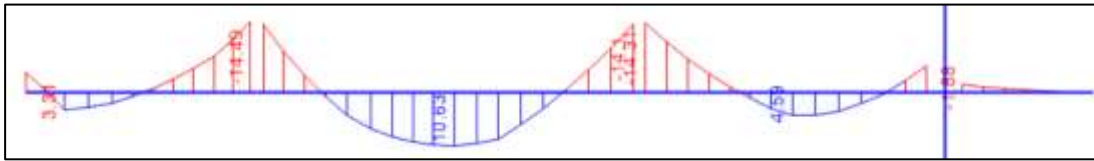


Figura 6-7 DMF debido a Carga Muerta (Ton-m)

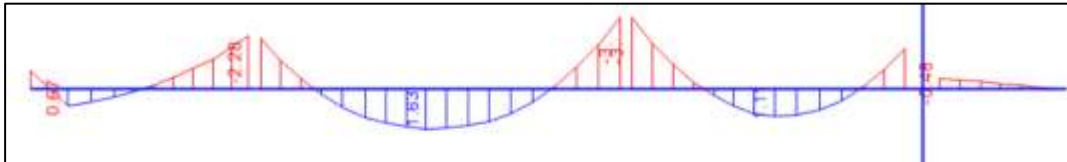


Figura 6-8 DMF debido a Carga Viva (Ton-m)

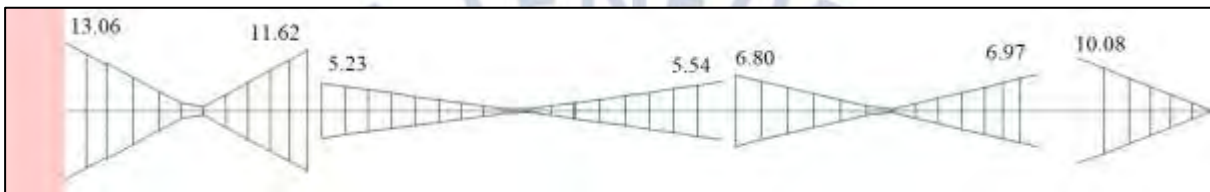


Figura 6-9 DMF debido a Sismo para S1 (ton-m)

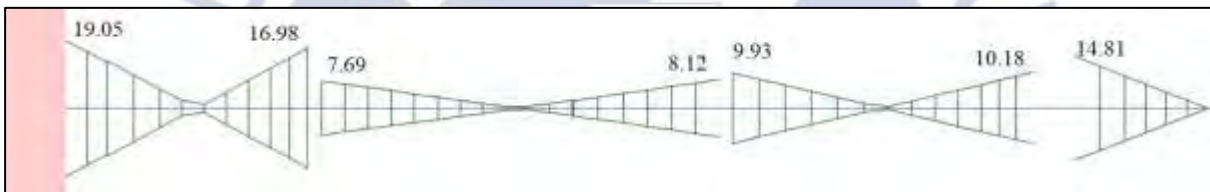


Figura 6-10 DMF debido a Sismo para S2 (ton-m)

- Diagrama de Fuerza Cortante:

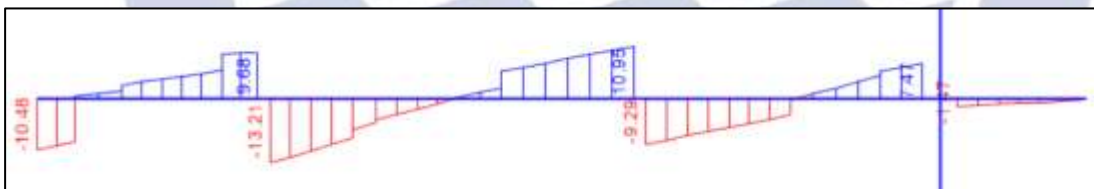


Figura 6-11 DFC debido a Carga Muerta (Ton)

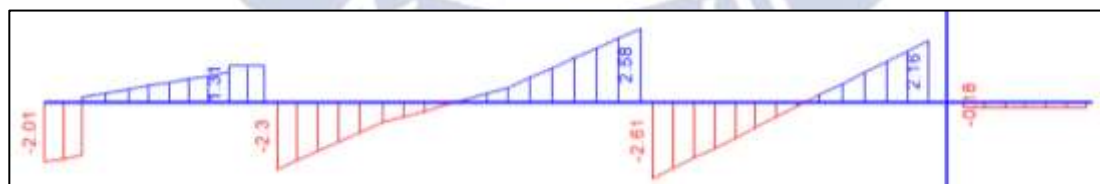


Figura 6-12 DFC debido a Carga Viva (Ton)

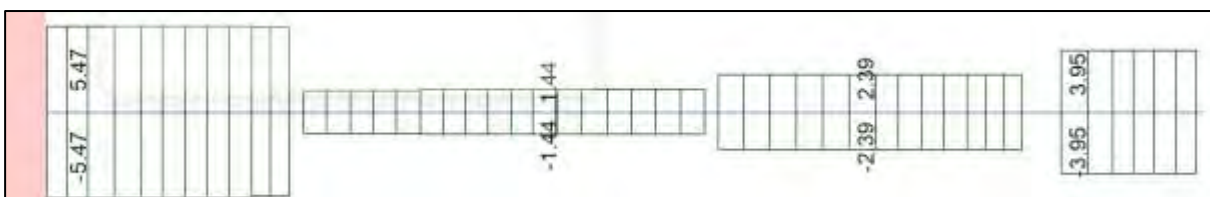


Figura 6-13 DFC debido a Sismo para S1 (Ton)

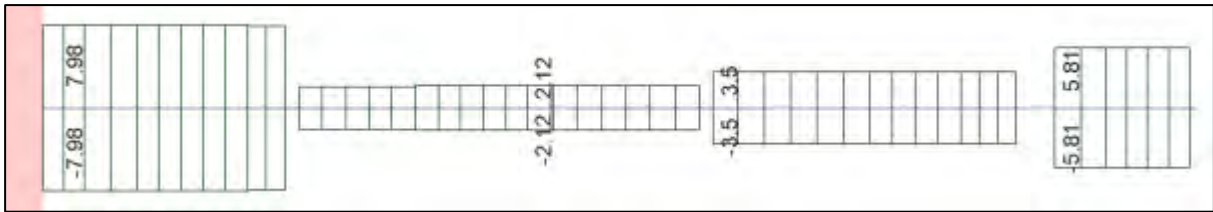


Figura 6-14 DFC debido a Sismo para S2 (Ton)

- Envolturas de Diseño:

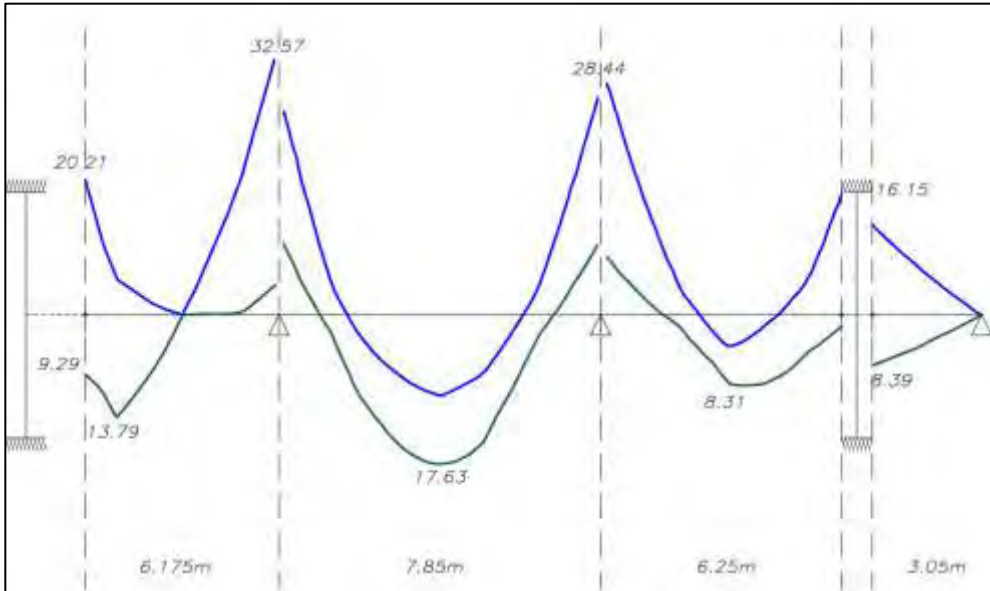


Figura 6-15 Envoltura de Diagrama de Momento para S1 (ton-m)

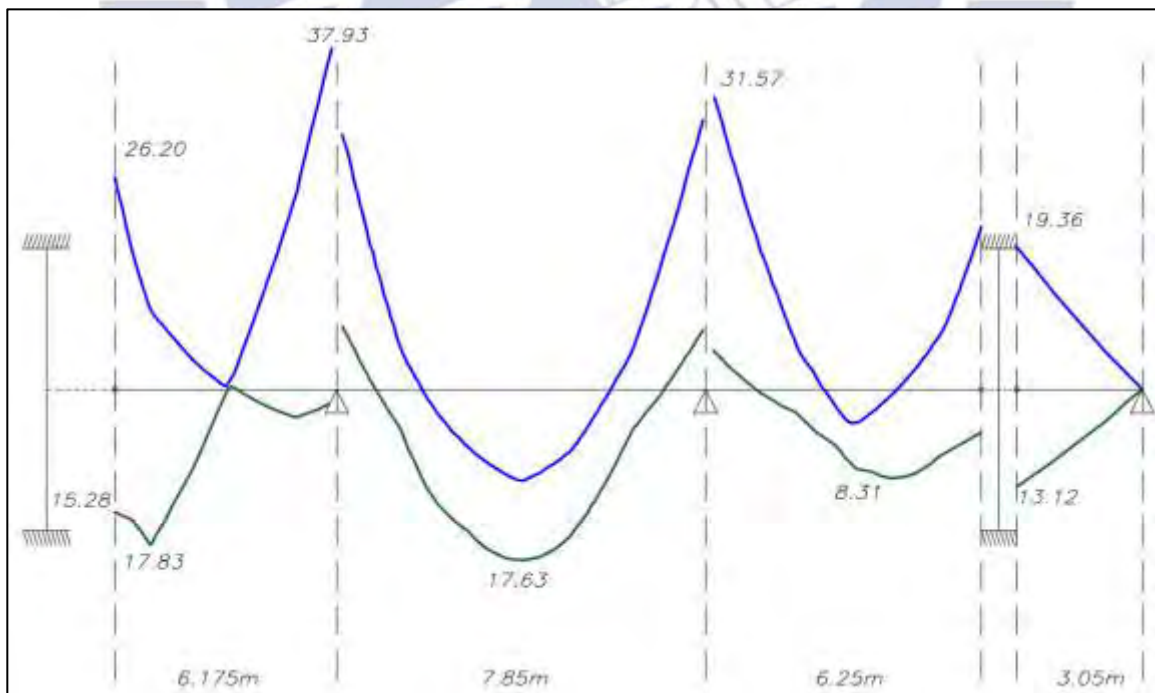


Figura 6-16 Envoltura de Diagrama de Momento para S2 (ton-m)

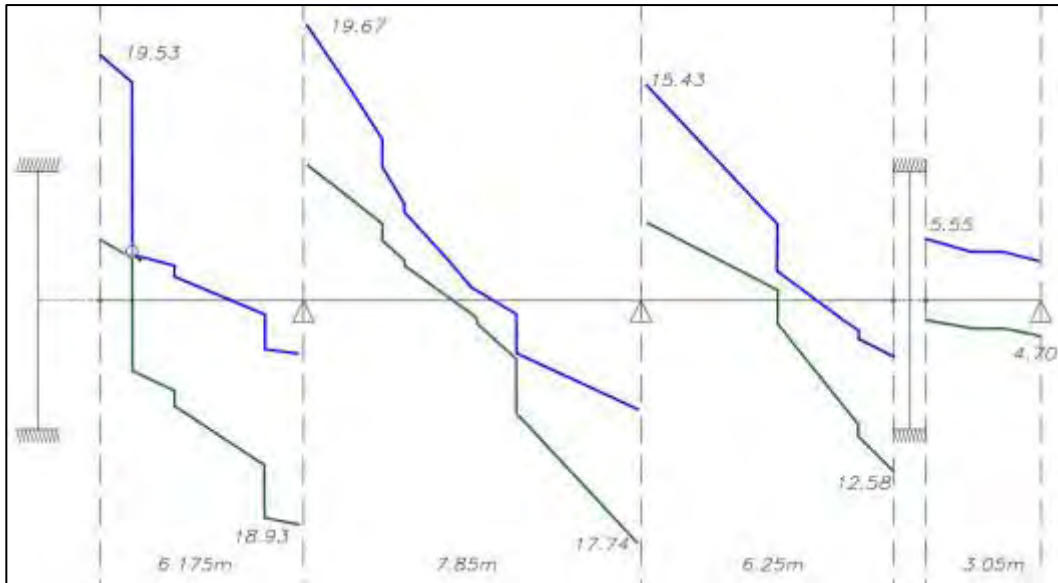


Figura 6-17 Envolvente de Diagrama de Cortante para S1 a "d" de la cara (ton)

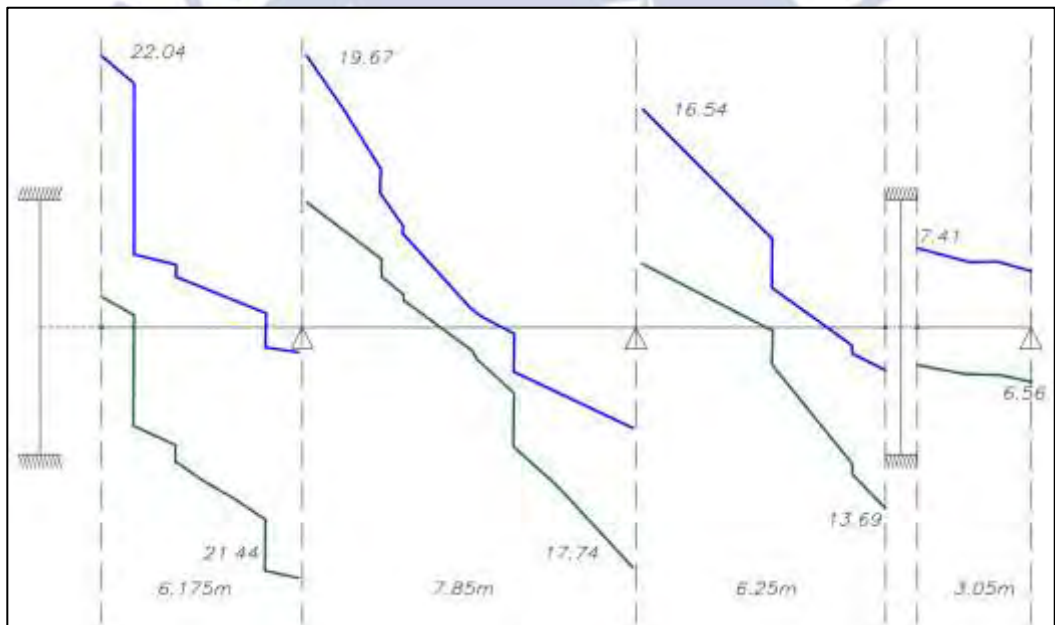


Figura 6-18 Envolvente de Diagrama de Cortante para S2 a "d" de la cara (ton)

6.8.2. Diseño por flexión.

Previo al diseño en sí, calcularemos el acero mínimo y máximo para la viga en estudio.

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'c} bd}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{210} \times 25 \times 52}{4200} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Con respecto al acero máximo, la norma lo establece como el 75% de acero que produce la falla balanceada. El acero máximo se calcula de la siguiente manera:

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y} = 0.85 \times 0.85 \times \frac{210}{4200} \times \frac{6000}{6000 + 4200} = 0.0213$$

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.0159$$

$$As_{max} = 0.0159 \times b \times d = 0.0159 \times 25 \times 52 = 20.72 \text{ cm}^2$$

En la expresión previa de acero máximo no toma en cuenta el acero en compresión, con lo cual el límite máximo puede aumentar.

Ahora se amplificarán las solicitaciones según las combinaciones de la Norma E.060 para luego generar la envolvente. En la siguiente tabla resumiremos el diseño en las secciones indicadas en el esquema de la viga.

Tabla 6-1 Diseño por flexión de viga VT-7 en S1

	SECCIÓN (SUELO S1)						
	A (-)	B (+)	C (-)	D (+)	E (-)	F (+)	G (-)
b (cm)	25	25	25	25	25	25	25
h (cm)	60	60	60	60	60	60	60
d (cm)	52	52	52	52	52	52	52
Mu (ton-m)	20.21	13.79	32.57	17.63	28.44	8.31	16.15
Ku	29.90	20.40	48.18	26.08	42.07	12.29	23.89
ρ (%)	0.88	0.58	1.56	0.76	1.32	0.34	0.69
As requerido (cm ²)	11.47	7.53	20.30	9.85	17.12	4.40	8.94
Refuerzo escogido	5 ϕ 3/4"	3 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4" +2 ϕ 1"	4 ϕ 3/4"	6 ϕ 3/4"	3 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4"
As colocado (cm ²)	14.20	8.52	21.56	11.36	17.04	8.52	11.36
As col/As req (%)	124	113	106	115	100	193	127
As col/As max (%)	69	41	104 (*)	55	82	41	55

Tabla 6-2 Diseño por flexión de viga VT-7 en S2

	SECCIÓN (SUELO S2)						
	A (-)	B (+)	C (-)	D (+)	E (-)	F (+)	G (-)
b (cm)	25	25	25	25	25	25	25
h (cm)	60	60	60	60	60	60	60
d (cm)	52	52	52	52	52	52	52
Mu (ton-m)	26.20	17.83	37.93	17.63	31.57	8.31	19.36
Ku	38.76	26.38	56.11	26.08	46.70	12.29	28.64
ρ (%)	1.19	0.77	1.92	0.76	1.50	0.34	0.84
As requerido (cm ²)	15.50	9.97	24.91	9.85	19.50	4.40	10.93
Refuerzo escogido	2 ϕ 3/4" +2 ϕ 1"	2 ϕ 1"	4 ϕ 1"+ 2 ϕ 3/4"	2 ϕ 1"+ 1 ϕ 3/4"	4 ϕ 1"	2 ϕ 1"	2 ϕ 1" + 1 ϕ 3/4"
As colocado (cm ²)	15.88	10.20	26.08	13.04	20.40	10.20	13.04
As col/As req (%)	102	102	105	132	105	232	119
As col/As max (%)	77	49	126 (*)	63	98	49	63

(*): Como se observa el acero tanto requerido como el colocado supera al acero máximo calculando previamente. Es por ello que se verificará nuevamente el acero máximo, con la

diferencia que se considerará el efecto del acero en compresión. La fórmula de acero máximo con acero en compresión es:

$$A_{s_{max}} = 0.75 A_{sbr} + A's \frac{f'sb}{f_y}$$

Donde "Asbr" es el acero balanceado sin considerar acero en compresión; y f'sb es el esfuerzo del acero en compresión.

A partir de expresiones de compatibilidad y relaciones constitutivas, se puede demostrar que el acero en compresión fluirá cuando:

$$\frac{d'}{d} = \frac{6}{52} = 0.115 \leq 0.176$$

En la sección C del Suelo S1 tenemos un caso donde el acero en compresión es de 3 varillas de 3/4", lo que equivale a un área igual a 8.52 cm². De esta manera, el acero máximo es igual a:

$$A_{s_{max}} = 0.75 A_{sbr} + A's \frac{f'sb}{f_y} = 20.72 + 8.52 = 29.28 \text{ cm}^2$$

De forma similar, en la sección C del suelo S2 no cumple con el acero máximo sin considerar el acero en compresión. El acero en compresión es de 2 varillas de 1", lo que equivale a un área de 10.20 cm². Por lo tanto, el acero máximo considerando el aporte del acero en compresión será:

$$A_{s_{max}} = 0.75 A_{sbr} + A's \frac{f'sb}{f_y} = 20.72 + 10.20 = 30.92 \text{ cm}^2$$

Se verifica que el acero colocado ahora si es menor que el máximo en ambos casos.

6.8.3. Diseño por corte.

De los diagramas de fuerza cortante, obtenemos las solicitaciones a "d" de la cara.

Tabla 6-3 Fuerza Cortante en apoyos para S1

	Tramo			
	1	2	3	4
Vu izq. (ton)	19.53	19.67	15.43	5.55
Vu der (ton)	18.93	17.74	12.58	4.70

Tabla 6-4 Fuerza Cortante en apoyos para S2

	Tramo			
	1	2	3	4
Vu izq (ton)	22.04	19.67	16.54	7.41
Vu der (ton)	21.44	17.74	13.69	6.56

Sin embargo, el diseño por resistencia no es suficiente para esta viga, ya que al tener responsabilidad sísmica se deberá verificar otros requerimientos para un adecuado comportamiento sísmico.

Uno de estos requerimientos es el diseño por capacidad para permitir una falla por flexión antes que una por corte. Por ello como primer paso calcularemos la resistencia asociada al área de acero en los diferentes apoyos.

Tabla 6-5 Resistencia Nominales en los apoyos para S1

		Tramo							
		1		2		3		4	
		As (cm ²)	Mn (ton-m)	As (cm ²)	Mn (ton-m)	As (cm ²)	Mn (ton-m)	As (cm ²)	Mn (ton-m)
Apoyo Izq.	As+	8.52	17.17	8.52	17.17	8.52	17.17	8.52	17.17
	As-	14.20	27.02	21.56	37.87	17.04	31.46	11.36	22.25
Apoyo Der.	As+	8.52	17.17	8.52	17.17	8.52	17.17	0.00	0.00
	As-	21.56	37.87	17.04	31.46	11.36	22.25	0.00	0.00

Tabla 6-6 Resistencia Nominales en los apoyos para S2

		Tramo							
		1		2		3		4	
		As (cm ²)	Mn (ton-m)	As (cm ²)	Mn (ton-m)	As (cm ²)	Mn (ton-m)	As (cm ²)	Mn (ton-m)
Apoyo Izq.	As+	10.20	20.21	10.20	20.21	10.20	20.21	10.20	20.21
	As-	15.88	29.68	26.08	43.48	20.40	36.30	13.04	25.11
Apoyo Der.	As+	10.20	20.21	10.20	20.21	10.20	20.21	0.00	0.00
	As-	26.08	43.48	20.40	36.30	13.04	25.11	0.00	0.00

Como se ha visto en el marco teórico, la sollicitación por capacidad está conformada por dos efectos: el primero es por la cortante asociada a la resistencia nominal en cada apoyo; y el segundo a un cortante isostático producido por las cargas de servicio. Debido a la gran presencia de tabiquería, el cortante isostático será extraído directamente del diagrama de cortante, para evitar así distorsión de resultados por no considerar todas las cargas en servicio.

El cálculo de cortante por capacidad se resume en las siguientes figuras. Cabe mencionar que los cortantes isostáticos ya se encuentran reducidos a “d” de la cara. Por ello se obtiene directamente el cortante de diseño.

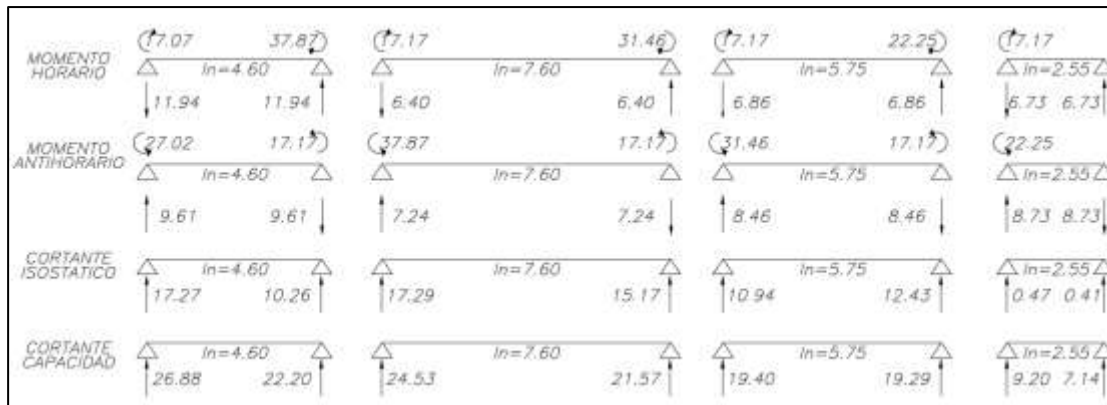


Figura 6-19 Cálculo de Cortante por Capacidad para S1

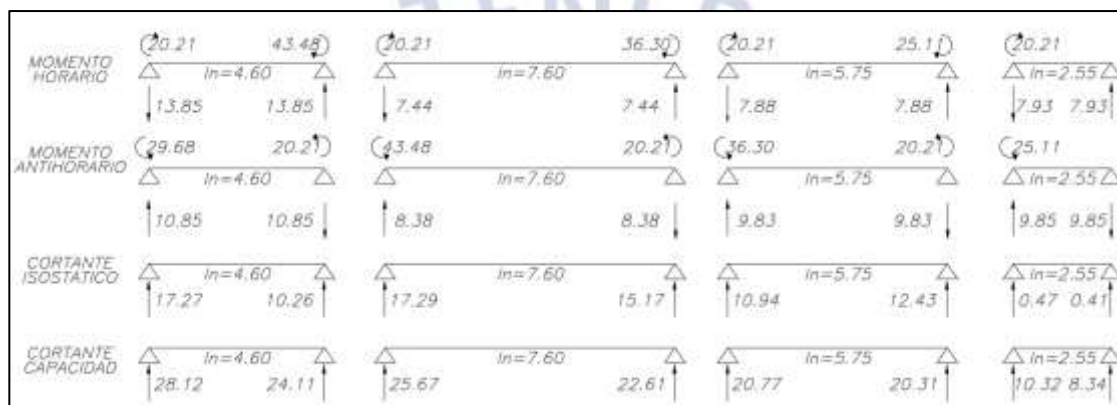


Figura 6-20 Cálculo de Cortante por Capacidad para S2

Como se observa las cortantes obtenidas por capacidad superan a las solicitaciones por resistencia. La norma adicionalmente limita el valor máximo de cortante al obtenido luego de amplificar el sismo por 2.5. Por ello obtendremos las solicitaciones de fuerza cortante con el sismo amplificado a una distancia “d” de la cara en las siguientes tablas:

Tabla 6-7 Fuerza Cortante amplificada en apoyos para S1

	Tramo			
	1	2	3	4
Vu izq (ton)	27.74	20.65	19.01	11.48
Vu der (ton)	27.14	18.85	16.16	10.63

Tabla 6-8 Fuerza Cortante amplificada en apoyos para S2

	Tramo			
	1	2	3	4
Vu izq (ton)	34.01	22.35	21.79	16.13
Vu der (ton)	33.41	20.55	18.94	15.28

En la siguiente tabla se resume los máximos cortantes por tramo para elegir el cortante de diseño. Cabe recordar que entre el cortante por capacidad y con sismo amplificado por 2.5, se elegirá el menor.

Tabla 6-9 Resumen de Cortante por tramo

Tramo	S1			S2		
	Resistencia	Capacidad	Sismo 2.5	Resistencia	Capacidad	Sismo 2.5
1	19.53	26.88	27.74	22.04	28.12	34.01
2	19.67	24.53	20.65	19.67	25.67	22.35
3	15.43	19.40	19.01	16.54	20.77	21.79
4	5.55	9.20	11.48	7.41	10.32	16.13

Para realizar el diseño por cortante utilizaremos el máximo cortante para ambos tipos de suelo. Esto con el propósito de uniformizar el diseño por cortante. El V_u obtenido es 28.12 ton.

En el diseño por capacidad no debería considerarse el factor de reducción ϕ , ya que al formarse las rotulas se “exprime” la capacidad de la sección. Sin embargo, para obtener un mayor margen de seguridad, se optará por usarlo de todos modos.

Calculamos el aporte de concreto a la resistencia de corte:

La resistencia a corte es proporcionada por el concreto y por el acero usado en los estribos. Por ello, a diferencia de las losas o zapatas, la resistencia a corte deberá tomar en cuenta el aporte de los estribos. Adicionalmente cumple una función de montaje para el acero longitudinal.

El aporte del concreto se da por la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 52 = 9.98 \text{ ton}$$

Ahora calcularemos el espaciamiento requerido de estribos (3/8”):

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{28.12}{0.85} - 9.98 = 23.10 \text{ ton}$$

$$s = \frac{1.42 \times 4200 \times 52}{23.10} = 13.42 \text{ cm}$$

Calculando del valor el $V_s \text{ lim}$:

$$V_s \text{ lim} = 1.1 \sqrt{f'_c} b d = 1.1 \sqrt{210} \times 25 \times 52 = 20.72 \text{ ton}$$

Entonces $s_{\max} = 0.25d$ ó $0.30 \text{ m} = 13 \text{ cm}$

Se observa que el espaciamiento máximo sería de 13 cm. Finalmente, se debe considerar el confinamiento especificado en el capítulo 21 de la Norma E.060. Estas consideraciones son las siguientes:

- Longitud de Confinamiento: $2h=2(60) = 120 \text{ cm}$
- Primer estribo a 10 desde la cara

El espaciamiento de los estribos en esta zona no deberá ser mayor al menor de las siguientes cuatro expresiones:

- o $d/4=52/4=13\text{cm}$
- o 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro: $10(1.9)=19\text{cm}$.
- o 24 veces el diámetro de la varilla del estribo: $24(0.95) = 22\text{ cm}$
- o 30 cm.

Por lo tanto, se elegirá un espaciamiento de 10cm, Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo debería ser $d/2=26\text{cm}$

Finalmente se elige la siguiente distribución de estribos:

$\Phi 3/8''$: 1@.05, 12@.10, Rto@.25 c/extremo

6.8.4. Control de deflexiones.

En el ejemplo, se verificará las deflexiones en el segundo tramo, ya que es el de mayor luz y mayor esfuerzo. Para el cálculo de deflexiones se usará la expresión de $(2n-1)$ para la conversión del acero en compresión. Al tener diferente armadura según el tipo de suelo, se comparará las inercias efectivas en ambos casos; y se elegirá el que presente el menor valor.

Calcularemos la Inercia de la sección bruta para compararla posteriormente:

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{25 \times 60^3}{12} = 450000 \text{ cm}^4$$

Tabla 6-10 Inercia Efectiva en Suelo S1

	Izquierda	Centro	Derecha
As (cm ²)	21.56	11.36	17.04
As' (cm ²)	8.52	8.52	8.52
c (cm)	19.13	14.55	17.33
Inercia (cm ⁴)	298000	183000	251000
I efect. (cm ⁴)	$(I_{izq}+I_{der}+2I_{cl})/4 = 228750$		
I efect/Ig	51%		

Tabla 6-11 Inercia Efectiva en Suelo S2

	Izquierda	Centro	Derecha
As (cm ²)	26.08	13.04	20.4
As' (cm ²)	10.2	10.2	10.2
c (cm)	20.21	15.4	18.25
Inercia (cm ⁴)	347000	225000	291000
I efect. (cm ⁴)	$(I_{izq}+I_{der}+2I_{cl})/4 = 272000$		
I efect/Ig	60%		

Del análisis previo se concluye que la menor inercia efectiva la presenta el armado en el suelo S1.

Del análisis estructural obtenemos los momentos en el centro y en los extremos. Para la estimación de deflexiones se usará la siguiente fórmula.

$$\Delta = \frac{5L^2}{48 E_c I_{ef}} [M_{cl} - 0.1(M_i + M_d)]$$

- Deflexiones inmediatas:

Tabla 6-12 Cálculo de Deflexiones Inmediatas

	CM	CV
M _i (ton-m)	14.02	2.15
M _d (ton-m)	14.10	3.00
M _{cl} (ton-m)	10.65	1.64
E (kg/cm ²)	217000	217000
L (cm)	760	760
I _{ef} (cm ⁴)	228750	228750
Δ (mm)	9.50	1.36

Del cuadro anterior se puede obtener la deflexión inmediata debida al 30% de la carga viva:

$$\Delta_{i cv} (30\%) = 0.3 \times 1.36 = 0.41 \text{ mm}$$

- Deflexiones diferidas:

Para calcular las deflexiones diferidas, debemos calcular el factor de amplificación indicado en la norma. Para este caso usaremos el factor de 5 años o más.

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} = \frac{2}{1 + 50 \times 0.0066} = 1.51$$

De esta expresión podemos calcular las deflexiones diferidas debido a carga muerta y al 30% de carga viva.

$$\Delta d_{cm} = 1.51 \times 9.50 = 14.35 \text{ mm}$$

$$\Delta d_{cv} (30\%) = 1.51 \times 0.41 = 0.62 \text{ mm}$$

- Límites de la deflexión:

Luego de calcular las deflexiones instantáneas y diferidas, se procederá a verificar los límites de la norma. Asumiendo que la viga soporta tabiques susceptibles a daños por deflexiones excesivas. Las deflexiones a tomar en cuenta son las producidas luego de unir el elemento no estructural a la viga.

$$\Delta = \Delta_{i cv} + \Delta d_{cm} + \Delta d_{cv} (30\%) = 1.36 + 14.35 + 0.62 = 16.33 \text{ mm}$$

La deflexión límite proviene de L/480:

$$\Delta_{lim} = \frac{7600}{480} = 15.83mm$$

Como se observa la deflexión estimada es mayor que el límite propuesto por la norma. Por ello se aumentará la inercia efectiva. Esto se logrará agregando dos bastones positivos de 3/4" en el centro de la luz quedando con 6 varillas de 3/4" en el centro de su luz ($A_s=17.04cm^2$).

De este modo el área de acero aumenta de $11.36 cm^2$ a $17.04 cm^2$. Luego de recalculer la inercia efectiva, esta aumenta de $214,750 cm^4$ a $262,750 cm^4$ (122%).

Al depender las deflexiones directamente de la inercia como se observa en la formula. Estas deflexiones se reducirán en 1.22 aproximadamente. Por lo que recalculando la deflexión total:

$$\Delta = \frac{\Delta i cv + \Delta d cm + \Delta d cv (30\%)}{1.22} = \frac{1.36 + 14.35 + 0.62}{1.22} = 13.39 mm$$

Ahora ya cumple con el valor límite de 15.83 mm, Cabe recordar que no fue necesario calcular las deflexiones para el diseño en el suelo S2 ya que la inercia efectiva es aún mayor que en el suelo S1 con los bastones adicionales.

6.8.5. Control de fisuración.

Para estimar la fisuración, debemos tener los momentos en las secciones más importantes bajo condiciones de servicio.

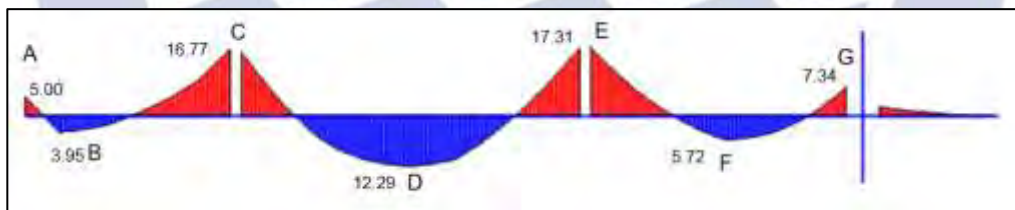


Figura 6-21 Diagrama de Momento Flector en Servicio (ton-m)

Procederemos a verificar que los esfuerzos no generen fisuras en las secciones mostradas A-G. Cabe mencionar que en este caso si se verificará para ambos tipos de suelo, ya que si importa la distribución de refuerzo.

Tabla 6-13 Cálculo de Fisuración en suelo S1

	A	B	C	D	E	F	G
b (cm)	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
d (cm)	52.00	54.00	52.00	52.00	52.00	54.00	54.00
A_s (cm)	14.20	8.52	21.56	17.04	17.04	8.52	11.36
M_s (ton-m)	5.00	3.95	16.77	12.29	17.31	5.72	7.34
y_s (cm)	7.68	5.90	8.74	8.13	8.13	5.90	7.01
N barras	5.00	3.00	4.23	6.00	6.00	3.00	4.00
f_s (kg/cm ²)	752	954	1662	1541	2171	1381	1329

Act (cm ²)	76.80	98.33	103.37	67.75	67.75	98.33	87.63
dc (cm)	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90
Z (Kg/cm)	5779	7956	14095	11352	15990	11521	10670

Tabla 6-14 Cálculo de Fisuración en suelo S2

	A	B	C	D	E	F	G
b (cm)	25	25	25	25	25	25	25
d (cm)	52	54	52	54	52	54	54
As (cm)	15.88	10.20	26.08	13.04	20.40	10.20	13.04
Ms (ton-m)	5.00	3.95	16.77	12.29	17.31	5.72	7.34
ys (cm)	7.92	6.22	9.11	6.15	8.76	6.22	6.15
N barras	3.11	2.00	5.11	2.56	4.00	2.00	2.56
fs (kg/cm ²)	673	797	1374	1939	1813	1154	1158
Act (cm ²)	127.18	155.50	89.07	120.12	109.50	155.50	120.12
dc (cm)	6.22	6.22	6.22	6.22	6.22	6.22	6.22
Z (Kg/cm)	6222	7880	11285	17597	15952	11411	10509

Como se observa en ningún caso supera el valor límite de 26000 kg/cm.

A continuación, se muestra el diseño final de cada viga

- Suelo S1

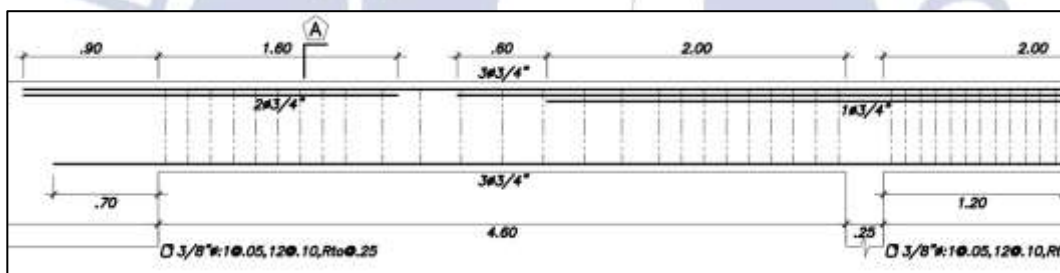


Figura 6-22 Diseño de Viga VT-7 para Suelo S1 (Tramo 1)

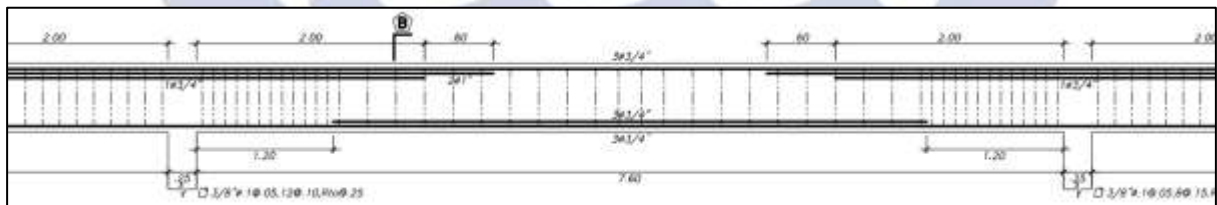


Figura 6-23 Diseño de Viga VT-7 para Suelo S1 (Tramo 2)

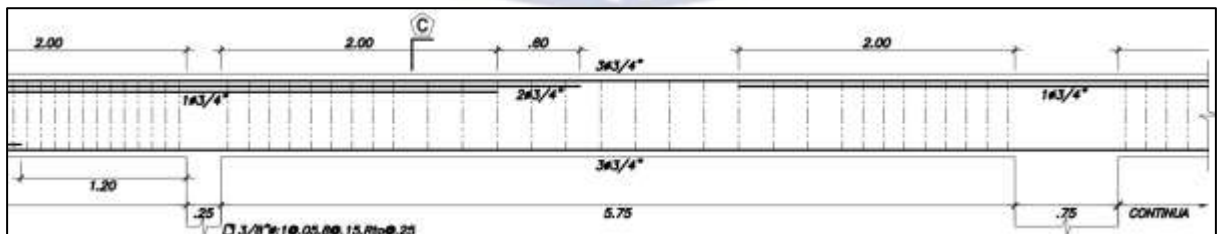


Figura 6-24 Diseño de Viga VT-7 para Suelo S1 (Tramo 3)

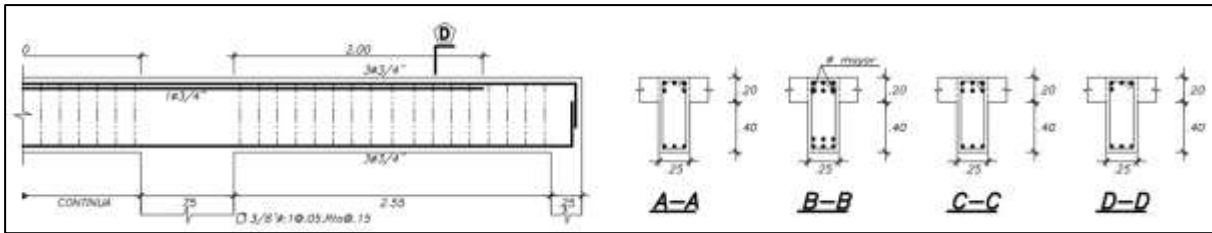


Figura 6-25 Diseño de Viga VT-7 para Suelo S1 (Tramo 4)

- Suelo S2

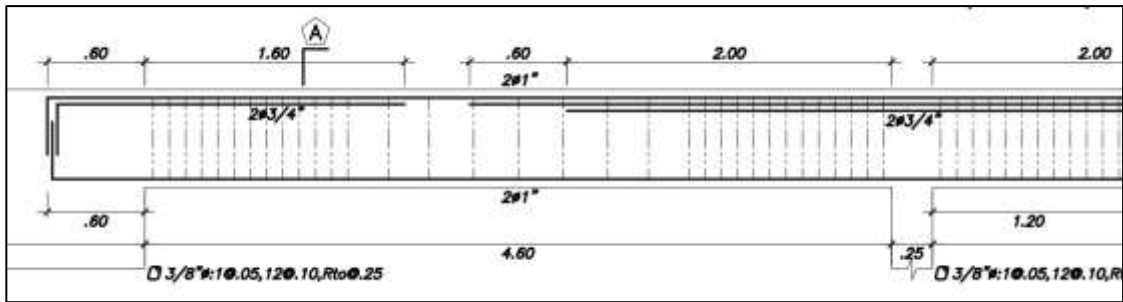


Figura 6-26 Diseño de Viga VT-7 para Suelo S2 (Tramo 1)

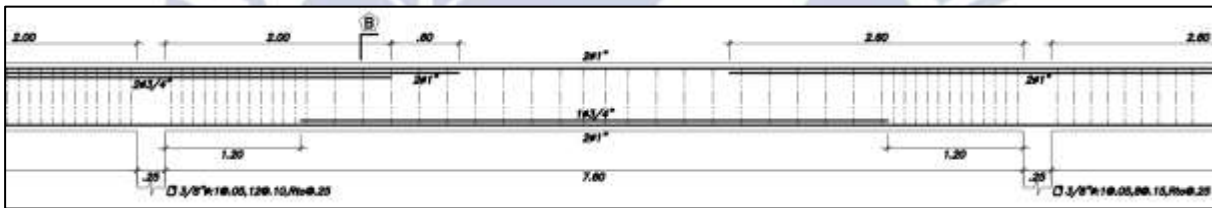


Figura 6-27 Diseño de Viga VT-7 para Suelo S2 (Tramo 2)

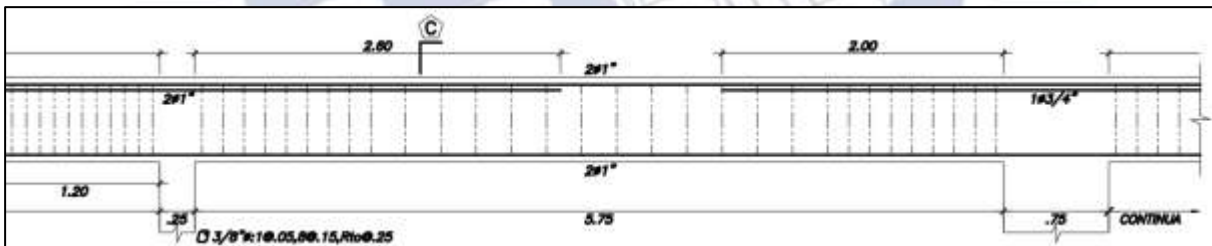


Figura 6-28 Diseño de Viga VT-7 para Suelo S2 (Tramo 3)

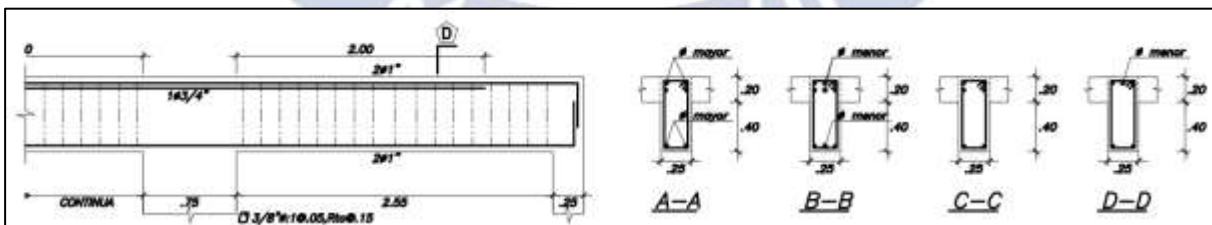


Figura 6-29 Diseño de Viga VT-7 para Suelo S2 (Tramo 4)

6.9. Ejemplo de Diseño 2

Para finalizar con este capítulo, se diseñará la viga del piso típico VT-13 (.25x.60), ubicada en el eje D. De igual modo, se generó un modelo biempotrado para analizar las solicitaciones bajo cargas de gravedad; y del modelo sísmico se obtuvo las solicitaciones sísmicas. A continuación,

se muestra el esquema de la viga en estudio, donde se consideró empotramiento en las placas. Cabe indicar que, bajo condiciones de servicio, la viga no recibirá esfuerzos considerables. Por ello solo se realizará el diseño por resistencia y capacidad.

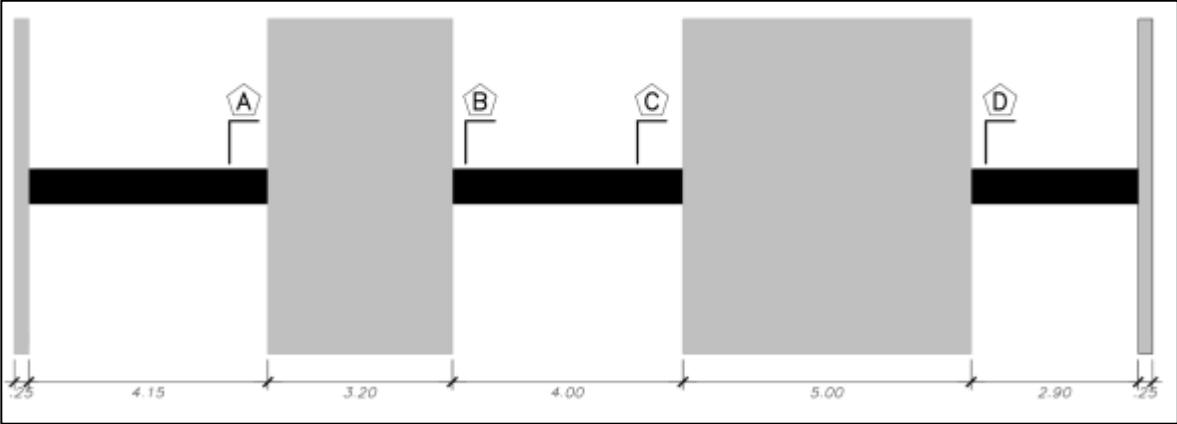


Figura 6-30 Esquema de Viga VT-13

6.9.1. Análisis estructural.

Luego de realizar el modelado y asignarle las cargas, se procedió a realizar el análisis estructural para revisar los esfuerzos (momentos y cortantes) en la viga. Por ello se presenta a continuación los resultados de dicho análisis para cada caso de carga.

- Diagrama de Momentos Flectores:

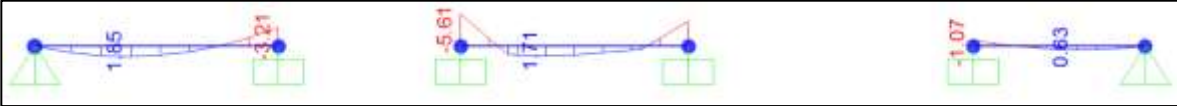


Figura 6-31 DMF debido a Carga Muerta (Ton-m)

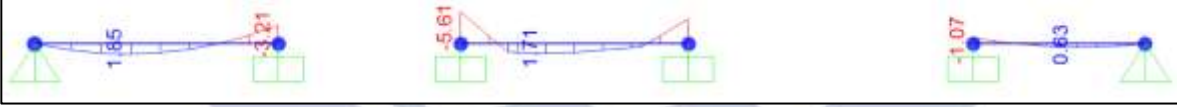


Figura 6-32 DMF debido a Carga Viva (ton-m)

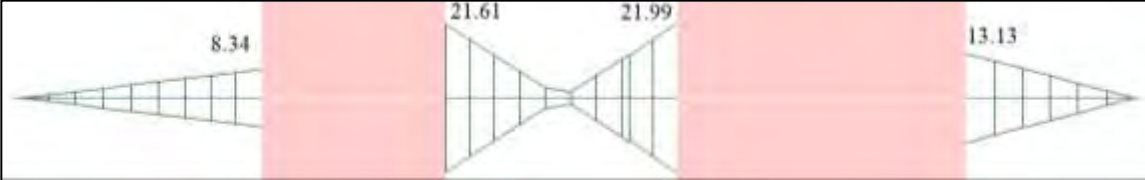


Figura 6-33 DMF debido a Sismo para S1 (ton-m)

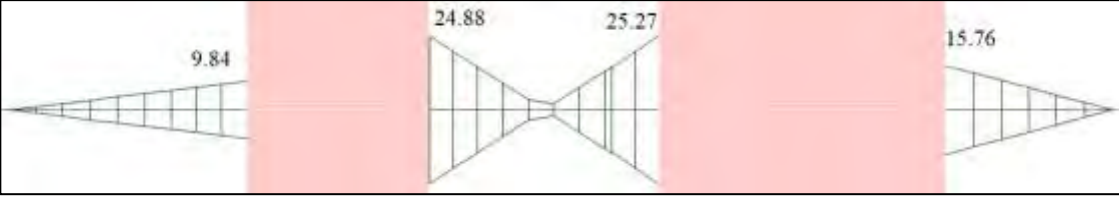


Figura 6-34 DMF debido a Sismo para S2 (ton-m)

- Diagrama de Fuerza Cortantes:



Figura 6-35 DFC debido a Carga Muerta (Ton)

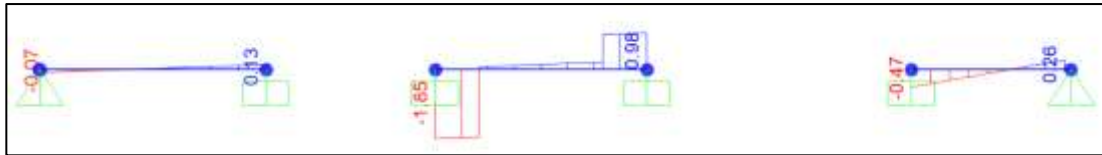


Figura 6-36 DFC debido a Carga Viva (Ton)

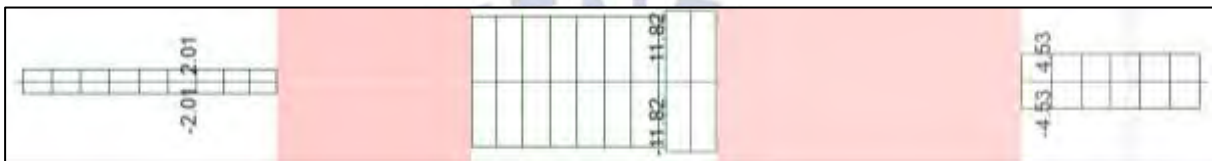


Figura 6-37 DFC debido a Sismo para S1 (Ton)

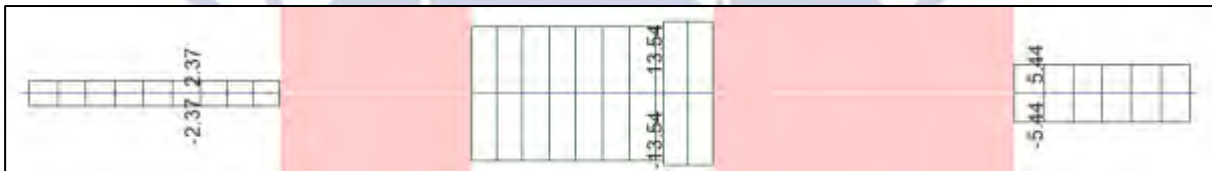


Figura 6-38 DFC debido a Sismo para S2 (Ton)

- Envoltura de Diseño:

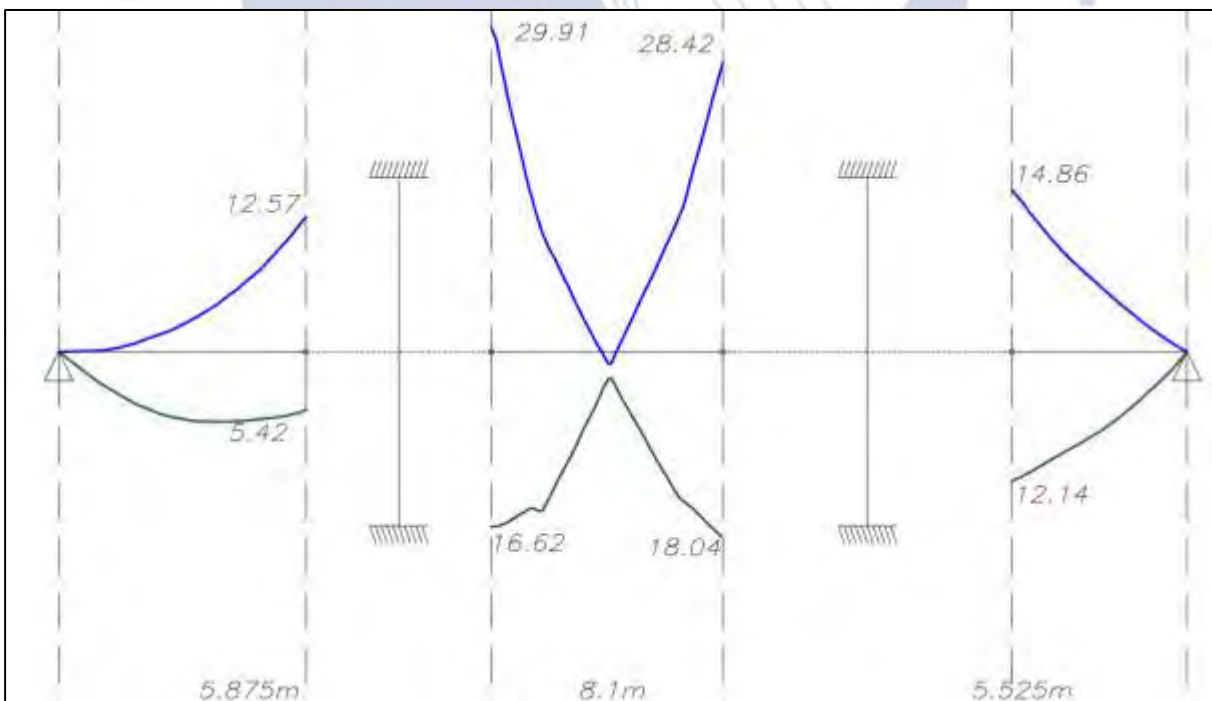


Figura 6-39 Envoltura de Diagrama de Momento para S1 (ton-m)

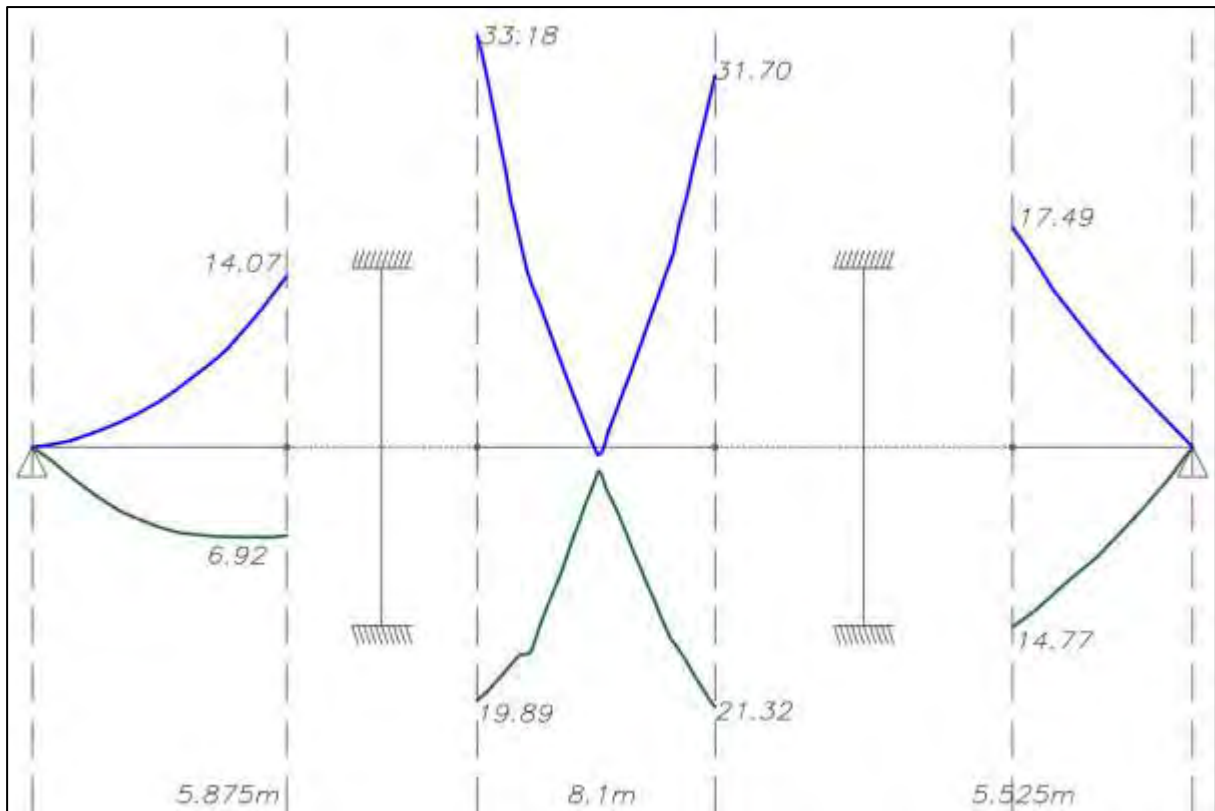


Figura 6-40 Envolvente de Diagrama de Momento para S2 (ton-m)

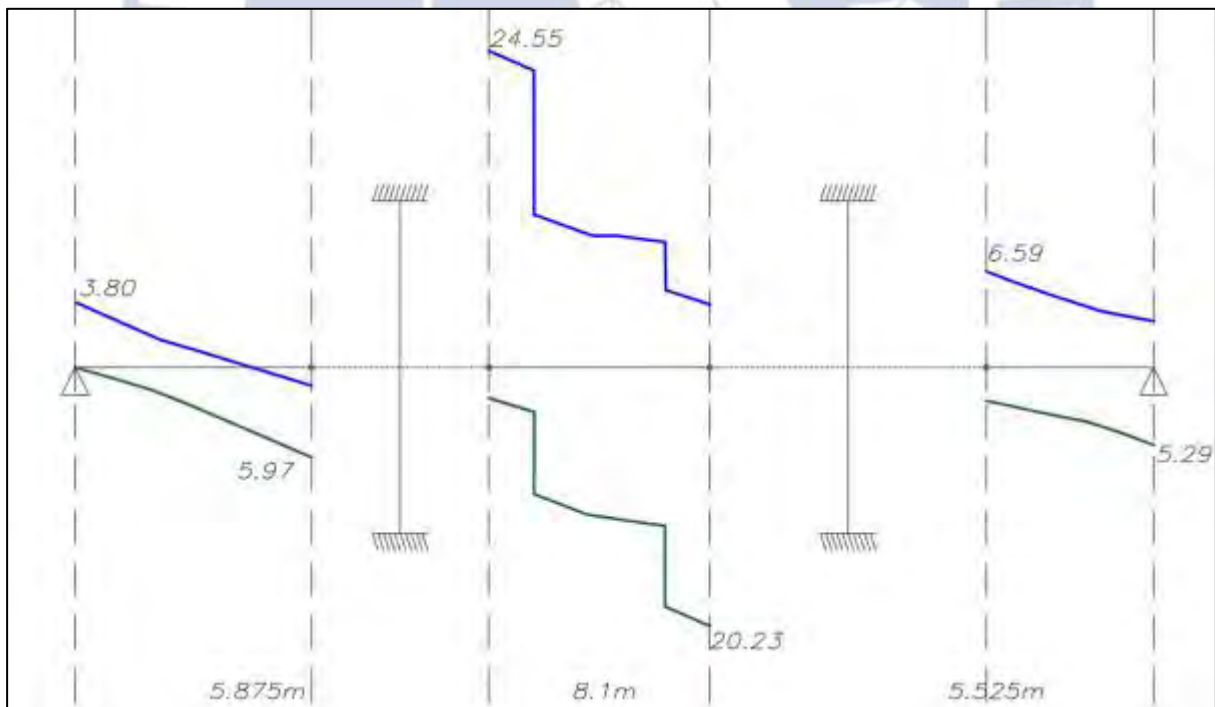


Figura 6-41 Envolvente de Diagrama de Cortante para S1 a "d" de la cara (ton)

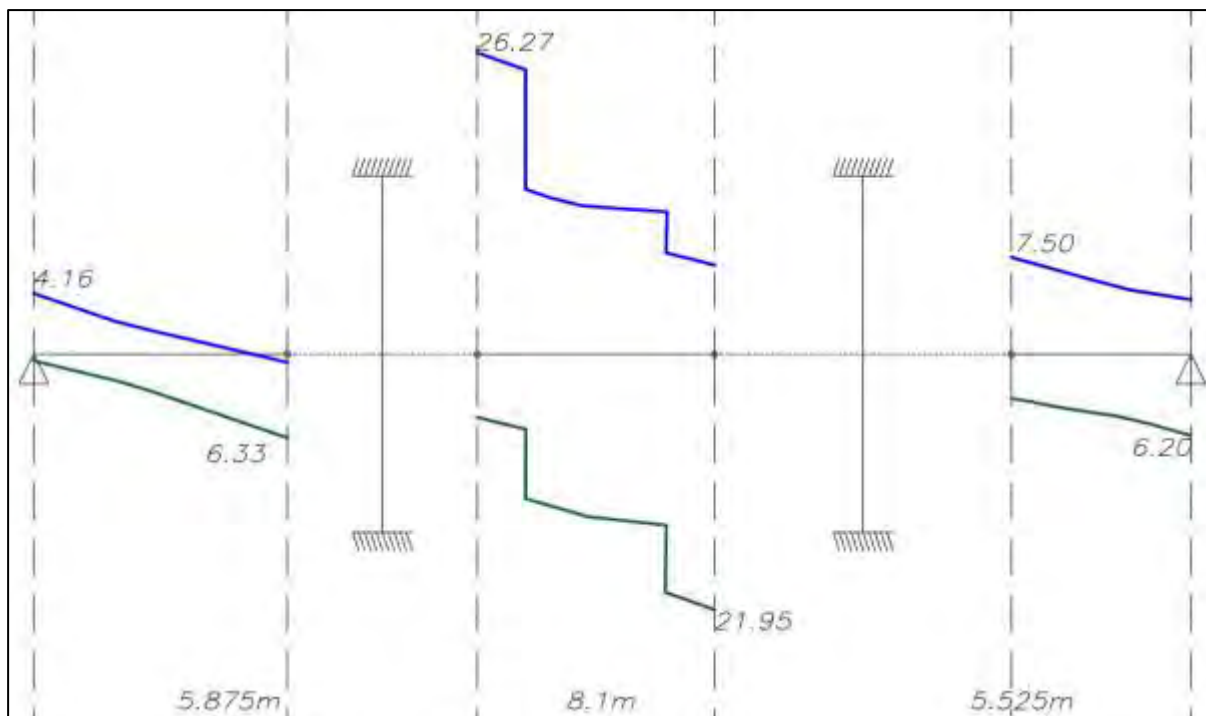


Figura 6-42 Envoltura de Diagrama de Cortante para S2 a "d" de la cara (ton)

6.9.2. Diseño por flexión.

Al tener la misma sección, el acero máximo y mínimo calculado del ejemplo 1 será el mismo para el presente ejemplo:

$$A_{s_{\min}} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 20.72 \text{ cm}^2$$

Cabe indicar que la expresión previa de acero máximo no toma en cuenta el acero en compresión, con lo cual el límite máximo puede aumentar.

Luego de generar la envoltura de diseño, se procederá a realizar el diseño por flexión. En la siguiente tabla resumiremos el diseño de las secciones indicadas en el esquema de la viga.

Tabla 6-15 Diseño por flexión de viga VT-13 en S1

	SECCIÓN (SUELO S1)							
	A (-)	A (+)	B (-)	B (+)	C (-)	C (+)	D (-)	D (+)
b (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25
h (cm)	60	60	60	60	60	60	60	60
d (cm)	52	54	52	54	52	54	52	52
Mu (ton-m)	12.57	5.42	29.91	16.62	28.42	18.04	14.86	12.14
Ku	18.59	7.43	44.25	22.80	42.04	24.75	21.98	17.96
ρ (%)	0.52	0.20	1.40	0.65	1.32	0.71	0.63	0.51
As requerido (cm ²)	6.82	2.72	18.22	8.82	17.11	9.65	8.16	6.57

Refuerzo escogido	4φ5/8"	2φ5/8"	3φ3/4" +2φ1"	2φ1"	3φ3/4" +2φ1"	2φ1"	2φ3/4"+ 2φ5/8"	4φ5/8"
As colocado (cm2)	8.00	4.00	18.72	10.20	18.72	10.20	9.68	8.00
As col/As req (%)	117	147	103	116	109	106	119	122
As col/As max (%)	39	19	90	49	90	49	47	39

Tabla 6-16 Diseño por flexión de viga VT-13 en S2

	SECCIÓN (SUELO S2)							
	A (-)	A (+)	B (-)	B (+)	C (-)	C (+)	D (-)	D (+)
b (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25
h (cm)	60	60	60	60	60	60	60	60
d (cm)	52	52	52	52	52	52	52	52
Mu (ton-m)	14.07	6.92	33.18	19.89	31.70	21.32	17.49	14.77
Ku	20.81	10.24	49.08	29.42	46.89	31.54	25.87	21.85
ρ (%)	0.59	0.28	1.60	0.87	1.51	0.94	0.75	0.62
As requerido (cm2)	7.69	3.64	20.79	11.27	19.61	12.19	9.76	8.11
Refuerzo escogido	2φ3/4"+ 2φ5/8"	2φ5/8"	4φ1"+ 1 φ3/4"	2φ3/4" +2φ1"	4φ1"+ 1 φ3/4"	2φ3/4" +2φ1"	3φ5/8"+ 2φ3/4"	5φ5/8"
As colocado (cm2)	9.68	4.00	23.24	15.88	23.24	15.88	11.68	10.00
As col/As req (%)	126	110	112	141	119	130	120	123
As col/As max (%)	47	19	112(*)	77	112(*)	77	56	48

(*): Al igual que en el anterior ejemplo, el acero máximo calculado es superado en algunos casos. Por ello se considerará la expresión de acero máximo en general. En esta expresión se toma en cuenta el acero en compresión.

$$A_{s_{max}} = 0.75 A_{sbr} + A's \frac{f'sb}{f_y}$$

$$A_{s_{max}} = 0.75 A_{sbr} + A's \frac{f'sb}{f_y} = 20.72 + 15.88 = 36.60 \text{ cm}^2$$

Se verifica que el acero colocado ahora si es menor que el máximo para ambos casos.

6.9.3. Diseño por corte.

De los diagramas de fuerza cortante, obtenemos las solicitaciones a “d” de la cara.

Tabla 6-17 Cortante en apoyos para S1

	Tramo		
	1	2	3
Vu izq (ton)	3.80	24.55	6.59
Vu der (ton)	5.97	20.23	5.29

Tabla 6-18 Cortante en apoyos para S2

	Tramo		
	1	2	3
Vu izq (ton)	4.16	26.27	7.50
Vu der (ton)	6.33	21.95	6.20

Como se pudo observar del análisis estructural, esta viga presenta una mayor responsabilidad sísmica que la anterior. Por ello se verificará el cortante por capacidad; así como otros requerimientos sísmicos estipulados en la norma.

Tabla 6-19 Resistencia Nominales en los apoyos para S1

		Tramo					
		1		2		3	
		As (cm ²)	Mn (ton-m)	As (cm ²)	Mn (ton-m)	As (cm ²)	Mn (ton-m)
Apoyo Izq.	As+	0.00	0.00	10.20	21.08	8.00	16.21
	As-	0.00	0.00	18.72	33.96	9.68	19.29
Apoyo Der.	As+	4.00	8.76	10.20	21.08	0.00	0.00
	As-	8.00	16.21	18.72	33.96	0.00	0.00

Tabla 6-20 Resistencia Nominales en los apoyos para S2

		Tramo					
		1		2		4	
		As (cm ²)	Mn (ton-m)	As (cm ²)	Mn (ton-m)	As (cm ²)	Mn (ton-m)
Apoyo Izq.	As+	0.00	0.00	15.88	29.70	10.00	19.86
	As-	0.00	0.00	23.24	40.08	11.68	22.81
Apoyo Der.	As+	4.00	8.76	15.88	29.70	0.00	0.00
	As-	9.68	19.29	23.24	40.08	0.00	0.00

En la siguiente figura se resume el cálculo de cortante por capacidad. Cabe mencionar que los cortantes isostáticos ya se encuentran reducidos a “d” de la cara. Por ello se obtiene directamente el cortante de diseño.

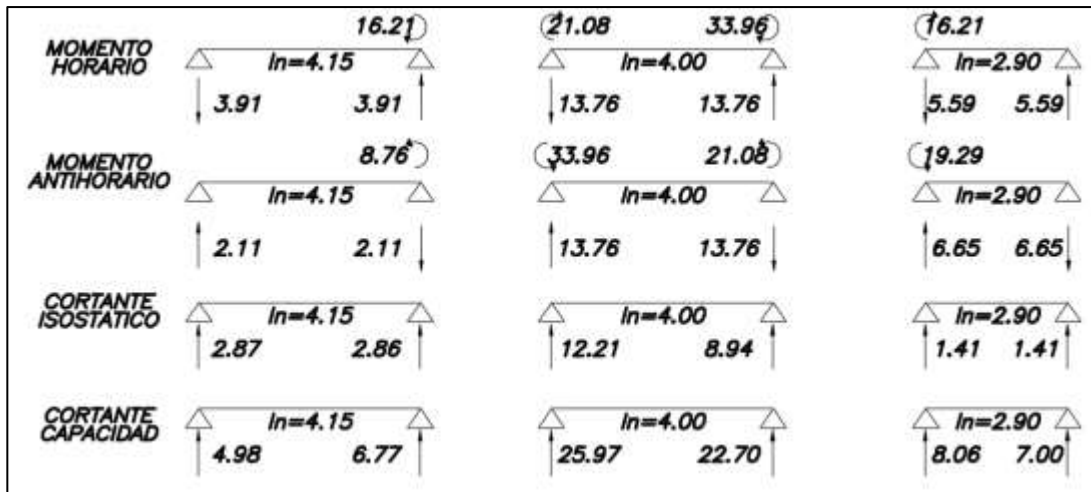


Figura 6-43 Cálculo de Cortante por Capacidad para S1

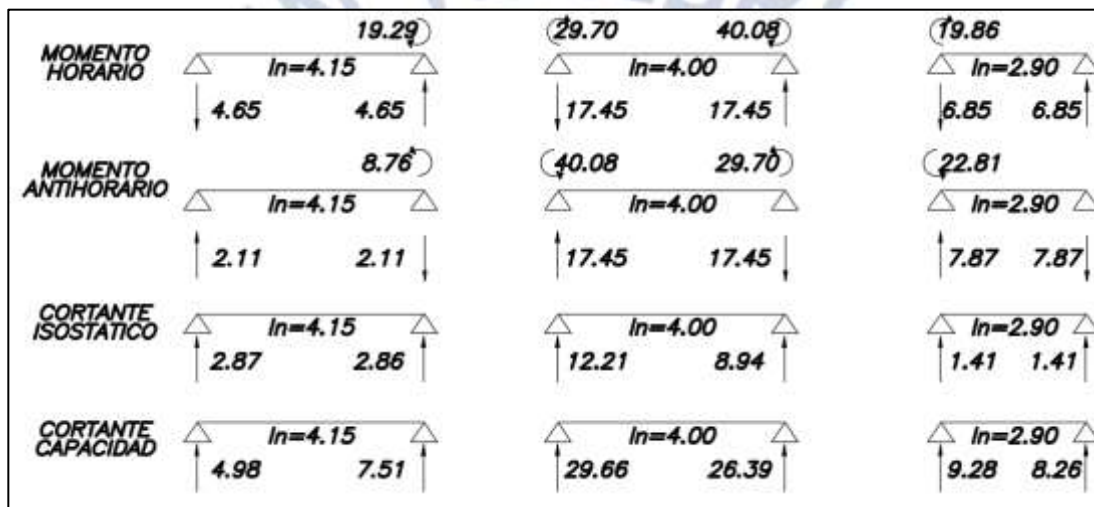


Figura 6-44 Cálculo de Cortante por Capacidad para S2

Como se observa las cortantes obtenidas por capacidad superan a las solicitaciones por resistencia. La norma adicionalmente limita el valor máximo de cortante al obtenido luego de amplificar el sismo por 2.5. Por ello obtendremos las solicitaciones de fuerza cortante con el sismo amplificado a una distancia “d” de la cara:

Tabla 6-21 Cortante amplificada en apoyos para S1

	Tramo		
	1	2	3
Vu izq (ton)	6.81	42.28	13.39
Vu der (ton)	8.99	37.96	12.09

Tabla 6-22 Cortante amplificada en apoyos para S2

	Tramo		
	1	2	3
Vu izq (ton)	7.71	46.58	15.66
Vu der (ton)	9.89	42.26	14.36

En la siguiente tabla se resume los máximos cortantes por tramo para elegir el cortante de diseño. Cabe recordar que entre el cortante por capacidad y con sismo amplificado, se elegirá el menor.

Tabla 6-23 Resumen de Cortante por tramo

Tramo	S1			S2		
	Resistencia	Capacidad	Sismo 2.5	Resistencia	Capacidad	Sismo 2.5
1	5.97	6.77	8.99	6.33	7.51	9.89
2	24.55	25.97	42.28	26.27	29.66	46.58
3	6.59	8.06	13.39	7.50	9.28	15.66

Como se puede observar, en este caso el caso crítico es por capacidad. Por ello es importante no exceder en gran medida el refuerzo longitudinal requerido para evitar grandes cortantes por capacidad.

Para realizar el diseño por cortante diseñaremos con el máximo cortante para ambos tipos de suelo. Esto con el propósito de uniformizar el diseño por cortante. El V_u obtenido es 29.66 ton. En el diseño por capacidad no debería considerarse el factor de reducción ϕ , ya que al formarse las rotulas se “exprime” la capacidad de la sección. Sin embargo, para obtener un mayor margen de seguridad, se optará por usarlo de todos modos.

Calculamos el aporte de concreto a la resistencia de corte:

La resistencia a corte es proporcionada por el concreto y por el acero usado en los estribos. Por ello, a diferencia de las losas o zapatas, la resistencia a corte deberá tomar en cuenta el aporte de los estribos. Adicionalmente cumple una función de montaje para el acero longitudinal.

El aporte del concreto se da por la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 52 = 9.98 \text{ ton}$$

Ahora hallamos el espaciamiento requerido de estribos (3/8”):

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{30.35}{0.85} - 9.98 = 25.73 \text{ ton}$$

$$s = \frac{1.42 \times 4200 \times 52}{25.73} = 12.05 \text{ cm}$$

Calculando del valor el $V_s \text{ lim}$:

$$V_s \text{ lim} = 1.1 \sqrt{f'_c} b d = 1.1 \sqrt{210} \times 25 \times 52 = 20.72 \text{ ton}$$

Entonces $s_{\max} = 0.25d$ ó $0.30 \text{ m} = 13 \text{ cm}$

Se observa que el espaciamiento máximo sería de 13 cm. Sin embargo, se debe considerar el confinamiento especificado en el capítulo 21 de la Norma E.060. Estas consideraciones son las siguientes:

- Longitud de Confinamiento: $2h=2(60) =120$ cm
- Primer estribo a 10 desde la cara

El espaciamiento de los estribos en esta zona no deberá ser mayor al menor de las siguientes cuatro expresiones:

- $d/4:52/4=13$ cm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro: $10(1.9)=19$ cm.
- 24 veces el diámetro de la varilla del estribo: $24(0.95) = 22$ cm
- 30 cm.

Por lo tanto, se elegirá un espaciamiento de 10cm en la zona de confinamiento.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo debería ser $d/2=26$ cm

Se elige la siguiente distribución de estribos para el segundo tramo:

$\Phi 3/8'' : 1@.05, 12@.10, Rto@.25$ c/extremo

Para los otros tramos se utilizará el siguiente estribaje

$\Phi 3/8'' : 1@.05, 8@.15, Rto@.25$ c/extremo

Finalmente se muestra el diseño final de la viga VT-13 para ambos tipos de suelos:

- Suelo S1

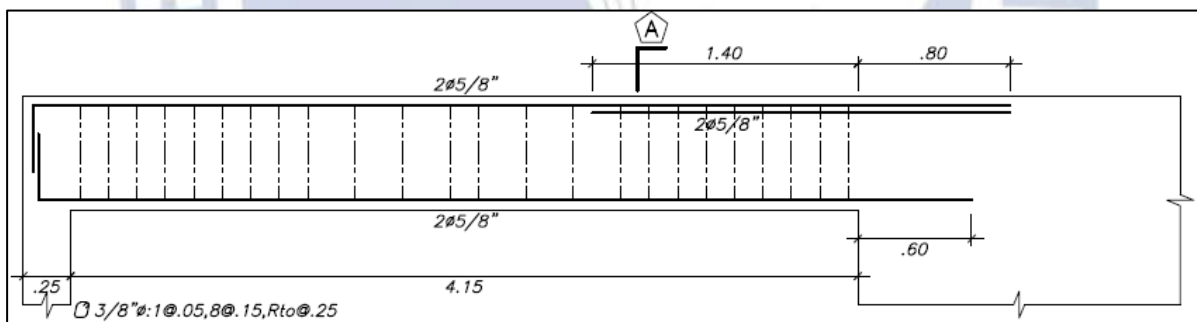


Figura 6-45 Diseño de Viga VT-13 para suelo S1 (Tramo 1)

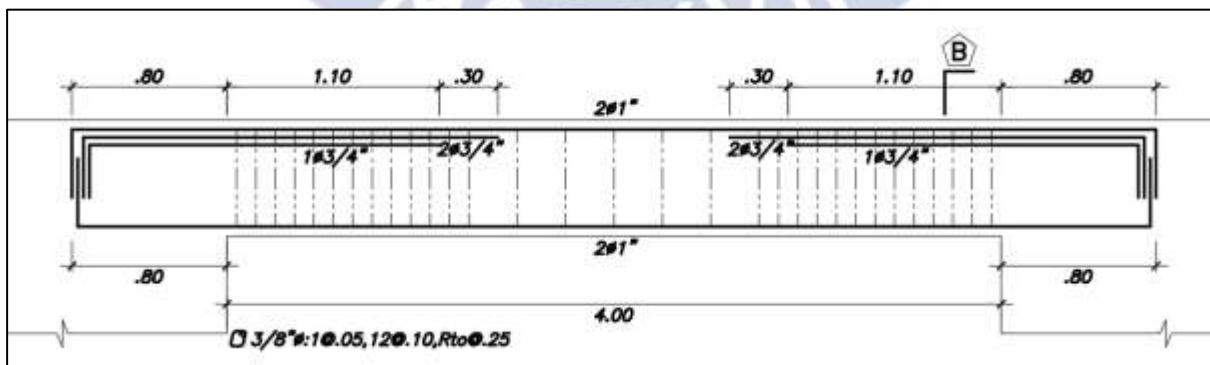


Figura 6-46 Diseño de Viga VT-13 para suelo S1 (Tramo 2)

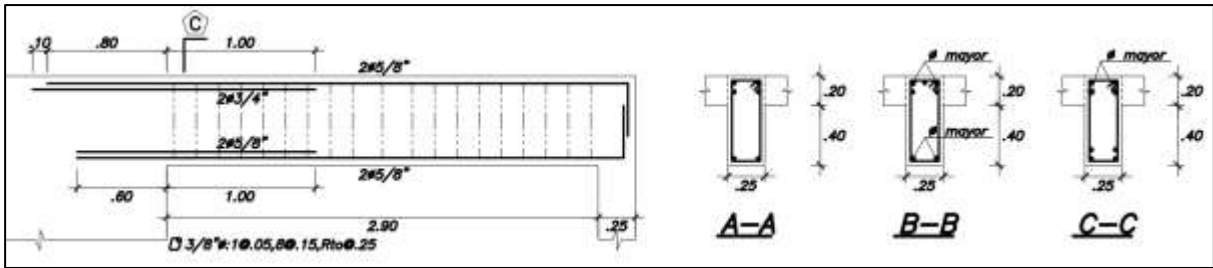


Figura 6-47 Diseño de Viga VT-13 para suelo S1(Tramo 3)

- Suelo S2

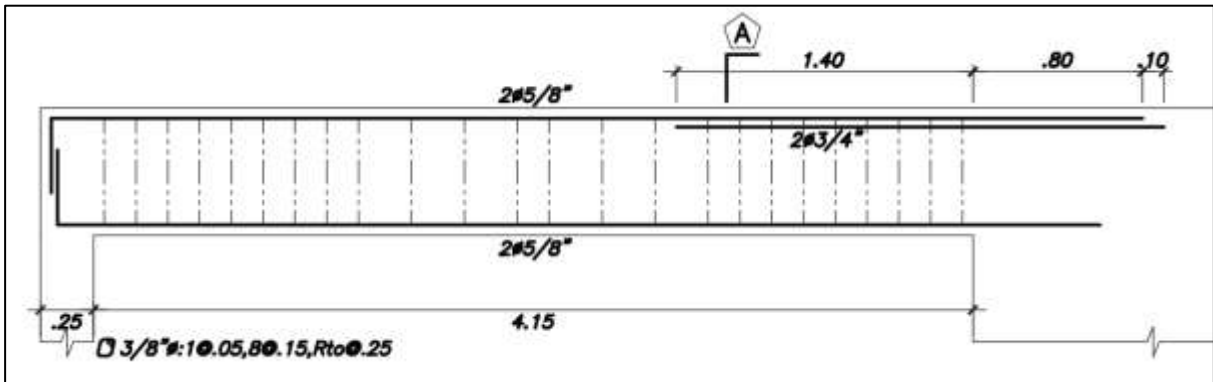


Figura 6-48 Diseño de Viga VT-13 para suelo S2 (Tramo 1)

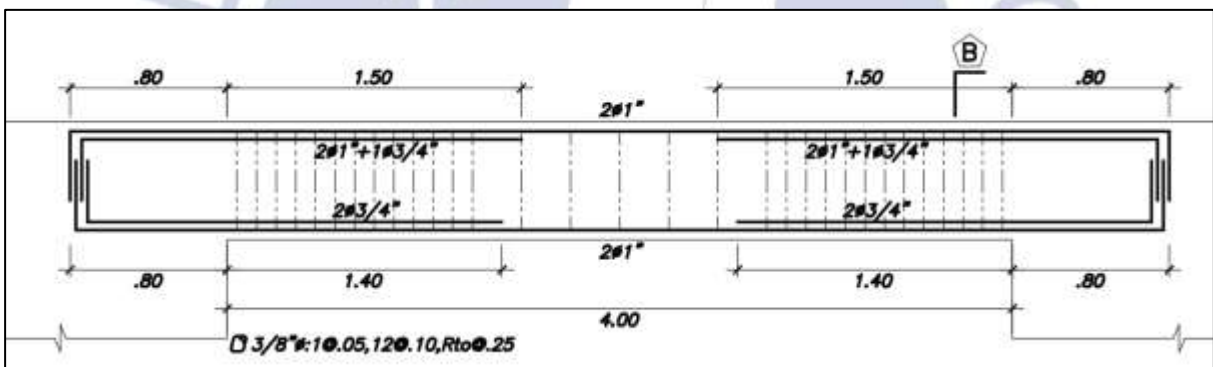


Figura 6-49 Diseño de Viga VT-13 para suelo S2 (Tramo 2)

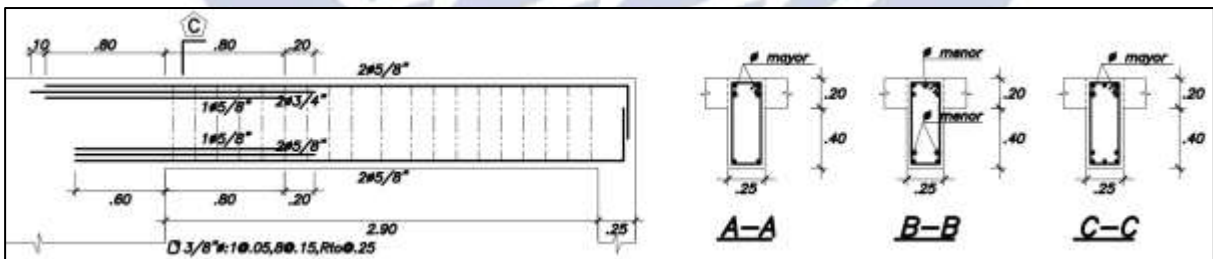


Figura 6-50 Diseño de Viga VT-13 para suelo S2 (Tramo 3)

Capítulo 7. Diseño de Columnas

Las columnas son elementos verticales que transmiten las cargas de los techos, peso propio, vigas y tabiques de su área tributaria transmitiéndolo hacia la cimentación.

7.1. Consideraciones para el diseño de columnas

Para el diseño se está teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las columnas se modelan como pórticos y las cargas sísmicas se calcularán mediante un modelamiento computacional en ETBAS, luego de obtener las cargas se procede con el diseño con todas las combinaciones que establece la Norma E.060, analizando el sismo en ambas direcciones.
 - $1.4CM + 1.7CV$
 - $1.25(CM + CV) \pm Sismo$
 - $0.9CM \pm Sismo$
- La cuantía longitudinal de acero en una columna debe estar entre 1% y 6%, siendo el mínimo 1% para controlar el flujo plástico del concreto comprimido y para cuantías mayores al 4% se debe tener una mayor consideración durante la construcción en las uniones de viga-columna.
- En una edificación cuando la mayor parte de la fuerza cortante sísmica lo cargan las placas, las columnas reciben poca sollicitación sísmica y el diseño se restringe a cargas de gravedad. En cambio, cuando las columnas cargan la mayor parte de la fuerza sísmica, las combinaciones de cargas por fuerzas sísmicas son las que definen el diseño.

7.2. Diseño por flexo-compresión

Las columnas reciben en simultaneo cargas de compresión y momentos flectores a causa de la excentricidad de las cargas transmitidas y efecto del sismo. Se considera los mismos efectos que el diseño por flexión, con el bloque de compresiones en el concreto y fluencia en el acero. La curva que relaciona los efectos de flexión y compresión se le denomina diagrama de interacción, se grafica el diagrama considerando una armadura para la columna y variando la posición del eje neutro (c) y calculando el valor de la flexión (M_n) y compresión (P_n) para ese valor, este proceso se realiza de manera iterativa. Luego de tener el diagrama de interacción se debe aplicar al mismo un factor de reducción Φ , el cual depende de la carga axial que reciba la columna:

- $\Phi = 0.9$ si $P_u \leq 0$

- $\Phi = 0.7$ si $P_u \geq 0.1 * f'_c * A_g$
- Para valores intermedio se realizará una interpolación entre 0.7 y 0.9.

Por otra parte, la resistencia de la carga axial de la columna se debe restringir al 80% de la resistencia a compresión pura multiplicado por el factor Φ , teniendo en cuenta que $M_n = 0$.

Para terminar el diseño, se ubican las resistencias requeridas para cada combinación de carga y si estas se deben ubicar dentro de la curva del diagrama de interacción para dar por valido el diseño, de ser el caso se puede reducir el armado asumido.

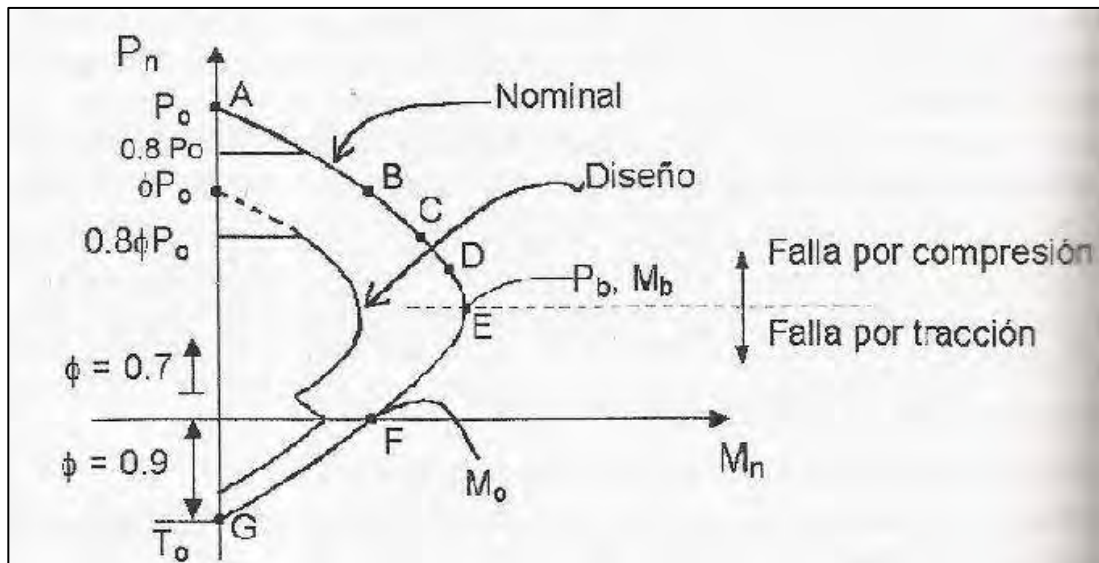


Figura 7-1 Diagrama de interacción nominal y de diseño
Fuente: Apuntes del Curso Concreto Armado I (Ottazzi. 2016)

7.3. Diseño por flexión biaxial

Las columnas reciben momentos en ambas direcciones, por lo general se analiza en una dirección. Sin embargo, cuando los dos momentos son considerables la Norma E.060 establece de manera alternativa dos ecuaciones que solo se aplica para columnas cuadradas o rectangulares.

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\Phi P_{n_x}} + \frac{1}{\Phi P_{n_y}} - \frac{1}{\Phi P_{0n}} \quad (\text{cuando } \frac{P_u}{\Phi P_{0n}} \geq 0.1)$$

$$\frac{M_{u_x}}{\Phi M_{n_x}} + \frac{M_{u_y}}{\Phi M_{n_y}} \leq 1 \quad (\text{cuando } \frac{P_u}{\Phi P_{0n}} < 0.1)$$

Donde:

- P_u = Carga ultima axial de diseño
- ΦP_{n_x} = Resistencia de diseño por acción del momento en X
- ΦP_{n_y} = Resistencia de diseño por acción del momento en Y

- ΦP_{0n} = Resistencia de diseño por acción de la carga axial
- M_{ux} = Momento ultimo de diseño en X
- M_{uy} = Momento ultimo de diseño en Y
- ΦM_{nx} = Resistencia de diseño en X
- ΦM_{ny} = Resistencia de diseño en Y

7.4. Diseño por cortante

Las columnas al ser elementos que son sometidos a fuerzas axiales en compresión, La Norma E.060 indica la siguiente expresión para calcular el aporte del concreto a la resistencia por corte:

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

Donde:

- P_u = Carga axial positiva en kg
- b = Base de la sección transversal
- d = Peralte efectivo
- A_g = Área bruta de la columna

Las columnas también llevan estribos que aportan a la resistencia por corte, calculándose de la siguiente manera:

$$V_s = 0.85 * \frac{A_v * f_y * d}{S}$$

Donde:

- A_v = Área de refuerzo por corte
- d = Peralte efectivo
- s = Espaciamiento del refuerzo por corte

Finalmente se debe cumplir que la sollicitación no debe ser mayor a la suma del aporte del concreto y el acero multiplicado por el factor Φ que es 0.85.

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

Al igual que para las vigas, se debe hacer un análisis por capacidad para evitar fallas frágiles por corte durante un sismo. Este cálculo se puede resumir en la siguiente figura

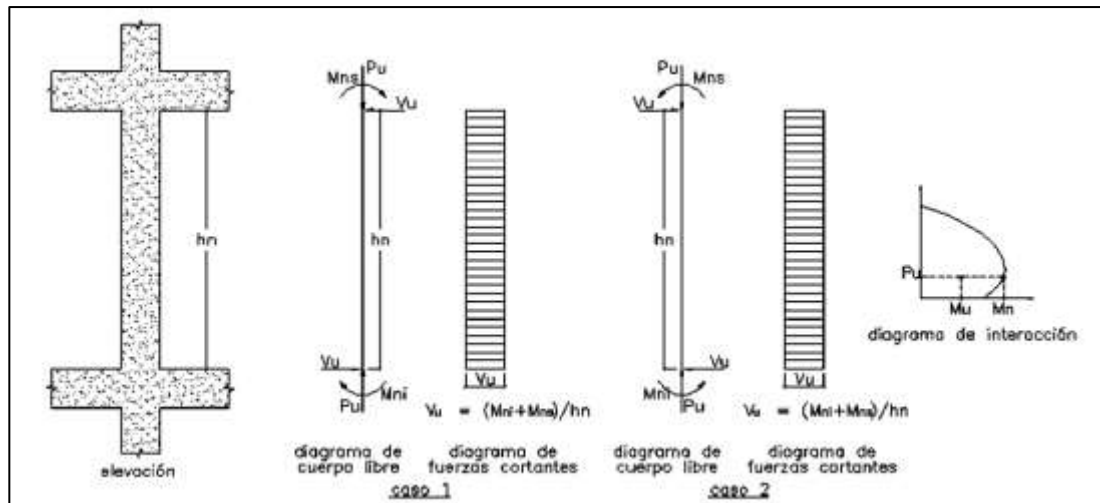


Figura 7-2 Fuerza cortante de diseño en columnas

Fuente: Norma Técnica de Concreto Armado E.060

La Norma E.060 establece en el artículo 21.4.3, para edificaciones de muros estructurales, que la cortante ultima V_u por capacidad se debe de comparar con la envolvente de cargas sísmicas amplificadas 2.5 veces, eligiéndose el menor valor. Solo como anotación estas especificaciones solo se aplican para edificaciones de muros estructurales; ya que, en el caso de pórticos, los requerimientos de ductilidad son más exigentes.

7.5. Diseño por pandeo

Las columnas al ser elementos de gran esbeltez, se puede generar pandeo individual en las barras longitudinales. Para evitar el pandeo se utilizan estribos de confinamiento, estos se colocan de tal manera que la esquina del estribo, con ángulo menor a 135° , genere un apoyo lateral sobre la barra longitudinal. Las barras que no tengan apoyo lateral no pueden estar espaciadas a más de 15 cm de las que sí tienen este apoyo.

El espaciamiento entre estribos no debe exceder:

- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal
- 48 veces el diámetro del estribo
- La menor dimensión de la columna
- La mitad del peralte efectivo
- La requerida por fuerza cortante
- 30cm

7.6. Diseño por confinamiento

Las columnas deben tener zonas de confinamiento, con espaciamiento menor en los nudos, porque tiene un mayor momento sísmico con compresiones elevadas a la cara. El primer estribo se colocará a 5cm del nudo, para los siguientes el espaciamiento máximo no debe ser menor a:

- 8 veces el diámetro menor de la barra longitudinal
- La mitad de la menor dimensión de la sección de la columna
- 10 cm

El espaciamiento debe continuar a lo largo de una dimensión no menor a:

- 50 cm
- La sexta parte de la luz libre de la columna
- La mayor dimensión de la sección de la columna

7.7. Ejemplo de diseño

Se realizará un ejemplo de diseño de la columna C2, ambas para los edificios S1 y S2.

La columna C2 es de 25x75cm, ubicado entre los ejes E y 4. Para el análisis de carga se ha considerado las direcciones de los ejes locales del programa ETABS, como se puede ver en la figura 7-3.

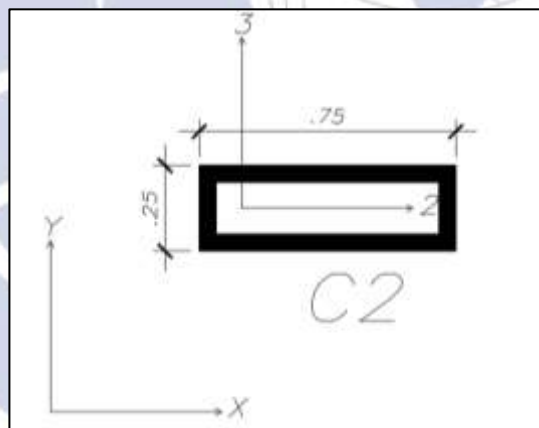


Figura 7-3 Columna C2 a diseñar

En la tabla 7-1 y 7-2 se presentan las cargas para ambos tipos de suelo, estos datos se obtuvieron del modelo estructural en el programa ETABS.

Tabla 7-1 Cargas en la base de la columna C2 Suelo S1

Carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Muerta	124.91	1.85	-0.54	-0.60	1.72
Viva	24.59	0.38	-0.06	-0.07	0.39
Sismo XX	6.66	2.73	0.32	0.55	6.38
Sismo YY	-14.28	-1.01	0.64	1.11	-2.03

Tabla 7-2 Cargas en la base de la columna C2 Suelo S2

Carga	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
Muerta	124.91	1.85	-0.54	-0.60	1.72
Viva	24.59	0.38	-0.06	-0.07	0.39
Sismo XX	8.71	3.96	0.42	0.74	9.25
Sismo YY	-15.55	-1.39	0.68	1.18	-2.79

Con las cargas se procede a realizar las combinaciones de carga, como se muestra en la tabla 7-3y 7-4.

Tabla 7-3 Combinaciones de carga de la columna C2 Suelo S1

Combinación	P (ton)	M3 (ton.m)	M2 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
1.4CM+1.7CV	216.68	3.06	-0.96	3.24	-0.86
1.25(CM+CV)+Sx	193.54	9.02	-0.29	5.52	-0.43
1.25(CM+CV)-Sx	180.22	-3.74	-1.39	0.06	-1.07
0.9CM+Sx	119.08	7.93	0.01	4.40	-0.17
0.9CM-Sx	105.76	-4.83	-1.09	-1.07	-0.81
1.25(CM+CV)+Sy	172.60	0.61	0.27	1.78	-0.11
1.25(CM+CV)-Sy	201.16	4.67	-1.95	3.80	-1.39
0.9CM+Sy	98.14	-0.48	0.57	0.66	0.15
0.9CM-Sy	126.70	3.58	-1.65	2.68	-1.13

Tabla 7-4 Combinaciones de carga de la columna C2 Suelo S2

Combinación	P (ton)	M3 (ton.m)	M2 (ton.m)	V2 (ton)	V3 (ton)
1.4CM+1.7CV	216.68	3.06	-0.96	3.24	-0.86
1.25(CM+CV)+Sx	195.59	11.88	-0.10	6.75	-0.33
1.25(CM+CV)-Sx	178.17	-6.62	-1.58	-1.17	-1.17
0.9CM+Sx	121.13	10.79	0.20	5.62	-0.07
0.9CM-Sx	103.71	-7.71	-1.28	-2.30	-0.91
1.25(CM+CV)+Sy	171.33	-0.16	0.34	1.40	-0.07
1.25(CM+CV)-Sy	202.43	5.42	-2.02	4.18	-1.43
0.9CM+Sy	96.87	-1.25	0.64	0.27	0.19
0.9CM-Sy	127.97	4.33	-1.72	3.05	-1.17

7.7.1. Diseño por Flexocompresión.

Al obtener las combinaciones de carga, se procede a realizar el diseño por flexocompresión. Analizando distintas armaduras, se obtuvo la sección que se muestra en la figura 7-4 para el edificio S1 y la figura 7-7 para el edificio S2, cumpliéndose que las solicitaciones caen dentro del diagrama de interacción.

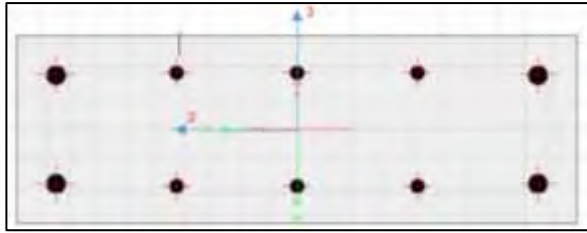


Figura 7-4 Sección de columna C2 Edificio S1 (4Φ1''+6 Φ3/4'')

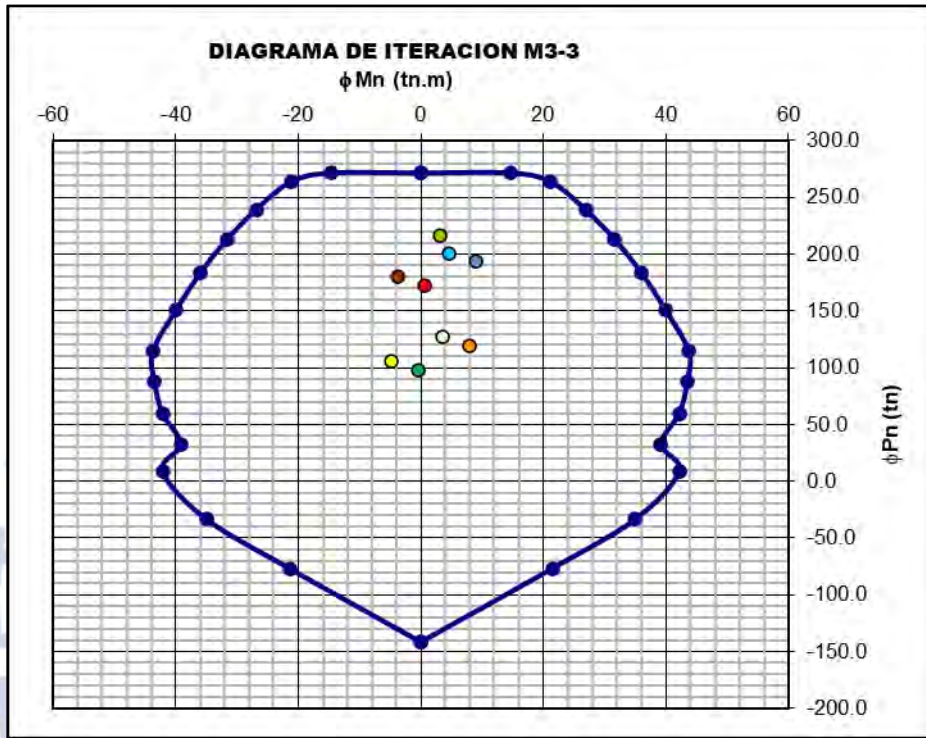


Figura 7-5 Diagrama de interacción (P-M3) columna C2 Suelo S1

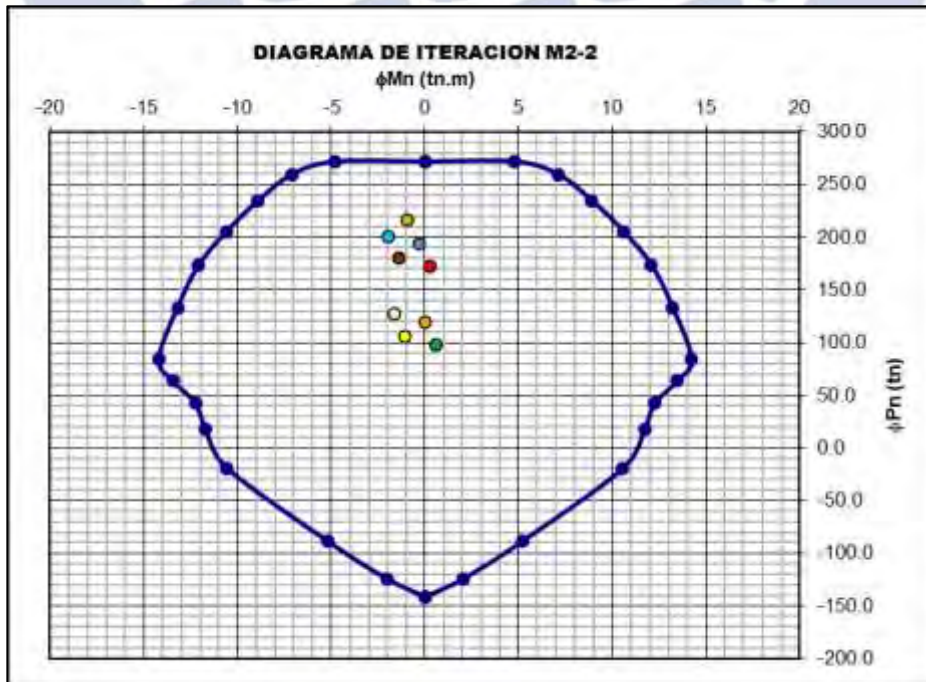


Figura 7-6 Diagrama de interacción (P-M2) columna C2 Suelo S1

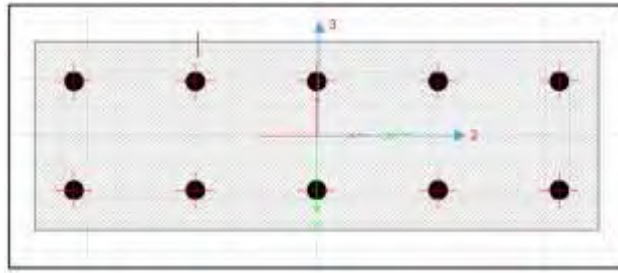


Figura 7-7 Sección de columna C2 Suelo S2 (10Φ1'')

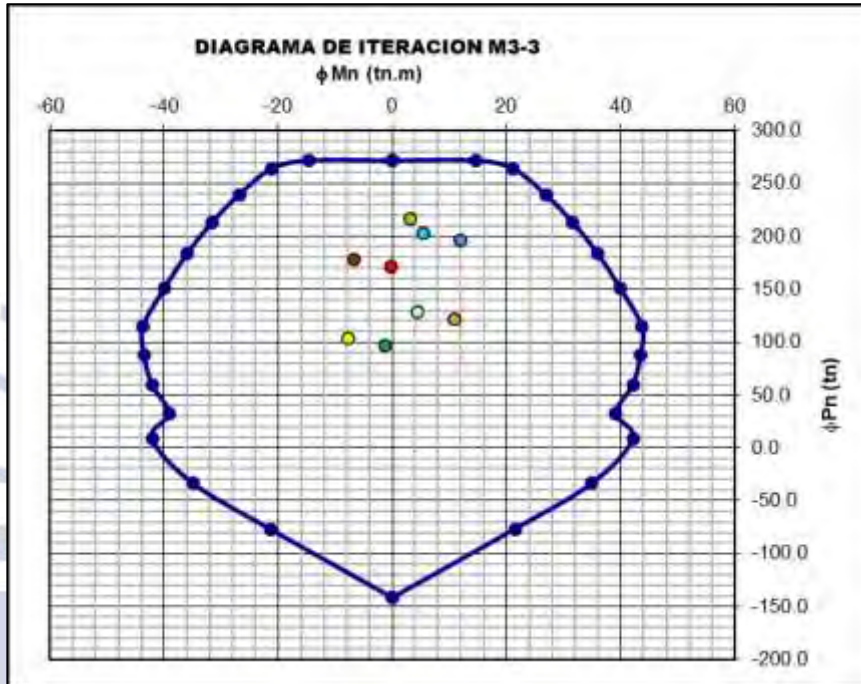


Figura 7-8 Diagrama de interacción (P-M3) columna C2 Suelo S2

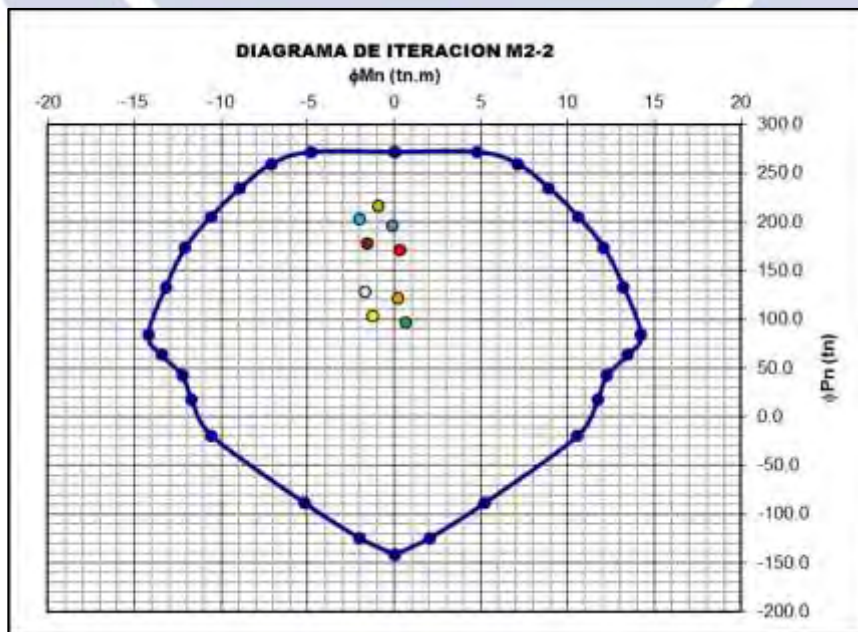


Figura 7-9 Diagrama de interacción (P-M2) columna C2 Suelo S2

7.7.2. Diseño por Flexión Biaxial.

Utilizamos la combinación de carga con mayor momento flector “1.25(CM+CV) + Sx”

- Edificio S1:

$$\frac{P_u}{\Phi P_{0n}} = \frac{193.54}{271.70} = 0.71 > 0.1$$

$$\text{se debe cumplir que : } \frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\Phi P_{n_x}} + \frac{1}{\Phi P_{n_y}} - \frac{1}{\Phi P_{0n}}$$

$$M_{u_x} = 0.29 \rightarrow \Phi P_{n_x} = 271.7 \text{ ton}$$

$$M_{u_y} = 9.02 \rightarrow \Phi P_{n_y} = 271.7 \text{ ton}$$

$$P_{u_{max}} = \left[\frac{1}{271.7} + \frac{1}{271.7} - \frac{1}{271.7} \right]^{-1} = 271.7 \text{ ton}$$

Como se puede apreciar se cumple con el requerimiento $P_u < P_{u_{max}}$, entonces el acero de refuerzo para el diseño por flexión es 6 barras de 3/4” y 4 barras de 1”.

- Edificio S2:

$$\frac{P_u}{\Phi P_{0n}} = \frac{195.59}{302.2} = 0.65 > 0.1$$

$$\text{se debe cumplir que : } \frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\Phi P_{n_x}} + \frac{1}{\Phi P_{n_y}} - \frac{1}{\Phi P_{0n}}$$

$$M_{u_x} = 0.10 \rightarrow \Phi P_{n_x} = 302.2 \text{ ton}$$

$$M_{u_y} = 11.88 \rightarrow \Phi P_{n_y} = 302.2 \text{ ton}$$

$$P_{u_{max}} = \left[\frac{1}{302.2} + \frac{1}{302.2} - \frac{1}{302.2} \right]^{-1} = 302.2 \text{ ton}$$

De igual forma se da por cumplido que $P_u < P_{u_{max}}$, entonces el acero de refuerzo para el diseño por flexión es 10 barras de 1”.

7.7.3. Diseño por Cortante.

Como se ha podido observar, las cortantes por resistencia producto del sismo son de pequeña magnitud. Por lo que, al ser un elemento sismorresistente, se deberá realizar el diseño por capacidad para considerar el caso más desfavorable.

Por ello como primer paso calcularemos el momento nominal asociada a cada carga axial. Solo analizaremos el eje donde se generen mayores resistencias.

Tabla 7-5 Momento Nominal de la columna C2 para diseño por capacidad

Combinación	S1		S2	
	Pu (ton)	Mn33 (ton-m)	Pu (ton)	Mn33 (ton-m)
1.25(CM+CV)+Sx	193.54	59.33	195.59	63.30
1.25(CM+CV)-Sx	180.22	60.61	178.17	64.61
0.9CM+Sx	119.08	61.73	121.13	65.71
0.9CM-Sx	105.76	61.34	103.71	65.60
1.25(CM+CV)+Sy	172.60	61.33	171.33	65.36
1.25(CM+CV)-Sy	201.16	58.58	202.43	62.69
0.9CM+Sy	98.14	61.08	96.87	65.55
0.9CM-Sy	126.70	61.88	127.97	65.74

De la tabla anterior, se elige el que presente mayor valor de momento nominal que es de la combinación “0.9CM-Sy” para el suelo S2. Con este momento nominal, se calculará la cortante asociada:

$$V_{ucap} = \frac{65.74 + 65.74}{2.30} = 57.17 \text{ ton}$$

Al igual que para las vigas, la norma también limita el valor de la cortante a la obtenida amplificando el sismo en 2.5. Por ello en la siguiente tabla calcularemos para ambos tipos de suelo. Adicionalmente se mostrará el caso donde el sismo no es amplificado para observar las diferencias en ambos casos.

Tabla 7-6 Cortantes de la columna C2 para sismo amplificado por 2.5

Combinación	S1		S2	
	Vu sismo x1.0 (ton)	Vu sismo x2.5 (ton-m)	Vu sismo x1.0 (ton)	Vu sismo x2.5 (ton-m)
1.25(CM+CV)+Sx	5.52	9.61	6.75	12.69
1.25(CM+CV)-Sx	0.06	-4.04	-1.17	-7.11
0.9CM+Sx	4.40	8.49	5.62	11.56
0.9CM-Sx	-1.07	-5.16	-2.30	-8.24
1.25(CM+CV)+Sy	1.78	0.26	1.40	-0.69
1.25(CM+CV)-Sy	3.80	5.31	4.18	6.26
0.9CM+Sy	0.66	-0.86	0.27	-1.81
0.9CM-Sy	2.68	4.19	3.05	5.14

Como se puede observar, las cortantes obtenidas son mucho menores que la cortante obtenida a partir de los momentos nominales. Por ello se elegirá el valor más crítico con el sismo amplificado para el diseño por corte ($V_u=12.69 \text{ ton}$)

El aporte del concreto se da por la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{P_u}{140A_g} \right) * b * d = 0.53 * \sqrt{210} \left(1 + \frac{195.59}{140 * 25 * 75} \right) * 25 * 69 = 23.12 \text{ ton}$$

Como se puede apreciar, el aporte del concreto en cortante es suficiente y no requeriría de estribos, sin embargo, se colocará el mínimo establecido en la Norma E.060.

7.7.4. Diseño por Pandeo.

El diámetro de estribos que usaremos es de 3/8", el cual cumple para barras longitudinales de hasta 1". Para la separación entre estribos fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no debe exceder:

- Para el Edificio S1
 - 16 Φ barra longitudinal = 31.84 cm
 - 48 Φ estribo = 45.72 cm
 - La menor dimensión de la columna = 25 cm
 - $d/2 = 34.5$ cm
 - La requerida por fuerza cortante = no requiere
 - 30cm
- Para el Edificio S2
 - 16 Φ barra longitudinal = 40.64 cm
 - 48 Φ estribo = 45.72 cm
 - La menor dimensión de la columna = 25 cm
 - $d/2 = 34.5$ cm
 - La requerida por fuerza cortante = no requiere
 - 30cm

7.7.5. Diseño por confinamiento

En la zona confinada, los espaciamientos máximos se reducen significativamente para aumentar la ductilidad del concreto en los extremos que es donde se forman rotulas plásticas.

El primer estribo se colocará a 5cm del nudo, el espaciamiento máximo no debe ser menor a:

- Para el Edificio S1
 - 8 Φ barra longitudinal = 15.92 cm
 - La mitad de la menor dimensión de la columna = 12.5 cm
 - 10 cm
- Para el Edificio S2
 - 8 Φ barra longitudinal = 20.32 cm

- La mitad de la menor dimensión de la columna = 12.5 cm
- 10 cm

El espaciamiento debe continuar a lo largo de una dimensión llamada longitud de confinamiento no menor a:

- Para el Edificio S1
 - 50 cm
 - $L/6 = 55$ cm
 - La mayor dimensión de la sección de la columna = 75 cm
- Para el Edificio S2
 - 50 cm
 - $L/6 = 55$ cm
 - La mayor dimensión de la sección de la columna = 75 cm

Finalmente, como se muestra en la figura 7-10, este el diseño de la columna C2 para el edificio S1 y S2.

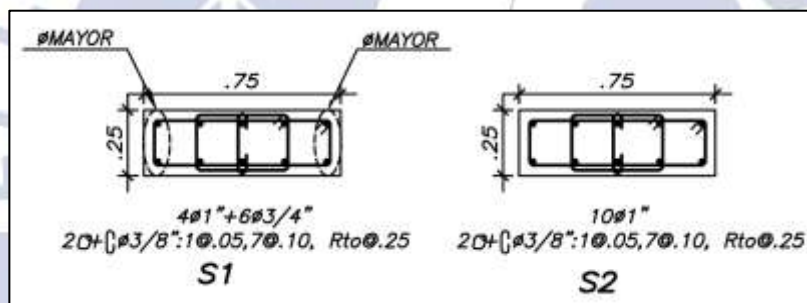


Figura 7-10 Diseño final columna C2 para el Edificio S1 y S2

Capítulo 8. Diseño de Placas

Las placas o muros de corte son elementos con una longitud muy superior con respecto a su ancho. Estos elementos aportan rigidez y resistencia lateral a la estructura. Al ser elementos muy rígidos, reciben gran parte de las solicitaciones por cortante debido al sismo, las cuales se transfieren a través de los diafragmas (losas).

Estos muros tendrán diferente comportamiento en función a su esbeltez. Las fallas pueden ser por corte (común en muros bajos) o flexión (típico en muros altos o esbeltos). Para definir si un muro es esbelto o no, se analizará la siguiente relación:

$$\frac{h}{l} < 2.0 \text{ (muro bajo)}; \frac{h}{l} \geq 2.0 \text{ (muro esbelto o alto)}$$

Nuestras hipótesis de análisis y diseño por flexocompresión; y cortante solo serán válidas para los muros altos. En caso de muros bajos, su comportamiento es más complejo y el diseño se realizará por corte y bajo otras hipótesis. En nuestro proyecto se tienen únicamente muros altos.

8.1. Análisis Estructural

El análisis estructural para placas será el mismo aplicado en el caso de columnas.

8.2. Refuerzo Distribuido

La Norma E.060 establece cuantías mínimas de refuerzo tanto horizontal como vertical. Del mismo modo acota los espaciamientos máximos. Ambas condiciones sirven para evitar el problema de fisuración.

La cuantía mínima de refuerzo vertical (ρ_v) es:

$$\text{Si } Vu < 0.27\sqrt{f'c} Acw \rightarrow \rho_v \geq 0.0015$$

$$\text{Si } Vu \geq 0.27\sqrt{f'c} Acw \rightarrow \rho_v \geq \text{Maximo} \left[0.0025; 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h}{l}\right)(\rho_h - 0.0025) \right]$$

$$\rho_v \geq \rho_h \text{ (Solo en Muros Bajos)}$$

Con respecto a la cuantía horizontal, se establece lo siguiente:

$$\text{Si } Vu < 0.27\sqrt{f'c} Acw \rightarrow \rho_v \geq 0.0020$$

$$\text{Si } Vu \geq 0.27\sqrt{f'c} Acw \rightarrow \rho_v \geq 0.0025$$

Finalmente, el espaciamiento del refuerzo horizontal o vertical no deber superar el menor de los siguientes valores:

$$s_{max} < \text{Minimo}(40cm ; 3t), \text{ donde } t \text{ es el espesor del muro}$$

Se deberá colocar al menos dos mallas de refuerzo en los siguientes casos:

- El espesor del muro sea mayor o igual a 20cm
- Cuando la fuerza cortante Vu sea mayor que $0.53\sqrt{f'c} Acw$

Finalmente, solo se confinará el refuerzo vertical distribuido cuando la cuantía exceda de 0.01.

8.3. Estabilidad Lateral

Los muros al estar sometidos a grandes momentos, generan esfuerzo de compresión importante en los extremos y producir falla por pandeo en el eje más débil de la sección. Por esta razón se prefiere usar aletas o engrosar los extremos.

La Norma E.060 controla el espesor del alma, ya que este no puede ser menor que 1/25 de la altura entre los elementos que proporcionen cierta restricción lateral (losas); ni menor de 15cm. Como comentario adicional, en la futura versión de la Norma (2019), se ha propuesto cambiar el espesor mínimo a 1/20 la altura libre. En nuestro caso, el espesor mínimo será:

$$\frac{h}{20} = \frac{270}{20} = 13.5cm$$

Por lo tanto, las placas usadas de 25cm en nuestro proyecto cumplen con esta condición.

8.4. Diseño por Flexión

Como se mencionó previamente, nuestro proyecto cuenta únicamente con muros esbeltos. Por ello solo se revisará el diseño por flexión para ese tipo placas.

Los muros tendrán un comportamiento similar al de las columnas. Por ello se generará un diagrama de interacción, Pn vs Mn en función al armado propuesto. Este es un proceso iterativo, ya que las solicitaciones deben estar dentro del diagrama de interacción e ir ajustando según sea necesario.

Las placas tendrán núcleo confinados con una concentración importante de refuerzo en los extremos y acero distribuido (normalmente mínimo) en el resto de la placa. De esta forma se genera una importante capacidad de flexocompresión.

Adicionalmente se colocará núcleos por efectos locales cuando se presente una viga perpendicular a la dirección del muro con una importante carga concentrada. El diseño de este

núcleo se realizará similar a una columna. El ancho efectivo considerado en el núcleo no debe ser mayor que el menor de los siguientes valores:

- La distancia centro a centro entre las cargas.
- El ancho de la viga más dos veces el espesor del muro a cada lado.

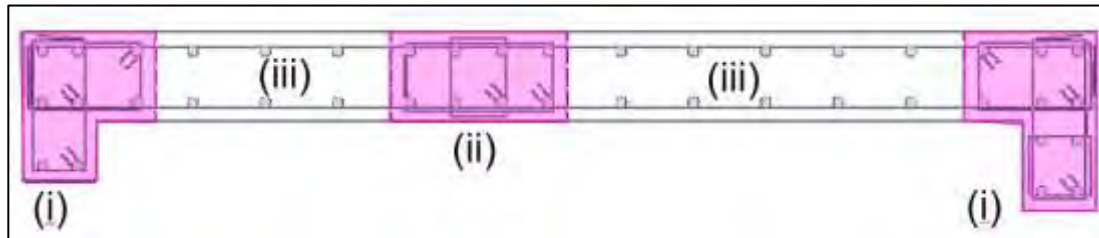


Figura 8-1 Tipo de Refuerzo Vertical en Placas

Donde (i) son los núcleos por efectos globales; (ii) es el núcleo por efecto local; y (iii) es el acero vertical distribuido.

En algunos casos puede no ser necesario la presencia de núcleos en los extremos; sin embargo, siempre es recomendable incluirlos.

Para finalizar con esta sección, se hará algunos comentarios para las placas con alas:

- El ancho efectivo de las alas debe ser la mitad del ala cuando se tenga varios muros paralelos
- En los demás casos, solo se considerará el 10% de la altura como ancho de ala efectiva.
- Los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala e ingresar al menos 30cm dentro del alma. (Solo cuando se requiera elementos de confinamiento)

8.5. Diseño por Corte

La falla por cortante es una falla frágil en comparación que la falla por flexión. Por ello se debe priorizar que la falla se inicie por flexión (Diseño por capacidad).

La resistencia a corte está conformada por el aporte del concreto y del refuerzo. El aporte del concreto se calcula de la siguiente manera:

$$V_c = A_c w \alpha \sqrt{f'_c}$$

Donde $A_c w$ es el área de corte de la sección transversal del muro.

El parámetro α depende de la esbeltez y está dada por:

$$\alpha = 0.53, \text{ si } \frac{h}{l} \geq 2.0$$

$$\alpha = 0.80, \text{ si } \frac{h}{l} \leq 1.5$$

α se calcula mediante interpolación lineal, si $1.5 < \frac{h}{l} < 2.0$

Cuando el muro está sometido a una tracción elevada, la resistencia a corte del concreto se ve afectada por un factor igual a:

$$\left(1 - \frac{Nu}{35Ag}\right)$$

Con respecto al aporte del acero, la resistencia viene dada por la siguiente expresión:

$$V_s = A_c w \rho_h f_y$$

Por ello la norma establece la resistencia a corte igual a:

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

Adicionalmente la norma establece un valor máximo para V_n :

$$V_n \leq 2.7 A_c w \sqrt{f'_c}$$

Las placas al ser elementos sísmicos, deberá cumplir con requerimientos adicionales para asegurar un adecuado comportamiento (formación de rotulas plásticas). Por ello procedemos a explicar el diseño por capacidad. La cortante obtenida del análisis deberá amplificarse:

$$V_u = V_{ua} \frac{M_n}{M_{ua}}$$

Donde V_{ua} y M_{ua} son el cortante y el momento amplificado provenientes de análisis; M_n es el momento nominal resistente de la placa calculado con el refuerzo colocado, asociado a la carga P_u .

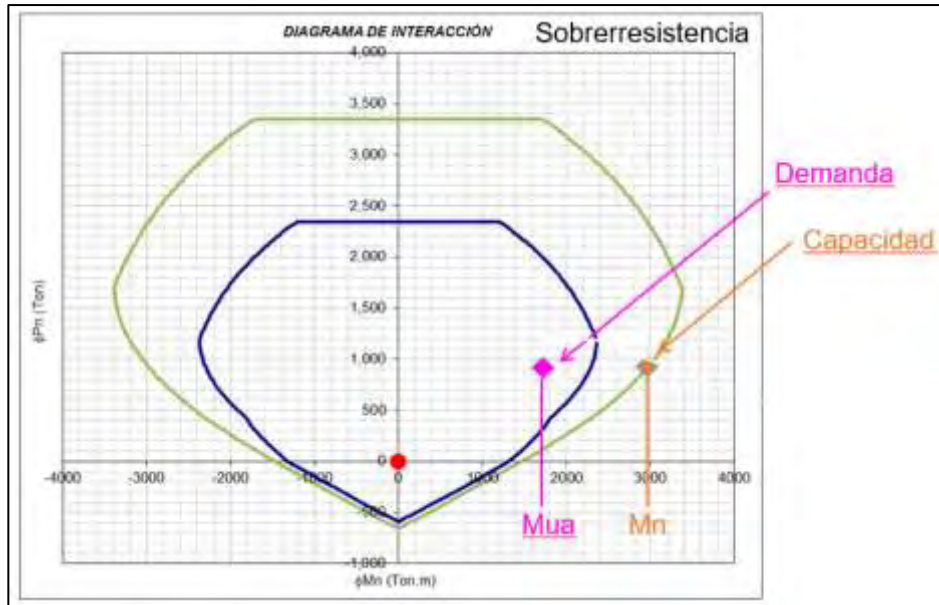


Figura 8-2 Diseño por Capacidad en Placas

El cociente (Mn/Mua) tiene un valor máximo igual a R . Sin embargo, en el proyecto de la Norma E.060 (2019), se está acotando a un máximo valor igual a $0.5 R_0$.

El diseño por capacidad se deberá realizar desde la base del edificio hasta una altura igual a la longitud del muro lm ; ($Mu/4Vu$); o la altura de los dos primeros niveles, la que sea mayor.

8.6. Elementos de Confinamiento

Los muros estructurales como ya se explicó previamente deben tener núcleos estribados en los extremos para controlar la falla por pandeo (elevada compresión) y dotar de una mayor resistencia a flexión. Se deberá confinar los núcleos para aumentar la capacidad de deformación del concreto sin confinamiento ($\epsilon_{cu} > 0.003$)

La Norma Peruana establece la necesidad de elementos de confinamientos según dos criterios.

8.6.1. Esfuerzos.

La norma establece un esfuerzo máximo para verificar la necesidad de elementos de confinamiento. Este valor es $0.2 f'c$. En el caso se requieran elementos de borde, el núcleo debe extenderse hasta una longitud en la que el esfuerzo máximo sometido a compresión sea menor que $0.15 f'c$.

Se debe calcular el esfuerzo máximo para cualquiera de las combinaciones de resistencia y bajo las hipótesis básicas linealidad elástica y con la sección bruta:

$$\sigma = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mux}{Sgx} + \frac{Muy}{Sgy}$$

8.6.2. Desplazamientos.

La Norma E.060 calcula la máxima profundidad del eje neutro en las diferentes combinaciones de diseño. Luego los compara a un valor limite obtenido a través de la siguiente expresión:

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)}$$

Donde:

- δu = desplazamiento máximo en parte superior del muro
- hm = altura de la placa
- lm = longitud de la placa
- c = profundidad del eje neutro

En ningún caso $\delta u/hm$ debe exceder 0.005.

Se estima que la zona donde se requiere confinamiento es la mayor longitud entre lm y $(Mu/4Vu)$.

La longitud de confinamiento debe ser igual al mayor de los siguientes valores:

$$\frac{c}{2} \text{ ó } c - 0.1 lm$$

En la Norma E.060 (2019), el ancho en la zona en compresión por flexión dentro de la distancia calculada en la última expresión, incluyendo el ala, si existe, debe ser al menos 1/16 la altura libre entre elementos que proporcionen apoyo lateral al borde comprimido del muro.

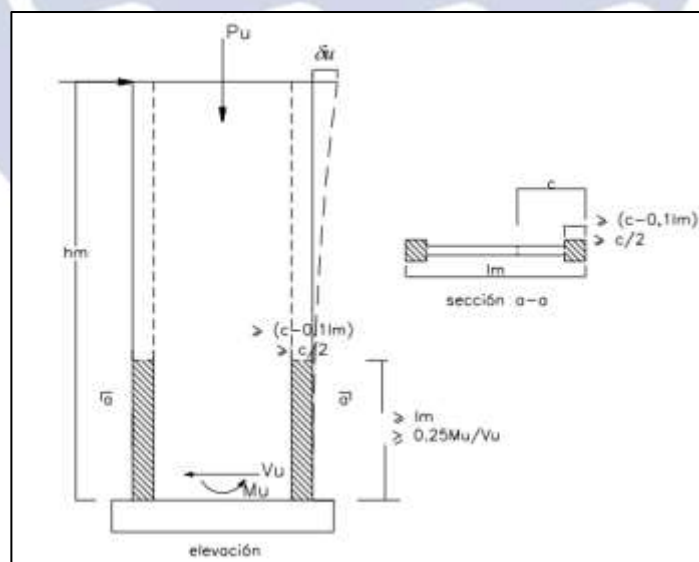


Figura 8-3 Elementos de Confinamiento en Placas

Fuente: Norma Técnica de Concreto Armado E.060

Una vez definido la longitud de los elementos de borde, procederemos a mencionar algunas indicaciones sobre el refuerzo transversal en ellos (estribos).

En el caso de requerir núcleos confinados:

- Los estribos no deben superar una distancia de eje a eje entre ramas que confinen el refuerzo longitudinal de 35cm
- El espaciamiento no debe exceder el menor de los siguientes valores
 - 10 veces el diámetro de la varilla longitudinal de menor diámetro. En la Norma E.060 (2019) se ha cambiado este valor a 8 veces.
 - La menor dimensión de la sección transversal del núcleo confinado
 - 25cm
- Los estribos deben continuar dentro del apoyo hasta que el refuerzo longitudinal desarrolle su fluencia. En el caso de zapatas o losas de cimentación, esta longitud se reduce a por lo menos 30cm. Cabe indicar que la Norma E.060 (2019) ha retirado el criterio relacionado a zapatas o losas de cimentación.
- El refuerzo longitudinal debe poder desarrollar su fluencia dentro del núcleo ya sea recta o con gancho y llegar hasta por lo menos 15cm del borde de la placa. Esto para evitar pérdida de capacidad de corte si se desprende el recubrimiento de los núcleos.

En caso no se requiera núcleos confinados:

- El espaciamiento de los estribos no debe ser mayor que el menor de los siguientes valores
 - 16 veces diámetro de varilla de menor diámetro. En la Norma E.060 (2019) este valor cambio a 12 veces
 - 48 el diámetro del escribo
 - Menor dimensión del elemento de borde
 - 25 cm

Si se opta por no tener refuerzo concentrado en los extremos, se debe anclar con gancho estándar el refuerzo horizontal en los extremos.

8.7. Ejemplo de Diseño

Para el presente ejemplo se realizará el diseño de la Placa 6. Esta placa tiene forma de “h” por lo que se dividirá en ramas, tomando en cuenta el ancho del ala efectivo en cada caso. Para ello calculamos el ancho efectivo en función a la altura de la placa. La estructura es de 7 pisos de

2.90m de techo a techo. Por ello el ancho efectivo del ala es $0.10 \times 7 \times 2.90 = 2.03$ m aproximadamente. Esto se muestra en las siguientes figuras:

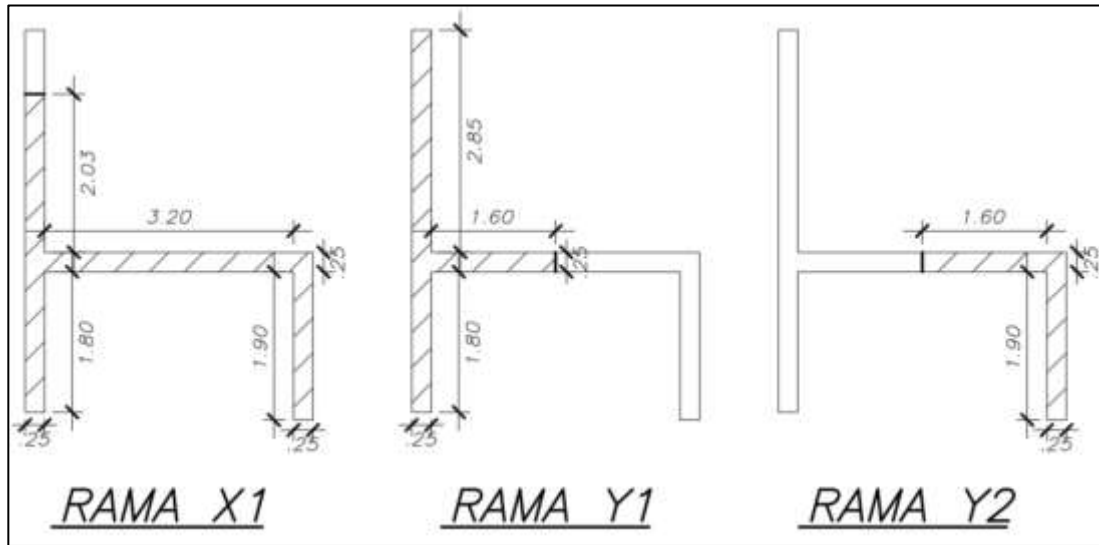


Figura 8-4 División de Placa 6 para Análisis y Diseño

Como se mencionó en el diseño por flexocompresión, este es un proceso iterativo, donde se propondrá un armado y se verificará el diseño en cada una de las ramas. Por este motivo se presenta a continuación el armado propuesto para ambos tipos de suelo:

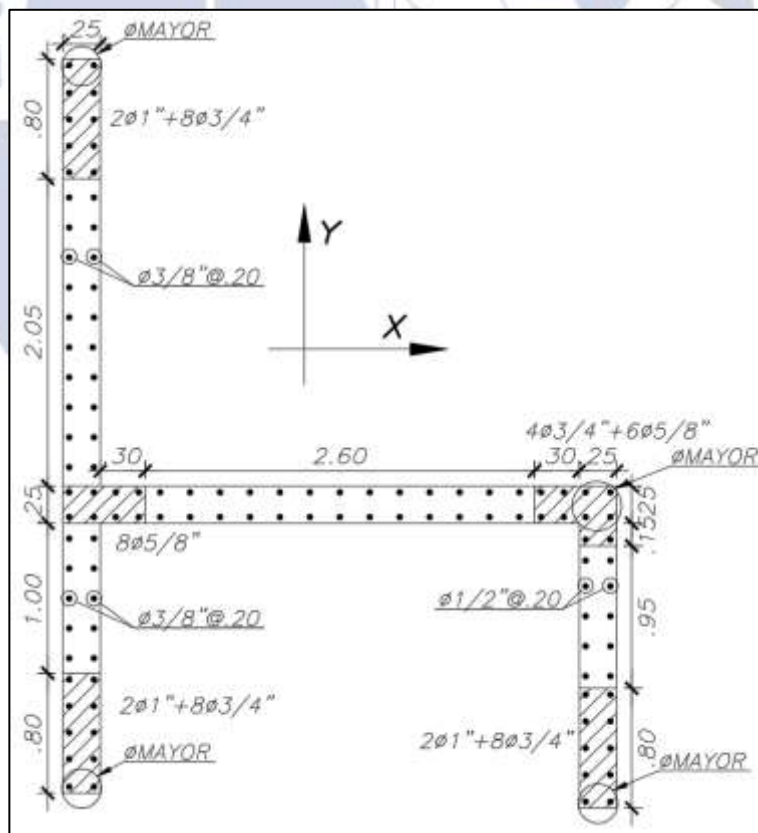


Figura 8-5 Armado Propuesto para Placa 6 en SI

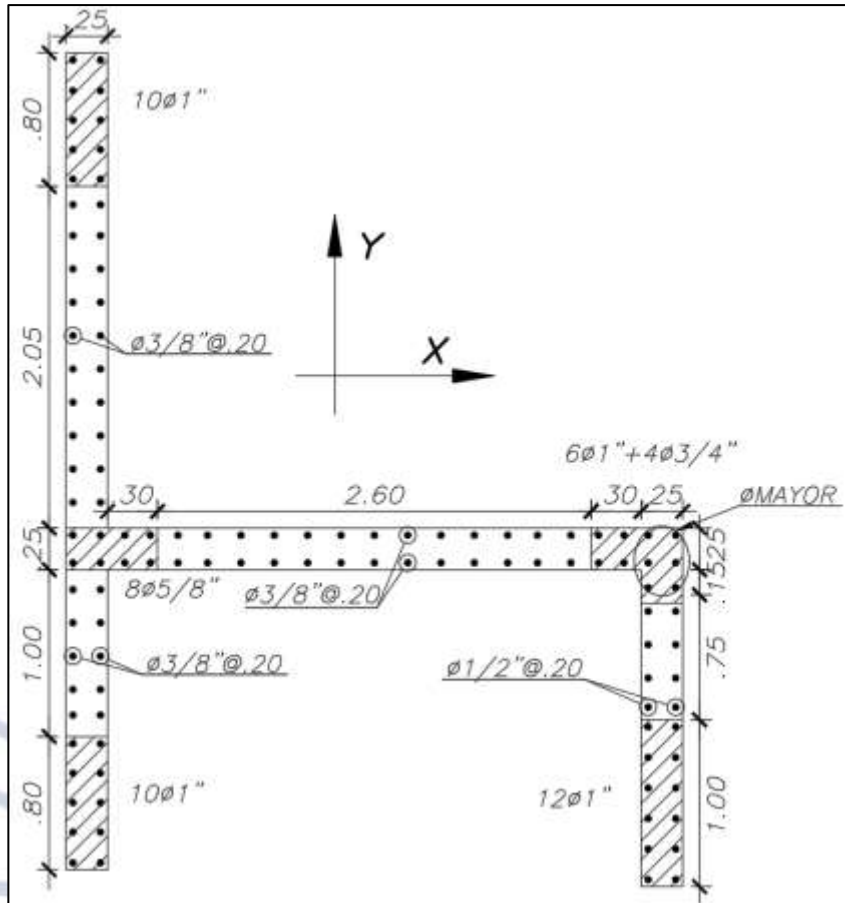


Figura 8-6 Armado Propuesto para Placa 6 en S2

Ahora procederemos a verificar cada una de las ramas por separado.

8.7.1. Rama XI.

En primer lugar, calcularemos la esbeltez. La placa al tener una longitud de 3.70 m, entonces la relación entre altura y longitud es:

$$7 \times 2.90 / 3.70 = 5.49 \text{ (mayor que 2)}$$

Por lo tanto, es un muro esbelto y podrá aplicarse las hipótesis y fórmulas de análisis y diseño explicadas previamente. En la presenta rama, no se verificará elementos de confinamiento ya que, al tener alas en ambos extremos, la profundidad del eje neutro será pequeño.

8.7.1.1. análisis estructural.

Del modelo, obtenemos las solicitaciones para los diferentes casos de carga. A continuación, se presenta un cuadro con el resumen de las solicitaciones en la dirección de análisis.

Por única vez en el ejemplo se mencionará que las cargas axiales positivas significan compresión; y solo se mostrará las cortantes y momentos en la dirección de cada rama. De igual forma solo se tomará en cuenta el sismo en la dirección de la rama.

Tabla 8-1 Solicitaciones en Rama XI para Placa 6

Caso de Carga	P (ton)	My-y (ton-m)	Vx-x (ton)
Carga Muerta	312.44	-23.74	-0.46
Carga Viva	84.57	8.72	-0.17
Sismo X-X en S1	56.12	1182.95	92.19
Sismo X-X en S2	73.90	1679.43	128.68

Puede apreciarse que las solicitaciones de momento flector y cortante son mucho mayores en S2 respecto a S1. Porcentualmente, el momento es mayor en 42%; y la cortante en 40%.

Amplificando las cargas según las combinaciones de la norma, obtenemos las cargas de diseño para ambos tipos de suelo.

Tabla 8-2 Cargas Amplificadas de Rama XI para Suelo S1

Combinación	P (ton)	My-y (ton-m)	Vx-x (ton)
1.4CM + 1.7CV	581.19	-18.41	-0.36
1.25 (CM+CV) + SX	552.38	1164.18	91.83
1.25 (CM+CV) - SX	440.14	-1201.73	-92.55
0.9CM + SX	337.32	1161.58	91.78
0.9CM - SX	225.08	-1204.32	-92.60

Tabla 8-3 Cargas Amplificadas de Rama XI para Suelo S2

Combinación	P (ton)	My-y (ton-m)	Vx-x (ton)
1.4CM + 1.7CV	581.19	-18.41	-0.36
1.25 (CM+CV) + SX	570.16	1660.66	128.32
1.25 (CM+CV) - SX	422.36	-1698.21	-129.04
0.9CM + SX	355.10	1658.06	128.27
0.9CM - SX	207.30	-1700.80	-129.09

8.7.1.2. diseño por flexocompresión.

Una vez obtenidas las solicitaciones, procedemos a generar el diagrama de interacción con el armado ya expuesto previamente. Como se mencionó previamente, solo se mostrará los diagramas en la dirección del análisis.

A continuación, se presenta el diagrama de interacción para ambos tipos de suelo con sus respectivas solicitaciones.

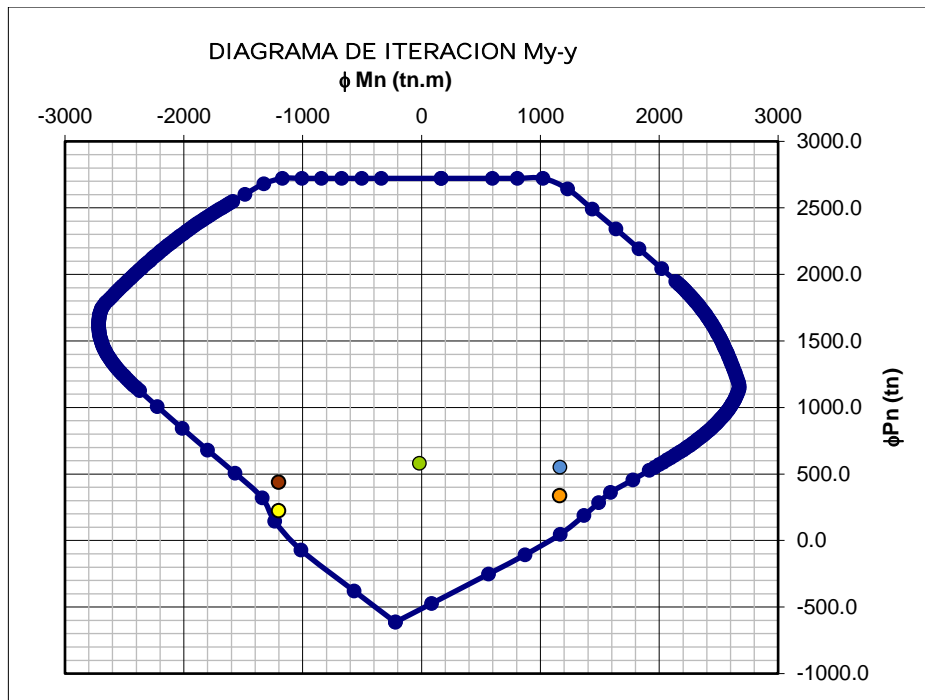


Figura 8-7 Diagrama de Interacción de Rama XI para Suelo S1

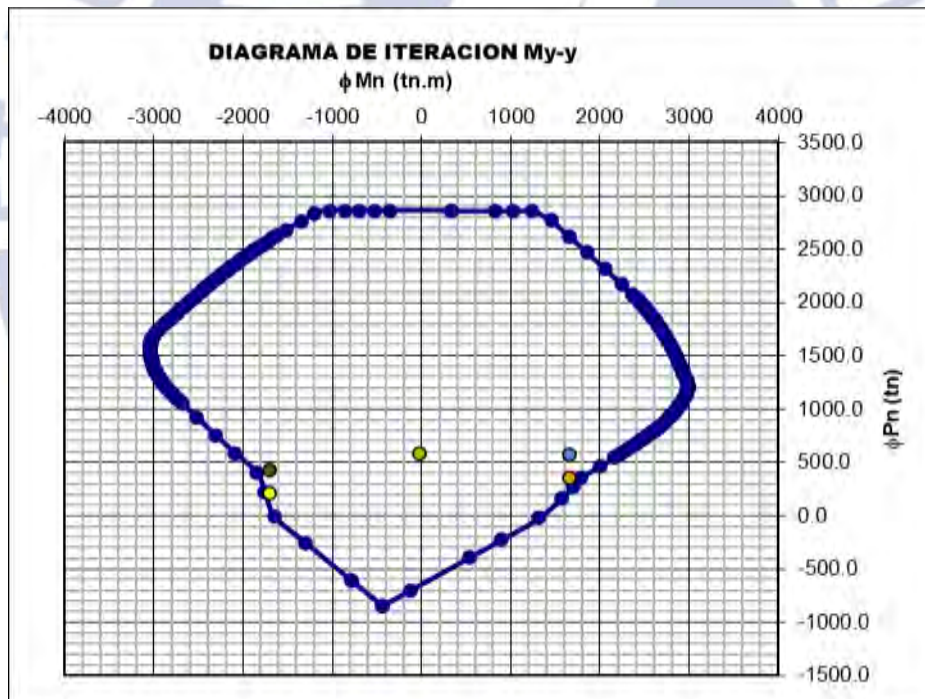


Figura 8-8 Diagrama de Interacción de Rama XI para Suelo S2

Como se puede apreciar, con el armado propuesto se está cumpliendo el diseño por flexocompresión para la rama XI en ambos tipos de suelo.

8.7.1.3. diseño por cortante (capacidad).

Con el diseño por flexocompresión realizado, ahora procedemos a verificar la cortante por capacidad para asegurarnos que la falla en la base de la placa sea dúctil.

Para esto amplificaremos nuestra cortante obtenida del análisis como se explicó en el marco teórico. Cabe el diseño por capacidad solo se realiza con las combinaciones asociadas a sismo. Por ello se excluye la combinación 1.4CM + 1.7CV.

Desarrollaremos el cálculo para una combinación de carga y luego ya procederemos a mostrar el cálculo resumido en tablas para los demás casos. En este caso se eligió la combinación 1.25 (CM+CV) + SX para el suelo S2. Las solicitaciones son las siguientes:

$$Pu: 570.16 \text{ ton} \quad Mua: 1660.66 \text{ ton-m} \quad Vua: 128.32 \text{ ton}$$

Del diagrama de interacción nominal, obtenemos el momento nominal Mn asociado a la carga axial. Este valor es igual a 2780 ton-m. Con este valor podemos obtener el factor de amplificación y consiguientemente la solicitación por capacidad:

$$Vu = Vua \frac{Mn}{Mua} = 128.32 \times \frac{2780}{1660.66} = 128.32 \times 1.67 = 215 \text{ ton}$$

Una vez obtenida la solicitación, procederemos a calcular la resistencia. Como la esbeltez es mayor a 2, el factor α es igual a 0.53. Entonces:

$$Vc = Acw \alpha \sqrt{f'c} = 25 \times 0.80 \times 370 \times 0.53 \times \sqrt{210} = 57 \text{ ton}$$

Asumiendo una doble malla horizontal de 1/2" espaciada cada 17.5 cm, obtenemos la siguiente resistencia asociada al acero:

$$\rho h = \frac{2 \times 1.29 \times 100/17.5}{100 \times 25} = 0.00590$$

$$Vs = Acw \rho h f_y = 25 \times 0.80 \times 370 \times 0.00590 \times 4200 = 183 \text{ ton}$$

Finalmente calculamos la resistencia total. Como estamos analizando la estructura por capacidad, el factor ϕ es igual a 1. En caso de analizarlo por resistencia, se reemplazaría por 0.85.

$$\phi Vn = \phi(Vc + Vs) = 57 + 183 = 240 \text{ ton} > Vu = 215 \text{ ton}$$

Adicionalmente la norma establece un valor máximo para Vn :

$$Vn \leq 2.7 Acw \sqrt{f'c} = 2.7 \times 25 \times 0.80 \times 370 \times \sqrt{210} = 290 \text{ ton}$$

Por lo tanto, podemos concluir que el diseño por cortante cumple satisfactoriamente.

A continuación, presentaremos el resumen del cálculo de cortante por capacidad para el suelo S2.

Tabla 8-4 Cálculo de Cortante por Capacidad para Rama XI en Suelo S2

Combinación	Vua	Pu	Factor	Vucap
	ton	ton	Mn/Mu	ton
1.25 (CM+CV) + SX	128.32	570.16	1.67	215
1.25 (CM+CV) - SX	129.04	422.36	1.65	213
0.9CM + SX	128.27	355.10	1.45	186
0.9CM - SX	129.09	207.30	1.44	186

Como se puede apreciar el diseño cumple satisfactoriamente para el suelo S2.

Del mismo modo se verificará la sollicitación en el suelo S1. En este caso se usó de igual modo una doble malla de 1/2"@.20 como refuerzo horizontal. Por ello calcula la nueva resistencia a corte.

$$\rho_h = \frac{2 \times 1.29 \times 100/20}{100 \times 25} = 0.00516$$

$$V_s = A_c w \rho_h f_y = 25 \times 0.80 \times 370 \times 0.00516 \times 4200 = 160 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) = 57 + 160 = 217 \text{ ton}$$

Tabla 8-5 Cálculo de Cortante por Capacidad para Rama XI en Suelo S1

Combinación	V ua	Pu	Factor	V ucap
	ton	ton	Mn/Mu	ton
1.25 (CM+CV) + SX	91.83	552.38	1.89	174
1.25 (CM+CV) - SX	92.55	440.14	1.62	150
0.9CM + SX	91.78	337.32	1.55	142
0.9CM - SX	92.60	225.08	1.41	131

Como se puede apreciar el diseño cumple satisfactoriamente para el suelo S1.

Para todos los casos se ve que la sollicitación por capacidad es menor que la resistencia.

8.7.2. Rama YI.

De igual modo calcularemos la esbeltez de esta rama. En este caso la rama presenta una longitud de 4.85m.

$$7 \times 2.90/4.85 = 4.19 \text{ (mayor que 2)}$$

Por lo tanto, es un muro esbelto. En la presenta rama, sí verificaremos la necesidad de elementos de confinamiento en los bordes, así como su longitud.

8.7.2.1. análisis estructural.

Del modelo, obtenemos las sollicitaciones para los diferentes casos de carga.

Tabla 8-6 Solicitaciones en Rama YI para Placa 6

Caso de Carga	P (ton)	Mx-x (ton-m)	Vy-y (ton)
Carga Muerta	228.50	-6.9	1.23
Carga Viva	56.17	-0.93	0.86
Sismo Y-Y en S1	189.99	-825.91	81.10
Sismo Y-Y en S2	216.50	-1058.07	100.91

Al igual que en la rama X1, puede apreciarse que las solicitaciones de momento flector y cortante son mayores en S2 respecto a S1. Porcentualmente, el momento es mayor en 28%; y la cortante en 24%.

Amplificando las cargas según las combinaciones de la norma, obtenemos las cargas de diseño para ambos tipos de suelo.

Tabla 8-7 Cargas Amplificadas de Rama YI para Suelo S1

Combinación	P (ton)	Mx-x (ton-m)	Vy-y (ton)
1.4CM + 1.7CV	415.39	-11.24	3.18
1.25 (CM+CV) + SY	545.83	-835.70	83.71
1.25 (CM+CV) - SY	165.85	816.12	-78.49
0.9CM + SY	395.64	-832.12	82.21
0.9CM - SY	15.66	819.70	-79.99

Tabla 8-8 Cargas Amplificadas de Rama YI para Suelo S2

Combinación	P (ton)	Mx-x (ton-m)	Vy-y (ton)
1.4CM + 1.7CV	415.39	-11.24	3.18
1.25 (CM+CV) + SY	572.34	-1067.86	103.52
1.25 (CM+CV) - SY	139.34	1048.28	-98.30
0.9CM + SY	422.15	-1064.28	102.02
0.9CM - SY	-10.85	1051.86	-99.80

8.7.2.2. diseño por flexocompresión.

A continuación, se presenta el diagrama de interacción para ambos tipos de suelo con sus respectivas solicitaciones.

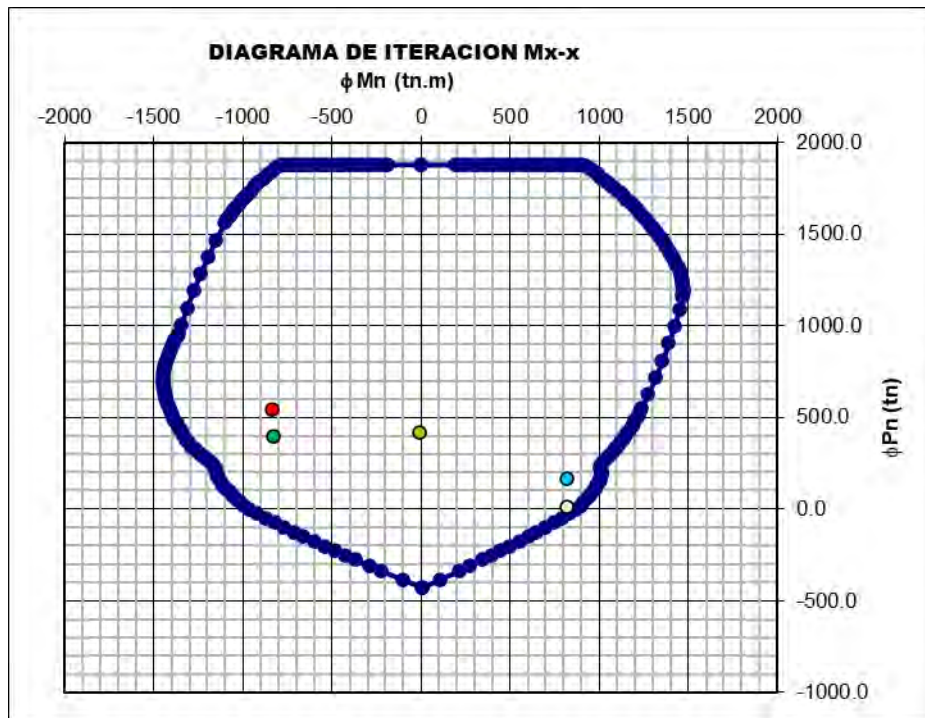


Figura 8-9 Diagrama de Interacción de Rama Y1 para Suelo S1

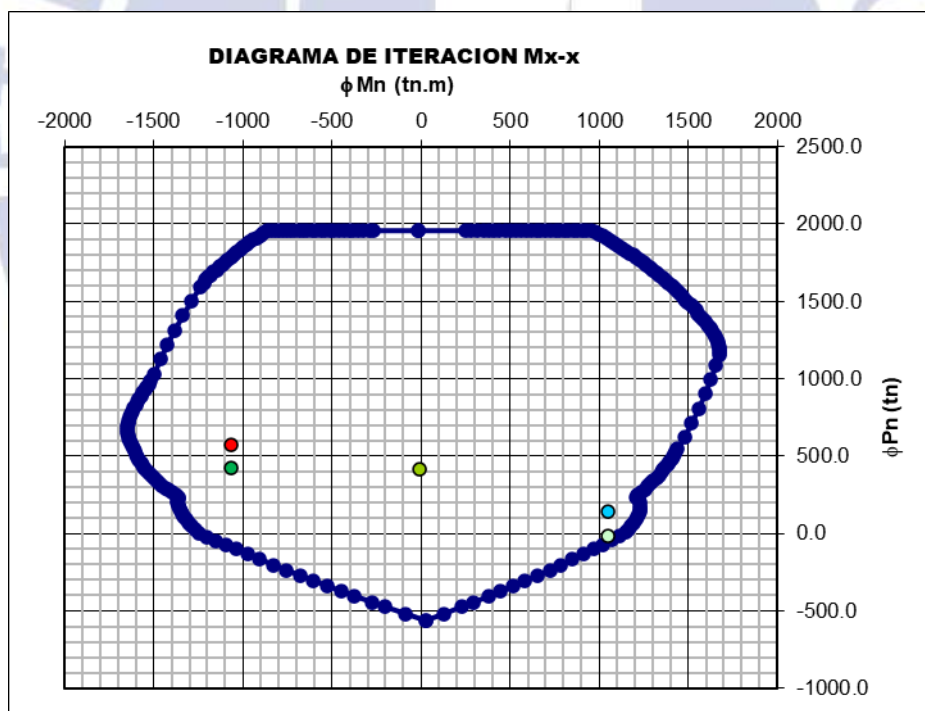


Figura 8-10 Diagrama de Interacción de Rama Y1 para Suelo S2

En base a lo observado, concluimos que con el armado propuesto se está cumpliendo el diseño por flexocompresión para la rama Y1 en ambos tipos de suelo.

8.7.2.3. diseño por cortante (capacidad).

Para poder realizar el diseño por capacidad, debemos saber la solicitación para las diferentes combinaciones de carga. Esto se puede apreciar en la siguiente tabla para el Edificio S1:

Tabla 8-9 Cálculo de Cortante por Capacidad para Rama Y1 en Suelo S1

Combinación	Vua	Pu	Factor	Vucap
	ton	ton	Mn/Mu	ton
1.25 (CM+CV) + SY	83.71	545.83	2.26	189
1.25 (CM+CV) – SY	78.49	165.85	1.52	119
0.9CM + SY	82.21	395.64	2.09	172
0.9CM – SY	79.99	15.66	1.23	98

De la anterior tabla obtenemos que la mayor solicitación por capacidad es 189 ton

Una vez obtenida la solicitación, procederemos a calcular la resistencia. Como la esbeltez es mayor a 2, el factor α es igual a 0.53. Entonces:

$$Vc = Acw \alpha \sqrt{f'c} = 25 \times 0.80 \times 490 \times 0.53 \times \sqrt{210} = 75 \text{ ton}$$

Como la solicitación no es tan grande, probaremos usando una doble malla de 1/2" @.30. De esta forma obtenemos una resistencia del acero igual a:

$$\rho h = \frac{2 \times 1.29 \times 100/30}{100 \times 25} = 0.00344 > 0.0025 (\rho \text{ min})$$

$$Vs = Acw \rho h f_y = 25 \times 0.80 \times 490 \times 0.00344 \times 4200 = 141 \text{ ton}$$

Finalmente calculamos la resistencia total

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s) = 75 + 141 = 216 \text{ ton} > V_u = 189 \text{ ton}$$

Como son solicitaciones y cuantías de refuerzo horizontal bajas, no es necesario verificar la resistencia nominal máxima. Por lo tanto, se concluye que el diseño por cortante cumple satisfactoriamente para el Suelo S1.

A continuación, verificaremos la cortante por capacidad para el Edificio S2.

Tabla 8-10 Cálculo de Cortante por Capacidad para Rama Y1 en Suelo S2

Combinación	Vua	Pu	Factor	Vucap
	ton	ton	Mn/Mu	ton
1.25 (CM+CV) + SY	103.52	572.34	2.06	213
1.25 (CM+CV) – SY	98.30	139.34	1.42	140
0.9CM + SY	102.02	422.15	1.93	197
0.9CM - SY	99.80	-10.85	1.21	121

De la tabla anterior, la máxima solicitación es 213 ton. En este caso utilizaremos un refuerzo de 1/2" @.25, obtendríamos la siguiente resistencia:

$$\rho h = \frac{2 \times 1.29 \times 100/25}{100 \times 25} = 0.004128 > 0.0025(\rho h \text{ min})$$

$$V_s = A_{cw} \rho h f_y = 25 \times 0.80 \times 490 \times 0.004128 \times 4200 = 170 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) = 75 + 170 = 245 \text{ ton} > V_u = 189 \text{ ton}$$

Como se puede ver con el refuerzo escogido, cumple para el Suelo S2.

8.7.2.4. *elementos de confinamiento.*

Para verificar la necesidad de confinar o no los elementos de borde, debemos calcular el valor de c asociado a la mayor compresión en cada tipo de suelo.

Para simplificar nuestros cálculos, calcularemos el cociente $\delta u/hm$ para ambos tipos de suelos. En S1, $\delta u/hm = 53.8/20300 = 0.00265$; y para S2, $\delta u/hm = 59.3/20300 = 0.00292$. Al ser ramas sin simetría, se tendrá que calcular el valor de c desde ambos extremos para ver en cual caso es mayor.

$$c \geq \frac{lm}{600 \left(\frac{\delta u}{hm} \right)}$$

Tabla 8-11 Cálculo de Núcleos Confinados para Rama Y1

	Borde	c (cm)	Cc (ton)	Fs(ton)	Pn (ton)	c lim (cm)
S1	Superior	179	679	-133	546	308
	Inferior	164	622	-76	546	308
S2	Superior	184	698	-126	572	280
	Inferior	170	644	-72	572	280

Como se observa, en ningún caso el valor del eje neutro supera al valor limite. Por ello, se concluye que no es necesario confinar los elementos de borde en la rama Y1.

Por ello bastará con espaciar los estribos para controlar el pandeo. Este espaciamiento se calcula como el menor de los siguientes valores:

- $12 d = 12 \times 1.59 = 19.1 \text{ cm (5/8")}$; $12 \times 1.91 = 22.92 \text{ cm (3/4")}$; o $12 \times 2.54 = 25.40 \text{ cm (1")}$. Se uso el criterio de la Norma E.060-2019 por ser más conservador.
- 48 el diámetro del escribo = $48 \times 0.95 = 45.6 \text{ cm}$
- Menor dimensión del elemento de borde: 25 cm
- 25 cm

Sin embargo, debido a la importancia estructural de esta placa, se ve por conveniente confinarlo de todos modos en los dos primeros pisos. El cálculo de dicho espaciamiento se realizará en la siguiente Rama. Por lo tanto, se elige el valor de 12.5 cm en los dos primeros pisos y 20 cm en

los restantes. Si bien no cumple estrictamente el criterio de espaciamiento para 5/8", la diferencia entre 19 y 20cm es mínimo y puede despreciarse.

8.7.3. Rama Y2.

Para iniciar, calcularemos la esbeltez de esta rama. En este caso la rama presenta una longitud de 2.15m.

$$7 \times 2.90/2.15 = 9.44(\text{mayor que } 2)$$

Concluimos que es un muro esbelto. En la presenta rama, sí verificaremos la necesidad de elementos de confinamiento en el borde inferior, ya que no presenta ramas en ese borde.

8.7.3.1. análisis estructural.

Del modelo, obtenemos las solicitaciones para los diferentes casos de carga.

Tabla 8-12 Solicitaciones en Rama Y2 para Placa 6

Caso de Carga	P (ton)	Mx-x (ton-m)	Vy-y (ton)
Carga Muerta	113.46	-0.78	0.92
Carga Viva	35.30	-0.11	0.73
Sismo Y-Y en S1	-228.04	-138.33	23.64
Sismo Y-Y en S2	-264.60	-162.01	27.34

Como ya se analizó previamente, las solicitaciones de momento flector y cortante son mayores en S2 respecto a S1. Porcentualmente, el momento es mayor en 17%; y la cortante en 16%. Se puede apreciar que las cargas axiales debido al sismo son muy elevadas.

Amplificando las cargas según las combinaciones de la norma, obtenemos las cargas de diseño para ambos tipos de suelo.

Tabla 8-13 Cargas Amplificadas de Rama Y2 para Suelo S1

Combinación	P (ton)	Mx-x (ton-m)	Vy-y (ton)
1.4CM + 1.7CV	218.85	-1.28	2.53
1.25 (CM+CV) + SY	-42.09	-139.44	25.70
1.25 (CM+CV) - SY	413.99	137.22	-21.58
0.9CM + SY	-125.93	-139.03	24.47
0.9CM - SY	330.15	137.63	-22.81

Tabla 8-14 Cargas Amplificadas de Rama Y2 para Suelo S2

Combinación	P (ton)	Mx-x (ton-m)	Vy-y (ton)
1.4CM + 1.7CV	218.85	-1.28	2.53
1.25 (CM+CV) + SY	-78.65	-163.12	29.40
1.25 (CM+CV) - SY	450.55	160.90	-25.28
0.9CM + SY	-162.49	-162.71	28.17
0.9CM - SY	366.71	161.31	-26.51

8.7.3.2. diseño por flexocompresión.

A continuación, se presenta el diagrama de interacción para ambos tipos de suelo con sus respectivas solicitaciones.

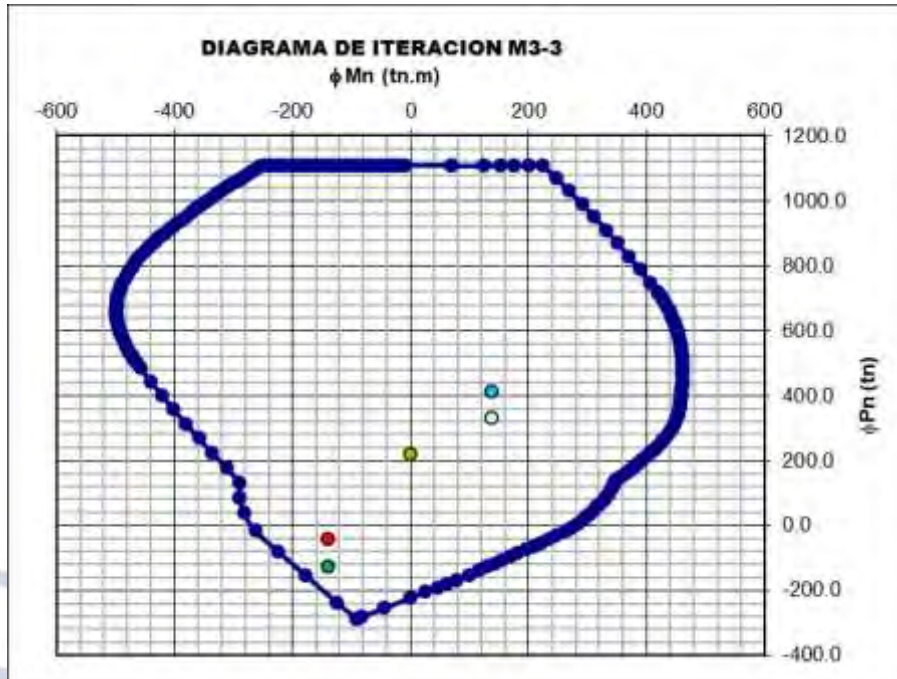


Figura 8-11 Diagrama de Interacción de Rama Y2 para Suelo S1

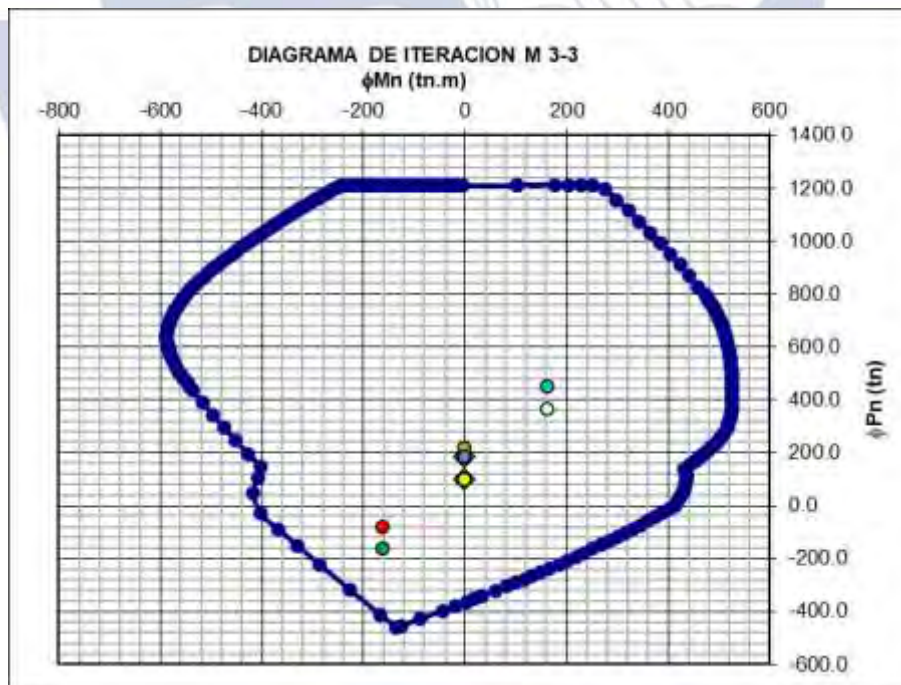


Figura 8-12 Diagrama de Interacción de Rama Y2 para Suelo S2

Como se observa, el diseño por flexocompresión cumple para ambos tipos de suelo.

8.7.3.3. diseño por cortante (capacidad).

Como se aprecia, las cargas axiales del sismo producirán algunas veces tracciones importantes. Por ello se reducirá el aporte de concreto a través del siguiente factor:

$$\left(1 - \frac{Nu}{35Ag}\right)$$

Al igual que realizamos con las anteriores ramas, debemos calcular la sollicitación para las diferentes combinaciones de carga. En este caso empezaremos revisando el suelo S1.

Tabla 8-15 Cálculo de Cortante por Capacidad para Rama Y2 en Suelo S1

Combinación	Vua	Pu	Factor	Vucap
	ton	ton	Mn/Mu	ton
1.25 (CM+CV) + SY	25.70	-42.09	2.09	54
1.25 (CM+CV) - SY	21.58	413.99	4.60	100
0.9CM + SY	24.47	-125.93	1.80	44
0.9CM - SY	22.81	330.15	4.27	98

De lo anterior, obtenemos que la mayor sollicitación por capacidad es 76 ton.

Luego de calcular la sollicitación, procederemos a calcular la resistencia. Como la esbeltez es mayor a 2, el factor α es igual a 0.53. Entonces se calcula la resistencia a corte para el caso más desfavorable a compresión:

$$Vc = Acw \alpha \sqrt{f'c} = 25 \times 0.80 \times 215 \times 0.53 \times \sqrt{210} = 33 \text{ ton}$$

A modo de refuerzo horizontal proponemos una doble malla de 1/2" @ .25, obteniendo una resistencia del acero igual a:

$$\rho h = \frac{2 \times 1.29 \times 100/25}{100 \times 25} = 0.00413 > 0.0025 (\rho h \text{ min})$$

$$Vs = Acw \rho h fy = 25 \times 0.80 \times 215 \times 0.00413 \times 4200 = 74 \text{ ton}$$

$$\phi Vn = \phi (Vc + Vs) = 33 + 74 = 107 \text{ ton} > Vu = 100 \text{ ton}$$

Para verificar el caso más desfavorable en tracción, debemos recalculamos la resistencia a corte del concreto:

$$Vc = Acw \alpha \sqrt{f'c} \left(1 - \frac{Nu}{35Ag}\right) = 33 \left(1 - \frac{126000}{35 \times 9375}\right) = 20 \text{ ton}$$

$$\phi Vn = \phi (Vc + Vs) = 20 + 74 = 94 \text{ ton} > Vu = 44 \text{ ton}$$

Por lo tanto, verificamos que, en todos los casos, el diseño por cortante cumple satisfactoriamente.

Del mismo modo, se verificará la fuerza cortante para el suelo S2. Mostramos las sollicitaciones para las diferentes combinaciones.

Tabla 8-16 Cálculo de Cortante por Capacidad para Rama Y2 en Suelo S2

Combinación	V _{ua}	P _u	Factor	V _{ucap}
	ton	ton	M _n /M _u	ton
1.25 (CM+CV) + SY	29.40	-78.65	2.70	79
1.25 (CM+CV) – SY	25.28	450.55	4.60	116
0.9CM + SY	28.17	-162.49	2.34	66
0.9CM - SY	26.51	366.71	4.47	119

De lo anterior, la máxima sollicitación es 116 ton. En este caso, los factores de amplificación son elevados. Por ello propondremos un refuerzo horizontal de 1/2"@.20 en ambas caras. De esta manera obtendríamos la siguiente resistencia asociada al acero:

$$\rho h = \frac{2 \times 1.29 \times 100/20}{100 \times 25} = 0.00516 > 0.0025(\rho h \text{ min})$$

$$V_s = A_{cw} \rho h f_y = 25 \times 0.80 \times 215 \times 0.00516 \times 4200 = 93 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) = 33 + 93 = 126 \text{ ton} > V_u = 116 \text{ ton}$$

Al igual que se realizó para el suelo S1, calcularemos el caso con las mayores tracciones:

$$V_c = A_{cw} \alpha \sqrt{f'_c} \left(1 - \frac{N_u}{35A_g}\right) = 33 \left(1 - \frac{162490}{35 \times 9375}\right) = 17 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) = 17 + 93 = 110 \text{ ton} > V_u = 66 \text{ ton}$$

Por lo tanto, se da por conforme el diseño por capacidad para el suelo S2.

8.7.3.4. elementos de confinamiento.

En la presente rama, se observa que el borde superior presenta un ala. Por ello, solo se verificará la necesidad de confinar el borde inferior.

Para simplificar nuestros cálculos, utilizaremos los cocientes $\delta u/hm$ calculados para la rama Y1. En S1, $\delta u/hm = 0.00265$; y para S2, $\delta u/hm = 0.00284$. Como ya se mencionó se usará el P_u con mayor compresión para el cálculo del eje neutro.

Tabla 8-17 Cálculo de Núcleos Confinados para Rama Y1

	Borde	c (cm)	C _c (ton)	F _s (ton)	P _n (ton)	c lim (cm)
S1	Superior	-	-	-	-	-
	Inferior	115.3	437	-23	414	135
S2	Superior	-	-	-	-	-
	Inferior	120.9	459	-8	451	126

Al igual que la rama Y1, en este caso no es necesario confinar el elemento de borde inferior. Sin embargo, se ve por conveniente confinarlo de todos modos por la importancia estructural de la presente placa.

Ahora calcularemos el espaciamiento de los estribos en los bordes confinados:

- $8 d = 8 \times 1.59 = 12.72\text{cm}$ (5/8"); $8 \times 1.91 = 15.28\text{cm}$ (3/4"); $8 \times 2.54 = 20.32\text{cm}$ (1"). En este caso se usó el criterio de la Norma E.060-2019 por dar valores más conservadores.
- La menor dimensión de la sección transversal del núcleo confinado: 25 cm
- 25cm

De los anteriores espaciamientos obtenidos, elegimos un espaciamiento de 12.5cm, cumpliendo con lo requerido.

La altura del núcleo confinado es del mayor de los siguientes valores:

- Longitud del muro: 2.15m
- $\mu/4v_u$: Para ambos tipos de suelo el cociente nos da un valor máximo igual a 1.53m

Por ello concluimos que la altura de confinamiento solo sería hasta 2.15m(primer piso). Sin embargo, se confinará hasta el segundo nivel.

En las zonas donde no se requieran los núcleos confinados, el espaciamiento se calcula como el menor de los siguientes valores:

- $12 d = 12 \times 1.59 = 19.1 \text{ cm}$ (5/8"); $12 \times 1.91 = 22.92 \text{ cm}$ (3/4"); o $12 \times 2.54 = 25.40 \text{ cm}$ (1"). Se uso el criterio de la Norma E.060-2019 por ser más conservador.
- 48 el diámetro del escribo = $48 \times 0.95=45.6 \text{ cm}$
- Menor dimensión del elemento de borde: 25cm
- 25 cm

De las anteriores expresiones, se escoge el espaciamiento de 20 cm. Si bien no cumple el criterio de espaciamiento para 5/8", la diferencia entre 19 y 20cm es mínimo.

Finalmente, el armado de la Placa 6 para los dos tipos de suelos quedaría de la siguiente manera:

8.7.4. Análisis en conjunto.

Como se comentó al inicio de este capítulo, se decidió por dividir la placa en "ramas" ya que así lo indica la norma E.060. Sin embargo, ahora analizaremos toda la placa en sus dos sentidos por flexocompresión con la finalidad de encontrar diferencias con lo propuesto por la norma.

A diferencia de los anteriores casos, ahora analizaremos tanto el momento en X-X como en Y-Y.

8.7.4.1. análisis estructural.

Del modelo, obtenemos las solicitaciones para los diferentes casos de carga. En este caso solo utilizaremos los momentos.

Tabla 8-18 Solicitaciones para Placa 6

Caso de Carga	P (ton)	Mx-x (ton-m)	My-y (ton-m)
Carga Muerta	341.96	14.87	-26.73
Carga Viva	91.47	-1.47	9.24
Sismo X-X en S1	31.55	-455.17	1229.46
Sismo Y-Y en S1	60.51	1040.97	-780.52
Sismo X-X en S2	43.93	-615.95	1736.42
Sismo Y-Y en S2	79.67	1228.30	-897.31

Puede apreciarse que las solicitaciones de momento flector y cortante son mayores en S2 respecto a S1. Porcentualmente, el momento es mayor en 41% para el sismo en la dirección X-X; y en 18% para la dirección Y-Y.

Amplificando las cargas según las combinaciones de la norma, obtenemos las cargas de diseño para ambos tipos de suelo.

Tabla 8-19 Cargas Amplificadas de Placa 6 para Suelo S1

Combinación	P (ton)	Mx-x (ton-m)	My-y (ton-m)
1.4CM + 1.7CV	634.24	18.32	-21.71
1.25 (CM+CV) + SX	573.34	-438.42	1207.60
1.25 (CM+CV) - SX	510.24	471.92	-1251.32
0.9CM + SX	339.31	-441.79	1205.40
0.9CM - SX	276.21	468.55	-1253.52
1.25 (CM+CV) + SY	602.30	1057.72	-802.38
1.25 (CM+CV) - SY	481.28	-1024.22	758.66
0.9CM + SY	368.27	1054.35	-804.58
0.9CM - SY	247.25	-1027.59	756.46

Tabla 8-20 Cargas Amplificadas de Placa 6 para Suelo S2

Combinación	P (ton)	Mx-x (ton-m)	My-y (ton-m)
1.4CM + 1.7CV	634.24	18.32	-21.71
1.25 (CM+CV) + SX	585.72	-599.20	1714.56
1.25 (CM+CV) - SX	497.86	632.70	-1758.28
0.9CM + SX	351.69	-602.57	1712.36
0.9CM - SX	263.83	629.33	-1760.48
1.25 (CM+CV) + SY	621.46	1245.05	-919.17
1.25 (CM+CV) - SY	462.12	-1211.55	875.45
0.9CM + SY	387.43	1241.68	-921.37
0.9CM - SY	228.09	-1214.92	873.25

8.7.4.2. diseño por flexocompresión.

A continuación, se presenta el diagrama de interacción para ambos tipos de suelo con sus respectivas solicitaciones.

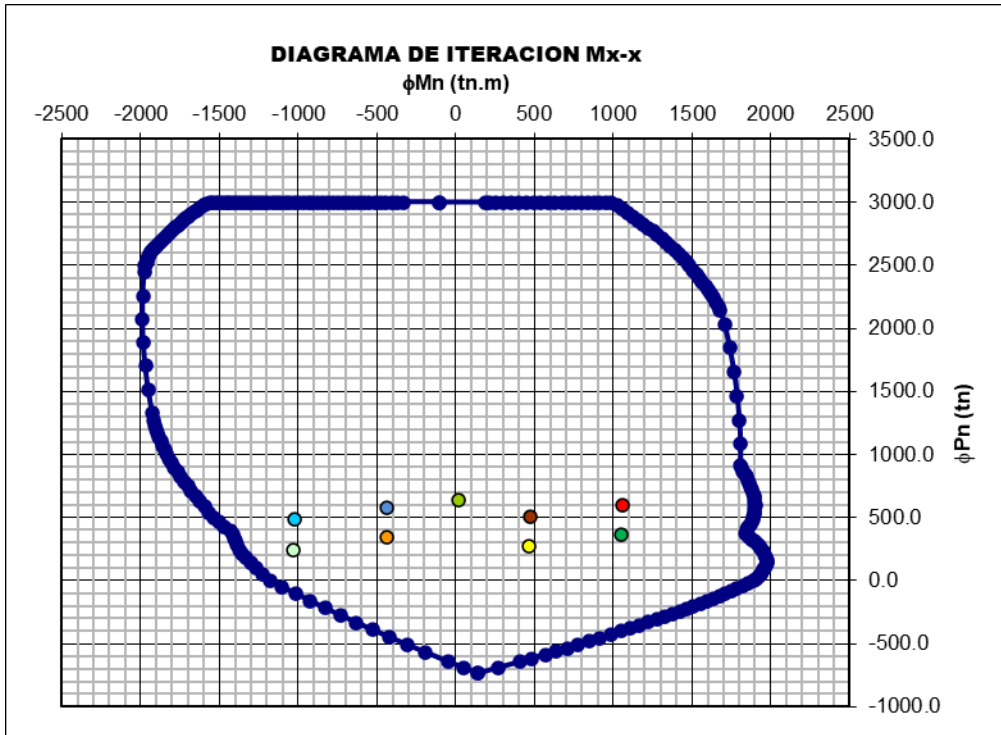


Figura 8-13 Diagrama de Interacción de Placa 6 para Suelo S1 (Mx-x)

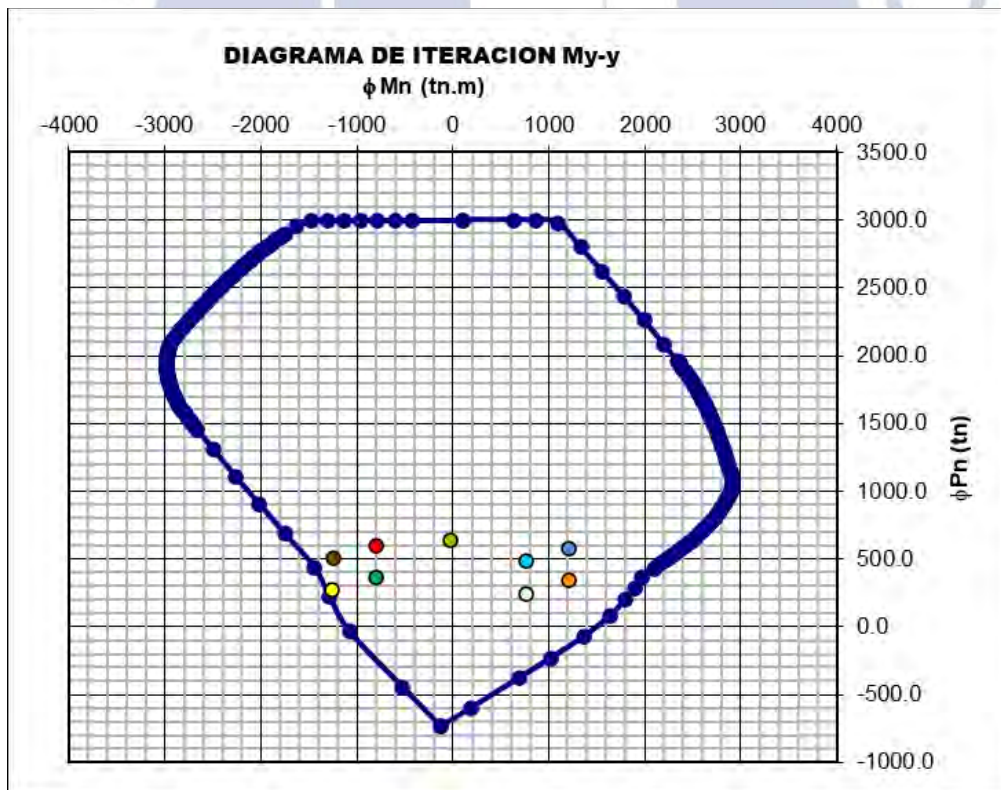


Figura 8-14 Diagrama de Interacción de Placa 6 para Suelo S1 (My-y)

Por lo visto en las figuras anteriores, vemos que el diseño por flexocompresión es satisfactorio para el suelo S1. A continuación presentamos los diagramas para el suelo S2.

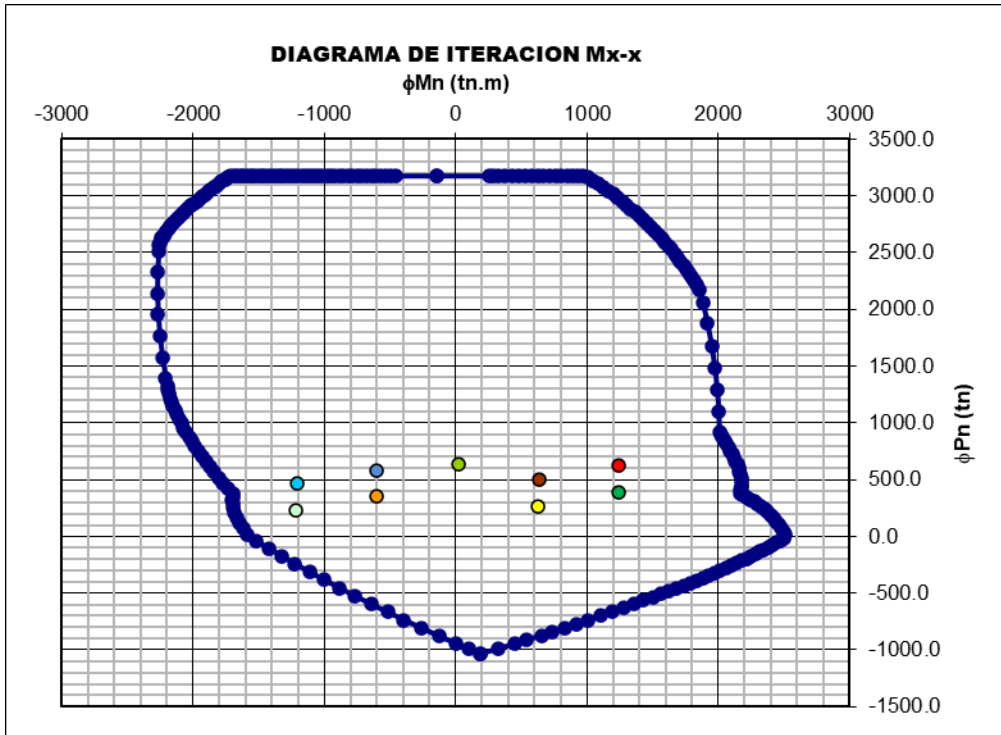


Figura 8-15 Diagrama de Interacción de Placa 6 para Suelo S2 (Mx-x)

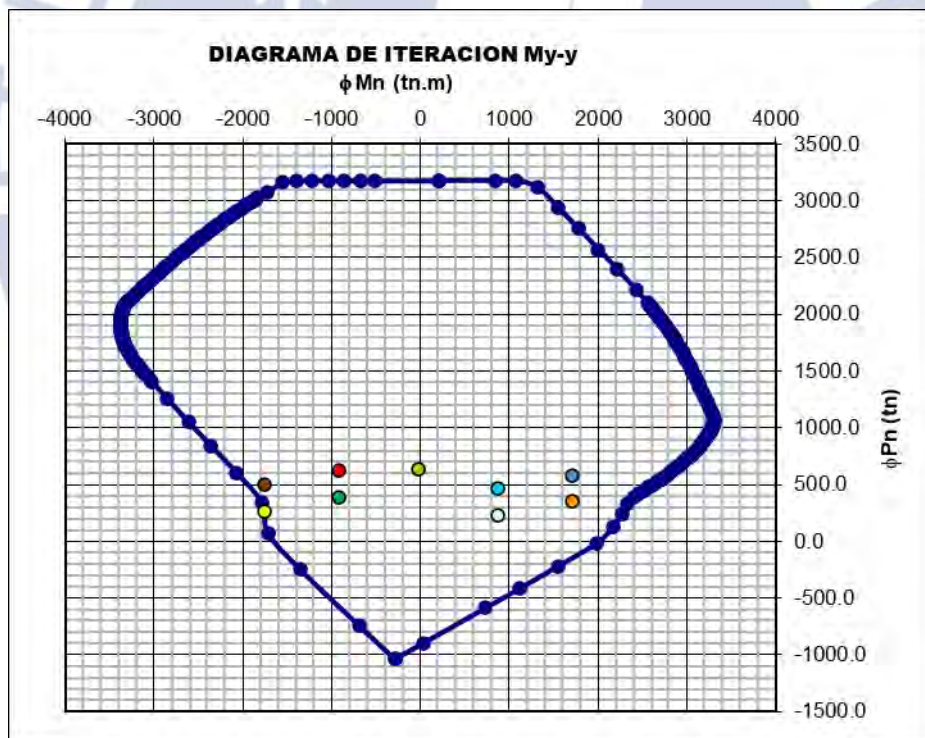


Figura 8-16 Diagrama de Interacción de Placa 6 para Suelo S2 (My-y)

De igual forma se observa que con el armado propuesto, cumple el diseño por flexocompresión. Para ambos tipos de suelo, pudo apreciarse que hay más holgura para el momento Mx-x. Sin embargo, tampoco se aprecia demasiada holgura por lo que nuestro diseño es eficiente al analizarlo de manera global.

Para finalizar este diseño, se muestra el diseño para ambos tipos de suelo de la Placa 6. Notar que el refuerzo horizontal ingresa en el núcleo confinado para que en caso se desprenda el recubrimiento en los núcleos, la resistencia a corte no se vea severamente afectada.

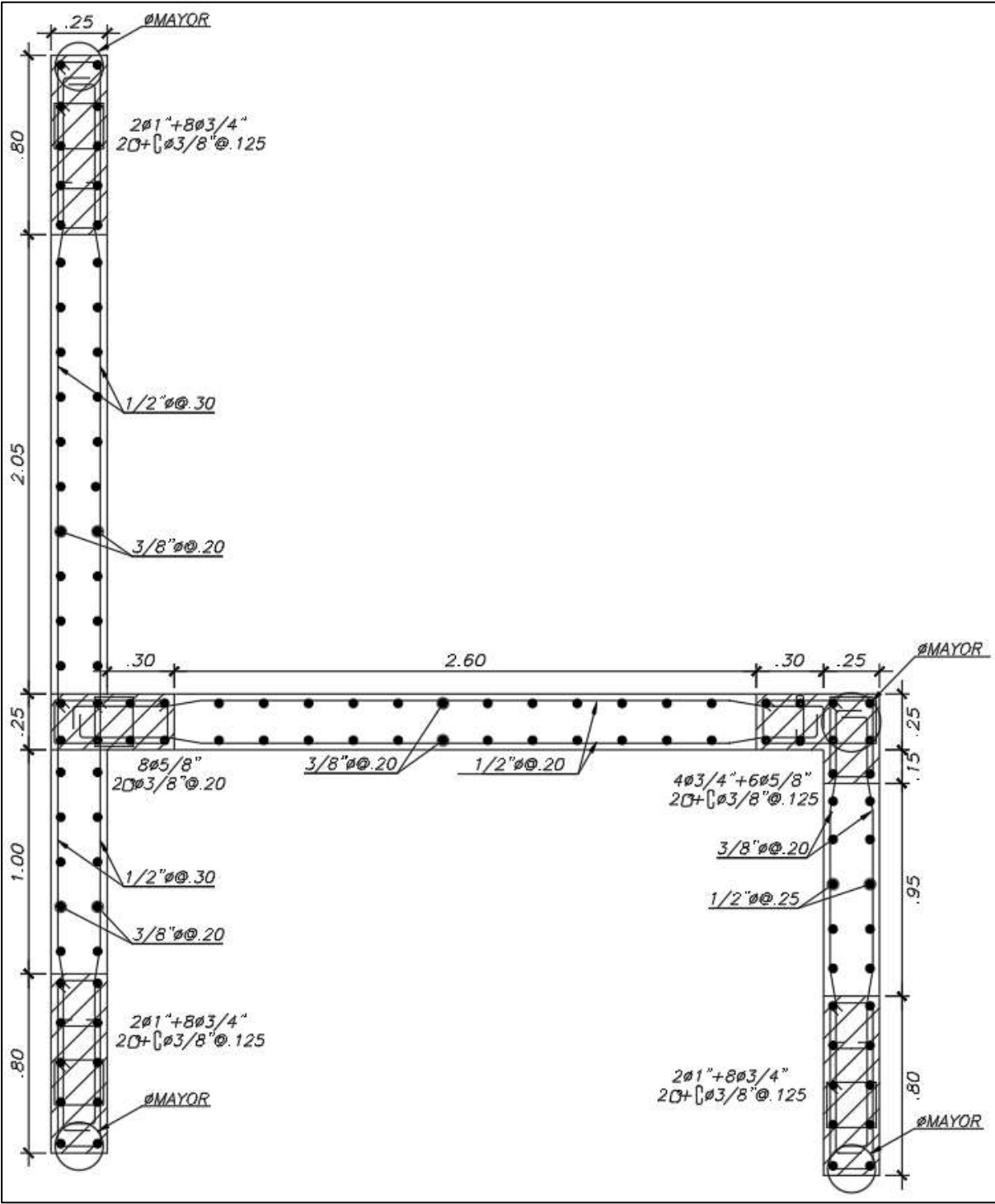


Figura 8-17 Armado final de Placa 6 para SI

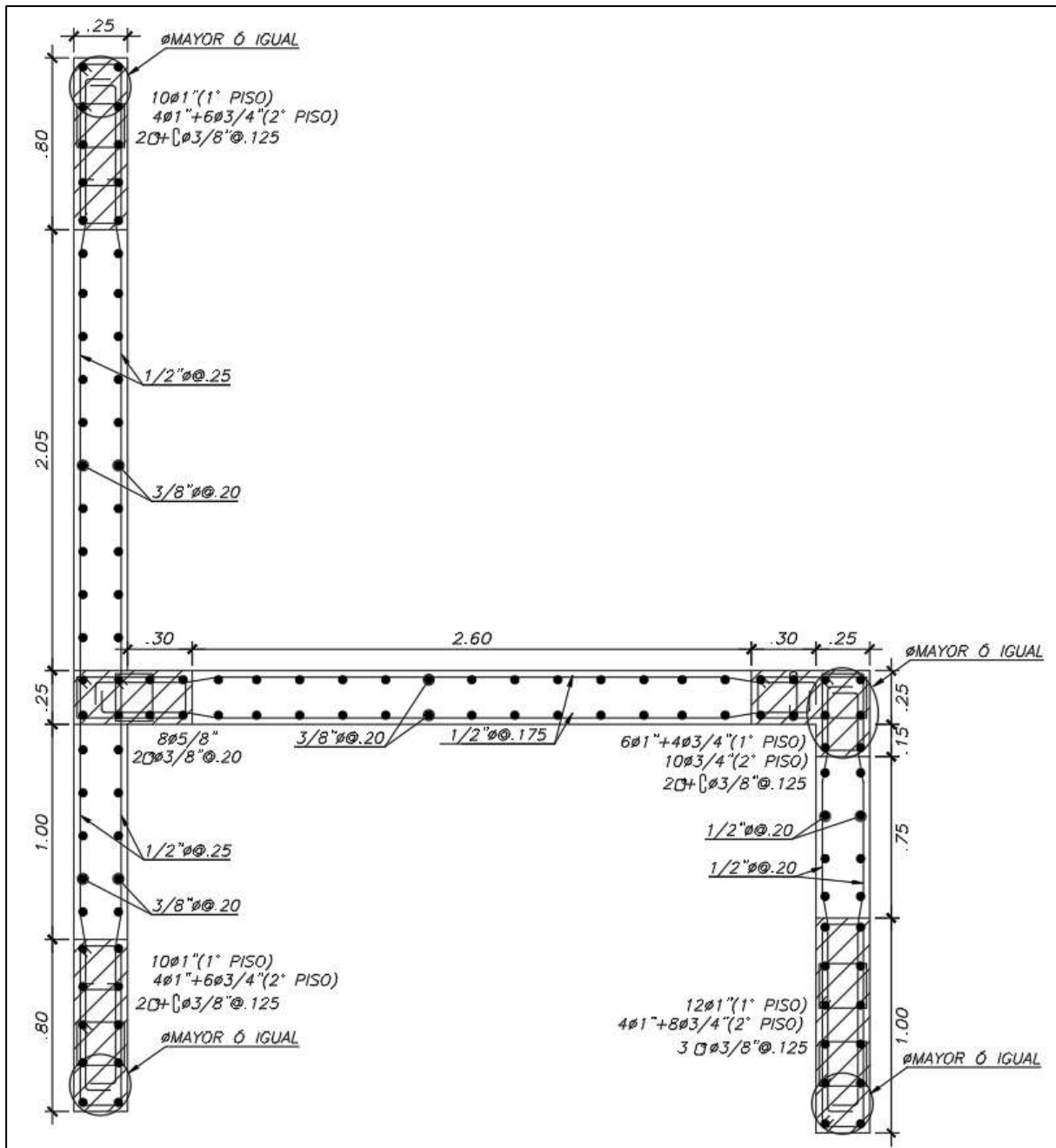


Figura 8-18 Armado final de Placa 6 para S2

Capítulo 9. Diseño de Cimentación

La cimentación de un edificio tiene como finalidad transmitir todas las cargas de los elementos verticales (placas y columnas) hacia el terreno generando esfuerzos a lo largo del área de la cimentación, los cuales no deben de ser mayores a la capacidad del suelo.

Teniendo en cuenta que la capacidad del suelo se representa con la presión admisible, obtenida de un estudio de mecánica de suelos (EMS). Para el Edificio S1 se tiene una presión admisible de 4 kg/cm^2 , para el Edificio S2 se tiene una presión admisible de 2 kg/cm^2 y peso específico de 1.8 ton/m^3 para ambos edificios.

Según la distribución de elementos verticales en el proyecto, se cuentan con zapatas aisladas (con elementos verticales ubicados en el centro del cimiento), zapatas conectadas (con elementos estructurales ubicados en el perímetro del terreno) y zapatas combinadas (cuando se superponen las zapatas de los elementos verticales).

9.1. Análisis de Presiones

Cuando se tiene cargas axiales y momentos que generan una baja excentricidad, se asume una distribución lineal de esfuerzos, calculada de la siguiente manera:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M * y}{I} ; e \leq \frac{L}{6}$$

Mientras que para cuando se tenga una alta excentricidad y se genere esfuerzo a tracción en la cimentación, se tiene que redistribuir los esfuerzos de manera uniforme, mediante la ecuación de Meyerhoff:

$$\sigma = \frac{3P}{2L * \left(\frac{B}{2} - e\right)} ; e > \frac{L}{6}$$

Donde:

- σ = Esfuerzo en el suelo
- P = Carga axial en la zapata
- A = Área de la zapata
- M = Momento flector en la zapata
- y = Distancia desde el C.G. de la zapata
- I = Momento de Inercia de la zapata

- L = Largo de la zapata
- B = Ancho de la zapata
- e = Excentricidad

El cálculo de presiones se debe realizar bajo condiciones de servicio ya que la capacidad portante del suelo se analiza con esfuerzos admisibles. En caso actúen cargas de sismo, La Norma E.060 indica que estas podrán reducirse en un 80%. Además, en donde se incluya cargas de sismo se podrá incrementar en un 30% la capacidad portante del suelo (esfuerzo admisible). Porque las cargas de sismo no son constantes sino más bien de baja duración.

9.2. Diseño por Corte

Debido a que las zapatas no pueden utilizar estribos, las fuerzas cortantes producidas por las presiones del suelo son asumidas directamente por el concreto, por esta razón la resistencia al corte de una cimentación está condicionada por su peralte. Además, tener en cuenta que el peralte de la cimentación debe ser lo suficiente para garantizar el anclaje del elemento vertical (placa o columna).

Las presiones se calcularán con las combinaciones por resistencia de la Norma E.060, analizándose dos tipos de corte, simple y punzonamiento.

9.2.1. Corte por flexión.

De igual manera que las vigas y losas, en una cimentación se analiza el esfuerzo cortante de la sección crítica que se ubica a “ d ” desde la cara del elemento vertical (columna o placa).

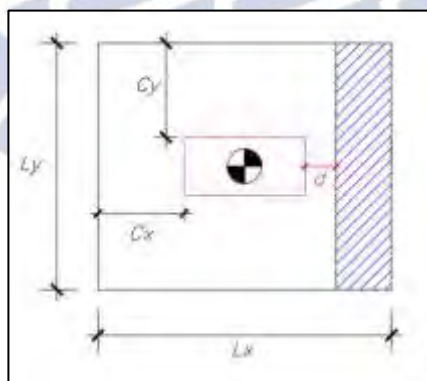


Figura 9-1 Área de la sección crítica de la cimentación por corte

La fuerza cortante requerida para corte por flexión es la siguiente:

$$V_{u_x} = \sigma_u * L_y * (C_x - d)$$

$$V_{u,y} = \sigma_u * L_x * (C_y - d)$$

Donde:

- L_x o L_y = ancho de la cimentación en la dirección de análisis
- d = Peralte efectivo (altura cimentación disminuido en 10 cm)
- C_x o C_y = Longitud de volado en la dirección de análisis

La resistencia de diseño para corte por flexión es la siguiente:

$$\Phi V_{c_x} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * L_y * d$$

$$\Phi V_{c_y} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * L_x * d$$

Donde:

- L_x o L_y = largo de la cimentación en la dirección de análisis
- d = Peralte efectivo (altura cimentación disminuido en 10 cm)
- f'_c = Resistencia a compresión del concreto
- ΦV_c = Resistencia simple al corte

Luego de calcular la resistencia de diseño y la requerida, se deberá cumplir que $\Phi V_c > V_u$, en caso no se cumpla esta condición se tendrá que cambiar las dimensiones de la cimentación (aumentar el peralte).

9.2.2. Corte por punzonamiento.

La falla por punzonamiento se puede presentar cuando el elemento trabaja en las dos direcciones. La falla por lo general se presenta a $d/2$ desde la cara del elemento vertical (columna o placa).

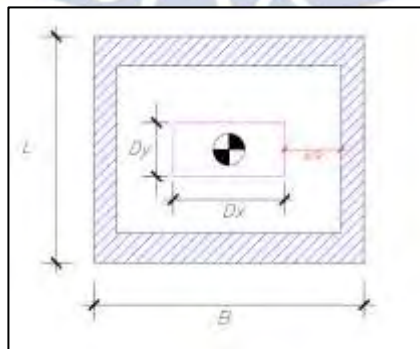


Figura 9-2 Área de la sección crítica de la cimentación por punzonamiento

La fuerza cortante requerida por punzonamiento es la siguiente:

$$V_u = \sigma_u * (A_{total} - A_0)$$

Donde:

- V_u = Fuerza cortante requerida
- σ_u = Esfuerzo requerido
- A_{total} = Área total de la cimentación = $L * B$
- A_0 = Área de la sección crítica = $(D_x + d)(D_y + d)$

La resistencia de diseño (fuerza cortante) por punzonamiento es la menor de:

$$\Phi V_c = \Phi * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \sqrt{f'_c} * b_0 * d$$

$$\Phi V_c = \Phi * 0.27 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_0} + 2\right) * \sqrt{f'_c} * b_0 * d$$

$$\Phi V_c = \Phi * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_0 * d$$

Donde:

- b_0 = Perímetro de la sección crítica
- d = Peralte efectivo de la cimentación
- α_s = 40 para columnas interiores; 30, laterales; 20, esquineras
- β = Relación de la dimensión mayor y menor del elemento vertical

Luego de calcular la resistencia de diseño y la requerida, se deberá cumplir que $\Phi V_c > V_u$, en caso no se cumpla esta condición se tendrá que cambiar las dimensiones de la cimentación (aumentar el peralte).

9.3. Diseño por Flexión

Nos permite calcular el área de acero necesaria para que la cimentación resista los esfuerzos de tracción en las fibras inferiores de la zapata en ambas direcciones. Se calcula el momento flector ultimo a la cara del elemento vertical (placa o columna). Además, se tiene que tener en cuenta que la cuantía mínima de acero, según la Norma E.060 es de 0.0018 y se debe cumplir para tener una falla dúctil.

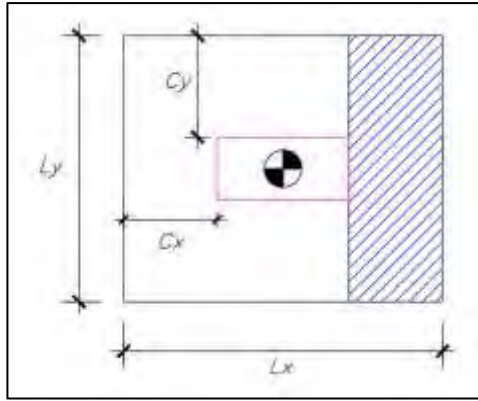


Figura 9-3 Área de la sección para el cálculo del momento por flexión

El momento ultimo requerido por flexión es el siguiente:

$$M_{u_x} = \sigma_u * (C_x)^2 * \frac{L_y}{2}$$

$$M_{u_y} = \sigma_u * (C_y)^2 * \frac{L_x}{2}$$

Donde:

- L_x o L_y = largo de la cimentación en la dirección de análisis
- C_x o C_y = longitud de volado en la dirección de análisis

Para el cálculo del acero se realiza de la siguiente manera:

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

9.4. Ejemplo de diseño Zapata Aislada

Se realizará un ejemplo de diseño de la zapata aislada que soporta a la Columna C2 entre el eje 4 y E, para los edificios S1 y S2.

Las dimensiones de la columna son los siguientes:

- $L_x = 0.75 \text{ m}$
- $L_y = 0.25 \text{ m}$

En la tabla 4-1 y 4-2 se presentan las cargas para ambos edificios, estos datos son obtuvieron del modelo estructural en el programa ETABS.

Tabla 9-1 Cargas en la base de C2 del Edificio S1

Caso de Carga	P (ton)	Mx-x (ton-m)	My-y (ton-m)
Muerta	124.91	-0.60	1.72
Viva	24.59	-0.07	0.39
Sismo XX	1.20	-0.09	5.14
Sismo YY	-13.97	0.97	-1.59

Tabla 9-2 Cargas en la base de C2 del Edificio S2

Caso de Carga	P (ton)	Mx-x (ton-m)	My-y (ton-m)
Muerta	124.91	-0.60	1.72
Viva	24.59	-0.07	0.39
Sismo XX	1.67	-0.13	7.74
Sismo YY	-16.74	1.24	-2.19

Para el dimensionamiento de la zapata se estimará como un 5% de las cargas de gravedad para el suelo S1; y 10% para el suelo S2. En el caso de sismo se amplificará la carga admisible en un 30%. Como los momentos son pequeños en comparación con la carga axial, estos no serán usados en el dimensionamiento.

- Suelo S1

$$A_{requerida1} = \frac{1.05 * (124.91 + 24.59)}{\sigma_{adm}} = \frac{1.05 * (124.91 + 24.59)}{40} = 3.92 \text{ m}^2$$

$$A_{requerida2} = \frac{1.05 * (124.91 + 24.59) + 13.97}{1.3 * \sigma_{adm}} = \frac{1.05 * (149.50) + 13.97}{1.3 * 40} = 3.29 \text{ m}^2$$

Se requiere un área de 3.92 m^2 , por lo que hemos considerado un volado de 85 cm en ambas direcciones. Las dimensiones de la zapata serán 2.45 x 1.95 m (4.78 m^2). Con respecto al peralte se estimó en 60 cm.

- Suelo S2

$$A_{requerida1} = \frac{1.10 * (124.91 + 24.59)}{\sigma_{adm}} = \frac{1.10 * (124.91 + 24.59)}{20} = 8.22 \text{ m}^2$$

$$A_{requerida2} = \frac{1.10 * (124.91 + 24.59) + 16.74}{1.3 * \sigma_{adm}} = \frac{1.10 * (149.50) + 16.74}{1.3 * 20} = 6.97 \text{ m}^2$$

Se requiere un área de 8.22 m^2 , por lo que hemos considerado un volado de 110 cm en X-X y un volado de 1.55 cm en la dirección Y-Y. Las dimensiones de la zapata preliminares son 2.95 x 3.35 m (9.88 m^2). Con respecto al peralte se estimó en 70 cm.

9.4.1. Análisis de presiones.

Se realizará la verificación de las presiones para las combinaciones de carga de servicio y con sismo en la dirección más representativa. Cuando se incluya el sismo la capacidad admisible aumentará en un 30%. Para simplificar los cálculos, no se tomará en cuenta los momentos en x-x por ser muy pequeños en comparación con las otras solicitaciones. Se ha considerado en las combinaciones el peso propio de la zapata y el peso del relleno como carga muerta adicional.

- **Edificio S1:**

Primero se realizará las combinaciones en servicio y posteriormente se calculará las presiones producidas en cada caso:

Tabla 9-3 Combinaciones de Servicio para Suelo S1

Combinación	P (ton)	My-y (ton-m)
CM+CV	165.85	2.11
CM+CV+0.8SX	167.18	6.22
CM+CV-0.8SX	164.51	-2.00
CM+CV+0.8SY	152.46	0.84
CM+CV-0.8SY	179.24	3.38

Tabla 9-4 Verificación de Presiones para Suelo S1

	σ axial	σ y-y	σ max	σ min	σ adm
CM+CV	34.70	1.08	35.78	33.62	40.00
CM+CV+0.8SX	34.98	3.19	38.17	31.79	52.00
CM+CV-0.8SX	34.42	1.03	35.45	33.39	52.00
CM+CV+0.8SY	31.89	0.43	32.32	31.46	52.00
CM+CV-0.8SY	37.50	1.73	39.23	35.77	52.00

- Edificio S2:

Se realiza un procedimiento parecido al otro tipo de suelo.

Tabla 9-5 Combinaciones de Servicio para Suelo S2

Combinación	P (ton)	My-y (ton-m)
CM+CV	183.88	2.11
CM+CV+0.8SX	185.22	8.30
CM+CV-0.8SX	182.55	-4.08
CM+CV+0.8SY	170.49	0.36
CM+CV-0.8SY	197.27	3.86

Tabla 9-6 Verificación de Presiones para Suelo S2

	σ axial	σ y-y	σ_{max}	σ min	σ adm
CM+CV	18.61	0.43	19.04	18.18	20.00
CM+CV+0.8SX	18.75	1.71	20.46	17.04	26.00
CM+CV-0.8SX	18.48	0.84	19.32	17.64	26.00
CM+CV+0.8SY	17.26	0.07	17.33	17.19	26.00
CM+CV-0.8SY	19.97	0.79	20.76	19.18	26.00

Según lo calculado para ambos tipos de suelo, se cumple con los límites de presión admisible. Es decir, las dimensiones asumidas para ambas zapatas son suficientes. La presión más crítica es la del caso 1 (CM + CV) en ambos edificios, por esta razón para el diseño por flexión y corte se amplificará la presión por 1.55 (Valor intermedio entre 1.40 y 1.70).

- Edificio S1:

$$\sigma_u = 35.78 * 1.55 = 55.46 \text{ ton/m}^2$$

- Edificio S2:

$$\sigma_u = 19.04 * 1.55 = 29.51 \text{ ton/m}^2$$

9.4.2. Diseño por corte.

9.4.2.1. corte simple.

- Edificio S1:

Como los volados son iguales en ambos sentidos, bastará con verificar una dirección. Para ello tomaremos un metro de ancho:

$$V_u = \sigma_u * L * (C - d) = 55.46 * 1.00 * (0.85 - 0.50) = 19.41 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = \Phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * L * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 50 = 32.64 \text{ ton}$$

- Edificio S2:

En este caso los volados son diferentes, por ello bastará verificar el que cuenta con mayor volado. Sin embargo, se verificará en ambos casos a modo de ejemplo:

$$V_{uX} = \sigma_u * L * (C_x - d) = 29.51 * 1.00 * (1.10 - 0.60) = 14.76 \text{ ton}$$

$$V_{uY} = \sigma_u * L * (C_y - d) = 29.51 * 1.00 * (1.55 - 0.60) = 28.03 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = \Phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * L * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 60 = 39.17 \text{ ton}$$

Tabla 9-7 Verificación de corte en zapata aislada

	Edificio S1	Edificio S2
V_u en X	19.41 ton	14.76 ton
V_u en Y	19.41 ton	28.03 ton
ΦV_c	32.64 ton	39.17 ton
$V_u < \Phi V_c$	SI	SI

Según lo calculado para ambos edificios, se cumple que la resistencia a corte es mayor a la requerida en las direcciones X e Y. Por lo que el peralte asignado en ambos casos es el correcto.

9.4.2.2. corte por punzonamiento.

- Edificio S1:

$$A_0 = (D_x + d)(D_y + d) = (0.75 + 0.50)(0.25 + 0.50) = 0.94 \text{ m}^2$$

$$V_u = \sigma_u * (A_{total} - A_0) = 55.46 * (1.95 * 2.45 - 0.94) = 212.83 \text{ ton}$$

$$b_0 = 2(D_x + D_y + d) = 2 * (0.75 + 0.25 + 2 * 0.50) = 4.00 \text{ m}$$

$$\Phi V_{c1} = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\frac{75}{25}} \right) * \sqrt{210} * 400 * 50 = 217.61 \text{ ton}$$

$$\Phi V_{c2} = 0.85 * 0.27 * \left(\frac{40 * 50}{400} + 2 \right) * \sqrt{210} * 400 * 50 = 465.61 \text{ ton}$$

$$\Phi V_{c3} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 400 * 50 = 261.13 \text{ ton}$$

- Edificio S2:

$$A_0 = (D_x + d)(D_y + d) = (0.75 + 0.60)(0.25 + 0.60) = 1.15 \text{ m}^2$$

$$V_u = \sigma_u * (A_{total} - A_0) = 29.51 * (2.95 * 3.35 - 1.15) = 257.70 \text{ ton}$$

$$b_0 = 2(D_x + D_y + 2d) = 2 * (0.75 + 0.25 + 2 * 0.60) = 4.40 \text{ m}$$

$$\Phi V_{c1} = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\frac{75}{25}} \right) * \sqrt{210} * 440 * 60 = 287.25 \text{ ton}$$

$$\Phi V_{c2} = 0.85 * 0.27 * \left(\frac{40 * 60}{440} + 2 \right) * \sqrt{210} * 440 * 60 = 654.51 \text{ ton}$$

$$\Phi V_{c3} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 440 * 60 = 344.70 \text{ ton}$$

Tabla 9-8 Verificación de corte por punzonamiento

	Edificio S1	Edificio S2
V_u	212.83 ton	257.70 ton
$\Phi V_{c_{menor}}$	217.61 ton	287.25 ton
$V_u < \Phi V_c$	SI	SI

Considerando el menor valor calculado para ΦV_c , se cumple que para ambos tipos de suelo la resistencia por punzonamiento es mayor a la requerida.

9.4.3. Diseño por flexión.

- Edificio S1:

Lo primero en calcular es el acero mínimo por flexión:

$$A_{min} = 0.0018 * 100 * 60 = 10.80 \text{ cm}^2$$

Ahora procederemos a realizar el diseño por flexión. En este caso, al ser los volados iguales, se obtendrá valores idénticos de sollicitación.

Tabla 9-9 Diseño por flexión en zapata aislada para Edificio S1

	X-X	Y-Y
Volado (cm)	85	85
Mu (ton-m)	20.03	20.03
As colocado	5/8"@0.175	5/8"@0.175
As (cm ²)	11.43	11.43
φMn (ton-m)	21.02	21.02

- Edificio S2:

De igual manera, primero hallamos el acero mínimo:

$$A_{min} = 0.0018 * 100 * 70 = 12.60 \text{ cm}^2$$

Finalmente procederemos a realizar el diseño por flexión en ambos sentidos:

Tabla 9-10 Diseño por flexión en zapata aislada para Edificio S2

	X-X	Y-Y
Volado (cm)	110	155
Mu (ton-m)	17.85	35.45
As colocado	3/4"@0.20	3/4"@0.15
As (cm ²)	14.20	18.93
φMn (ton-m)	31.31	41.34

Como se aprecia, el acero propuesto nos permite llegar a una resistencia a flexión mayor que la sollicitación para ambos tipos de suelo.

9.5. Ejemplo de Diseño de Viga de Cimentación

Las vigas de conexión o cimentación son elementos que se usan en diferentes casos:

- Tomar los momentos producidos por la excentricidad de una cimentación lateral o esquinera.
- Para tomar los momentos de manera parcial o total en el caso de cimentaciones con grandes momentos flectores.
- Cuando el terreno es malo, para mitigar el efecto de posibles asentamientos y permitir un comportamiento en conjuntos de toda la cimentación

En este caso se usarán vigas rígidas, por lo que debe contar con un considerable peralte en comparación con las zapatas que conecta. Por ello se dimensiona como $L/6$ o $L/7$. Para la presente memoria se presentará el diseño de la siguiente viga de cimentación para el tipo de suelo S1:

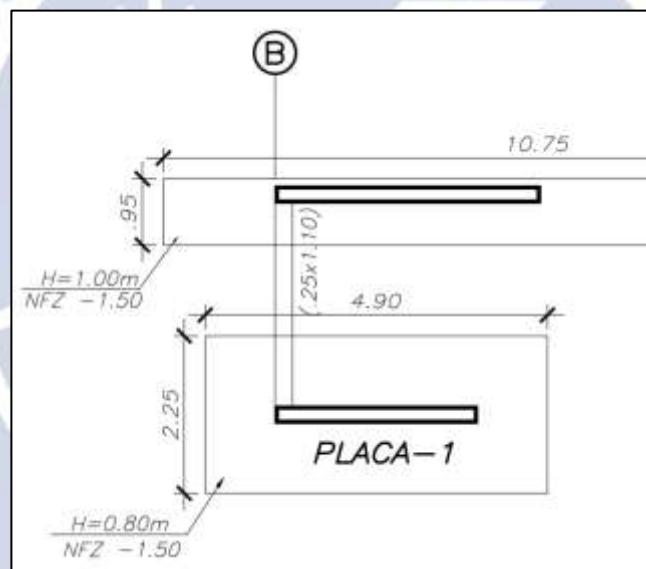


Figura 9-4 Viga de Conexión en planta

Se predimensionará la viga con un ancho de 25cm y un peralte de 110 cm. Esto debido a que las zapatas tienen un peralte máximo de 100 cm hasta 110 cm en otras partes. Con estas dimensiones, se busca un comportamiento rígido de la viga.

A continuación, se muestra las cargas que llegan a ambas columnas, despreciándose los esfuerzos debido al sismo en y-y y los momentos transversales a la viga.

Tabla 9-11 Cargas para el diseño de la viga de conexión

		P (ton)	M (ton-m)
Lateral	CM	110.56	0.15
	CV	11.12	0.01
	Sismo	31.82	2.17
Central	CM	184.92	1.21
	CV	27.24	0.22
	Sismo	17.71	2.67

El modelo de la viga es simplemente apoyado en los centros de cada zapata y la carga es aplicada en el centro de cada elemento vertical. Posteriormente realizaremos las combinaciones según la normativa peruana para generar la envolvente de diseño.

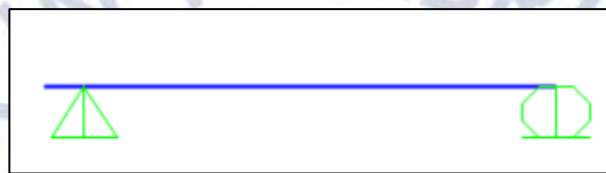


Figura 9-5 Modelo de viga de cimentación

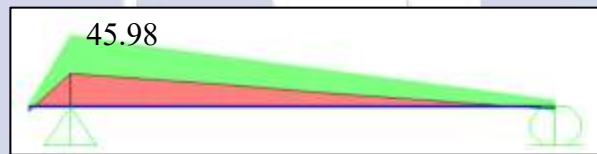


Figura 9-6 DMF de Viga de Cimentación (ton-m)

Como se aprecia el Momento Ultimo es 45.98 ton-m. Calculando el refuerzo:

$$Ku = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{45.98 \times 10^5}{25 \times 100^2} = 18.39$$

Para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, obtenemos una cuantía de 0.52% y un área de 12.95 cm^2 . A modo de verificación, se calculará el acero mínimo.

$$As_{min} = 0.70 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \div fy = \frac{0.70 \times \sqrt{210} \times 25 \times 100}{4200} = 6.04 \text{ cm}^2$$

Como se aprecia, el acero requerido por flexión es mayor que el mínimo, por ello se usará 5 varillas de 3/4" (14.20 cm^2) y para la parte inferior se colocará 3 varillas de 3/4" para cumplir con el acero mínimo.

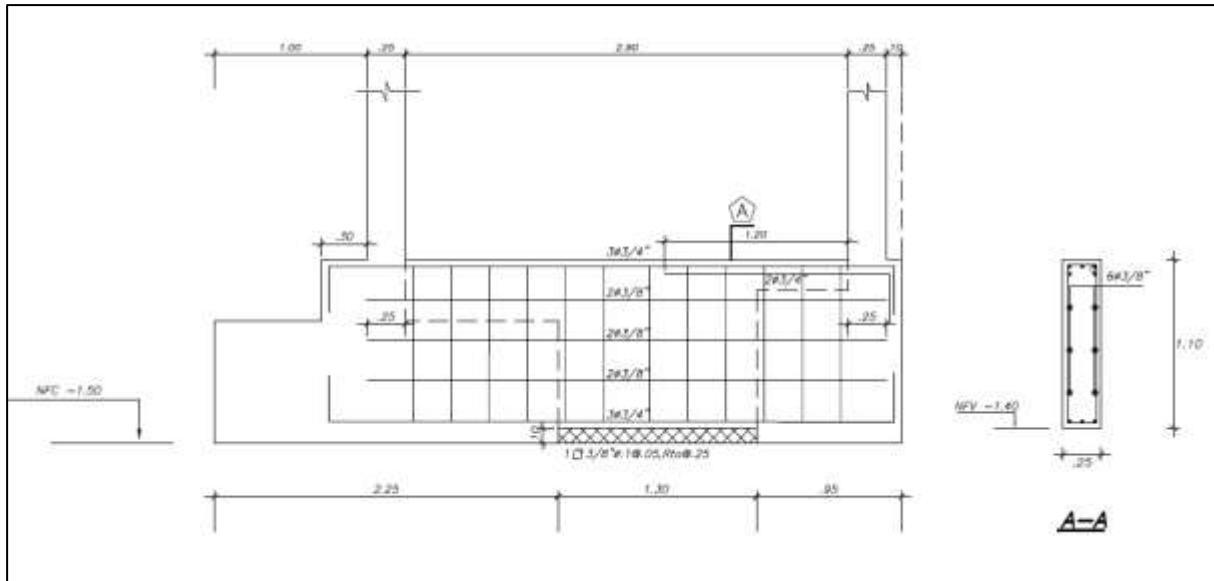


Figura 9-7 Diseño de Viga de Cimentación

9.6. Ejemplo de Diseño de Zapatas Combinadas

Las zapatas combinadas son aquellas cimentaciones que soportan dos o más elementos estructurales verticales como placa o columnas. Se emplean usualmente cuando se traslapen dos zapatas por el poco espacio o cuando se requiera aumentar la inercia de la zapata para resistir momentos importantes. Para este tipo de cimentaciones, se tendrá las siguientes consideraciones adicionales para análisis y diseño:

- Las cargas y momentos de cada elemento vertical deben ser trasladadas al CG de la zapata. Este proceso debe realizarse para los diferentes casos de carga.
- En algunos casos, el análisis puede simplificarse de forma unidireccional modelando la zapata como una viga continua apoyada en cada elemento vertical.
- En caso contrario, se optará por un análisis bidireccional por elementos finitos, modelando la zapata como una losa apoyada en cada elemento vertical.
- La distribución de presiones se calculará con las mismas hipótesis usados para las zapatas aisladas.

Como ejemplo se mostrará el diseño de la zapata combinada que soporta las placas P-12, P-05 y C-03 para el suelo S1. Previamente debemos calcular los valores geométricos (Área e Inercias) con las dimensiones propuestas. de interés de la zapata combinada:

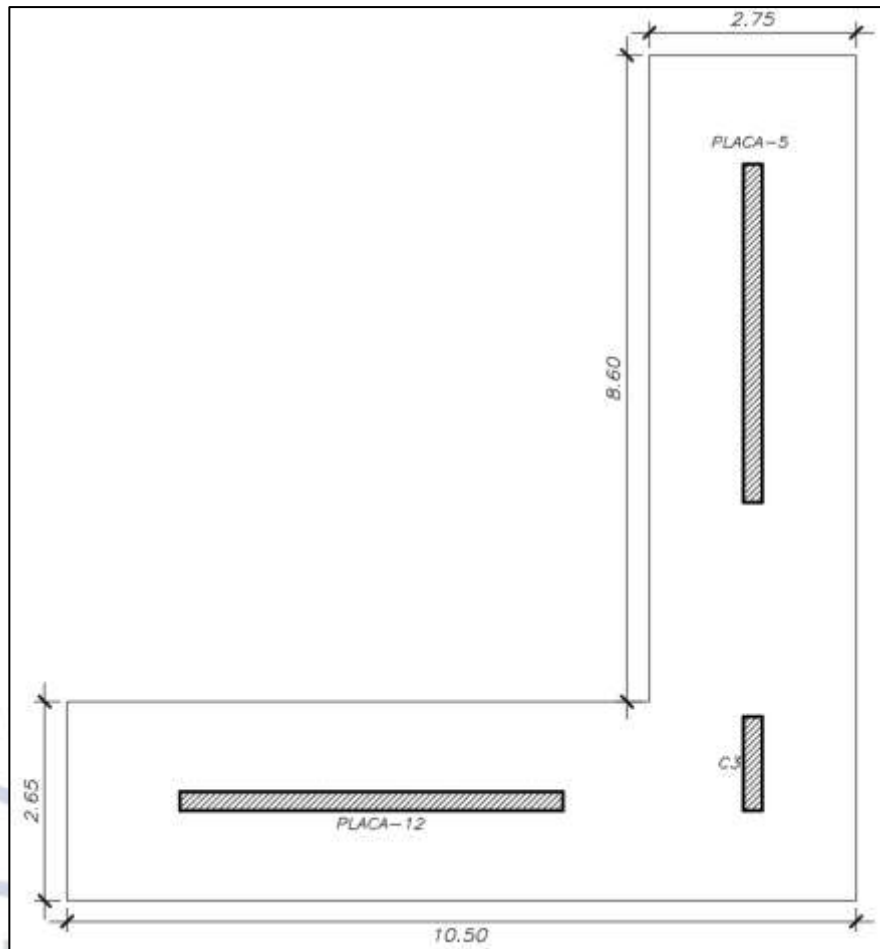


Figura 9-8 Esquema de Zapata Combinada

- $L_x = 10.50$ m
- $L_y = 11.25$ m
- $A = 51.48$ m²
- $I_{xx} = 566$ m⁴
- $I_{yy} = 463$ m⁴

Como se explicará después, estas dimensiones responden a que, al no contar con sótanos el proyecto, se producen momentos sísmicos importantes en el primer piso que coincide con la cimentación. En edificios con sótanos, los efectos sísmicos son atenuados por el confinamiento del terreno, con lo cual el diseño de la cimentación solo se encuentra influenciado principalmente por las cargas de servicio.

A continuación, se muestran las cargas obtenidas del análisis estructural y la excentricidad de cada elemento respecto al C.G. de la zapata.

Tabla 9-12 Cargas en la Zapata Combinada

		P (ton)	ex (m)	ey (m)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
CM	Placa 5	343.58	2.09	3.64	-11.67	1.07
	C3	89.32	2.09	-2.08	1.90	0.26
	Placa 12	162.30	-2.98	-2.58	-0.18	-55.19
CV	Placa 5	57.13	2.09	3.64	-3.02	0.13
	C3	10.87	2.09	-2.08	0.28	0.02
	Placa 12	19.29	-2.98	-2.58	-0.05	-2.19
SX	Placa 5	30.34	2.09	3.64	-303.48	4.86
	C3	61.94	2.09	-2.08	-14.01	1.10
	Placa 12	-55.94	-2.98	-2.58	2.04	1190.64
SY	Placa 5	13.30	2.09	3.64	-704.79	1.09
	C3	-100.57	2.09	-2.08	-32.52	0.61
	Placa 12	-29.57	-2.98	-2.58	4.21	-709.45

Con esos valores procederemos a trasladar las cargas al C.G. de la zapata:

Tabla 9-13 Cargas al C.G. de la zapata combinada

		Pg (ton)	Mxg (ton-m)	Myg (ton-m)	Pg tot (ton)	Mxg tot (ton-m)	Myg tot (ton-m)
CM	Placa 5	343.58	-1262.51	720.73	595.20	-655.16	369.17
	C3	89.32	188.08	187.35			
	Placa 12	162.30	419.27	-538.91			
CV	Placa 5	57.13	-211.01	119.79	87.29	-138.27	82.90
	C3	10.87	22.94	22.79			
	Placa 12	19.29	49.80	-59.68			
SX	Placa 5	30.34	-413.94	68.41	-36.34	-441.37	1556.61
	C3	61.94	115.10	130.84			
	Placa 12	-55.94	-142.53	1357.36			
SY	Placa 5	13.30	-753.21	28.95	-116.84	-1067.57	-802.42
	C3	-100.57	-242.15	-210.04			
	Placa 12	-29.57	-72.21	-621.32			

Para poder verificar las presiones, calcularemos el peso de la zapata y del relleno encima de la zapata. Para ello asumimos un peralte de 1.00 m y se tomó en cuenta los dos niveles de falso piso existente en el primer nivel:

- Peso Propio Zapata = $51.48 \times 0.90 \times 2.40 = 111.20$ ton
- Relleno sobre Zapata = $(11.24 + 8.36) \times 0.45 \times 1.80 + 31.88 \times 0.80 \times 1.80 = 61.79$ ton
- Total (zapata + relleno) = 173 ton

Cabe indicar que no se tomó en cuenta el peso del piso terminado, falso piso o carga viva. En el cálculo del relleno no se descontó el área de los elementos verticales (columnas, placas, tabiquería, etc.).

Luego procedimos a combinar las cargas en servicio para verificar las presiones:

Tabla 9-14 Combinaciones de cargas para zapata combinada

	P (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
CM+CV	855.49	-793.43	452.07
CM+CV+0.8SX	888.63	-1195.96	1697.36
CM+CV-0.8SX	822.35	-390.90	-793.22
CM+CV+0.8SY	744.26	-1809.75	-189.86
CM+CV-0.8SY	966.72	222.90	1094.01

Previo al análisis de presiones, al ser una zapata con forma de “L” definiremos unos puntos en algunos vértices. Posteriormente verificaremos la presión en esos vértices para compararlos y hallar las mayores y mínimas.

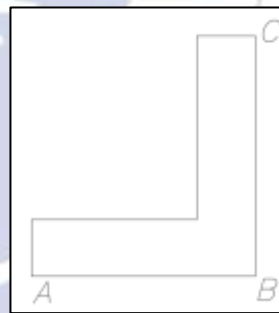


Figura 9-9 Puntos de referencia para verificación de presiones

Tabla 9-15 Verificación de presiones en zapata combinada (ton/m²)

	σ_A	σ_B	σ_C	σ_{max}	σ_{min}	σ_{adm}
CM+CV	4.33	14.59	30.35	30.35	4.59	40.00
CM+CV+0.8SX	25.39	7.39	15.15	25.39	7.39	52.00
CM+CV-0.8SX	4.91	0.60	36.54	36.54	0.60	52.00
CM+CV+0.8SY	-3.64	8.14	37.41	37.41	-3.64	52.00
CM+CV-0.8SY	3.75	28.59	24.16	28.59	3.75	52.00

Como se puede observar, presenta tracciones en algunos casos. De manera conservadora se sumará la presión máxima y la mínima. El caso más crítico es la cuarta combinación:

$$37.41 + 3.64 = 41.05 \text{ ton/m}^2$$

Por ello para el diseño amplificaremos la presión por 1.25 para el diseño por corte y flexión.

$$\sigma_u = 1.25 \times 41.05 = 51.31 \text{ ton/m}^2$$

9.6.1. Diseño en concreto armado.

9.6.1.1. cortante simple.

Se diseñará para 1m de ancho. Para analizar las solicitaciones, revisaremos el modelo de elementos finitos. A continuación, se muestra los valores máximos de cortante a $d=0.90$ m de la cara.

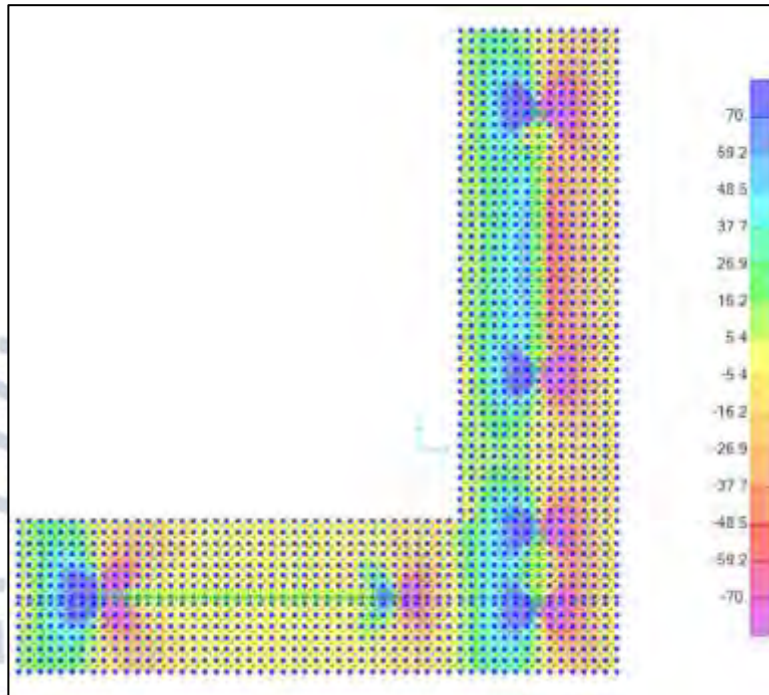


Figura 9-10 Cortante en X-X (V_u max = 31 ton)

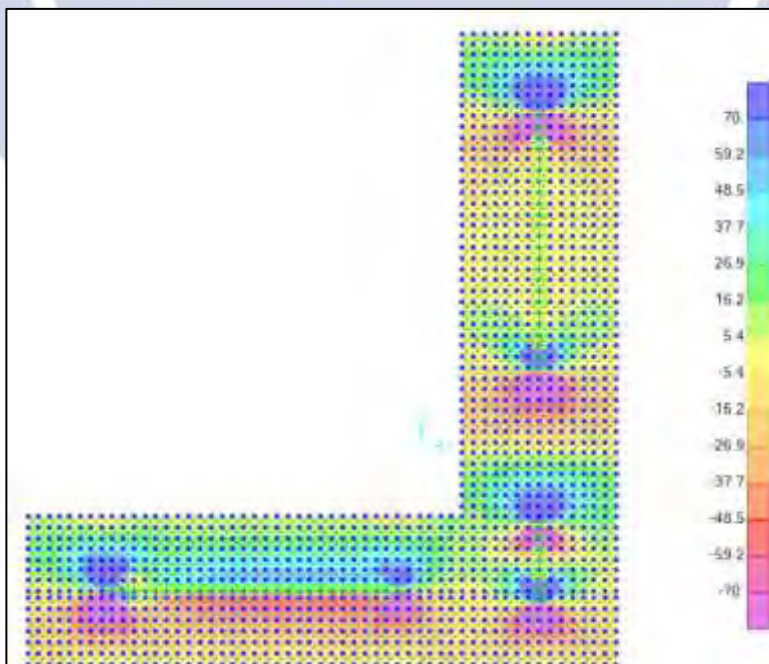


Figura 9-11 Cortante en Y-Y (V_u max = 28 ton)

La resistencia a corte se calculará de la siguiente manera:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 80 = 52 \text{ ton}$$

Como se puede apreciar la resistencia es mayor que la sollicitación.

9.6.1.2. *Punzonamiento*

Para la sollicitación por cortante se calculará primero el área a $d/2$ de la cara de la columna y para la resistencia el perímetro de la misma sección.

Tabla 9-16 Valores para cálculo por punzonamiento

	A_0 (m ²)	b_0 (m)
Placa 12	6.20	13.90
Columna 3	2.15	6.20
Placa 5	5.57	12.70
	13.92	32.80

$$V_u = \sigma_u \times (A_{zap} - A_0) = 51.31 \times (51.47 - 13.92) = 1927 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{210} \times 3280 \times 80 = 3426 \text{ ton}$$

De igual modo, se observa que la resistencia es mayor que la sollicitación.

9.6.1.3. *Flexión*

Previamente se calculará el acero mínimo. Este análisis se realizará para 1m de ancho.

$$A_{smin} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 90 = 16.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin sup.} = 0.0006 \times b \times h = 0.0006 \times 100 \times 90 = 5.40 \text{ cm}^2$$

Para el análisis se usó nuevamente el modelo de elementos finitos, obteniendo los siguientes valores:

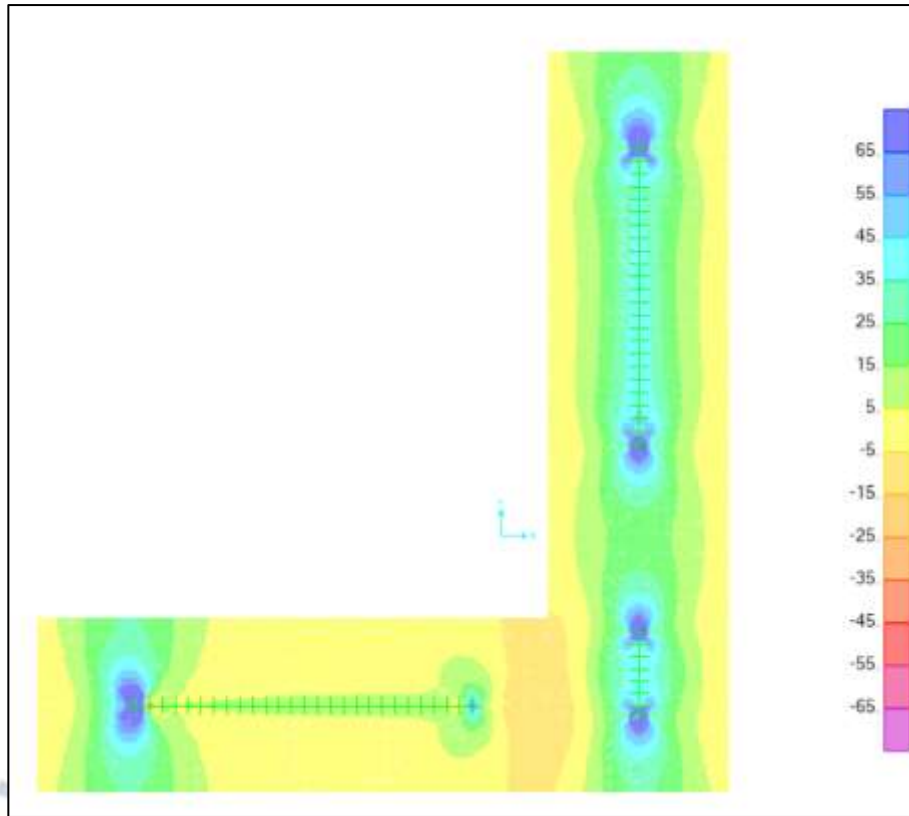


Figura 9-12 Momento último en X-X (ton-m)

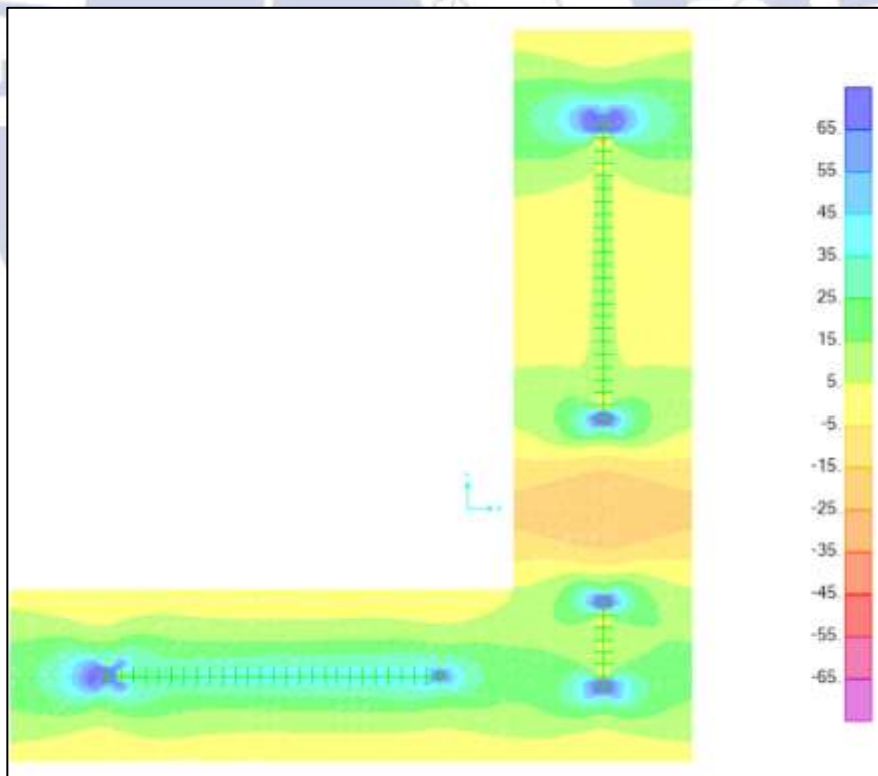


Figura 9-13 Momento último en Y-Y (ton-m)

El diseño por flexión se realizará en cada dirección:

Tabla 9-17 Diseño por flexión de la zapata combinada en la dirección X

	X-X		
	Mu ₁ ⁻	Mu ₂ ⁻	Mu ⁺
Mu (ton-m)	57	41	15
As corrido	1"@0.25	3/4"@0.175	3/4"@0.25
As (cm ²)	20.40	16.23	11.36
ϕMn (ton-m)	60	48	34

Tabla 9-18 Diseño por flexión de la zapata combinada en la dirección Y

	Y-Y		
	Mu ₁ ⁻	Mu ₂ ⁻	Mu ⁺
Mu (ton-m)	37	54	27
As corrido	3/4"@0.175	1"@0.25	3/4"@0.25
As (cm ²)	16.23	20.40	11.36
ϕMn (ton-m)	48	60	34

Como se aprecia, el acero propuesto nos permite llegar a una resistencia a flexión mayor que la sollicitación.

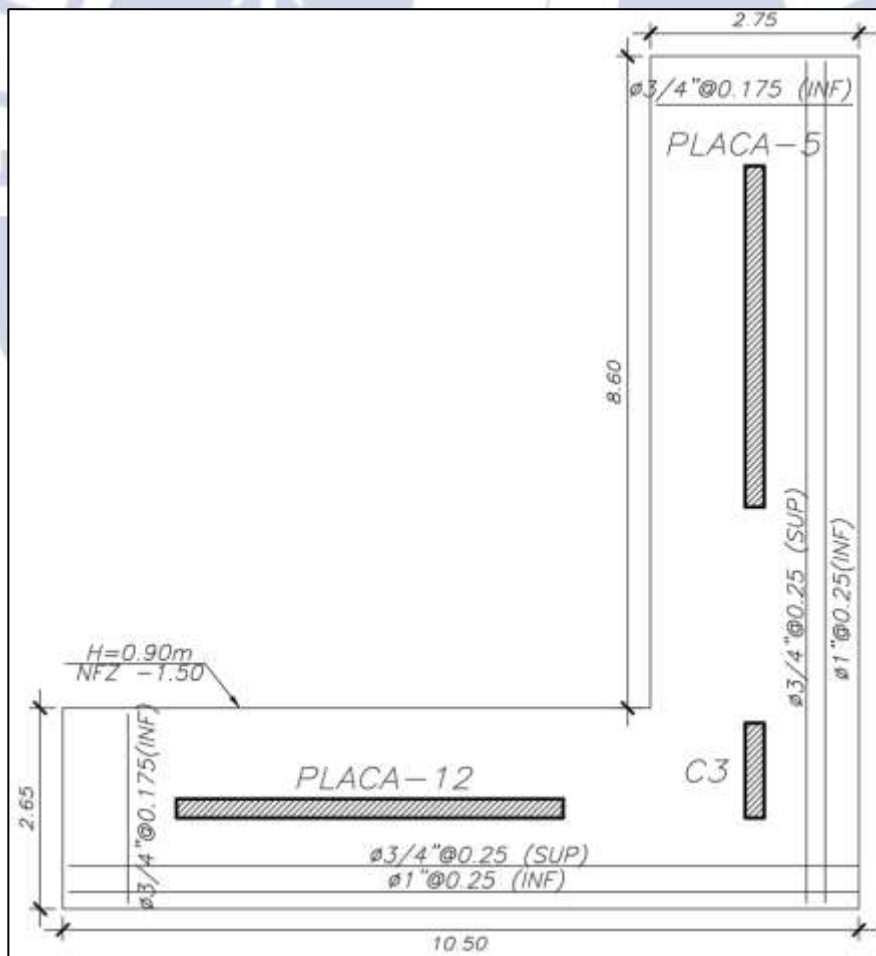


Figura 9-14 Diseño Final de Zapata Combinada

Capítulo 10. Diseño de Elementos Adicionales

En este capítulo se explicará el diseño de elementos adicionales como escaleras, cercos perimétricos, parapetos, etc.

10.1. Diseño de Escaleras

El diseño de escaleras puede ser de varios tipos dependiendo de las condiciones de apoyo que se presenten, se modela por tramos como simplemente apoyado y la transmisión de cargas es en una dirección, muy similar al diseño de una viga, pero considerando que tiene tramos inclinados. A continuación, se realizará el diseño del tercer tramo de la escalera de emergencia. Para la escalera del tercer tramo se tiene los siguientes datos:

- Paso (P) = 28 cm
- Contrapaso (CP) = 17 cm
- Garganta (t) = 18 cm
- Piso terminado (Pt) = 100 kg/m²
- Sobrecarga (S/C) = 400 kg/m²

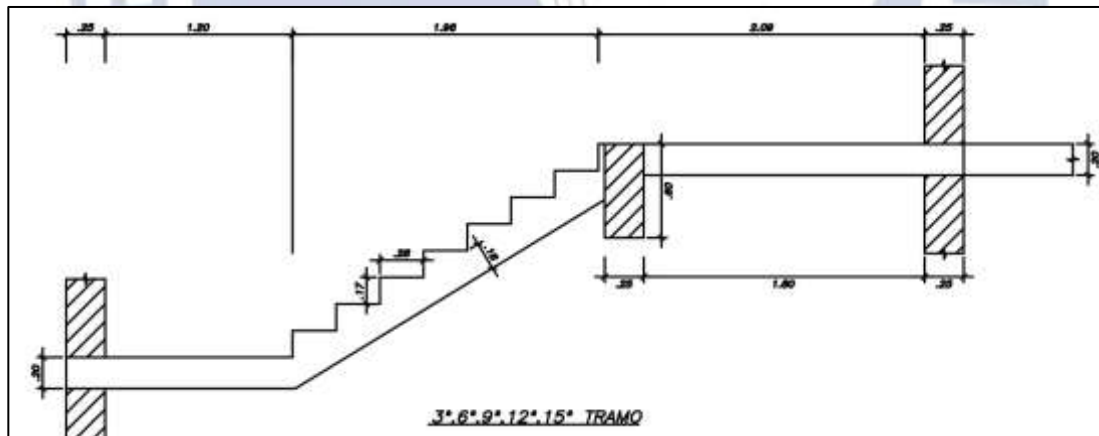


Figura 10-1 Escalera a diseñar del tercer tramo

10.1.1. Metrado de cargas.

Las cargas transmitidas a la escalera se calculan de la siguiente manera:

- Peso propio tramo inclinado:

$$PP = \gamma * \left[\frac{CP}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{CP}{P} \right)^2} \right] = 2.4 * \left[\frac{0.17}{2} + 0.18 * \sqrt{1 + \left(\frac{0.17}{0.28} \right)^2} \right] = 0.71 \text{ ton/m}$$

Considerando el cálculo por metro de ancho de escalera, con peso de 100 kg/m^2 de piso terminado y 400 kg/m^2 de sobrecarga. Se obtienen las cargas muertas, vivas y últimas como se presenta a continuación.

- Carga muerta (CM)

- En el descanso:

$$CM_{descanso} = 0.20 * 1 * 2.4 + 1 * 0.1 = 0.58 \text{ ton/m}$$

- En el tramo inclinado:

$$CM_{inclinado} = 0.71 * 1 + 1 * 0.1 = 0.81 \text{ ton/m}$$

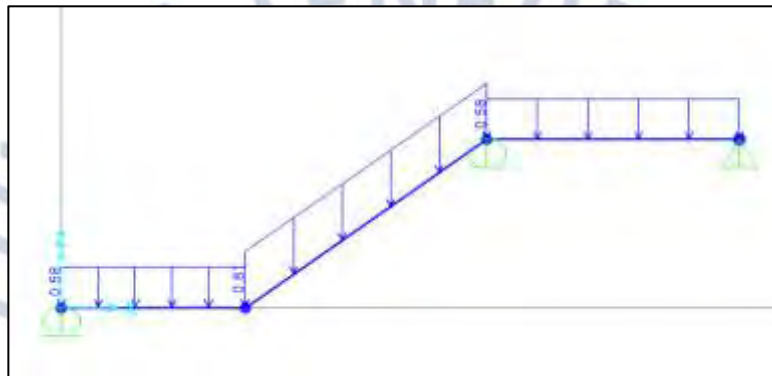


Figura 10-2 Carga muerta aplicada al modelo estructural

- Carga viva (CV)

- En el descanso:

$$CV_{descanso} = 0.40 * 1 = 0.40 \text{ ton/m}$$

- En el tramo inclinado:

$$CV_{inclinado} = 0.40 * 1 = 0.40 \text{ ton/m}$$

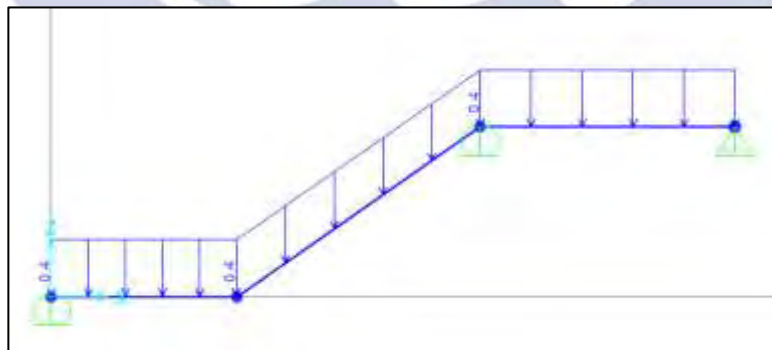


Figura 10-3 Carga viva aplicada al modelo estructural

- Carga Última (CU)

- En el descanso:

$$CU_{descanso} = 0.58 * 1.4 + 0.40 * 1.7 = 1.49 \text{ ton/m}$$

- En el tramo inclinado:

$$CU_{inclinado} = 0.81 * 1.4 + 0.40 * 1.7 = 1.81 \text{ ton/m}$$

10.1.2. Diseño por flexión.

A continuación, se muestra el diagrama de momento flector calculado a partir del metrado de cargas realizado.

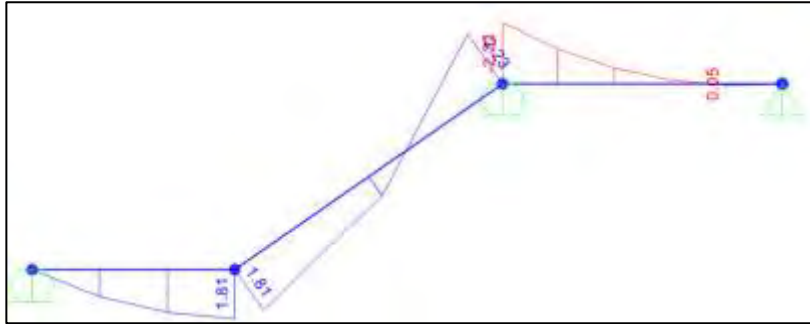


Figura 10-4 Diagrama de momento flectores debido a cargas últimas

A partir del diagrama de momentos flectores se obtiene que para el $M_u^- = 2.23 \text{ ton.m}$ (más crítico). Para calcular el acero requerido:

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{2.23}{100 \times 15^2} = 9.91$$

$$Ku \rightarrow \rho = 0.0027$$

$$As_{req} = \rho b d = 0.0027 \times 100 \times 15 = 4.03 \text{ cm}^2$$

Se colocará $\phi 1/2" @ 0.25$ ($As \text{ colocado} = 5.16 \text{ cm}^2$). Para el acero positivo se colocará de igual manera $\phi 1/2" @ 0.25$ para uniformizar espaciamientos. En el lado transversal bastará con el mínimo por contracción y temperatura

- Acero mínimo en el tramo inclinado

$$A_{min}^- = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 18 = 3.24 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo en el tramo horizontal

$$A_{min}^- = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

10.1.3. Diseño por corte.

En la siguiente figura se muestra el diagrama de fuerza cortante calculado a partir del metrado de cargas realizado.

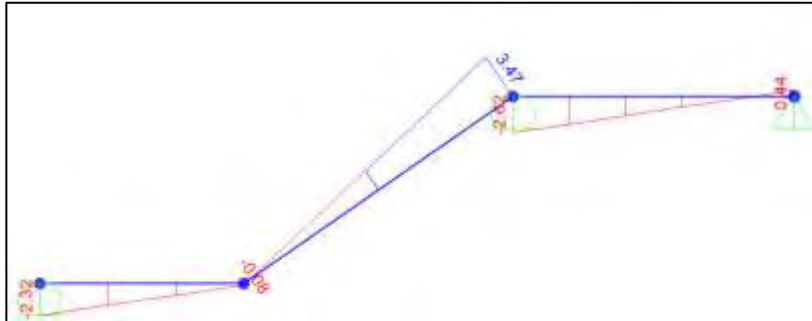


Figura 10-5 Diagrama de fuerza cortante debido a cargas últimas

Del diagrama de fuerza cortante se analiza para cada tramo si el aporte del concreto en cortante es suficiente.

- Cortante en el tramo inclinado

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 15 = 9.79 \text{ ton}$$

$$V_u = 3.47 \text{ ton} < \phi V_c \quad (\text{ok})$$

- Cortante en el tramo horizontal

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.10 \text{ ton}$$

$$V_u = 2.62 \text{ ton} < \phi V_c \quad (\text{ok})$$

Se muestra el diseño del tramo seleccionado

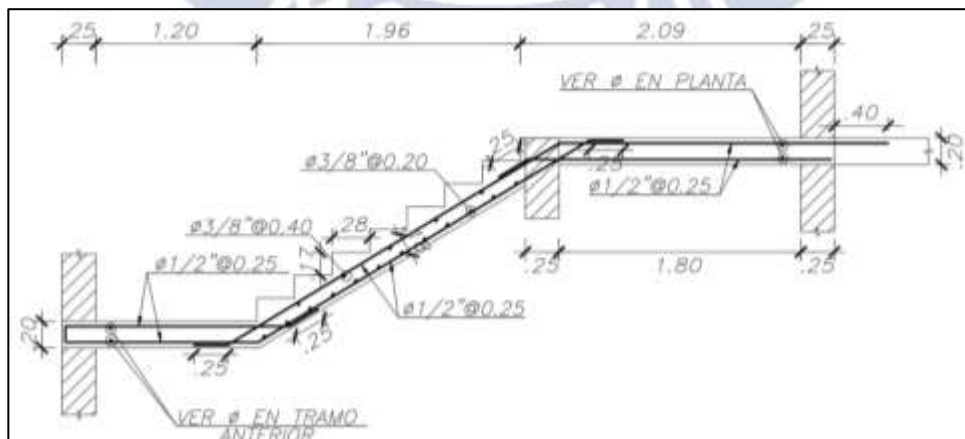


Figura 10-6 Diseño de Escalera

10.2. Diseño de Cerco Perimétrico y Parapetos

La tabiquería, cercos perimétricos y parapetos se les considera como elementos no estructurales ya que no son sometidas a cargas estructurales y su aporte de rigidez al edificio es despreciable. Sin embargo, estos elementos tienen que tener una resistencia y rigidez adecuada para que ante cualquier acción sísmica no genere algún daño y se deforme acorde a la estructura.

Según la Norma E-030 para elementos no estructurales como cerco perimétrico y tabiques, ubicados en la base de la estructura (primer nivel), se deben diseñar con la siguiente fuerza horizontal.

$$F = 0.5 * Z * U * S * P_e$$

Donde:

- F = Fuerza de diseño
- Z = Parámetro de zona
- U = Parámetro de uso
- S = Parámetro de suelo
- P_e = Peso propio del elemento

Para el caso de los parapetos y tabiquería de niveles superiores se deberán diseñar respecto a una fuerza sísmica horizontal, de la siguiente manera:

$$F = \frac{F_i}{P_i} * C_1 * P_e$$

Donde:

- F = Fuerza de diseño
- F_i = Fuerza lateral en el nivel donde se apoya
- P_i = Peso en el nivel donde se apoya
- C_1 = Coeficiente que depende del elemento (Norma E.030)
- P_e = Peso propio del elemento

10.2.1. Ejemplo cerco perimétrico.

Para el diseño del cerco perimétrico se va a realizar un único diseño puesto que la variación en la sollicitación por el tipo de suelo (S1 o S2) solo varía en un 5% lo cual no es significativo en un análisis estructural, para el ejemplo se tienen los siguientes datos:

Tabla 10-1 Datos para diseño del cerco perimétrico

Descripción	Valor
Factor de zona	0.45
Factor de uso	1
Factor de suelo	1.05 (Para S2)
Peso específico de la albañilería	1.8 ton/m ³
Espesor de muro (t)	15 cm
Altura de muro (h=a)	3.20 m
Ancho de viga solera	15 cm
Peralte de viga solera	20 cm
Separación entre columnas	3.62 m
Ancho de columna	30 cm
Peralte de columna	15 cm
Resistencia admisible de la albañilería por flexión	15 ton/m ²

10.2.1.1. revisión de la albañilería.

- Carga actuante:

$$w = 0.8 * F = 0.8 * 0.5 * Z * U * S * P_e$$

$$w = 0.8 * 0.5 * 0.45 * 1 * 1.05 * (0.15 * 1.8) = 0.051 \text{ ton/m}^2$$

- Momento actuante:

$$M_s = m * w * a^2 = 0.0576 * 0.051 * 3.2^2 = 0.03 \text{ ton.m}$$

- Esfuerzo normal:

$$f_m = 6 * \frac{M_s}{t^2} = 6 * \frac{0.03}{0.15^2} = 8.03 \text{ ton/m}^2$$

Como el esfuerzo normal (8.03 ton/m²) es menor a la resistencia admisible de la albañilería a flexión (15 ton/m²), cumple el diseño de albañilería.

10.2.1.2. diseño de viga solera.

Se calculan las cargas transmitidas a la viga:

- Peso propio de la viga:

$$w_v = 1.25 * h * b * 0.5 * Z * U * S * 2.4$$

$$w_v = 1.25 * 0.15 * 0.2 * 0.5 * 0.45 * 1 * 1.05 * 2.4 = 0.02 \text{ ton/m}$$

- Peso de la albañilería (en forma de trapecio):

$$w_{alb} = 1.25 * \frac{a}{2} * 0.8 * 0.5 * Z * U * S * P_e$$

$$w_{alb} = 1.25 * \frac{3.2}{2} * 0.8 * 0.5 * 0.45 * 1 * 1.05 * (0.15 * 1.8) = 0.10 \text{ ton/m}$$

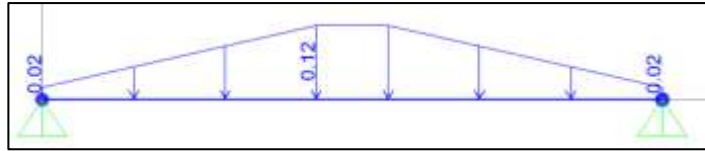


Figura 10-7 Distribución de cargas en viga solera

A partir de las cargas que se aplican a la viga se obtiene los diagramas de momento flector

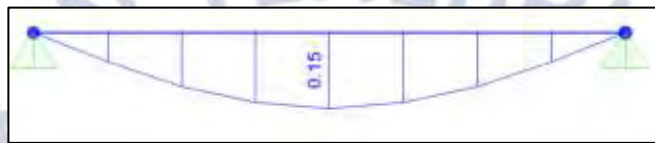


Figura 10-8 Diagrama de momento flector de viga solera

A partir del diagrama de momentos flectores se obtiene que para el $M_u = 0.15 \text{ ton.m}$. Para calcular el acero requerido:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.15}{20 \times 12^2} = 5.2$$

$$K_u \rightarrow \rho = 0.0014$$

$$A_{s_{req}} = \rho b d = 0.0014 \times 20 \times 12 = 0.33 \text{ cm}^2$$

Se colocará $2\phi 3/8"$ (As colocado=1.42 cm²).

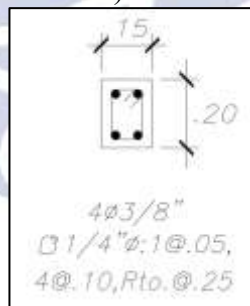


Figura 10-9 Diseño de viga solera para S1 y S2

10.2.1.3. diseño de columna de arriestre.

Se calculan las cargas transmitidas a la columna:

- Peso propio de la columna:

$$w_c = 1.25 * h * b * 0.5 * Z * U * S * 2.4$$

$$w_v = 1.25 * 0.15 * 0.30 * 0.5 * 0.45 * 1 * 1.05 * 2.4 = 0.032 \text{ ton/m}$$

- Peso de la albañilería (forma triangular por ambos sentidos de arriostre):

$$w_{alb} = 1.25 * a * 0.8 * 0.5 * Z * U * S * P_e$$

$$w_{alb} = 1.25 * 3.2 * 0.8 * 0.5 * 0.45 * 1 * 1.05 * (0.15 * 1.8) = 0.20 \text{ ton/m}$$

- Fuerza de reacción de la viga solera (del diagrama de fuerza cortante):

$$F_{viga \text{ solera}} = 0.14 \text{ ton}$$



Figura 10-10 Diagrama de momento flector de columna de arriostre

A partir del diagrama de momentos flectores se obtiene que para el $M_u = 1.10 \text{ ton.m}$. Para calcular el acero requerido:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{1.10}{30 \times 12^2} = 25.5$$

$$K_u \rightarrow \rho = 0.0072$$

$$A_{s_{req}} = \rho b d = 0.0072 \times 30 \times 12 = 2.59 \text{ cm}^2$$

Se colocará $3\phi 1/2''$ (As colocado=3.87 cm²).

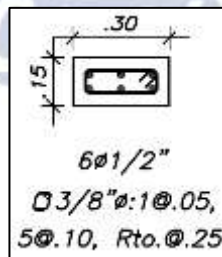


Figura 10-11 Diseño de columna de arriostre para S1 y S2

10.2.2. Ejemplo parapeto.

Para el diseño del parapeto se va a realizar una comparación de solicitaciones para ambos tipos de suelo (S1 y S2), teniendo en cuenta que en este caso si representa una variación significativa

para el análisis y diseño (debido a la variación de la fuerza cortante). para el ejemplo se tiene los siguientes datos:

Tabla 10-2 Datos para diseño del parapeto

Descripción	Valor
C1 (Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea)	3.0
Peso específico de la albañilería	1.8 ton/m ³
Espesor de muro (t)	15 cm
Altura de muro (h=a)	1.05 m
Ancho de viga solera	15 cm
Peralte de viga solera	10 cm
Separación entre columnas	2.25 m
Ancho de columna	25 cm
Peralte de columna	15 cm
Resistencia admisible de la albañilería por flexión	15 ton/m ²
Peso en el séptimo piso	432.89 ton

10.2.2.1. comparación de solicitación para S1 y S2.

Teniendo en cuenta que el parapeto se encuentre ubicado en el séptimo piso:

- Suelo S1:

- En la dirección X:

$$F = \frac{F_i}{P_i} * C_1 * P_e = \frac{97.39}{432.89} * 3 * P_e = 0.67P_e$$

- En la dirección Y:

$$F = \frac{F_i}{P_i} * C_1 * P_e = \frac{113.54}{432.89} * 3 * P_e = 0.79P_e$$

- Suelo S2:

- En la dirección X:

$$F = \frac{F_i}{P_i} * C_1 * P_e = \frac{142.57}{432.89} * 3 * P_e = 0.99P_e$$

- En la dirección Y:

$$F = \frac{F_i}{P_i} * C_1 * P_e = \frac{142.19}{432.89} * 3 * P_e = 0.99P_e$$

En la dirección X la variación en la solicitación incrementa en un 47.76%, mientras que en la dirección Y se incrementa en un 25.32%. Para efectos más conservadores se realizará el diseño considerando la solicitación en X para el suelo S2.

10.2.2.2. revisión de la albañilería.

- Carga actuante:

$$w = 0.8 * F = 0.8 * \frac{F_i}{P_i} * C_1 * P_e$$

$$w = 0.8 * \frac{142.57}{432.89} * 3 * (0.15 * 1.8) = 0.213 \text{ ton/m}^2$$

- Momento actuante:

$$M_s = m * w * a^2 = 0.1040 * 0.213 * 1.05^2 = 0.024 \text{ ton. m}$$

- Esfuerzo normal:

$$f_m = 6 * \frac{M_s}{t^2} = 6 * \frac{0.047}{0.15^2} = 6.51 \text{ ton/m}^2$$

Como el esfuerzo normal (6.15 ton/m²) es menor a la resistencia admisible de la albañilería a flexión (15 ton/m²), cumple el diseño de albañilería.

10.2.2.3. diseño de columna de arriostre.

Se calculan las cargas transmitidas a la columna:

- Peso propio de la columna:

$$w_c = 1.25 * h * b * \frac{F_i}{P_i} * C_1 * 2.4$$

$$w_v = 1.25 * 0.15 * 0.25 * \frac{142.57}{432.89} * 3 * 2.4 = 0.111 \text{ ton/m}$$

- Peso de la albañilería (forma triangular por ambos sentidos de arriostre):

$$w_{alb} = 1.25 * a * 0.8 * \frac{F_i}{P_i} * C_1 * P_e$$

$$w_{alb} = 1.25 * 1.05 * 0.8 * \frac{142.57}{432.89} * 3 * (0.15 * 1.8) = 0.28 \text{ ton/m}$$

- Fuerza de reacción de la viga solera (del diagrama de fuerza cortante):

$$F_{viga \text{ solera}} = 0.17 \text{ ton}$$

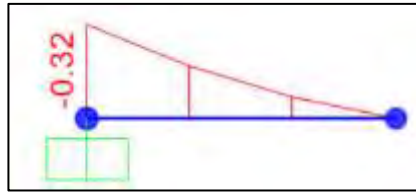


Figura 10-12 Diagrama de momento flector de columna de parapeto

A partir del diagrama de momentos flectores se obtiene que para el $M_u = 0.32 \text{ ton.m.}$ Para calcular el acero requerido:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{0.32}{25 \times 12^2} = 8.9$$

$$K_u \rightarrow \rho = 0.0024$$

$$A_{s_{req}} = \rho b d = 0.0024 \times 25 \times 12 = 0.72 \text{ cm}^2$$

Se colocará $2\phi 3/8"$ (As colocado=1.42 cm²).

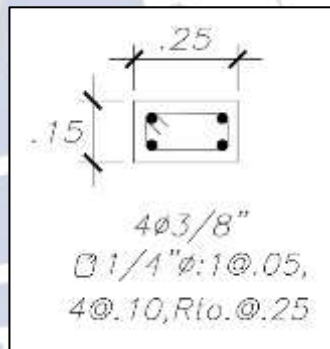


Figura 10-13 Diseño de columna de arrioste para S1 y S2

Capítulo 11. Medrado de Materiales

Luego de realizar el diseño de los diferentes elementos, se procedió a medir algunas partidas de estructuras relevantes como concreto, encofrado y acero de los diferentes elementos estructurales. En el presente capítulo se mostrará en primer lugar una comparación de medrado para ambos tipos de suelo; y finalmente se mostrará un resumen de medrado de la especialidad de estructuras.

11.1. Comparación de Medrados

Se mostrará una comparación de algunas partidas para los elementos estructurales con responsabilidad sísmica: placas, vigas, columnas, cimentación. Al tener la misma estructuración, solo se comparará el acero en los elementos para ambos tipos de suelo, a excepción de la cimentación. En el caso de este último, se comparará no solo el acero, sino también el volumen de concreto ya que las dimensiones de la cimentación (zapatas + vigas de cimentación) son diferentes en cada tipo de suelo.

11.1.1. Vigas Sísmicas

Se comparará el acero de las 16 vigas sísmicas para ambos tipos de suelo

Tabla 11-1 Comparación Medrado de Acero en Vigas (kg)

Viga	Piso Típico		Piso 7	
	S1	S2	S1	S2
V-1	65.40	100.97	53.87	77.57
V-2	130.11	197.19	109.90	161.23
V-3	237.83	343.34	206.81	285.61
V-4	134.08	154.26	82.67	103.34
V-5	64.35	67.29	57.48	60.89
V-6	395.14	407.21	258.76	355.77
V-7	554.80	622.67	365.98	495.61
V-8	433.44	445.58	354.46	366.61
V-9	62.40	87.06	57.17	69.99
V-10	318.91	367.62	271.82	325.16
V-11	386.23	501.44	344.60	422.11
V-12	128.14	130.75	85.51	90.33
V-13	280.51	329.50	255.18	291.99
V-14	331.98	331.98	254.02	309.98
V-15	76.07	94.44	66.57	82.27
V-16	146.77	217.82	118.30	190.77
Total	3746.17	4399.14	2943.10	3689.23

11.1.2. Columnas

Para comparar las columnas, se mostrará el metrado de acero en el primer piso.

Tabla 11-2 Comparación Metrado de Acero en Columnas (kg)

Columna	S1	S2
C1-C-1	139.92	244.55
C1-D-1	145.47	244.55
C4-E-2	194.58	228.04
C2-E-4	230.23	280.93
C3-C-5	302.71	334.14
C2-D-5'	230.23	278.99
C1-F-5'	139.92	216.63
Total	1383.05	1827.84

11.1.3. Placas

Al igual que en las columnas, se comparará la cantidad de acero en el primer piso, ya que el sismo tiene mayor incidencia en dicho nivel.

Tabla 11-3 Comparación Metrado de Acero en Placas (kg)

Placa	S1	S2
PL-3-B-1	597.40	1021.51
PL-2-E-1	181.21	264.30
PL-9-F-1-2	677.71	818.19
PL-1-B-2	363.11	534.86
PL-4-C-2	784.41	1105.81
PL-6-C-D-2-3	1557.80	2011.69
PL-7-D-2-3	722.53	1179.24
PL-1-B-3	363.11	534.86
PL-2-E-3	186.85	264.30
PL-1-B-4	363.11	467.59
PL-5-C-4	519.63	719.36
PL-8-D-4	311.83	340.89
PL-10-F-4	275.81	396.65
PL-12-B-5	844.90	1169.63
PL-11-E-5	204.60	215.28
Total	7954.01	11044.15

11.1.4. Cimentación

Como ya se mencionó previamente, en este caso no solo se comparará el acero, sino que también el concreto ya que los suelos tienen diferente presión admisible y por tanto el área requerida en planta de las zapatas será diferente para cada caso.

Tabla 11-4 Comparación Metrado de Concreto en Cimentación (m3)

Elemento	S1	S2
Zapatas	247.01	468.08
Vigas de Cimentación	2.67	0.65

Total	249.68	468.73
-------	--------	--------

Tabla 11-5 Comparación Metrado de Acero en Cimentación (kg)

Elemento	S1	S2
Zapatas	13956.74	24832.58
Vigas de Cimentación	496.26	232.35

Total	14452.99	25064.93
-------	----------	----------

11.2. Resumen de Metrados

Finalmente se presentará un resumen de los metrados totales referente a las diferentes partidas ya mencionadas.

Tabla 11-6 Resumen de Metrados Suelo S1

Resumen de Metrados - Suelo S1			
Ítem	Descripción	Und.	Cantidad
1.00	Zapatas		
1.01	Concreto $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	m3	247.01
1.02	Encofrado y Desencofrado	m2	228.81
1.03	Acero $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	13,956.74
2.00	Viga de Cimentación		
2.01	Concreto $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	m3	2.67
2.02	Encofrado y Desencofrado	m2	21.32
2.03	Acero $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	496.26
3.00	Columnas		
3.01	Concreto $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	m3	23.03
3.02	Encofrado y Desencofrado	m2	243.95
3.03	Acero $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	5,748.37
4.00	Placas		
4.01	Concreto $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	m3	253.81
4.02	Encofrado y Desencofrado	m2	2,541.63
4.03	Acero $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	28,255.41
5.00	Vigas Sísmicas		

5.01	Concreto $f_c= 210 \text{ Kg/cm}^2$	m3	220.08
5.02	Encofrado y Desencofrado	m2	1,537.25
5.03	Acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	25,420.10
6.00	Vigas no Sísmicas		
6.01	Concreto $f_c= 210 \text{ Kg/cm}^2$	m3	65.08
6.02	Encofrado y Desencofrado	m2	445.38
6.03	Acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	8,469.56

Tabla 11-7 Resumen de Metrados Suelo S2

Resumen de Metrados - Suelo S2			
Ítem	Descripción	Und.	Cantidad
1.00	Zapatas		
1.01	Concreto $f_c= 210 \text{ Kg/cm}^2$	m3	468.08
1.02	Encofrado y Desencofrado	m2	257.55
1.03	Acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	24,832.58
2.00	Viga de Cimentación		
2.01	Concreto $f_c= 210 \text{ Kg/cm}^2$	m3	0.65
2.02	Encofrado y Desencofrado	m2	5.20
2.03	Acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	232.35
3.00	Columnas		
3.01	Concreto $f_c= 210 \text{ Kg/cm}^2$	m3	23.03
3.02	Encofrado y Desencofrado	m2	243.95
3.03	Acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	7,395.91
4.00	Placas		
4.01	Concreto $f_c= 210 \text{ Kg/cm}^2$	m3	253.81
4.02	Encofrado y Desencofrado	m2	2,541.63
4.03	Acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	34,726.48
5.00	Vigas Sísmicas		
5.01	Concreto $f_c= 210 \text{ Kg/cm}^2$	m3	220.08
5.02	Encofrado y Desencofrado	m2	1,537.25
5.03	Acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	30,084.09
6.00	Vigas no Sísmicas		
6.01	Concreto $f_c= 210 \text{ Kg/cm}^2$	m3	65.08
6.02	Encofrado y Desencofrado	m2	445.38
6.03	Acero $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg	8,469.56

Capítulo 12. Comparaciones entre los Edificios con Suelo S1 y S2

12.1. Desplazamientos

Para ambos tipos de suelo, las derivas máximas son menores a los permisibles. En la dirección X-X, el desplazamiento en el suelo S2 es mayor en un 44%. Mientras que en la dirección Y-Y, el desplazamiento es mayor en 46%. Estos desplazamientos y derivas pertenecen al caso donde la excentricidad es negativa para X-X y Y-Y. Esto se muestra con mayor detalle en la siguiente tabla:

Tabla 12-1 Comparación de Desplazamientos

Suelo	Desp. Máximo		Deriva Máxima	
	X-X (mm)	Y-Y (mm)	X-X	Y-Y
S1	71.18	66.61	0.0042	0.0040
S2	102.71	96.99	0.0061	0.0058

12.2. Factor de Amplificación

El factor de amplificación como se indicó previamente, depende de la relación entre el cortante estático y el dinámico. El motivo de este factor es que los esfuerzos productos del análisis dinámico sean similares a los del análisis estático.

Para ambas direcciones, los periodos fundamentales son mayores que 0.40 y menor que 0.60. Por ello el factor C es menor para el suelo S1, ya que para el suelo S2 aun se encontrará en el tramo horizontal del espectro. Es por esta razón que la relación entre los esfuerzos entre un suelo y otro no son proporcionales entre si.

A continuación, se muestra los factores de amplificación calculados para los casos donde no existe excentricidad accidental. Los demás casos se presentaron en el capítulo de Análisis Sísmico

Tabla 12-2 Comparación de Factores de Amplificación

Dirección	X-X		Y-Y	
	S1	S2	S1	S2
T (s)	0.525		0.445	
T _P (s)	0.40	0.60	0.40	0.60
C	1.90	2.50	2.25	2.50
ZUCS/R (%)	14.29	19.69	16.85	19.69
V _E (ton)	506.35	697.81	597.37	697.81
V _D (ton)	377.67	505.99	347.17	421.92
Factor de Ampl: 80%V _E /V _D	1.073	1.103	1.377	1.323

12.3. Cantidad de Materiales

Se comparará los materiales empleados para los principales elementos estructurales. Adicionalmente se calculará la variación porcentual en cada caso.

12.3.1. Vigas Sísmicas

En el caso de las vigas, se disgregará el análisis en base a la dirección de cada una.

- Dirección X-X

$$\frac{\text{Acero Vigas S2}}{\text{Acero Vigas S1}} = \frac{16,530.13}{14,012.42} = 1.18 \rightarrow 18\% \text{ mayor}$$

- Dirección Y-Y

$$\frac{\text{Acero Vigas S2}}{\text{Acero Vigas S1}} = \frac{13,553.96}{11,407.68} = 1.19 \rightarrow 19\% \text{ mayor}$$

- Total

$$\frac{\text{Acero Vigas S2}}{\text{Acero Vigas S1}} = \frac{30,084.09}{25,420.10} = 1.18 \rightarrow 18\% \text{ mayor}$$

12.3.2. Columnas

Se compara el acero para ambos tipos de suelo

$$\frac{\text{Acero Columnas S2}}{\text{Acero Columnas S1}} = \frac{7,395.91}{5,748.37} = 1.29 \rightarrow 29\% \text{ mayor}$$

12.3.1. Placas

Al igual que para las columnas, solo se analiza el acero:

$$\frac{\text{Acero Placas S2}}{\text{Acero Placas S1}} = \frac{34,726.48}{28,255.41} = 1.23 \rightarrow 23\% \text{ mayor}$$

12.3.2. Cimentación

Al igual que en el capítulo anterior, para la cimentación analizaremos la cantidad de concreto y acero. Cabe recordar que la cimentación incluye las zapatas y vigas de cimentación.

$$\frac{\text{Acero Cimentación S2}}{\text{Acero Cimentación S1}} = \frac{25,064.93}{14,453.00} = 1.73 \rightarrow 73\% \text{ mayor}$$

$$\frac{\text{Concreto Cimentación S2}}{\text{Concreto Cimentación S1}} = \frac{468.73}{249.68} = 1.88 \rightarrow 88\% \text{ mayor}$$

Como se puede apreciar, comparar la cimentación no es tan conveniente ya que los resultados se distorsionan producto de la diferencia entre presiones admisibles. Para efectos académicos podríamos calcular las ratios Acero/Concreto para ambos tipos de suelo:

$$\frac{\text{Acero Cimentación S2}}{\text{Concreto Cimentación S2}} = \frac{25,064.93}{468.73} = 53.47 \text{ kg/m}^3$$

$$\frac{\text{Acero Cimentación S1}}{\text{Concreto Cimentación S1}} = \frac{14,453.00}{249.68} = 57.89 \text{ kg/m}^3$$



Capítulo 13. Conclusiones

- El uso de los diferentes programas de análisis y diseño estructural como SAP 2000 o ETABS deben ser vistos como herramientas que permiten un análisis más rápido, sin dejar de lado lo más importante que es el criterio del diseñador. No es recomendable confinar en la totalidad de estos resultados ya que se debe tener control del diseño en todo momento.
- Los modelos realizados deben ser lo más simples posibles para reducir la posibilidad de resultados extraños. Se puede usar cálculos rápidos como un metrado de cargas manual u otros procesos a fin de corroborar que los resultados obtenidos de los programas estén dentro del orden de magnitud. Por ejemplo, el análisis por gravedad de las vigas se usó un modelo aparte para eliminar el efecto de deformación axial; o se realizó un metrado de cargas manual para estimar la carga axial en elementos verticales.
- El proceso de estructuración y predimensionamiento es muy importante puesto que es un punto de inicio para el proceso de diseño. Si uno no realiza bien este proceso, puede que en algún punto del diseño se necesite volver a estructurar nuevamente.
- Al tomar en cuenta la excentricidad accidental como lo indica la Norma E.030, los esfuerzos como desplazamientos sísmicos cambiaron significativamente incluso casi dejando de ser regular en algunos casos (torsión). Esto toma mayor importancia en edificios con arquitectura sin simétrica y en esquina como la nuestra.
- Los periodos fundamentales provenientes del análisis modal sin excentricidad son 0.53seg. en la dirección X-X; y 0.45seg. en Y-Y. Estos valores son independientes del tipo de suelo ya que solo depende de la masa y rigidez del edificio. Esto es coherente por la mayor presencia de placas en Y-Y.
- Los modos de la estructura cambian dependiendo de la ubicación del centro de masa (excentricidad accidental). Sin embargo, en nuestro caso no encontramos gran diferencia en los periodos fundamentales para cada caso.
- Debido a que el edificio es en esquina y tener dos frentes de ingreso, se dificulta controlar los efectos de torsión. Por ello se utilizó una placa de gran rigidez en la zona de escalera a modo de núcleo; adicionalmente se debe aislar correctamente los tabiques para que no interactúen con la estructura.
- La fuerza sísmica en el suelo S2 es mayor no solo por el factor de suelo mayor; sino también porque el periodo fundamental se encuentra en la parte horizontal del espectro en el suelo S2; mientras que para el suelo S1 ya paso este tramo horizontal reduciéndose

de manera considerable. En este caso, la fuerza sísmica de diseño es mayor en 38% para la dirección X-X y en 17% para la dirección Y-Y.

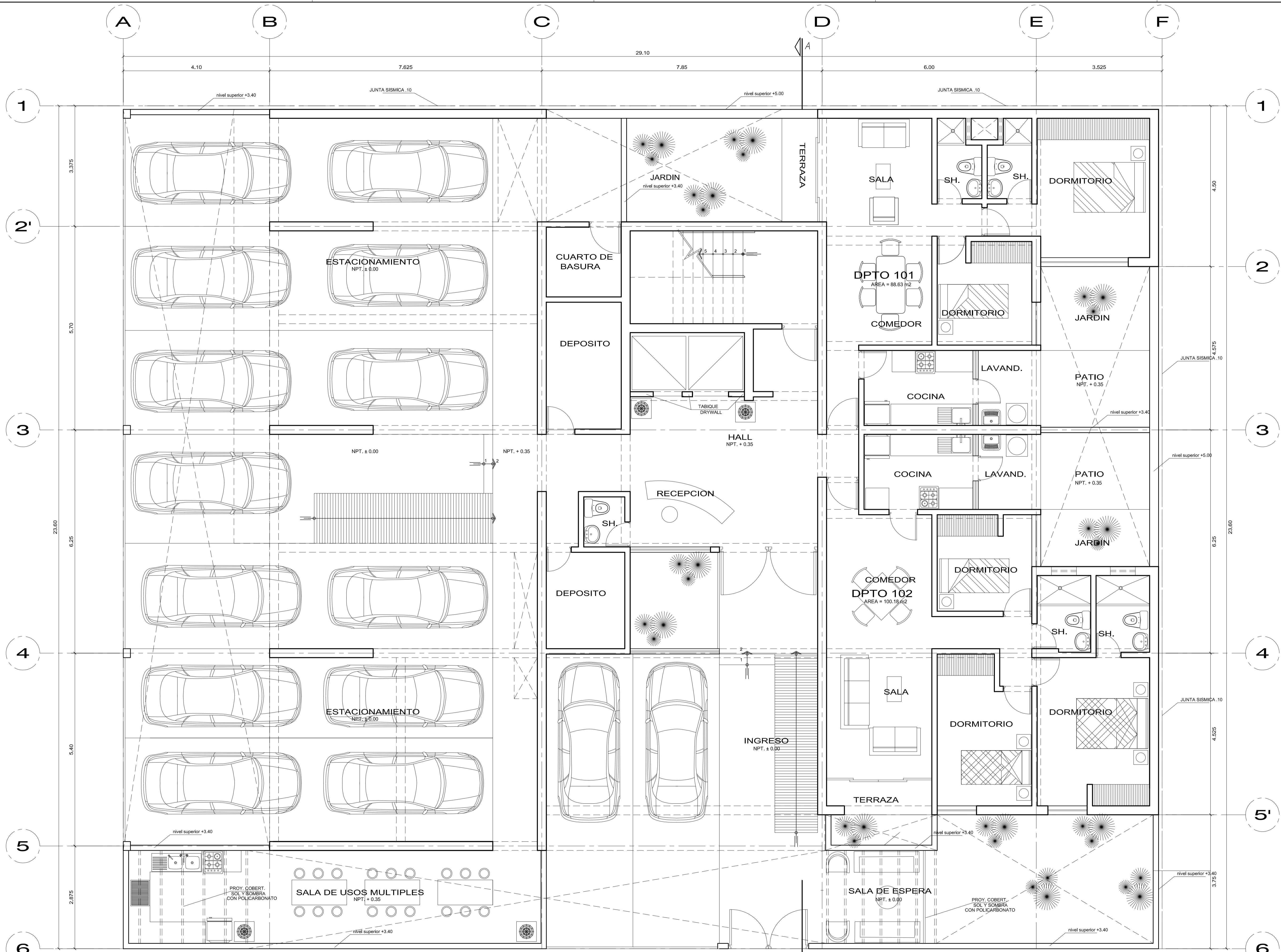
- El factor de amplificación cambia significativamente dependiendo del caso de excentricidad elegido. Por ello es importante analizar cada caso y generar una envolvente con la finalidad de obtener los esfuerzos más críticos durante el análisis.
- La masa de los muros de albañilería representa al 30% de la carga muerta en el piso típico. Esto hace más pesado el edificio y aumenta la fuerza sísmica y necesidad de placas. Por ello la reducción de peso de los tabiques permite tener menores esfuerzos debido al sismo y reducir los costos como consecuencia. Esto es típico en edificaciones de departamentos con pequeñas áreas ya que presenta mayor densidad de muros divisorios.
- Según la norma sísmica actual, el edificio es regular para ambos tipos de suelos. Con respecto a los desplazamientos, son mayores para el suelo S2 en 30% para la dirección X-X y en 25% para la dirección Y-Y. En todos los casos, los desplazamientos son menores a los admisibles.
- Las losas aligeradas y macizas en el presente proyecto no cuentan con grandes luces o cargas, por ellos en muchos casos el diseño era gobernado por el refuerzo mínimo de flexión.
- Para vigas de gran luz es importante verificar las condiciones de servicio. Esto se pudo observar en nuestro edificio, donde la deflexión era más crítica que el diseño por resistencia.
- Las columnas trabajan principalmente por carga axial. Por lo tanto, el predimensionamiento utilizado al inicio es correcto cuando hay gran presencia de placas. En el diseño por capacidad de las columnas, se amplificó la fuerza sísmica por 2.5 ya que el cortante asociado a los momentos nominales era mucho mayor.
- En el caso de las placas es importante confinar los núcleos para que pueda resistir las cargas sísmicas (inversión de fuerzas). Adicionalmente el refuerzo horizontal debe anclar dentro del núcleo para evitar que pierda capacidad a corte si se desprende el recubrimiento. Finalmente se debe verificar el ancho de confinamiento ya que algunas veces es insuficiente incluso cumpliendo con el diseño por flexocompresión.
- Los detalles de confinamiento como el diseño por capacidad son importantes ya que permiten que los diferentes elementos sismorresistentes trabajen en el rango plástico y que presenten una falla dúctil durante el sismo. Adicionalmente se uniformizaron

algunos detalles para hacer más “construible” la estructura como: evitar gran variedad de diámetros en un elemento; uniformizar longitudes de bastones; o uniformizar el diseño de elementos verticales cada número de pisos.

- La cimentación en el caso del Suelo S2 es mucho más grande ya que la presión admisible es 2kg/cm^2 , mientras que en el suelo S1 era de 4 kg/cm^2 . Adicionalmente, al no tener sótanos, el área requerida de zapatas es aún mayor por los grandes momentos presentes en el primer piso por el sismo. Si tuviera sótanos, estos efectos disminuirían y predominaría el diseño por cargas de gravedad. Solo en las zapatas de columnas, es posible predimensionar su cimentación ya que los esfuerzos del sismo son muy bajos en comparación a las placas.
- Comparando la cantidad total de acero en los elementos sismorresistentes sin contar a la cimentación, obtenemos que para el suelo S2 es mayor en 22%. Esta comparación pierde validez para la cimentación por las razones expuestas en el anterior punto.
- Es importante realizar el diseño de los cercos, tabiques y otros elementos no estructurales para evitar su falla durante un sismo, ya que de nada sirve que la estructura no colapse si los muros en su interior y otros elementos no estructurales fallan pudiendo traducirse en significativas pérdidas desde el punto de vista económico y humano
- Sin contar algunas partidas menores como escalera o elementos de confinamiento en muros, se obtuvo un total de acero de $93,569.72\text{ kg}$ para el Suelo S1; y $116,964.25$ en el Suelo S2. De esta manera, dividiendo este valor entre el área techada 3214.81m^2 obtenemos ratios de 29.11 kg/m^2 y 36.38 kg/m^2 para los suelos S1 y S2 respectivamente. En el caso del suelo S1 un valor promedio va entre 25 a 30 kg/m^2 . Por lo tanto, la cantidad de acero en el suelo S1 se encuentra dentro de los márgenes esperados. En el caso del suelo S2 se observa que el peso de acero se encuentra ligeramente superior a lo establecido para el suelo S1.
- Se concluye que los diseños para ambos tipos de suelo son eficientes y que los ratios empleados convencionalmente para el suelo S1 no se aplica para otros tipos de suelo.

Capítulo 14. Bibliografía

- BLANCO BLASCO, Antonio. (1997). *Estructuración y Diseño de edificaciones de Concreto Armado*. 2da Edición, Lima. Colegio de Ingenieros del Perú.
- ESTRADA PORRAS, Franz y Benazir ORIHUELA PORRAS. (2016). *Diseño estructural de un edificio de oficinas en concreto armado de 6 pisos considerando dos tipos de suelos*. Pontificia Universidad Católica del Perú, 2016.
- HARMSSEN, Teodoro E. (2017). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. 5ta Edición, Lima: Fondo editorial PUCP.
- MOYANO ROSTWOROWSKI, Gabriel. (2016). *Diseño de un edificio de Oficinas en Miraflores*. Pontificia Universidad Católica del Perú, 2016.
- MUÑOZ PELAEZ, Alejandro. (2017). *Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica*, PUCP Facultad de Ciencia e Ingeniería, Lima.
- NTE E.020 (2006) – Norma Técnica de Edificación E.020: *Cargas*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- NTE E.030 (2018) – Norma Técnica de Edificación E.030: *Diseño Sismorresistente*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- NTE E.060 (2009) – Norma Técnica de Edificación E.060: *Concreto Armado*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- OTTAZZI PASINO, Gianfranco. (2016). *Apuntes del curso Concreto Armado 1*. Lima: Fondo editorial PUCP.
- TABOADA GARCÍA, José y Arturo DE IZCUE UCEDA. (2009). *Análisis y Diseño de edificios asistido por computadoras*. Pontificia Universidad Católica del Perú, 2019.
- TAFUR GUTIÉRREZ, Aníbal. (2012). *Diseño estructural de un edificio de vivienda, con un sótano y seis pisos, ubicada en Magdalena*. Pontificia Universidad Católica del Perú, 2012.



PLANTA PRIMER PISO

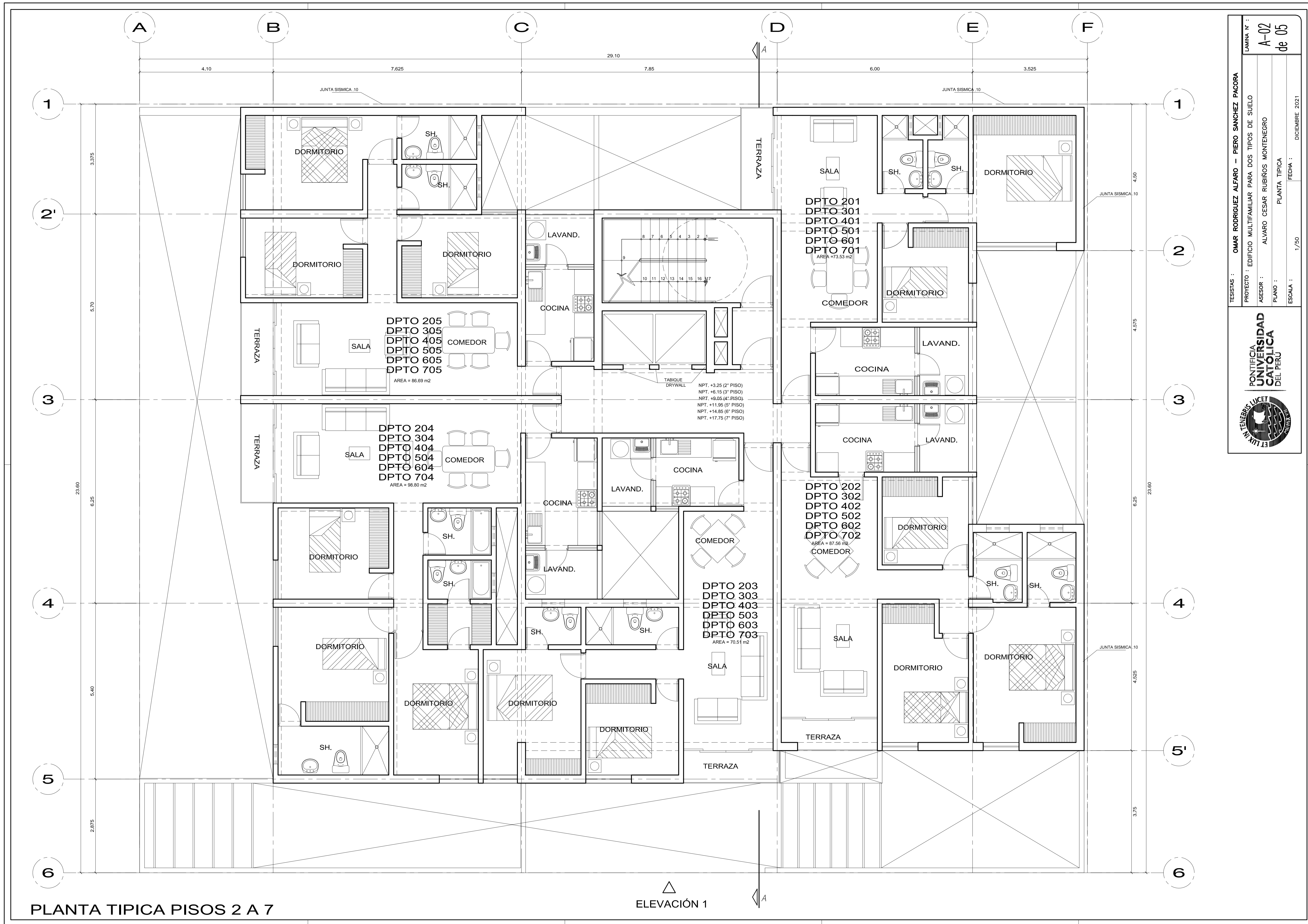
ELEVACIÓN 1

TESISISTAS : OMAR RODRIGUEZ ALFARO - PIERO SANCHEZ PACORA
 PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO
 ASESOR : ALVARO CESAR RUBIÑOS MONTENEGRO
 PLANO : PRIMER PISO
 ESCALA : 1/50
 FECHA : DICIEMBRE 2021

LAMINA N° :
A-01
 de 05

PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATOLICA
 DEL PERU

ET LIX
 IN TENERE LUCEAT



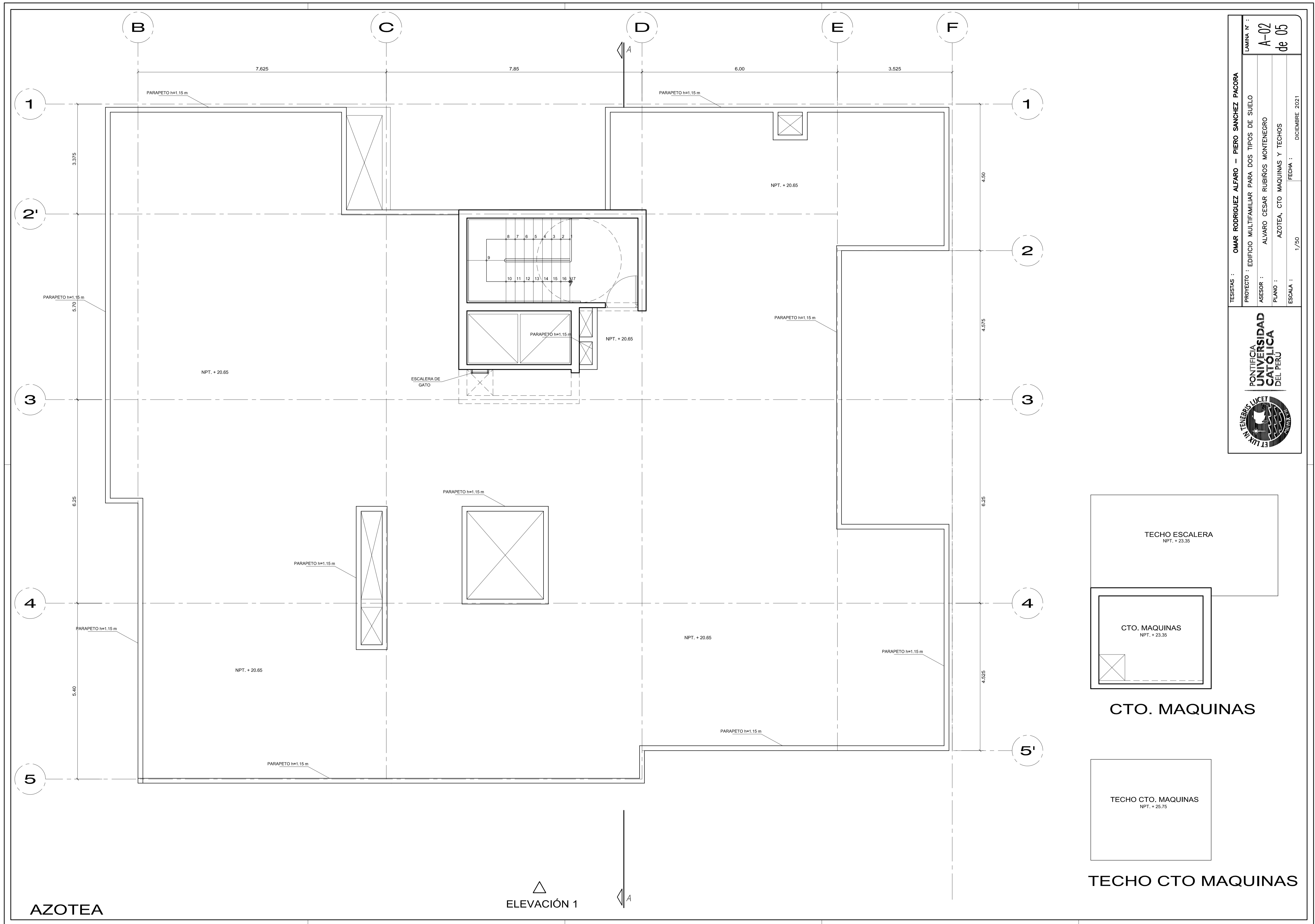
PLANTA TIPICA PISOS 2 A 7

ELEVACIÓN 1

TESISISTAS : OMAR RODRIGUEZ ALFARO – PIERO SANCHEZ PACORA
 PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO
 ASESOR : ALVARO CESAR RUBIÑOS MONTENEGRO
 PLANO : PLANTA TIPICA
 ESCALA : 1/50
 FECHA : DICIEMBRE 2021

LAMINA N° :
A-02
 de 05

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATHOLICA DEL PERU
 ET LIX ANTEVERE LUCET



AZOTEA

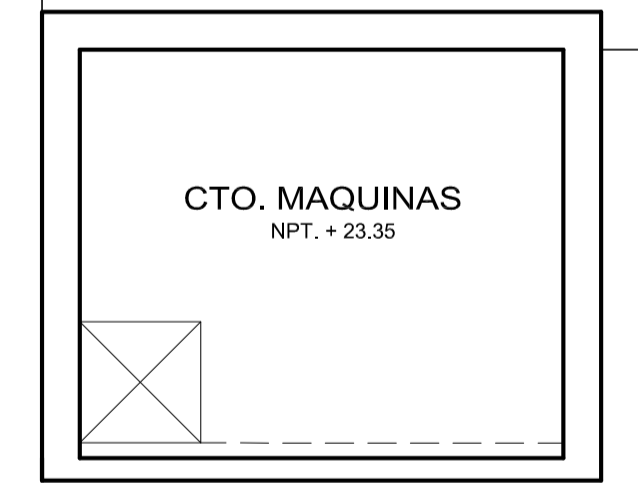
ELEVACIÓN 1

TESISISTAS : OMAR RODRIGUEZ ALFARO – PIERO SANCHEZ PACORA
 PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO
 ASESOR : ALVARO CESAR RUBIÑOS MONTENEGRO
 PLANO : AZOTEA, CTO MAQUINAS Y TECHOS
 ESCALA : 1/50
 FECHA : DICIEMBRE 2021

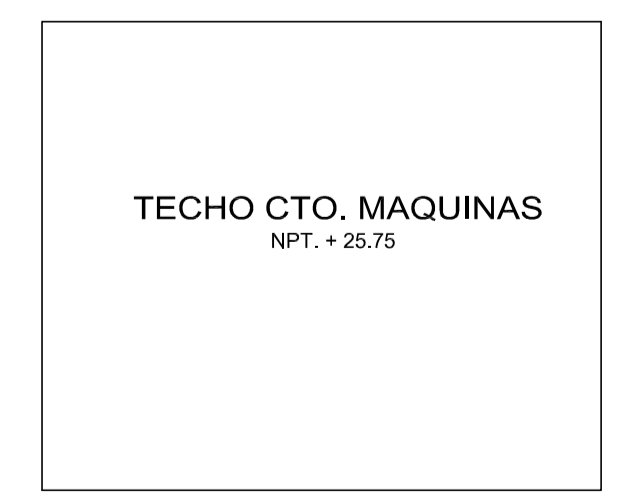
LAMINA N° :
 A-02
 de 05

PONTIFICIA
 UNIVERSIDAD
 CATOLICA
 DEL PERU

ET LIX AN
 TENERE LUCET



CTO. MAQUINAS



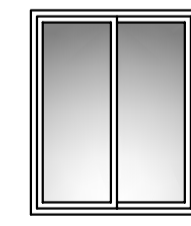
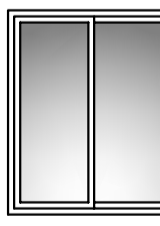
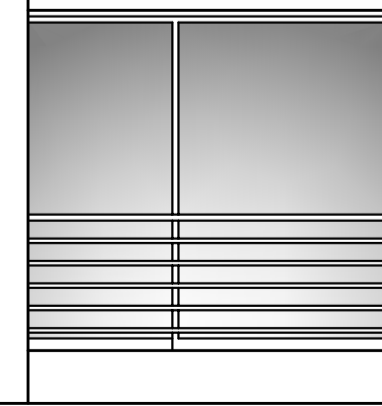
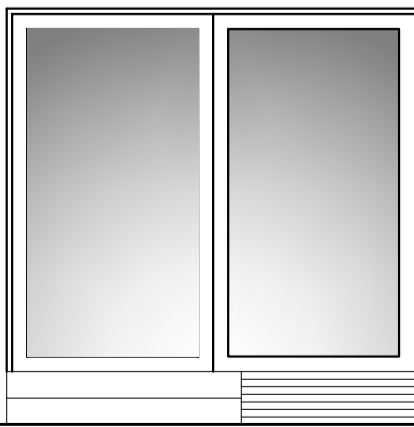
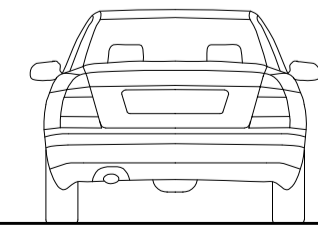
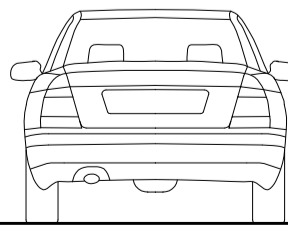
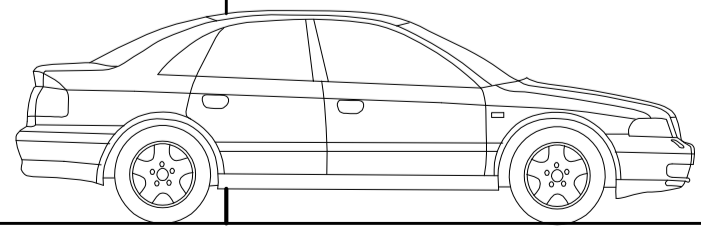
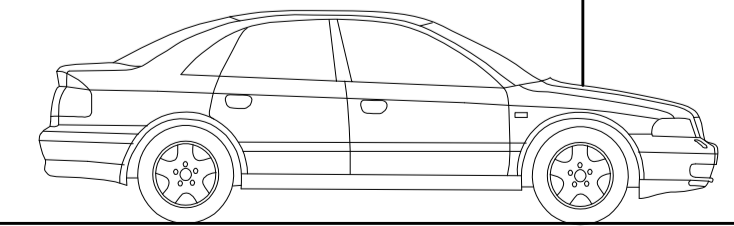
TECHO CTO MAQUINAS

NPT. + 20.65
NPT. + 17.75
NPT. + 14.85
NPT. + 11.95
NPT. + 9.05
NPT. + 6.15
NPT. + 3.25
NPT. +/- 0.00

NPT. + 20.65
NPT. + 17.75
NPT. + 14.85
NPT. + 11.95
NPT. + 9.05
NPT. + 6.15
NPT. + 3.25
NPT. +/- 0.00


3.400

1.150

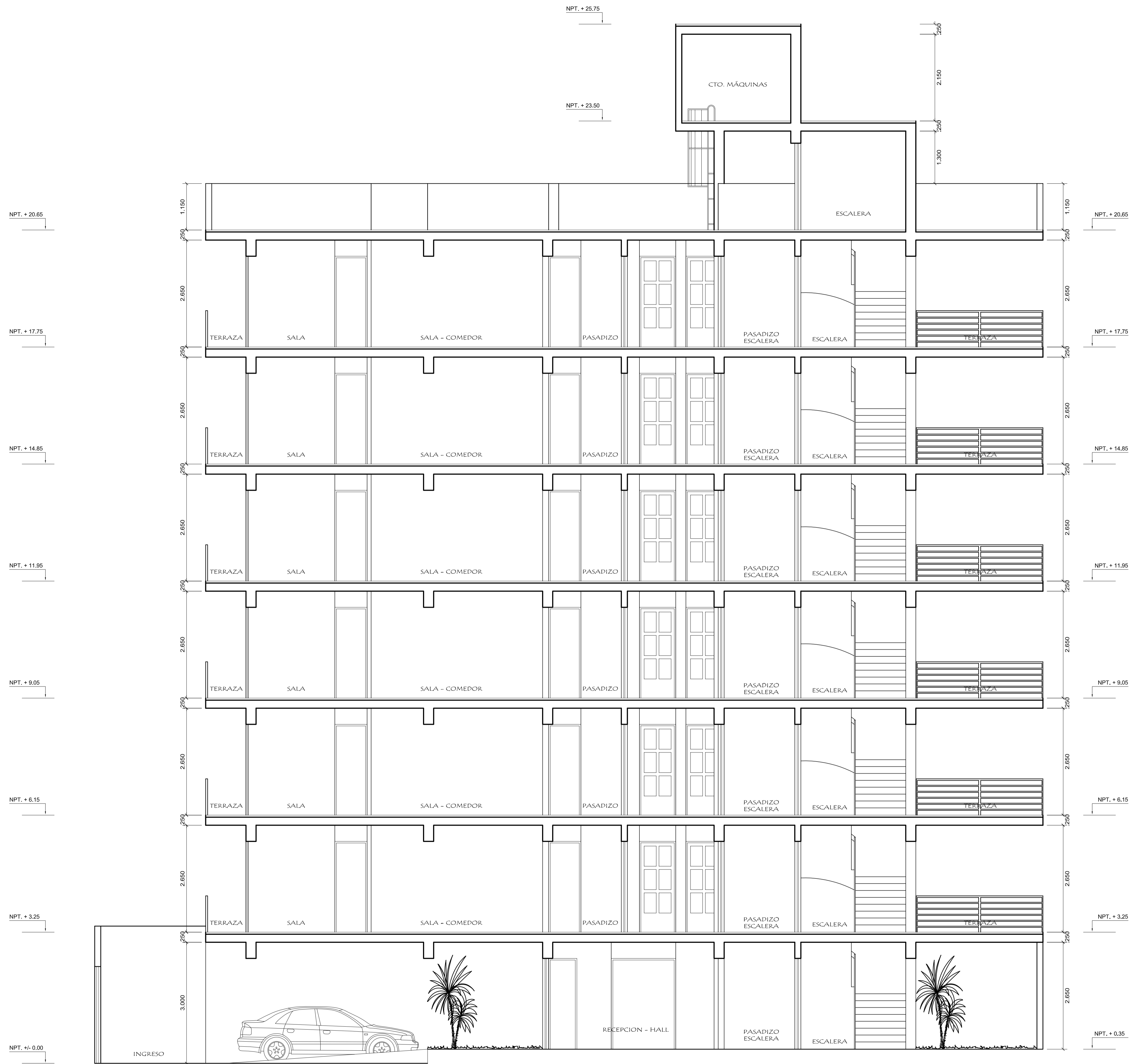


ELEVACIÓN 1

TESISTAS : OMAR RODRIGUEZ ALFARO – PIERO SANCHEZ PACORA
LÁMINA N.º : A-04 de 05
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO
ASESOR : ALVARO CESAR RUBIÑOS MONTENEGRO
PLANO : ELEVACIÓN 1
ESCALA : 1/50
FECHA : DICIEMBRE 2021




PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ



CORTE A

TESISISTAS : **OMAR RODRIGUEZ ALFARO – PIERO SANCHEZ PACORA**
 PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO
 ASESOR : **ALVARO CESAR RUBIÑOS MONTENEGRO**
 PLANO : **CORTE A**
 ESCALA : 1/50 FECHA : DICIEMBRE 2021

LAMINA N° :
A-05
 de **05**

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CÁTOLICA DEL PERÚ


PROYECTO:

"EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO"

CONCRETO SIMPLE

- CIMENTO CORRIDO $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2 + 30\% \text{ PG.}$ (TAMAÑO MÁXIMO 6")
- SOBRECIMIENTO $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2 + 25\% \text{ PG.}$ (TAMAÑO MÁXIMO 3")
- FALSA ZAPATA MEZCLA CEMENTO : HORMIGÓN 1:12 +30% DE PIEDRA GRANDE(8" MÁXIMO)

ALBAÑILERIA

ALBAÑILERÍA CONFINADA (CERCOS Y PARAPETOS)

- LADRILLO CLASE IV $f'b \text{ min} = 130 \text{ kg/cm}^2$
 $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$
- MORTERO TIPO P2 (CEMENTO-CAL HIDRATADA-ARENA): $1/2 / 4$
1.0cm. (MÍNIMO)
1.5 cm. (MÁXIMO)
- 2 ALAMBRES #8 CADA TRES HILADAS, LOS CUALES ENTRAN 0.50m. EN EL MURO Y ANCLAN EN LOS ELEMENTOS DE CONCRETO 0.25m.

TABIQUERÍA INTERIOR

LADRILLO PANDERETA CON COLUMNETAS DE CONFINAMIENTO

CONCRETO ARMADO

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO

FIERRO CORRUGADO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS

LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DEL REFUERZO (MEDIDOS DESDE BORDE DE ESTRIBOS Y VARILLAS DE CONFINAMIENTO) A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO EN PLANOS Y DETALLES:

ZAPATAS	8 cm.
PLACAS, MUROS, COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS	4 cm.
VIGAS PERALTADAS Y COLUMNAS (e=.15m.)	3 cm.
VIGAS CHATAS	2.5 cm.
LOSAS ARMADAS Y ALIGERADOS	2 cm.

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE LA CIMENTACION S1

DE ACUERDO AL INFORME TECNICO DE ESTUDIO DE SUELOS SE DEFINE LO SIGUIENTE:

- 1) TIPO DE CIMENTACION : CIMENTACION SUPERFICIAL CIMENTOS CORRIDOS Y ZAPATAS AISLADAS CON VIGAS DE CIMENTACIÓN
- 2) ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACION: GRAVA MAL GRADUADA (GP)

$Df = 1.50$ (CON RESPECTO AL NIVEL DEL TERRENO NATURAL)

- 3) PRESION ADMISIBLE : 4.00 kg/cm²
- 4) TIPO DE SUELO SEGUN NORMA SISMORESISTENTE:
TIPO S1 , FACTOR DE SUELO = 1.00, $T_p = 0.40 \text{ seg}$ y $T_l = 2.50 \text{ seg}$
- 5) AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION : NO DETECTADA
- 6) NAPA FREÁTICA : NO DETECTADA

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES SUELO S1

SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:

- XX MUROS ESTRUCTURALES
- YY MUROS ESTRUCTURALES

PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN (T) seg.

- TXX = 0.53s
- TYY = 0.45s

PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA Ó EL ESPECTRO DE DISEÑO

- FACTOR DE ZONA (ZONA 4) $Z = 0.45$
- FACTOR DE SUELO (TIPO S1, ZONA 4) $S = 1.00$
 $TP = 0.40s$, $TL = 2.50s$
- FACTOR DE USO (CATEGORÍA C) $U = 1.0$
- COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN SÍSMICA (R_o)
 $R_{oXX} = 6.0$ (MUROS ESTRUCTURALES)
 $R_{oYY} = 6.0$ (MUROS ESTRUCTURALES)
- REGULARIDAD ESTRUCTURAL
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA $I_a = 1.00$
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA $I_p = 1.00$
- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS ($R = R_o \cdot I_a \cdot I_p$)
 $R_{XX} = 6.00$ $R_{YY} = 6.00$
- FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA
 $C_{XX} = 1.90$ $C_{YY} = 2.25$

FUERZA CORTANTE EN LA BASE EMPLEADA EN EL DISEÑO

- VXX = 405 ton.
- VYY = 478 ton.

MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS

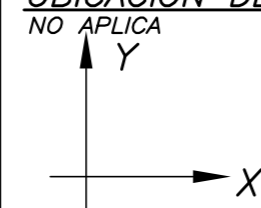
DIR. XX

- DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ÚLTIMO NIVEL = 7.12 cm.
- DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO = 1.23 cm.
- MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0042 < 0.007

DIR. YY

- DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ÚLTIMO NIVEL = 6.66 cm.
- DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO = 1.15 cm.
- MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0040 < 0.007

UBICACIÓN DE ESTACIONES ACERLEROMÉTRICAS



RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE LA CIMENTACION S2

DE ACUERDO AL INFORME TECNICO DE ESTUDIO DE SUELOS SE DEFINE LO SIGUIENTE:

- 1) TIPO DE CIMENTACION : CIMENTACION SUPERFICIAL CIMENTOS CORRIDOS Y ZAPATAS AISLADAS CON VIGAS DE CIMENTACIÓN
- 2) ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACION: ARENA BIEN GRADUADA (SW)

$Df = 1.50$ (CON RESPECTO AL NIVEL DEL TERRENO NATURAL)

- 3) PRESION ADMISIBLE : 2.00 kg/cm²
- 4) TIPO DE SUELO SEGUN NORMA SISMORESISTENTE:
TIPO S2 , FACTOR DE SUELO = 1.05, $T_p = 0.60 \text{ seg}$ y $T_l = 2.00 \text{ seg}$
- 5) AGRESIVIDAD DEL SUELO A LA CIMENTACION : NO DETECTADA
- 6) NAPA FREÁTICA : NO DETECTADA

PARÁMETROS SISMORRESISTENTES SUELO S2

SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:

- XX MUROS ESTRUCTURALES
- YY MUROS ESTRUCTURALES

PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN (T) seg.

- TXX = 0.53s
- TYY = 0.45s

PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA Ó EL ESPECTRO DE DISEÑO

- FACTOR DE ZONA (ZONA 4) $Z = 0.45$
- FACTOR DE SUELO (TIPO S2, ZONA 4) $S = 1.05$
 $TP = 0.60s$, $TL = 2.00s$
- FACTOR DE USO (CATEGORÍA C) $U = 1.0$
- COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN SÍSMICA (R_o)
 $R_{oXX} = 6.0$ (MUROS ESTRUCTURALES)
 $R_{oYY} = 6.0$ (MUROS ESTRUCTURALES)
- REGULARIDAD ESTRUCTURAL
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA $I_a = 1.00$
FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA $I_p = 1.00$
- COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS ($R = R_o \cdot I_a \cdot I_p$)
 $R_{XX} = 6.00$ $R_{YY} = 6.00$
- FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA
 $C_{XX} = 2.50$ $C_{YY} = 2.50$

FUERZA CORTANTE EN LA BASE EMPLEADA EN EL DISEÑO

- VXX = 558 ton.
- VYY = 558 ton.

MÁXIMOS DESPLAZAMIENTOS

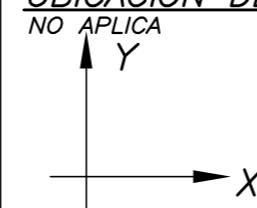
DIR. XX

- DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ÚLTIMO NIVEL = 10.27 cm.
- DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO = 1.78 cm.
- MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0061 < 0.007

DIR. YY

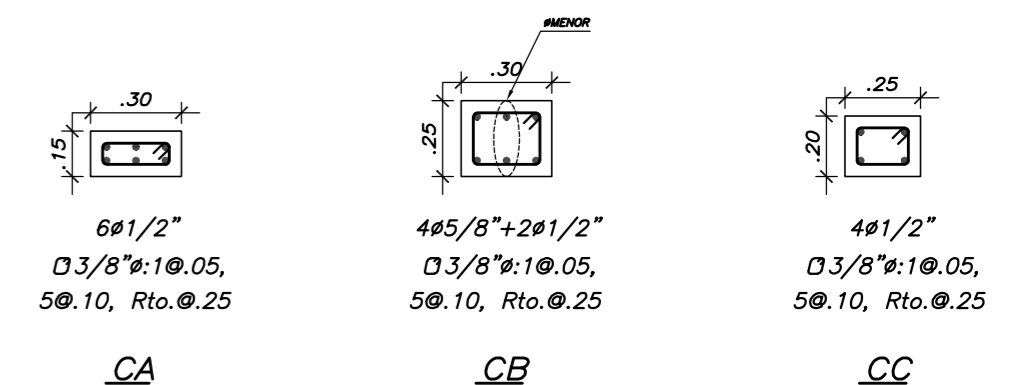
- DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL ÚLTIMO NIVEL = 9.70 cm.
- DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO = 1.67 cm.
- MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0058 < 0.00700

UBICACIÓN DE ESTACIONES ACERLEROMÉTRICAS




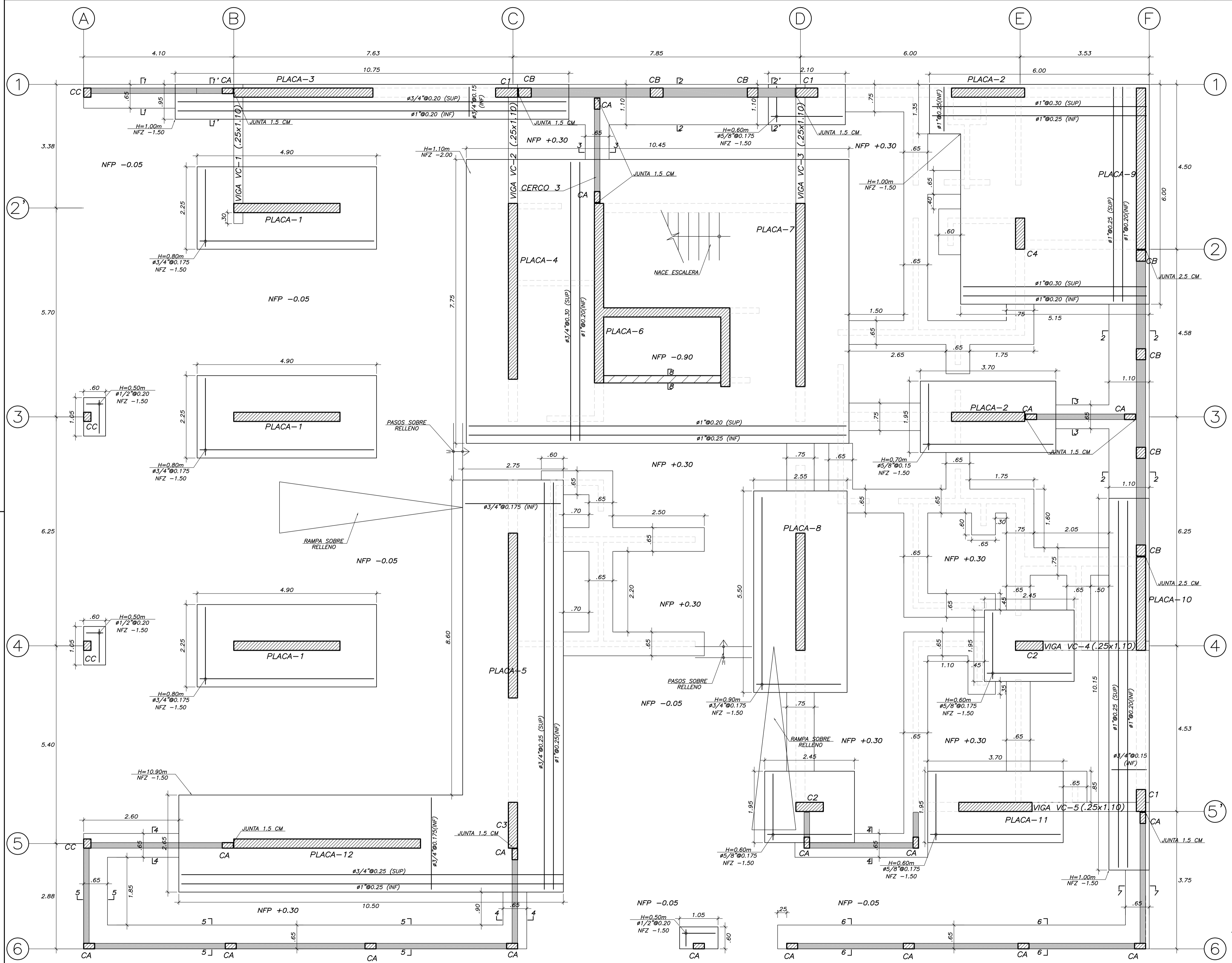
RELACIÓN DE PLANOS

E-00	DETALLES GENERALES
E-01	PLANTA DE CIMENTACIÓN - SUELO S1
E-02	VIGAS DE CIMENTACIÓN - SUELO S1
E-03	CORTES DE CIMENTACIÓN - SUELO S1
E-04	PLANTA DE CIMENTACION - SUELO S2
E-05	VIGAS DE CIMENTACIÓN - SUELO S2 Y ESCALERA
E-06	CORTES DE CIMENTACIÓN - SUELO S2
E-07	PLACAS Y COLUMNAS (I) - SUELO S1
E-08	PLACAS Y COLUMNAS (II) - SUELO S1
E-09	PLACAS Y COLUMNAS (I) - SUELO S2
E-10	PLACAS Y COLUMNAS (II) - SUELO S2
E-11	ENCOFRADO TÍPICO Y CORTES
E-12	ENCOFRADO SEPTIMO PISO Y CORTES
E-13	ENCOFRADO AZOTEA, CTO MAQUINAS Y CORTES
E-14	VIGAS PISO TÍPICO - SUELO S1 (I)
E-15	VIGAS PISO TÍPICO - SUELO S1 (II)
E-16	VIGAS PISO TÍPICO - SUELO S2 (I)
E-17	VIGAS PISO TÍPICO - SUELO S2 (II)
E-18	VIGAS AZOTEA - SUELO S1 (I)
E-19	VIGAS AZOTEA - SUELO S1 (II)
E-20	VIGAS AZOTEA - SUELO S2 (I)
E-21	VIGAS AZOTEA - SUELO S2 (II)

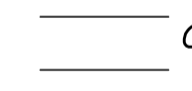
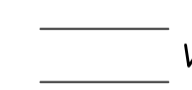



COLUMNETAS DE CERCO

	TESISTAS : OMAR RODRIGUEZ ALFARO - PIERO SANCHEZ PACORA	LAMINA N° :
	PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO	E-00 de 21
	ASESOR : ALVARO CESAR RUBIÑOS MONTENEGRO	
	PLANO : DETALLES GENERALES	FECHA : DICIEMBRE 2021
ESCALA : INDICADA		



LEYENDA

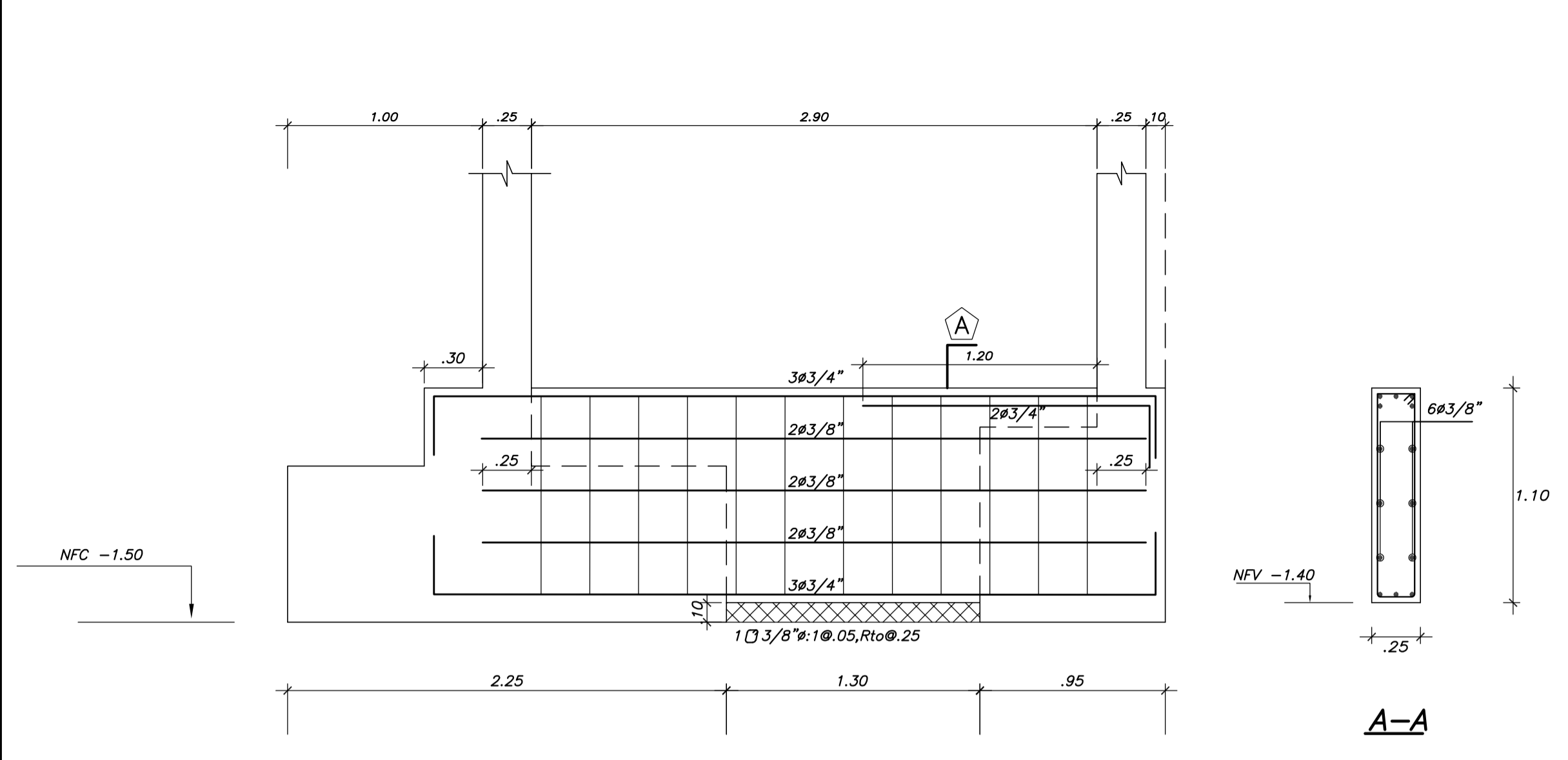
-  COLUMNA o PLACA
-  ZAPATAS
-  CIMENTO CORRIDO
-  VIGA DE CIM.
-  MURO CERCO
-  TABIQUERIA INTERIOR

LEYENDA

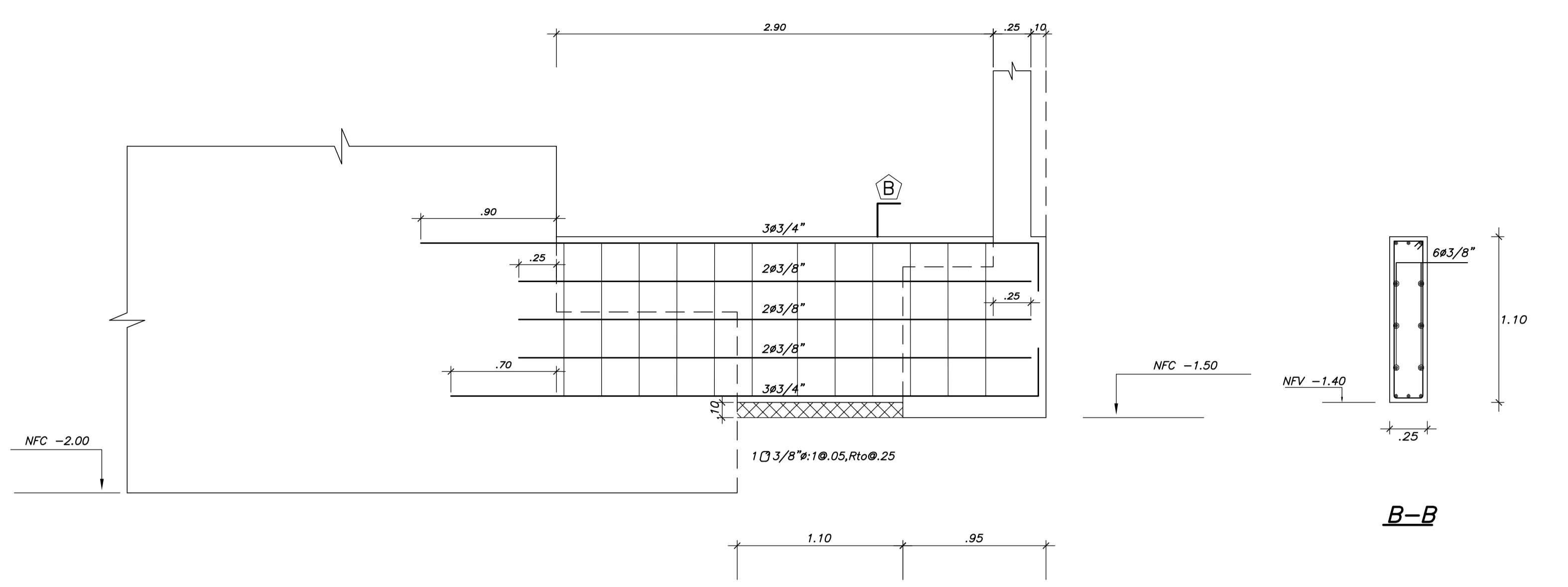
- NFP. = NIVEL FALSO PISO
- NFZ. = NIVEL FONDO ZAPATA
- NFC. = NIVEL FONDO CIMIENTO
- NFV. = NIVEL FONDO VIGA
- NSC. = NIVEL SUPERIOR CERCO

- NOTAS SOBRE CIMENTACION**
- 1) PARA EL TRAZADO DE CIMENTACION VER ARQUITECTURA
 - 2) PARA CONFORMAR EL RELLENO USAR AFIRMADO COMPACTADO AL 95% PROCTOR MODIFICADO EN CAPAS DE 20cm.
 - 3) EN CASO QUE A LA PROFUNDIDAD INDICADA AUN NO SE ENCUENTRE EL ESTRATO DE APOYO, PROFUNDIR EXCAVACION HASTA PENETRAR 20cm. EN DICHO ESTRATO Y VACEAR FALSA ZAPATA. PARA LA FALSA ZAPATA SE EMPLEARA CEMENTO HORMICON: 1:12+30%P.G.(Tamaño maximo 8")
 - 4) TODOS LO #S INDICADOS EN LAS ZAPATAS SON INFERIORES SALVO INDICADOS (Sup.) QUE ES # SUPERIOR

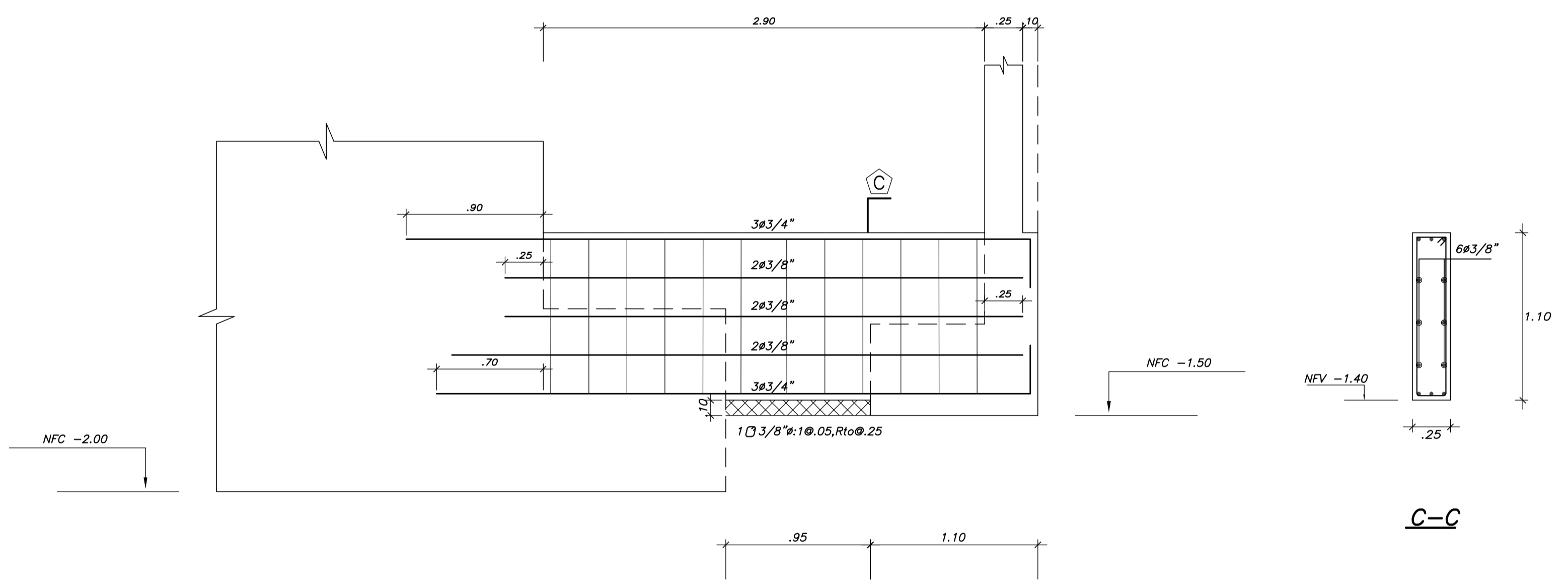
PLANTA DE CIMENTACION
 ESC 1/50



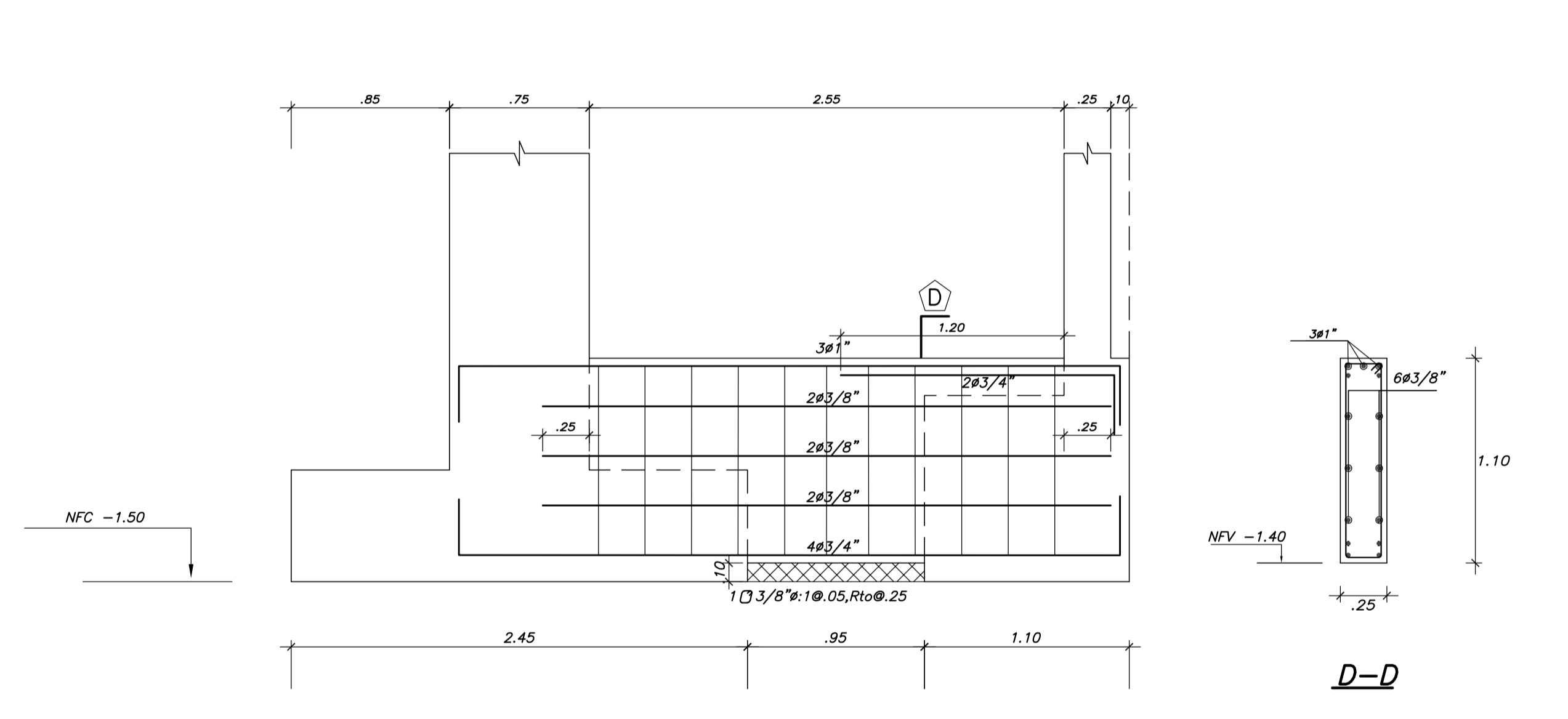
VC-1 (.25x1.10)



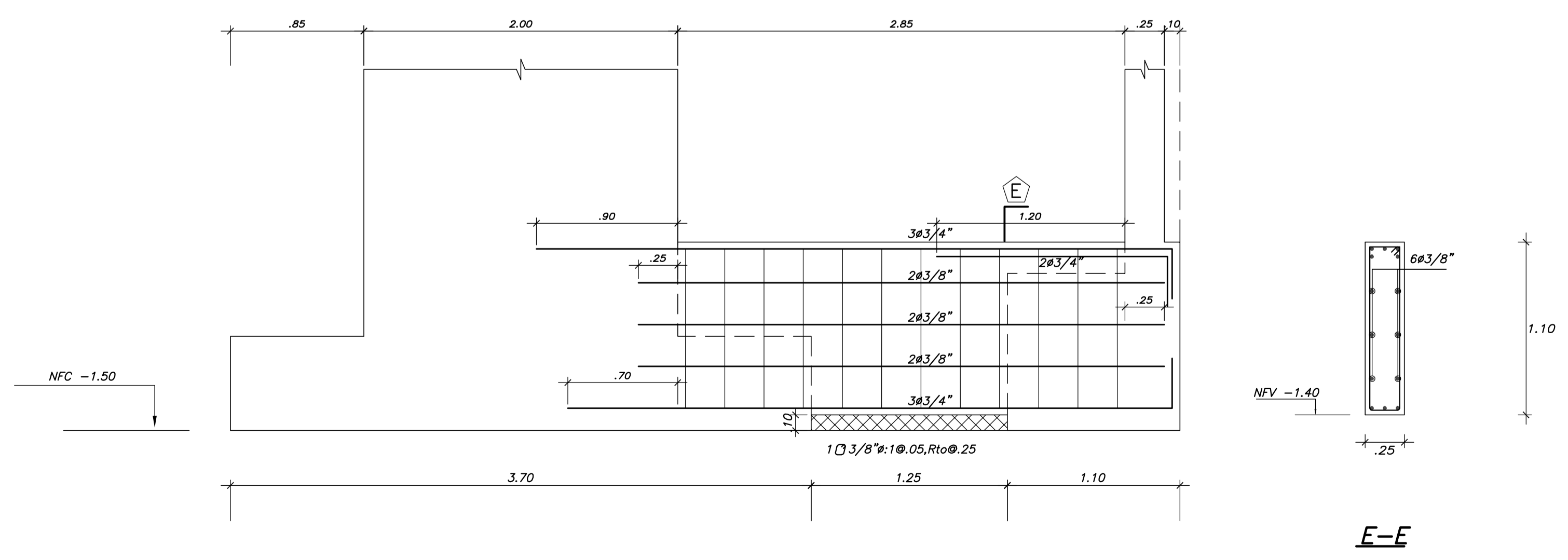
VC-2 (.25x1.10)




VC-3 (.25x1.10)

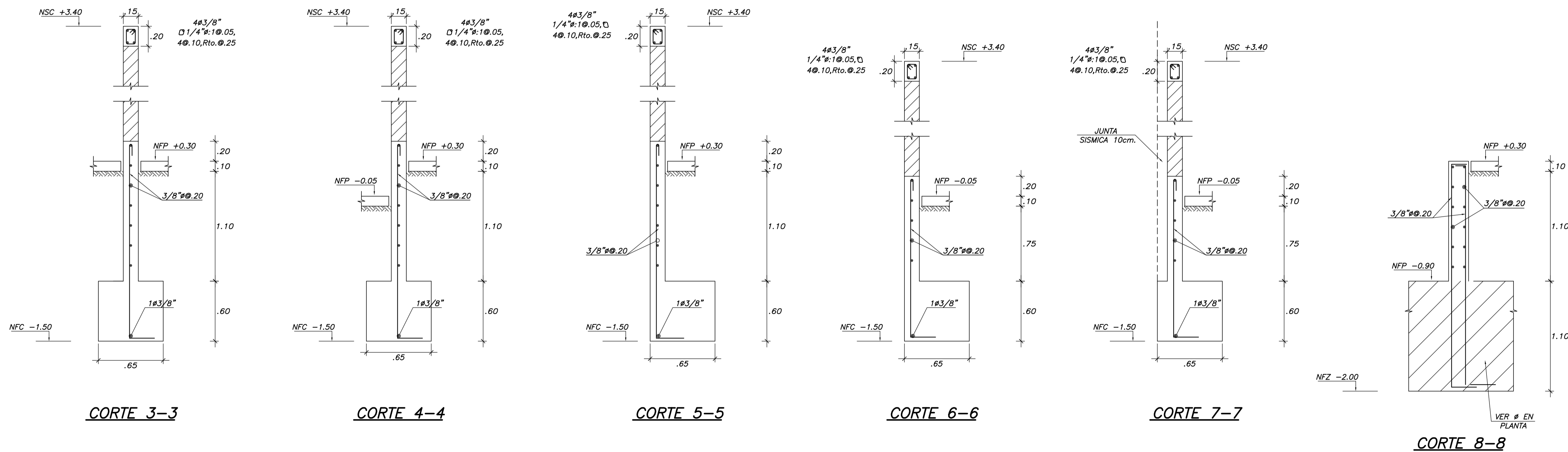
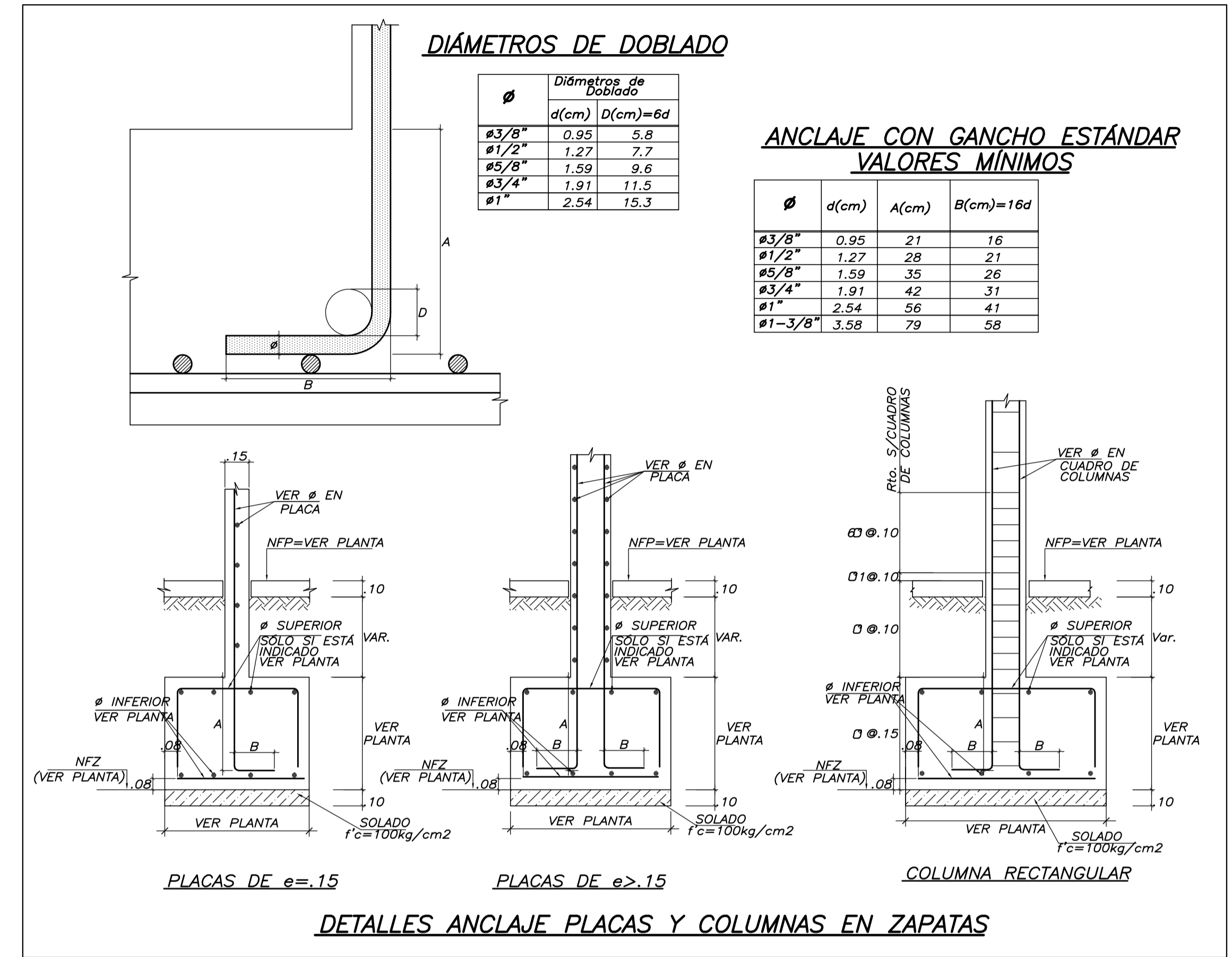
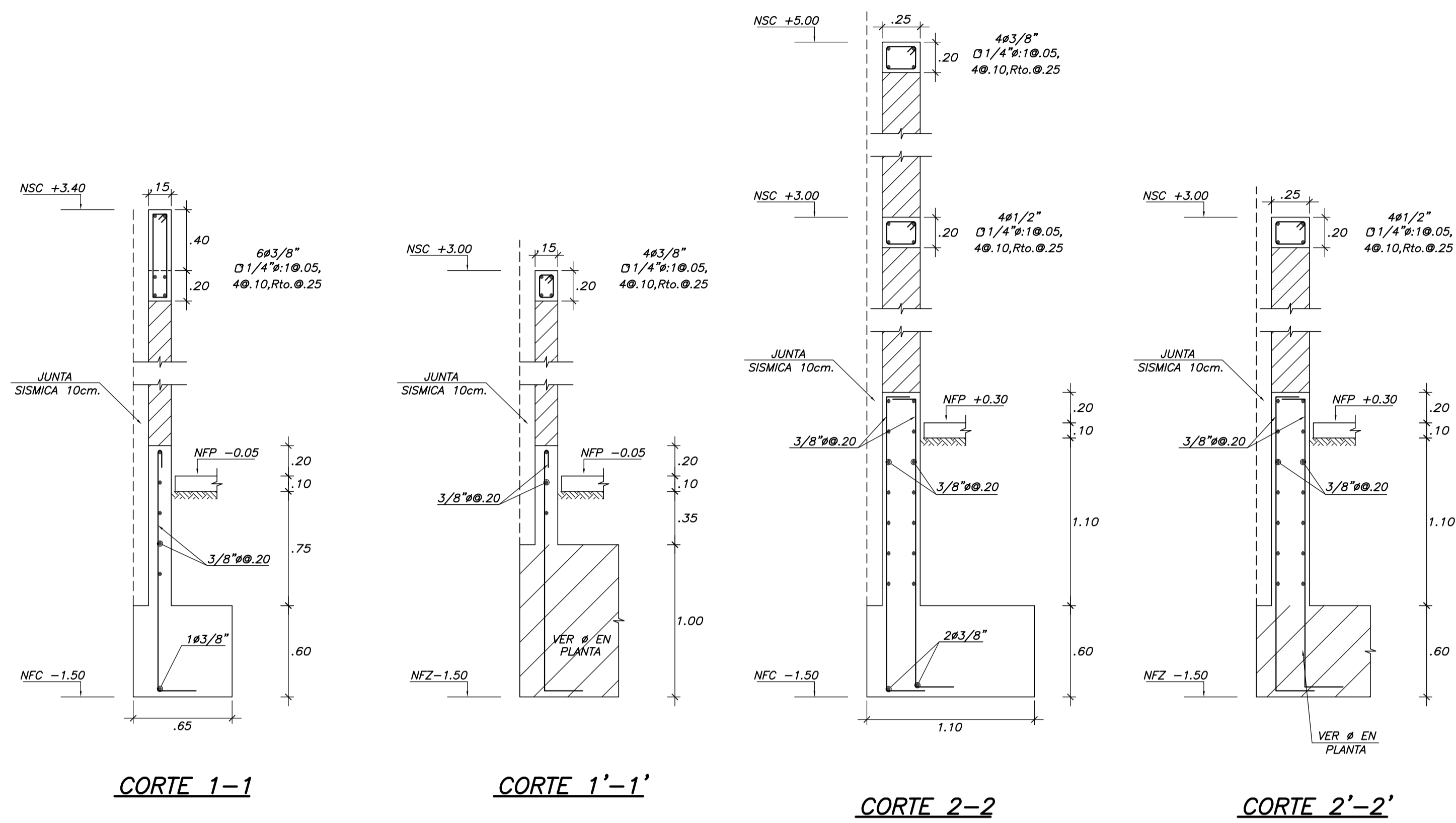


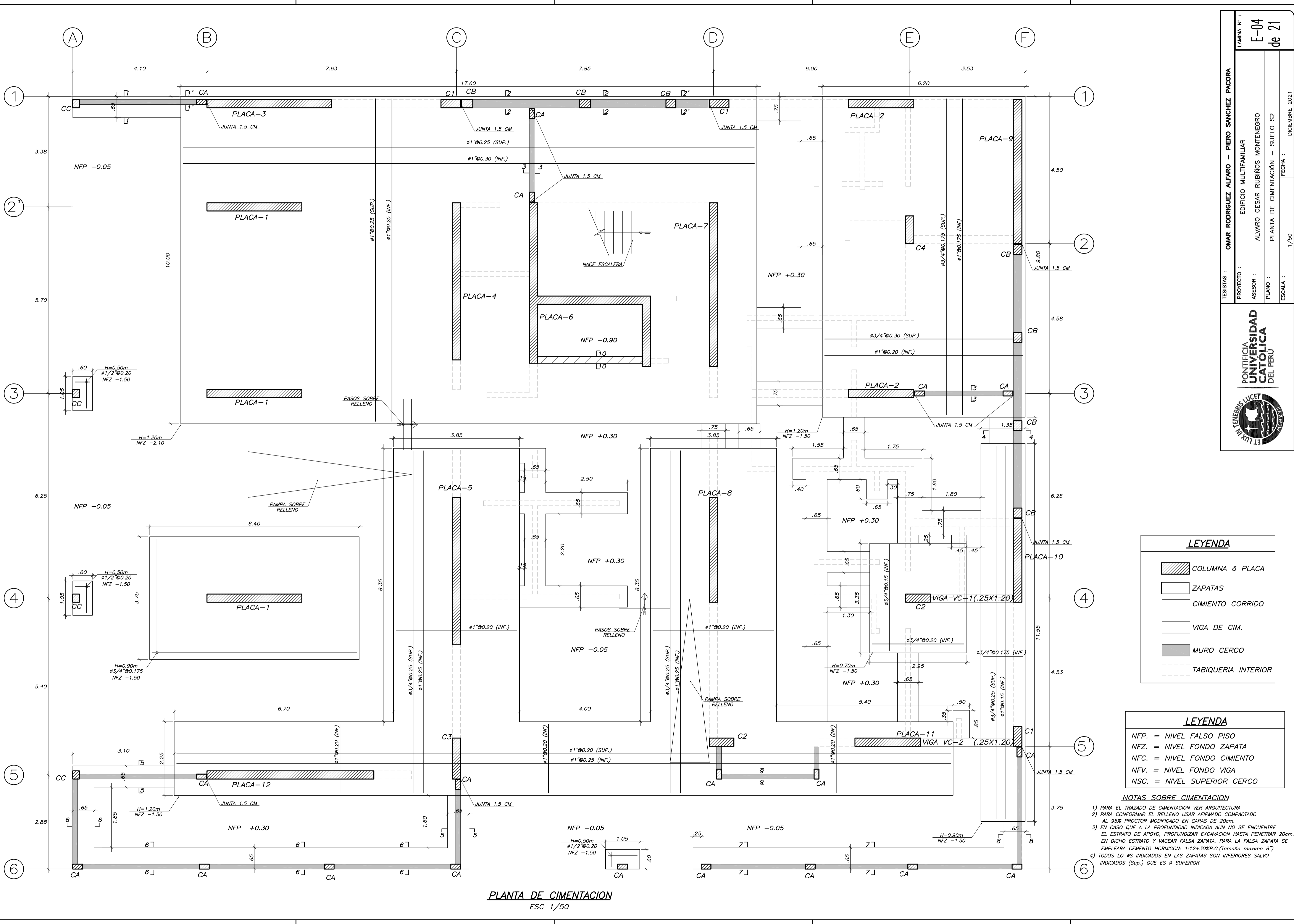
VC-4 (.25x1.10)



VC-5 (.25x1.10)

 <p>PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ</p>	<p>TESISTAS : OMAR RODRIGUEZ ALFARO – PIERO SANCHEZ PACORA</p>	<p>LAMINA N° : E-02 de 21</p>
	<p>PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO</p>	
	<p>ASESOR : ALVARO CESAR RUBIÑOS MONTENEGRO</p>	
	<p>PLANO : VIGAS DE CIMENTACIÓN – SUELO S1</p>	
	<p>ESCALA : 1/25 FECHA : DICIEMBRE 2021</p>	





PLANTA DE CIMENTACION
ESC 1/50

LEYENDA

	COLUMNA ó PLACA
	ZAPATAS
	CIMENTO CORRIDO
	VIGA DE CIM.
	MURO CERCO
	TABIQUERIA INTERIOR

LEYENDA

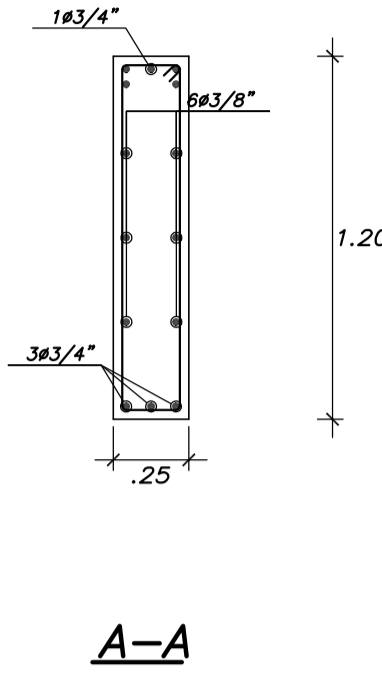
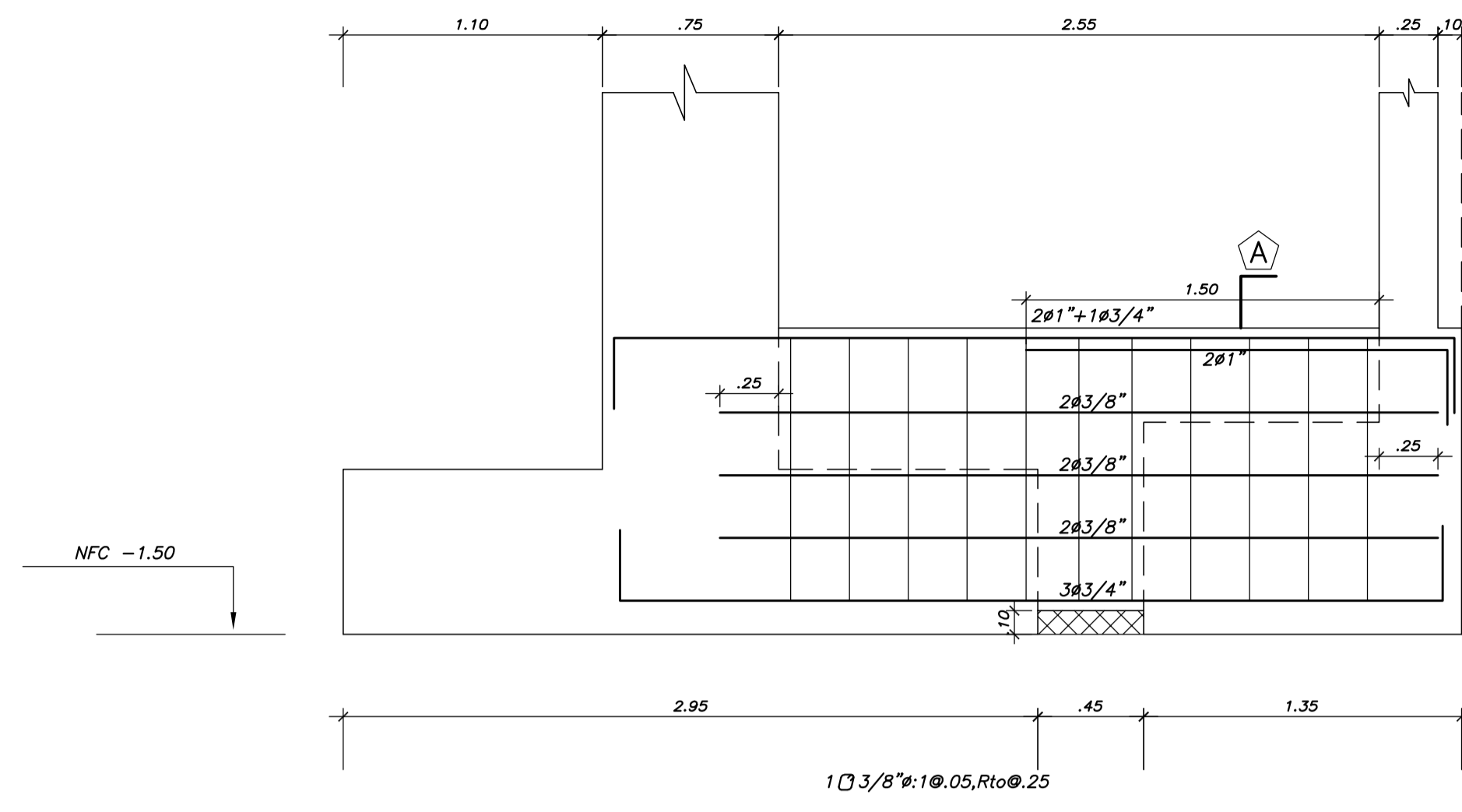
NFP. = NIVEL FALSO PISO
 NFZ. = NIVEL FONDO ZAPATA
 NFC. = NIVEL FONDO CIMENTO
 NFV. = NIVEL FONDO VIGA
 NSC. = NIVEL SUPERIOR CERCO

- NOTAS SOBRE CIMENTACION**
- 1) PARA EL TRAZADO DE CIMENTACION VER ARQUITECTURA
 - 2) PARA CONFORMAR EL RELLENO USAR AFIRMADO COMPACTADO AL 95% PROCTOR MODIFICADO EN CAPAS DE 20cm.
 - 3) EN CASO QUE A LA PROFUNDIDAD INDICADA AUN NO SE ENCUENTRE EL ESTRATO DE APOYO, PROFUNDIZAR EXCAVACION HASTA PENETRAR 20cm. EN DICHO ESTRATO Y VACEAR FALSA ZAPATA. PARA LA FALSA ZAPATA SE EMPLEARA CEMENTO HORMIGON: 1:12+30%P.G.(Tamaño maximo 8")
 - 4) TODOS LO #S INDICADOS EN LAS ZAPATAS SON INFERIORES SALVO INDICADOS (Sup.) QUE ES # SUPERIOR

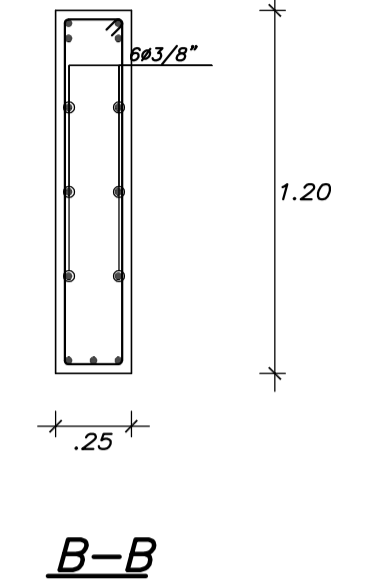
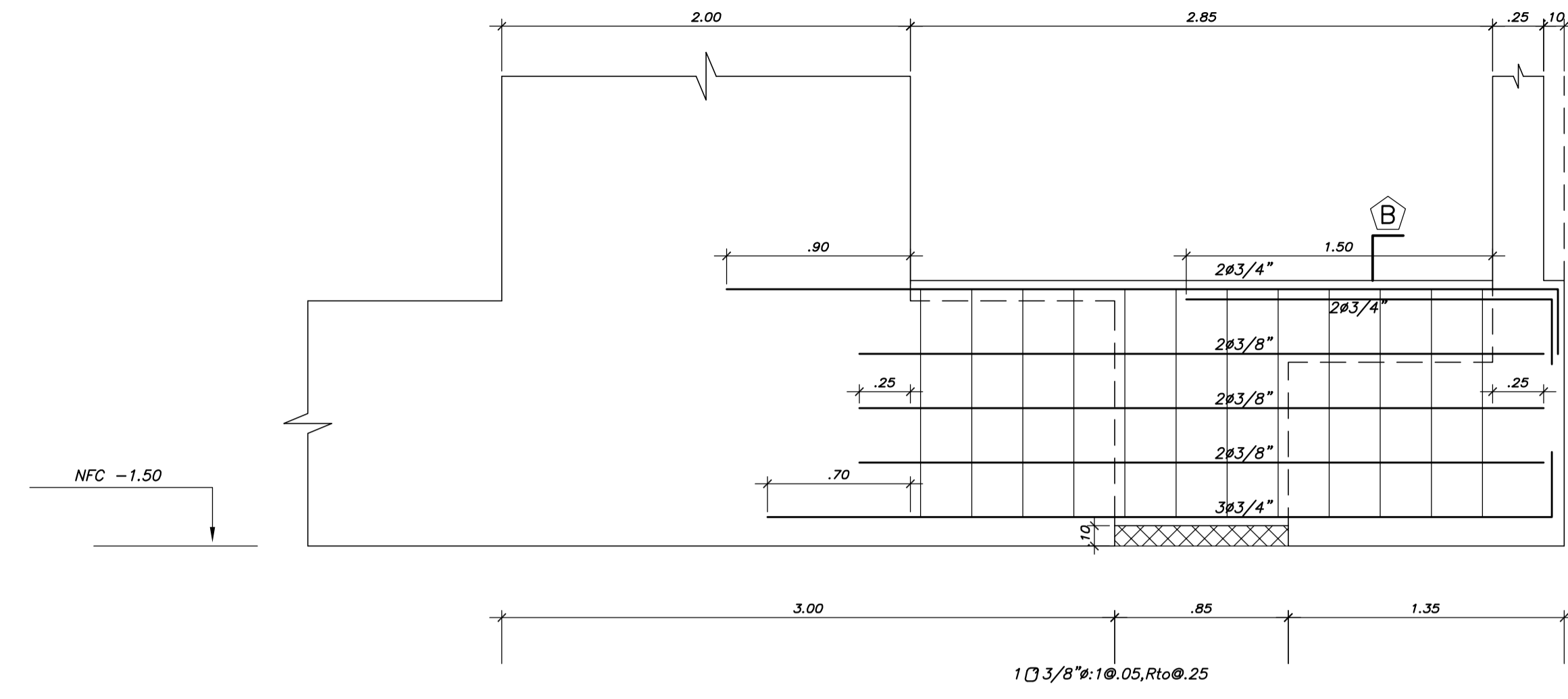
TESISISTAS : OMAR RODRIGUEZ ALFARO - PIERO SANCHEZ PACORA
 PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR
 ASESOR : ALVARO CESAR RUBIÑOS MONTENEGRO
 PLANO : PLANTA DE CIMENTACION - SUELO S2
 ESCALA : 1/50
 FECHA : DICIEMBRE 2021

LAMINA N° : E-04 de 21

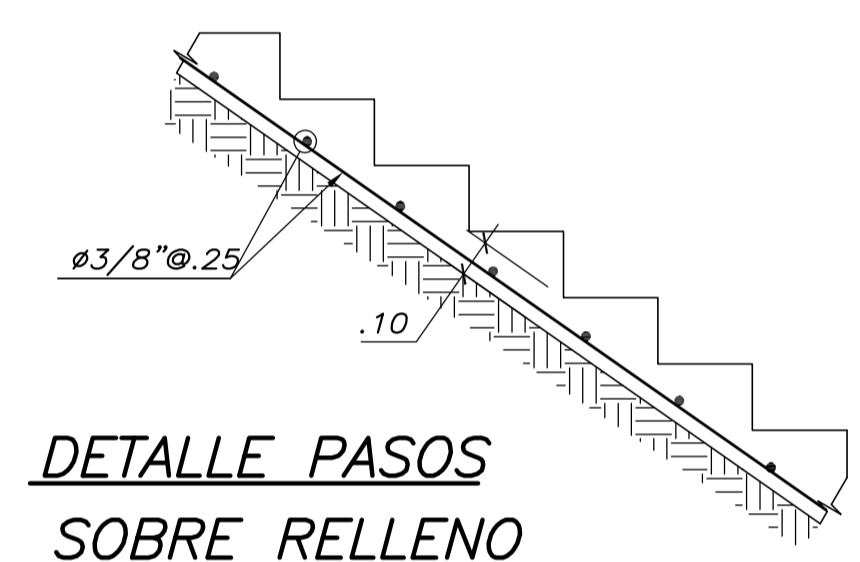
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATHOLICA DEL PERU
 ET LIX IN TENERICIS LUCET



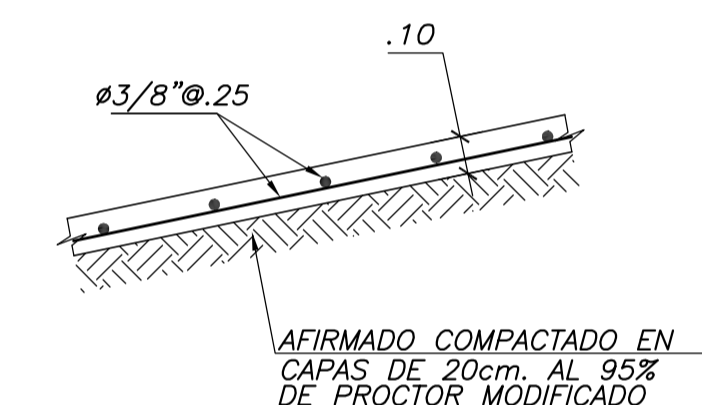
VC-1 (.25x1.20)



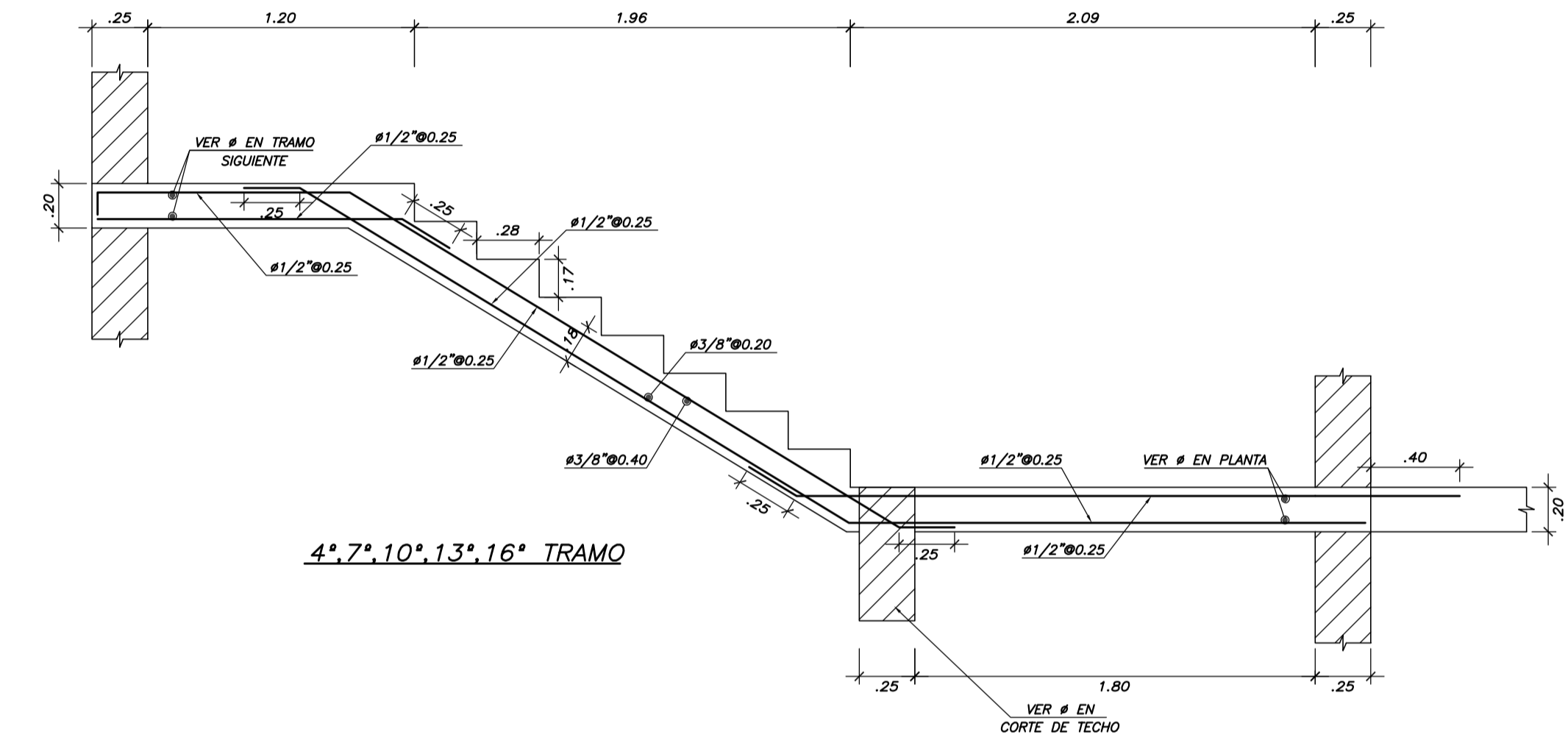
VC-2 (.25x1.20)



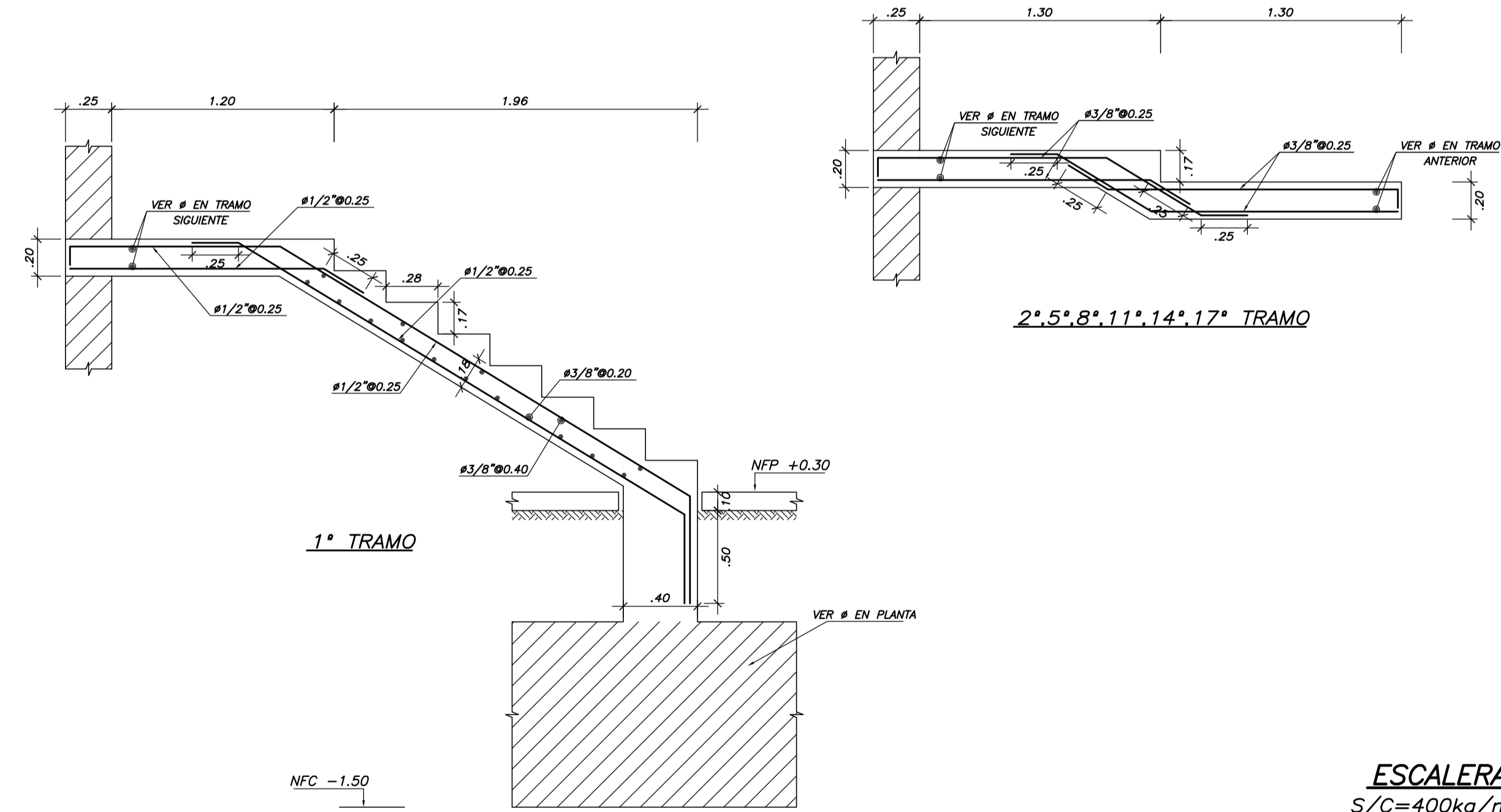
DETALLE PASOS SOBRE RELLENO



RAMPA EN RELLENO



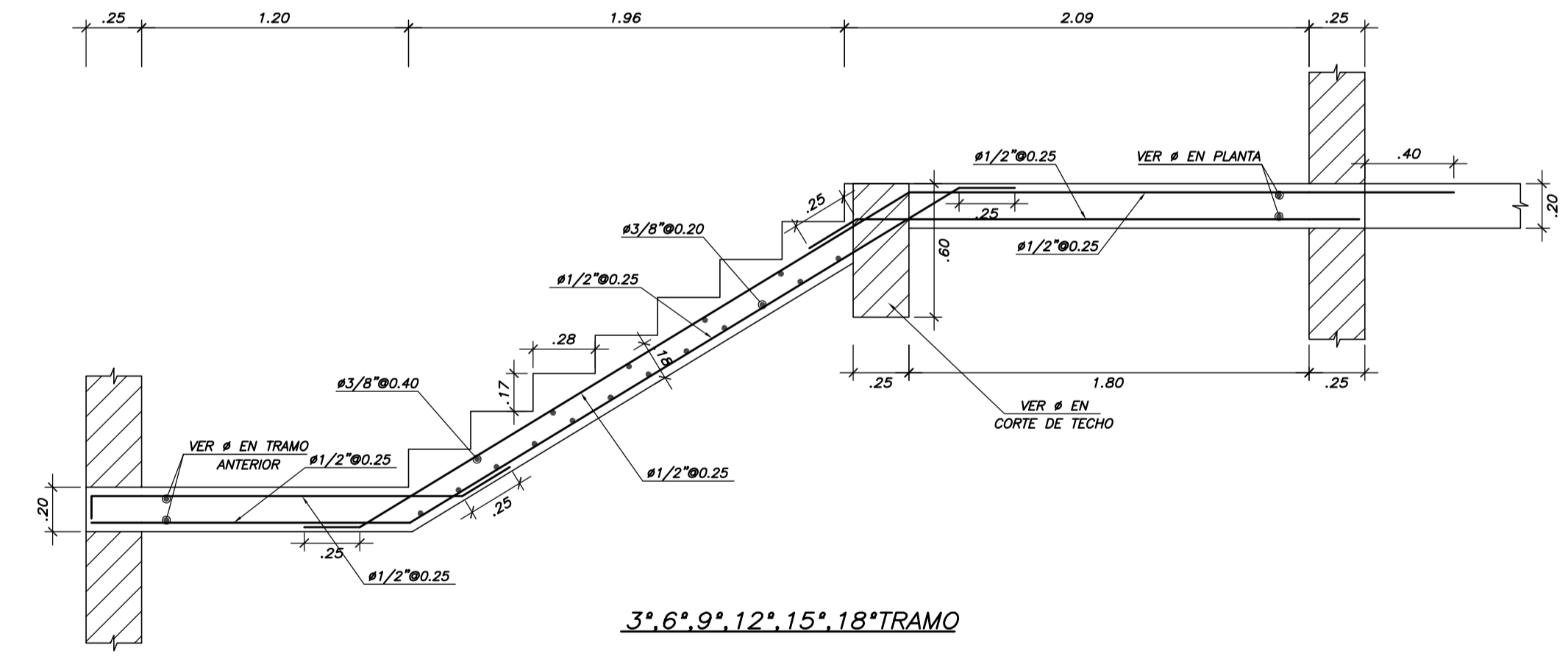
4°.7°.10°.13°.16° TRAMO




1° TRAMO

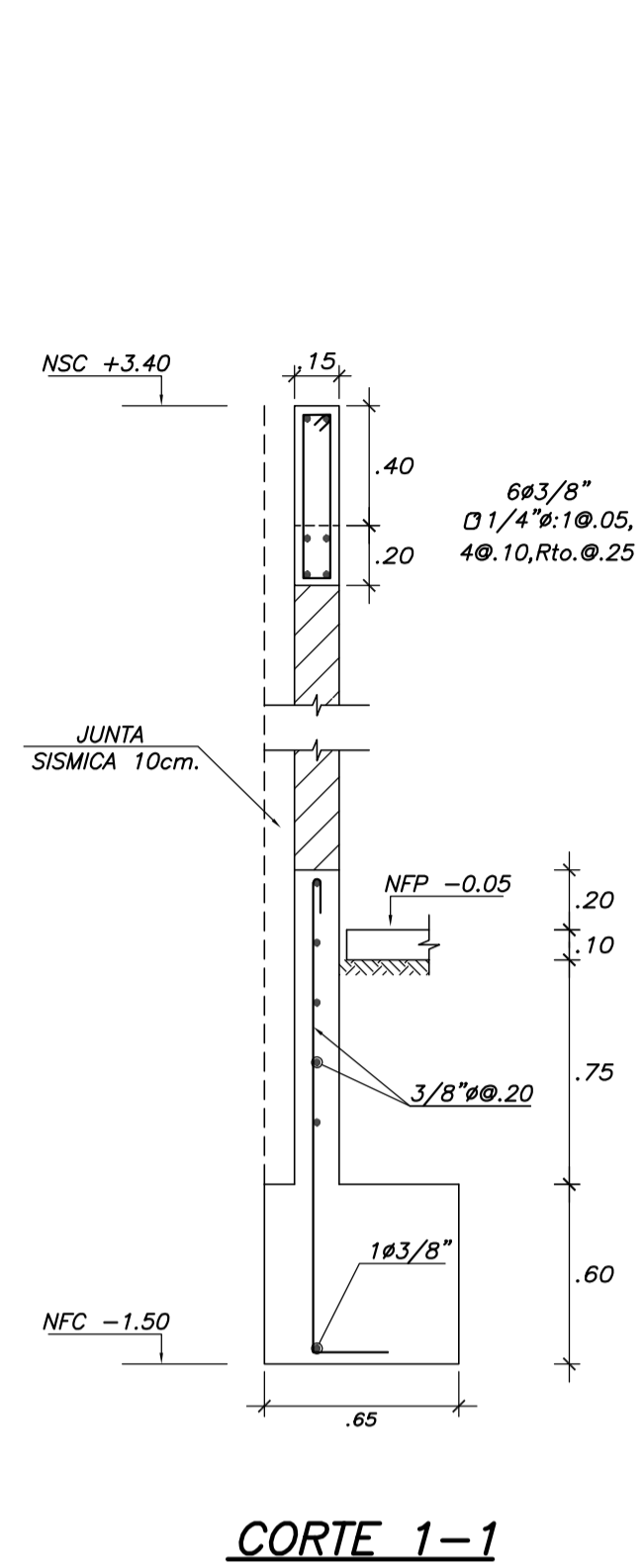
2°.5°.8°.11°.14°.17° TRAMO

ESCALERA
S/C=400kg/m²

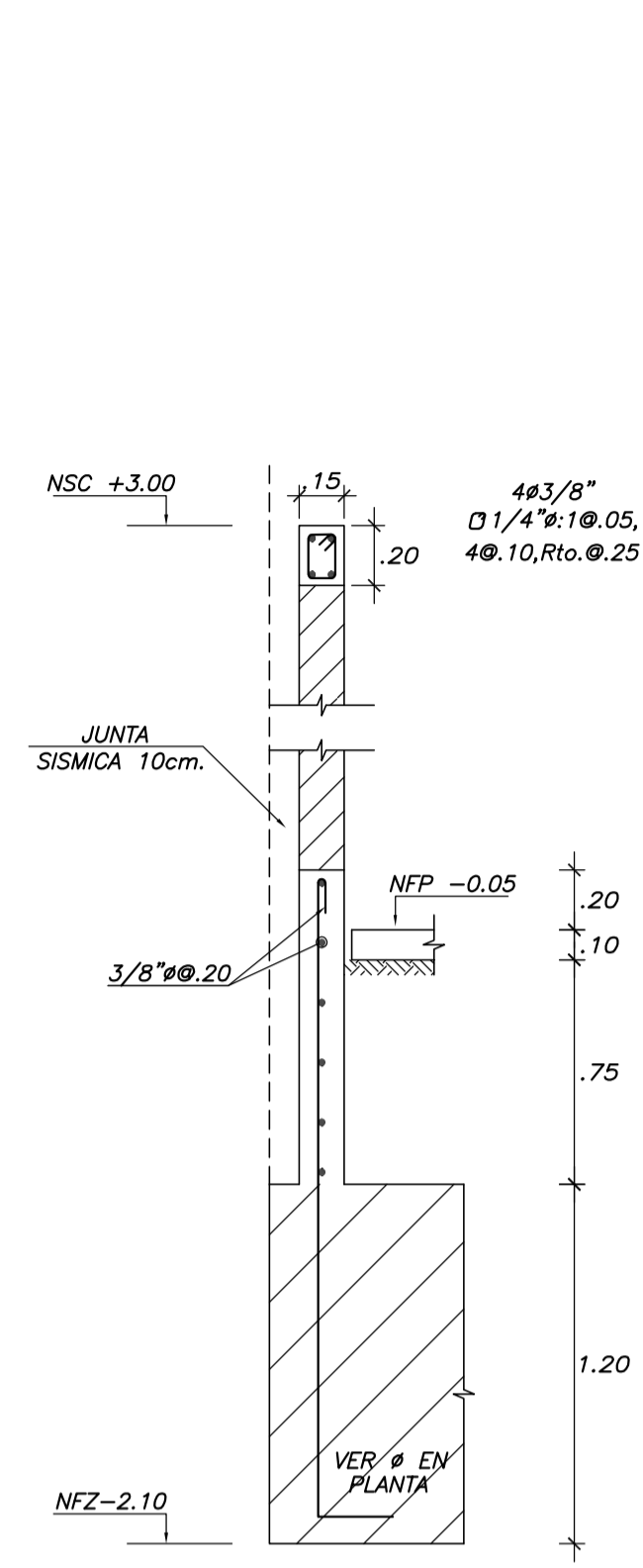


3°.6°.9°.12°.15°.18° TRAMO

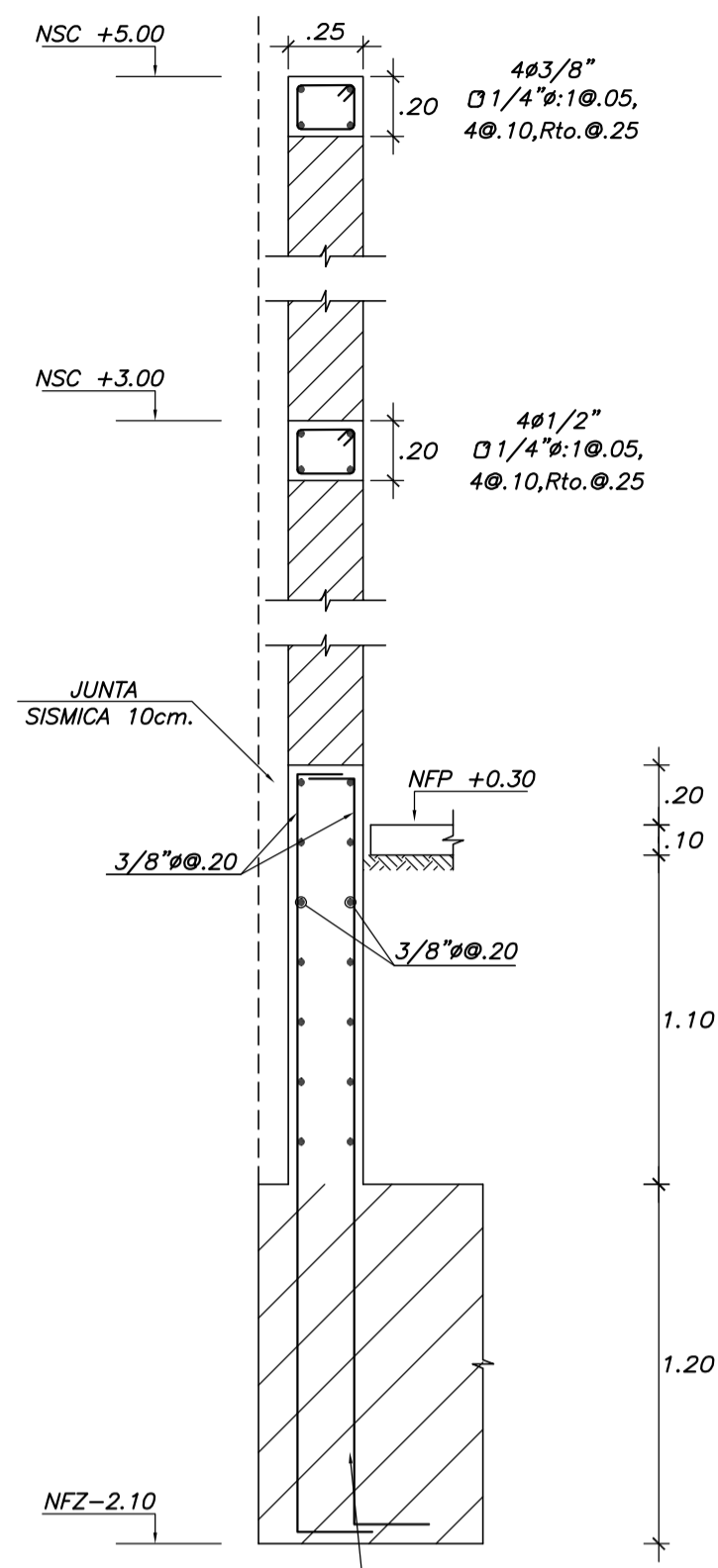
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	TESISTAS : OMAR RODRIGUEZ ALFARO – PIERO SANCHEZ PACORA	LAMINA N° : E-05 de 21
	PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO	FECHA : DICIEMBRE 2021
	ASESOR : ALVARO CESAR RUBIÑOS MONTENEGRO	
	PLANO : VIGAS DE CIMENTACIÓN – SUELO S2 Y ESCALERA	
	ESCALA : 1/25	



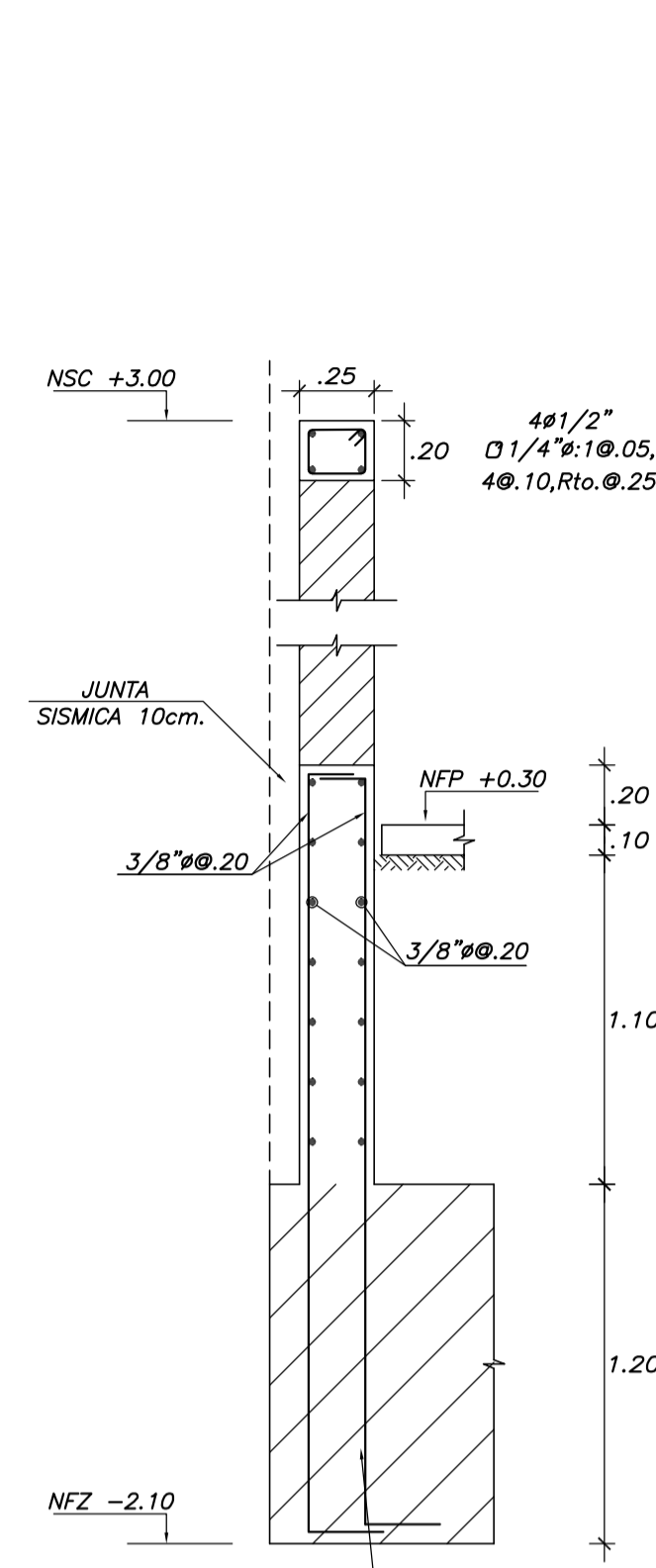
CORTE 1-1



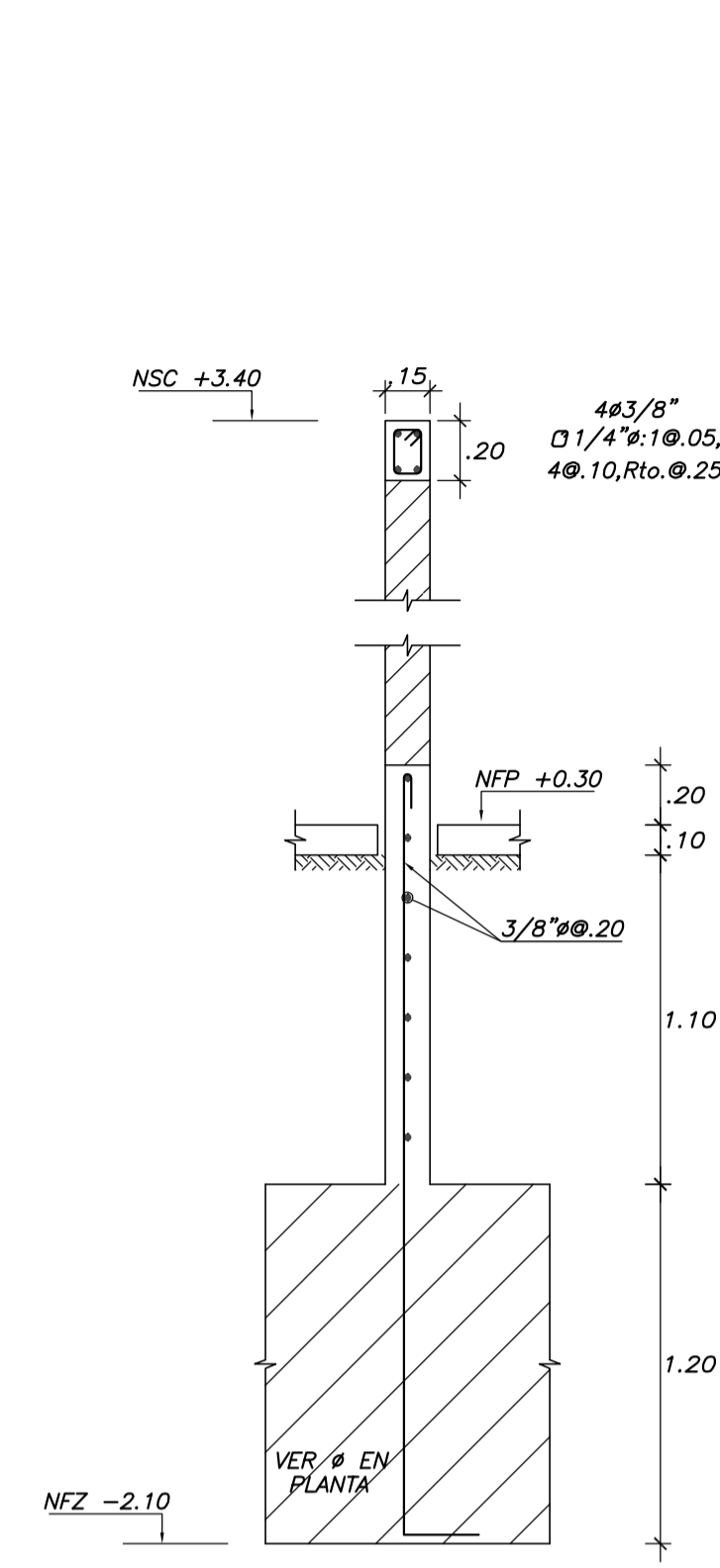
CORTE 1'-1'



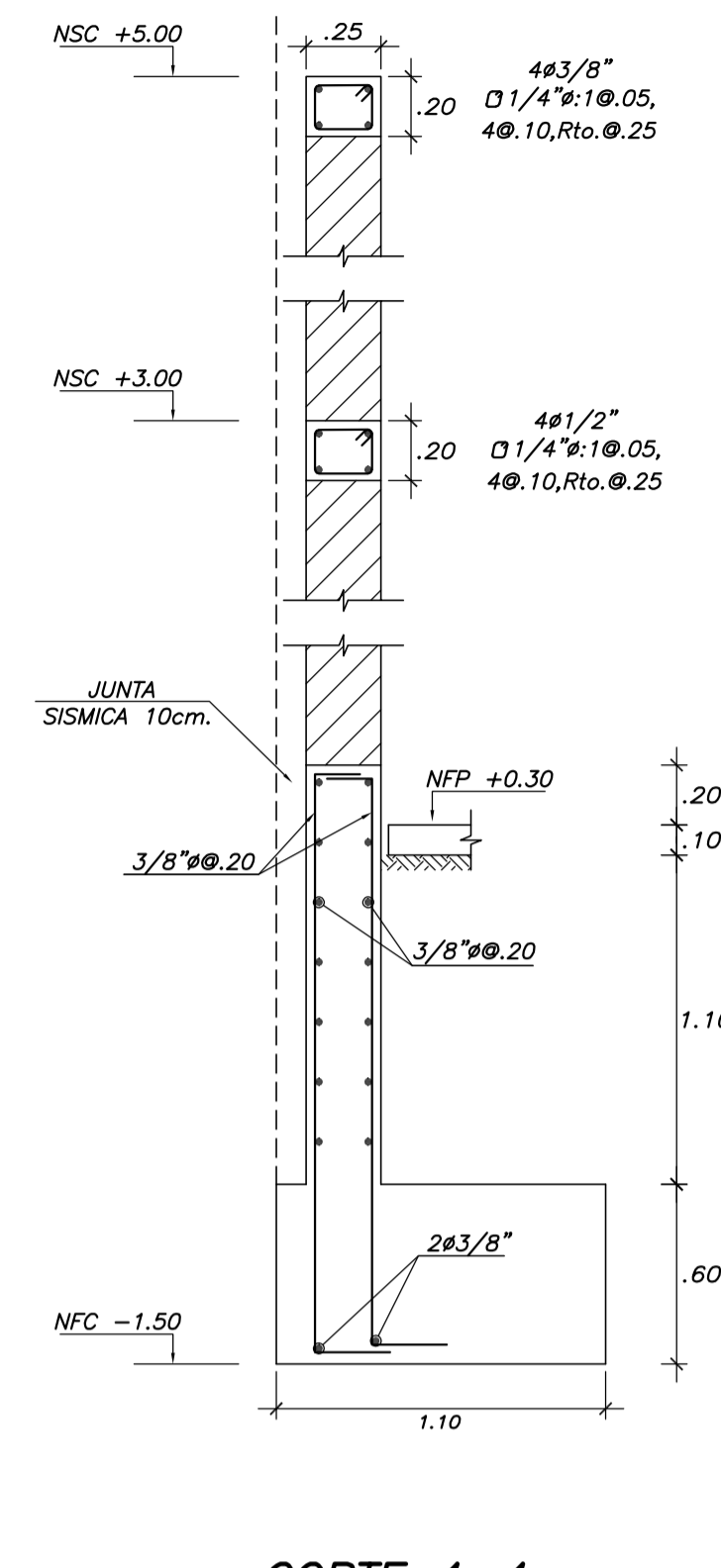
CORTE 2-2



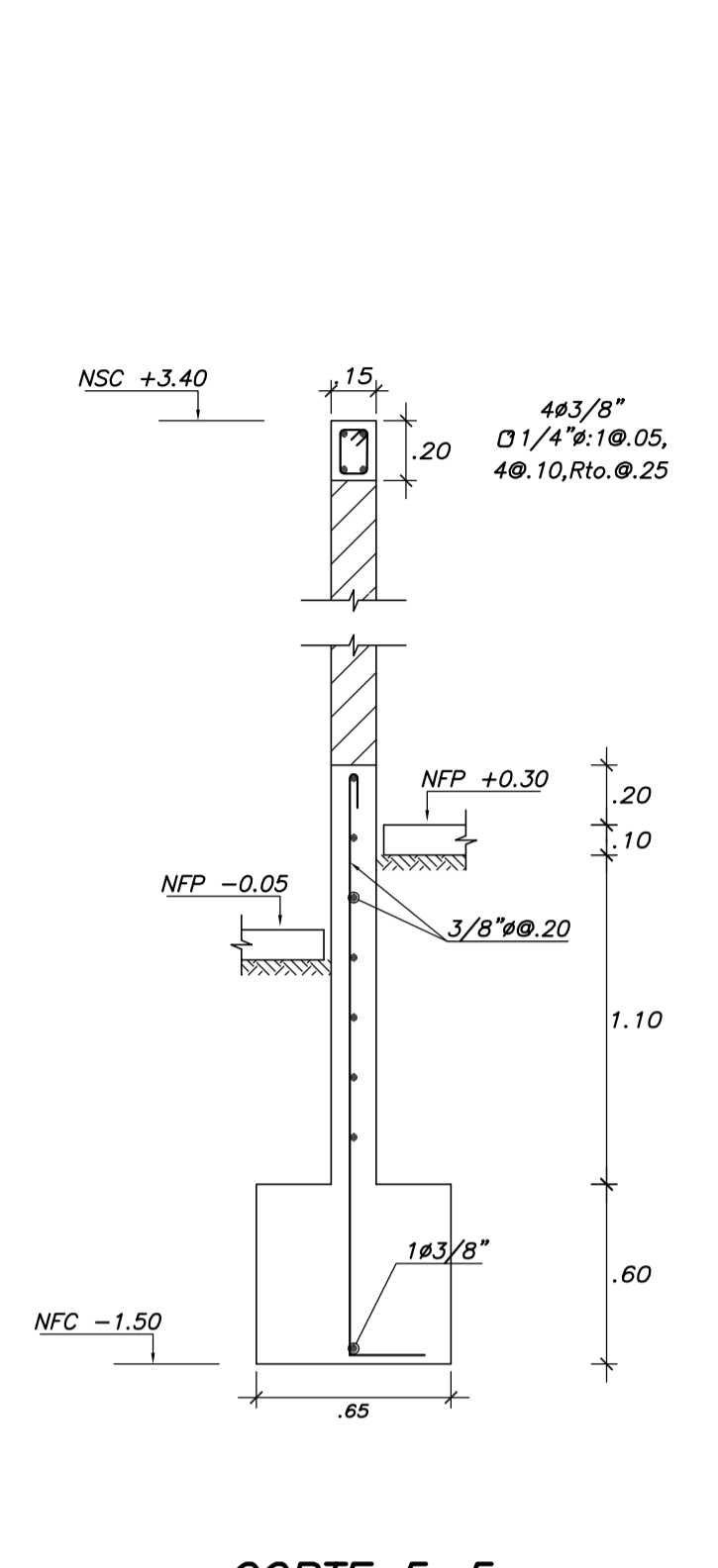
CORTE 2'-2'



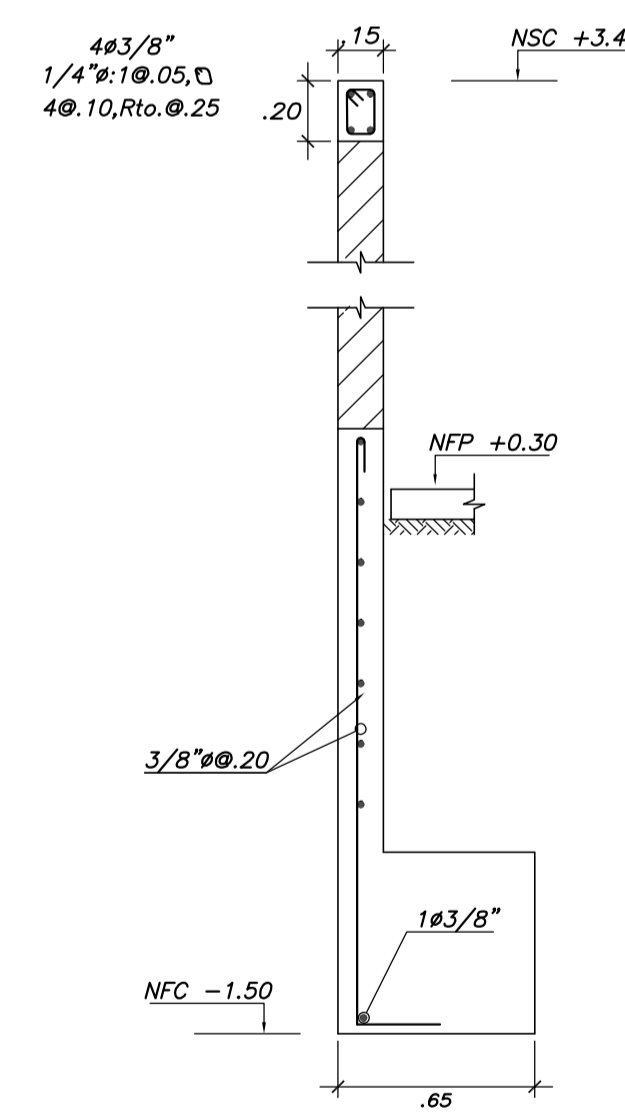
CORTE 3-3



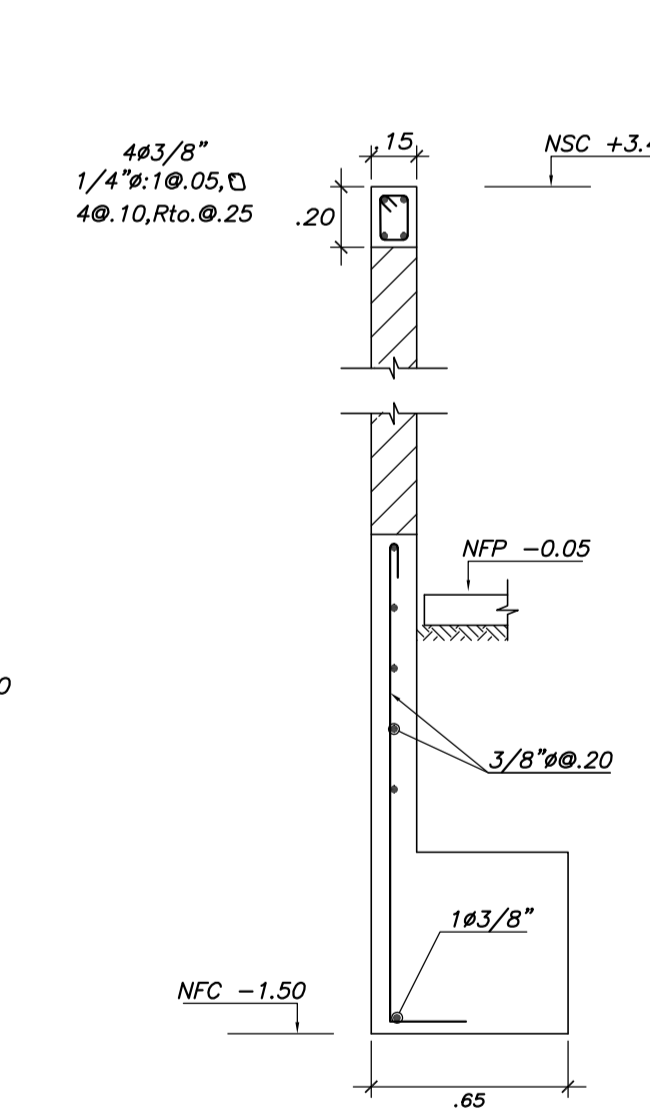
CORTE 4-4



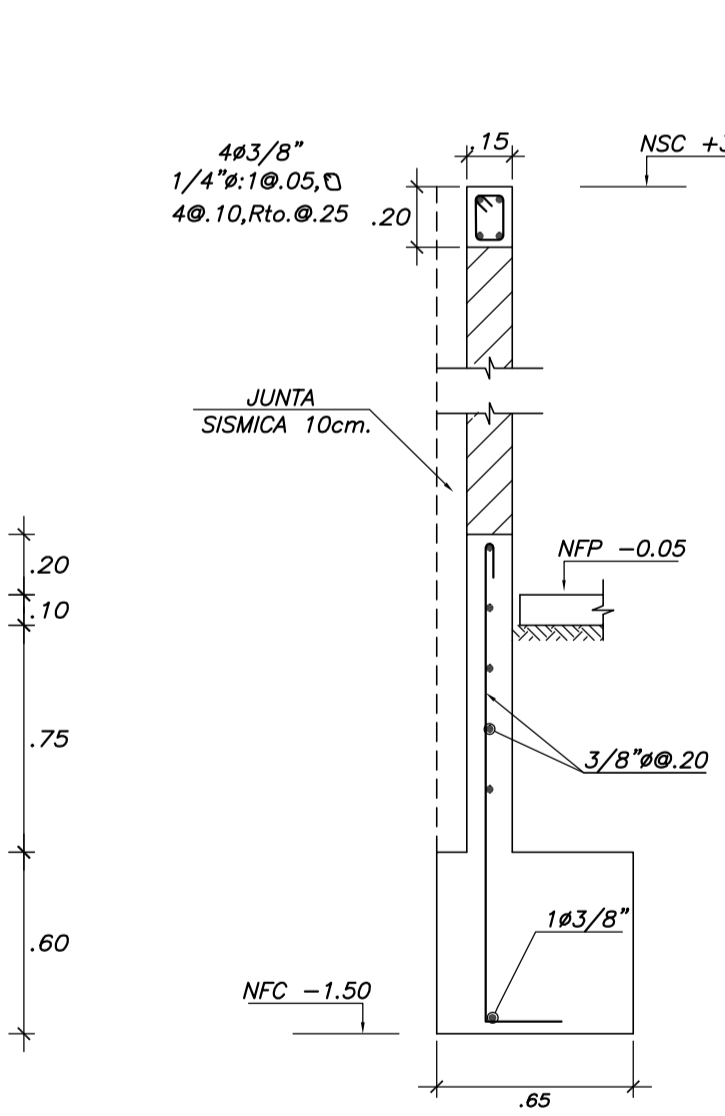
CORTE 5-5



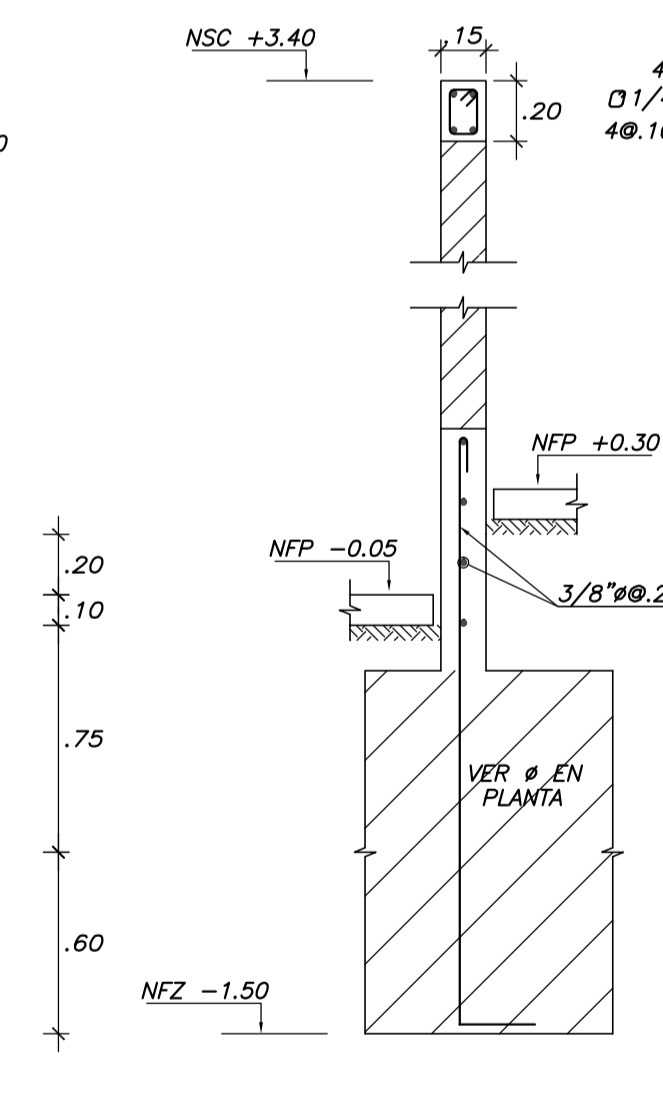
CORTE 6-6



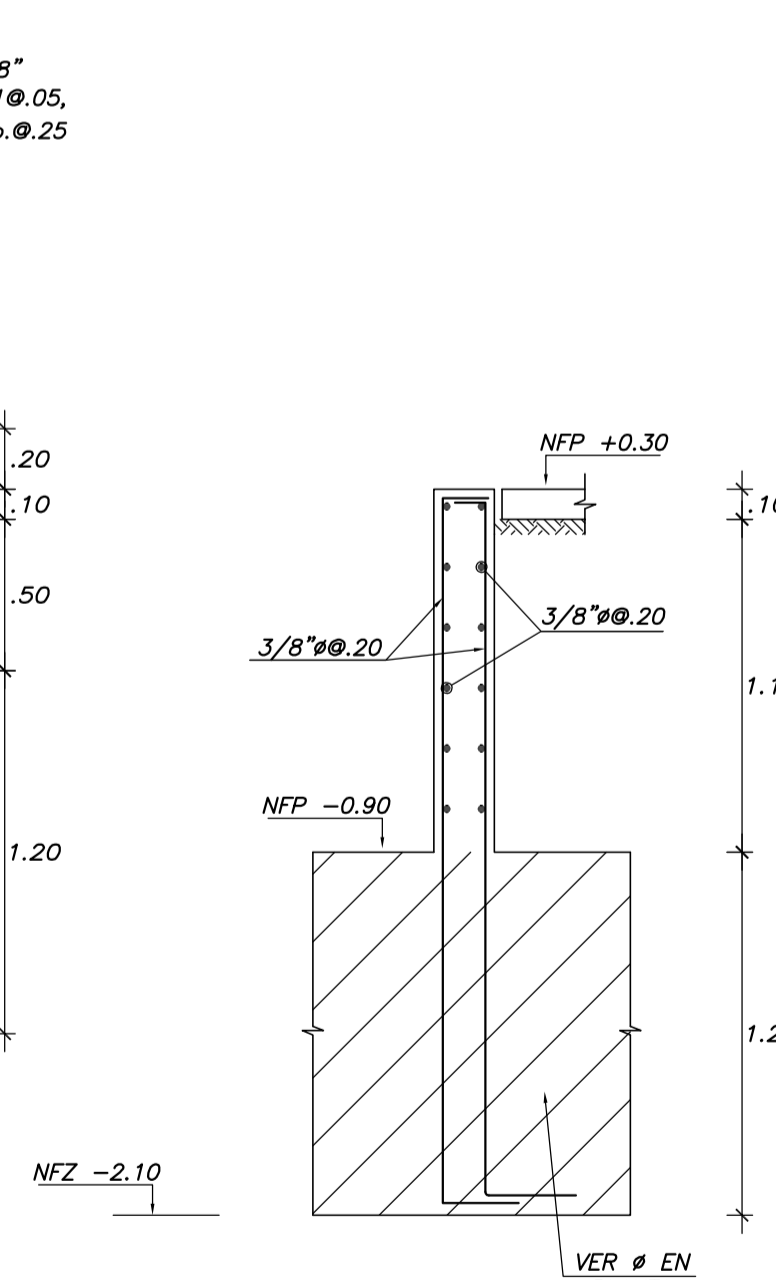
CORTE 7-7



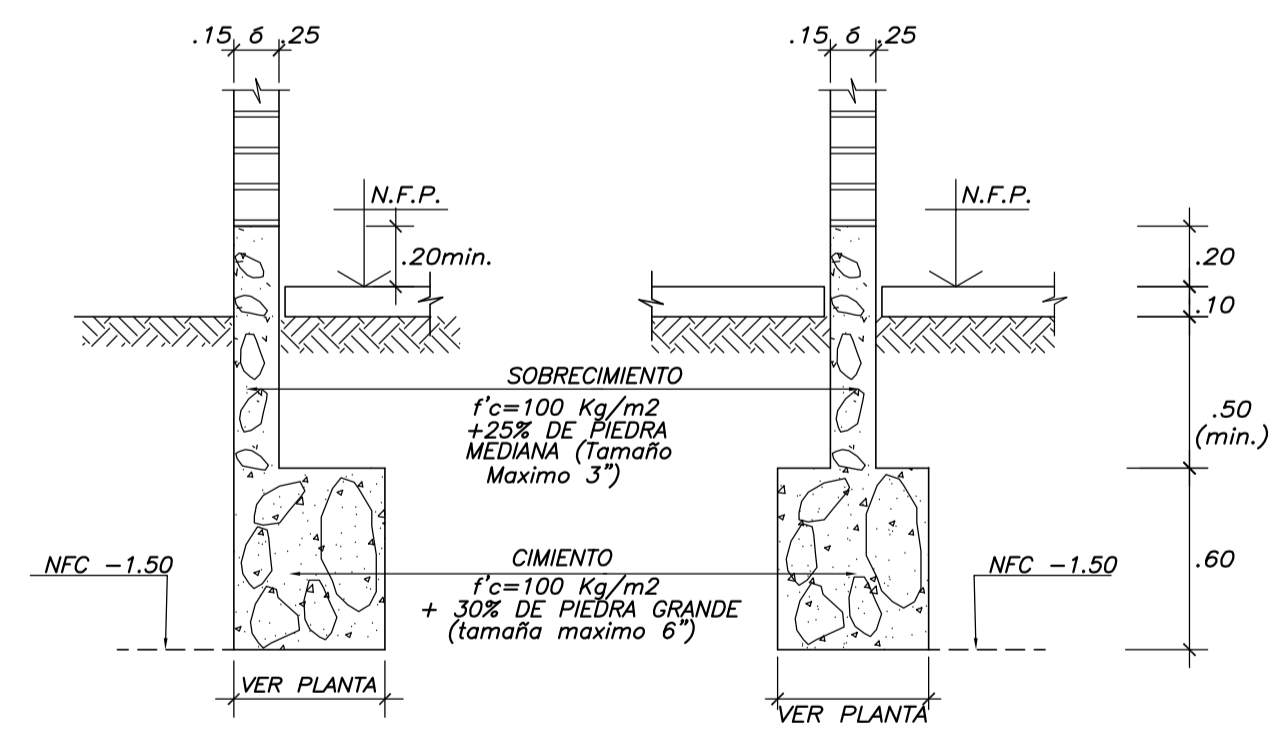
CORTE 8-8



CORTE 9-9



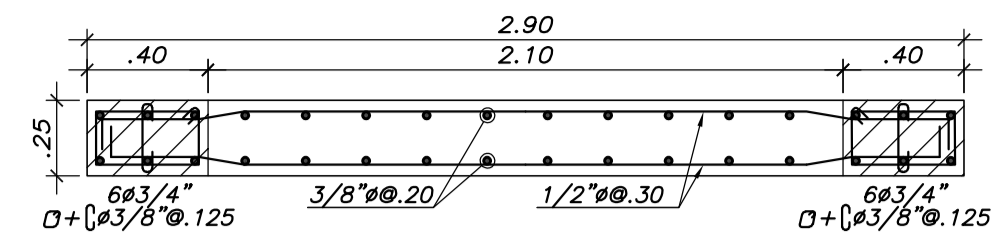
CORTE 10-10



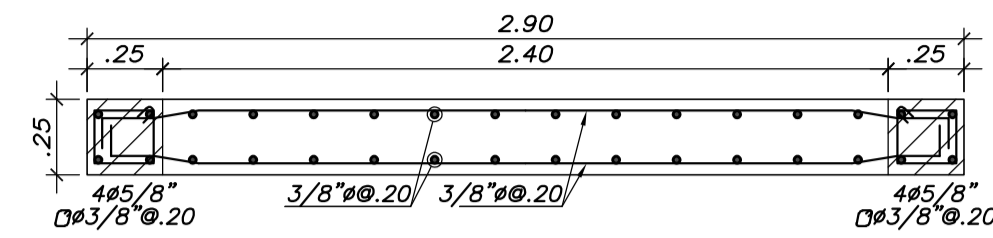
*(EN CASO DE VANO SOLO PASA CIMENTO CORRIDO)

DETALLE TIPICO DE CIMENTO CORRIDO PARA TABIQUERIA INTERIOR

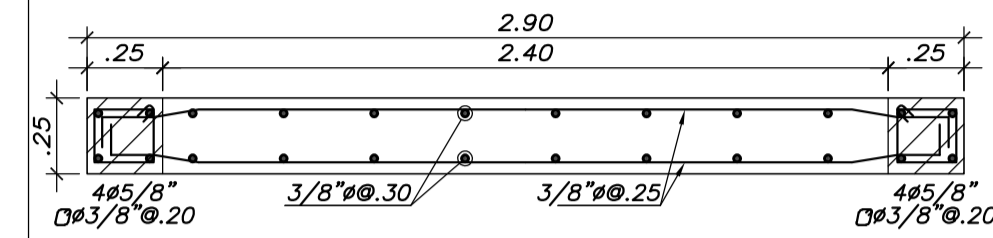
	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	TESISTAS : OMAR RODRIGUEZ ALFARO - PIERO SANCHEZ PACORA	LAMINA N° :	
	PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO	ASESOR : ALVARO CESAR RUBIÑOS MONTENEGRO	E-06	
	PLANO : CORTES DE CIMENTACIÓN - SUELO S2	ESCALA : 1/25	FECHA : DICIEMBRE 2021	de 21



1° al 2° PISO

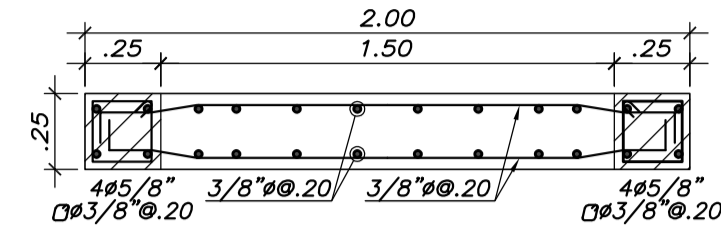


3° al 4° PISO

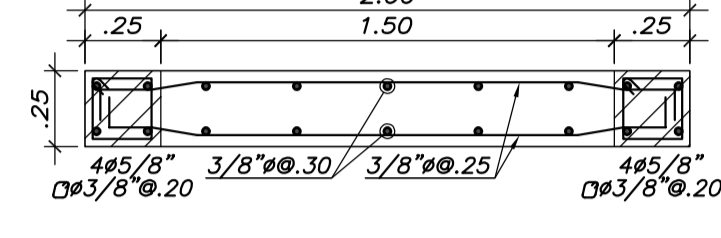


5° al 7° PISO

PLACA 1

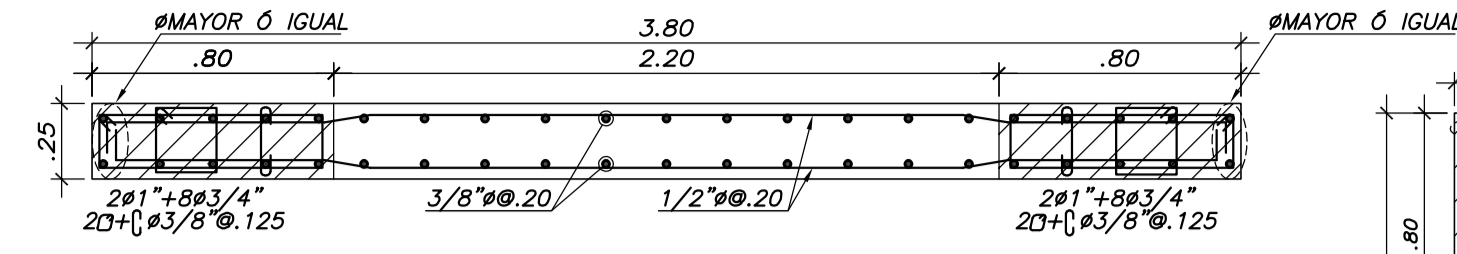


1° al 3° PISO

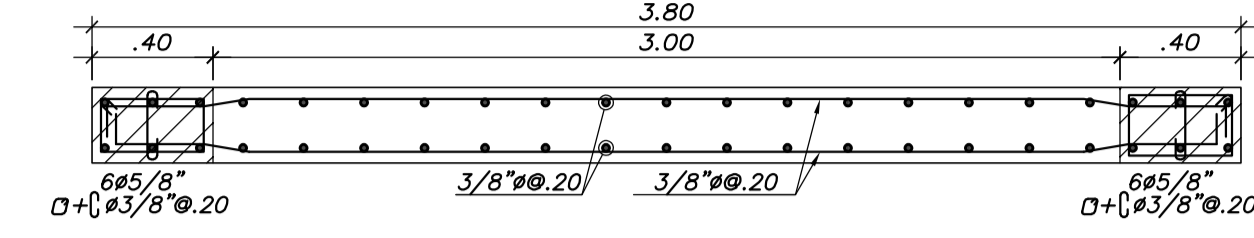


4° al 7° PISO

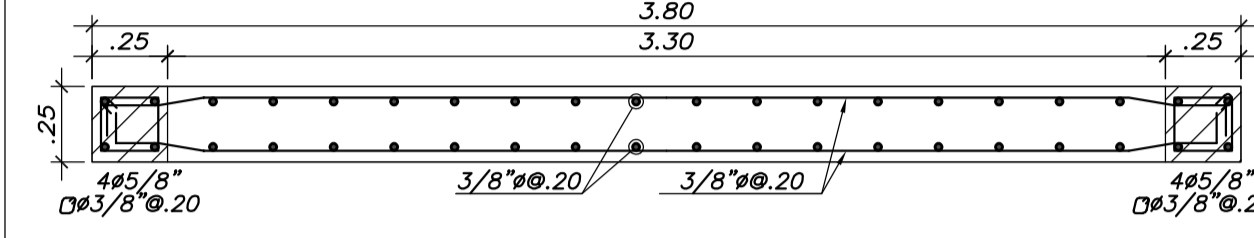
PLACA 2



1° al 2° PISO

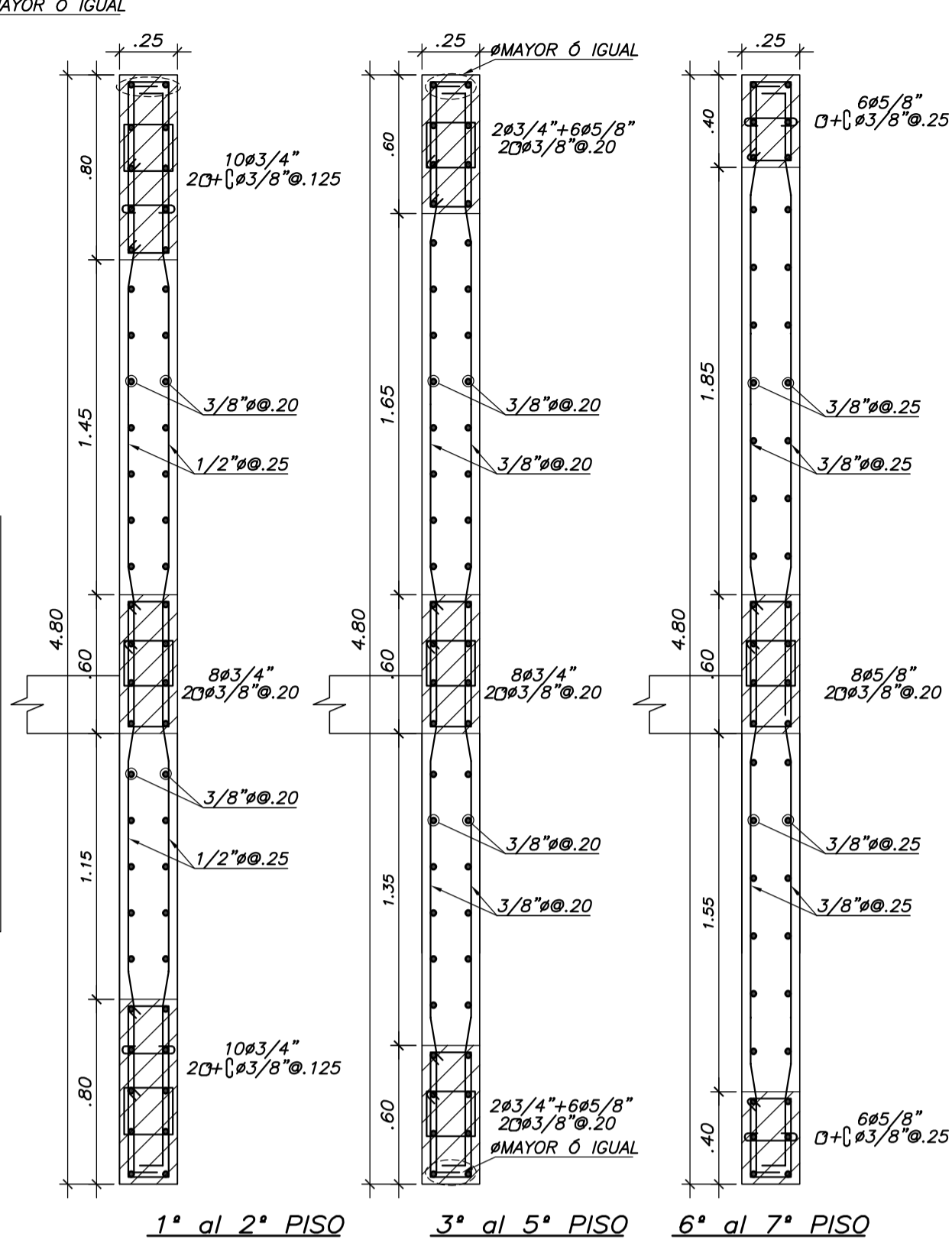


3° al 4° PISO



5° al 7° PISO

PLACA 3

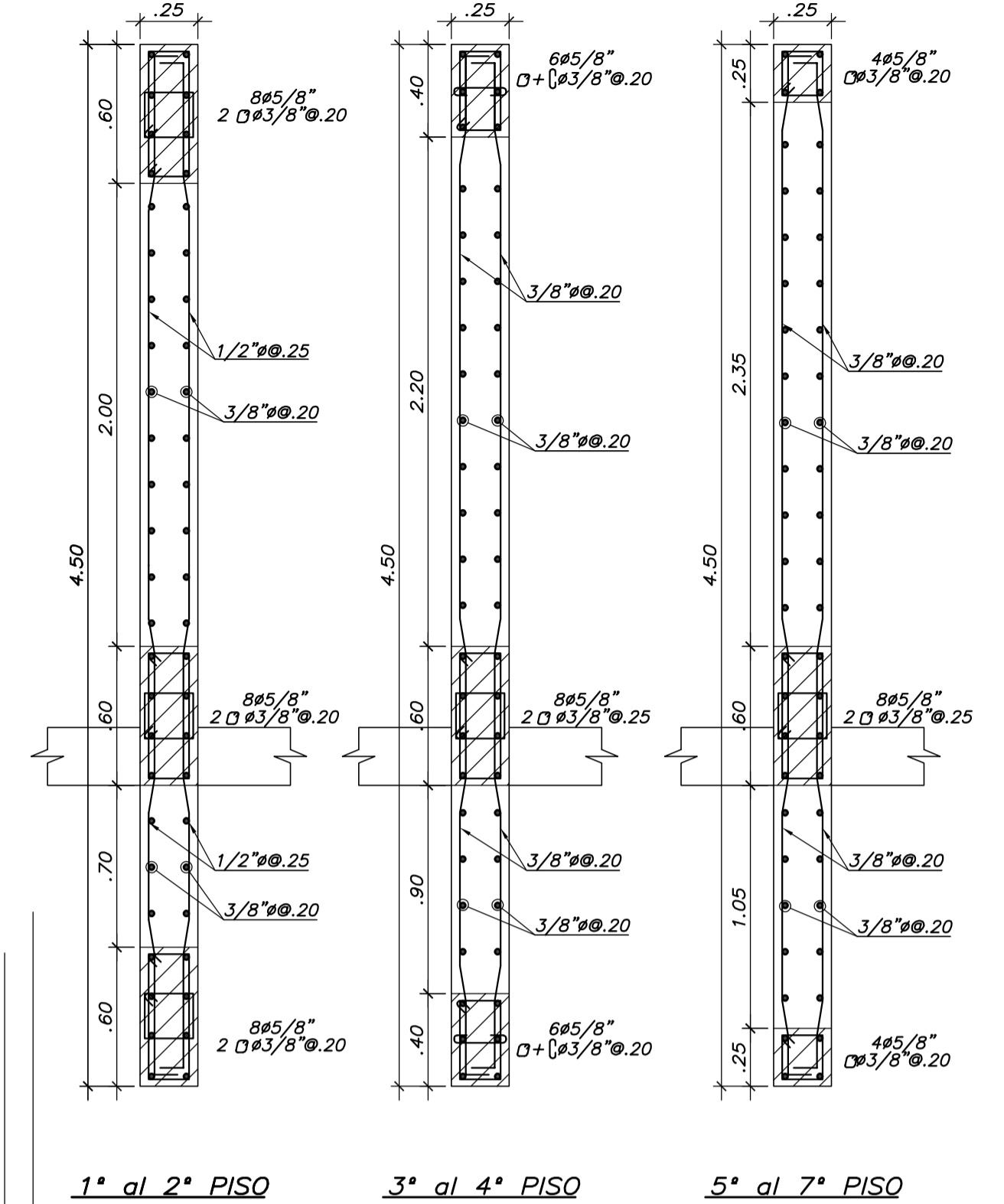


1° al 2° PISO

3° al 5° PISO

6° al 7° PISO

PLACA 4

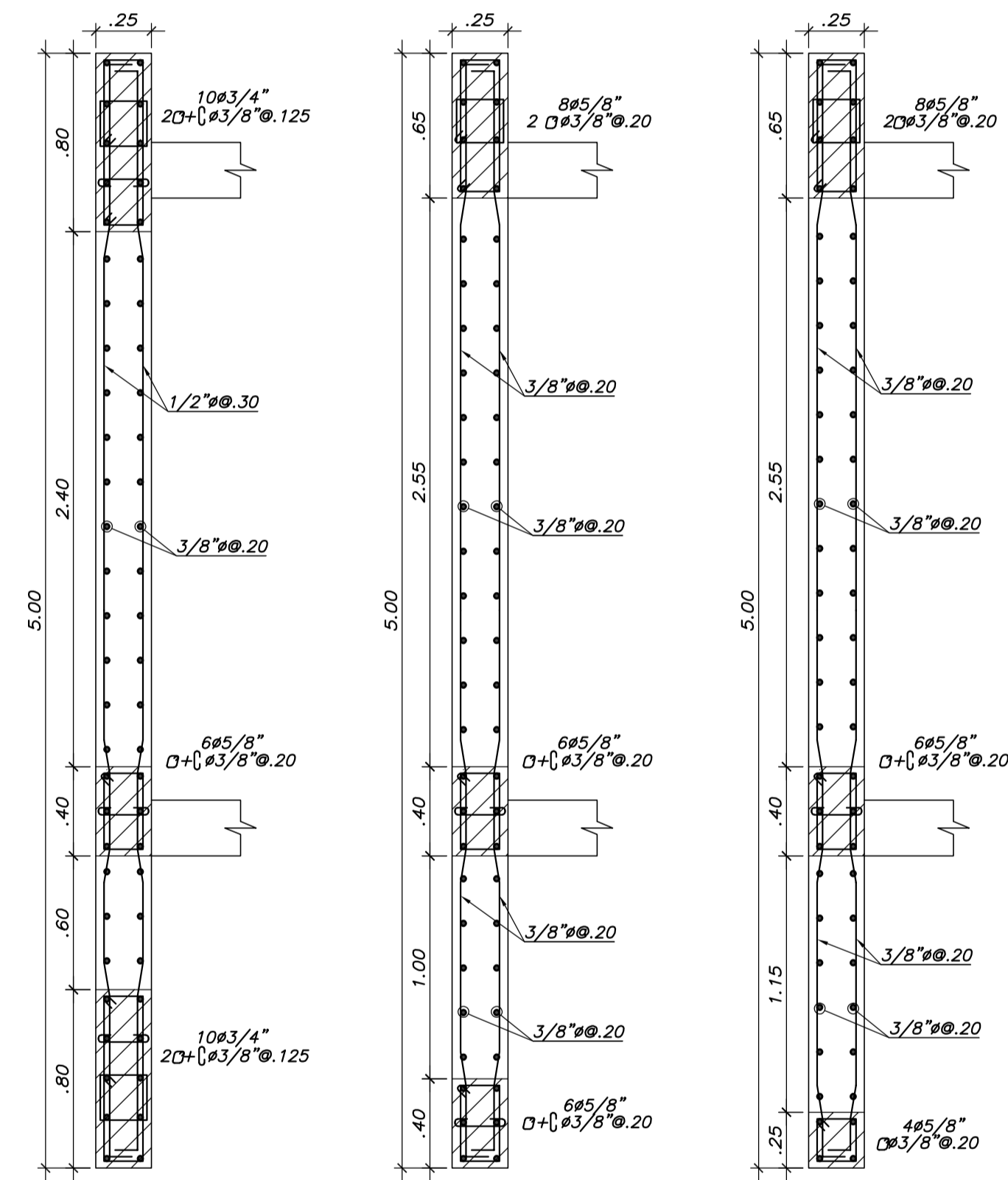


1° al 2° PISO

3° al 4° PISO

5° al 7° PISO

PLACA 5

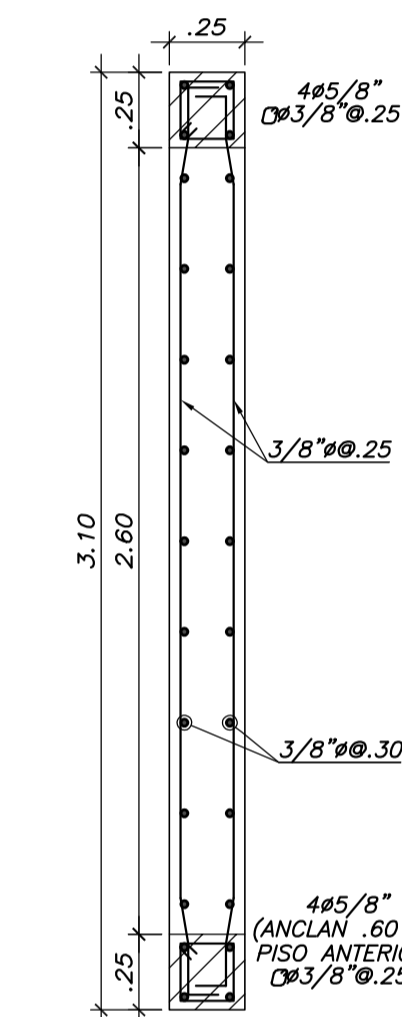


1° al 2° PISO

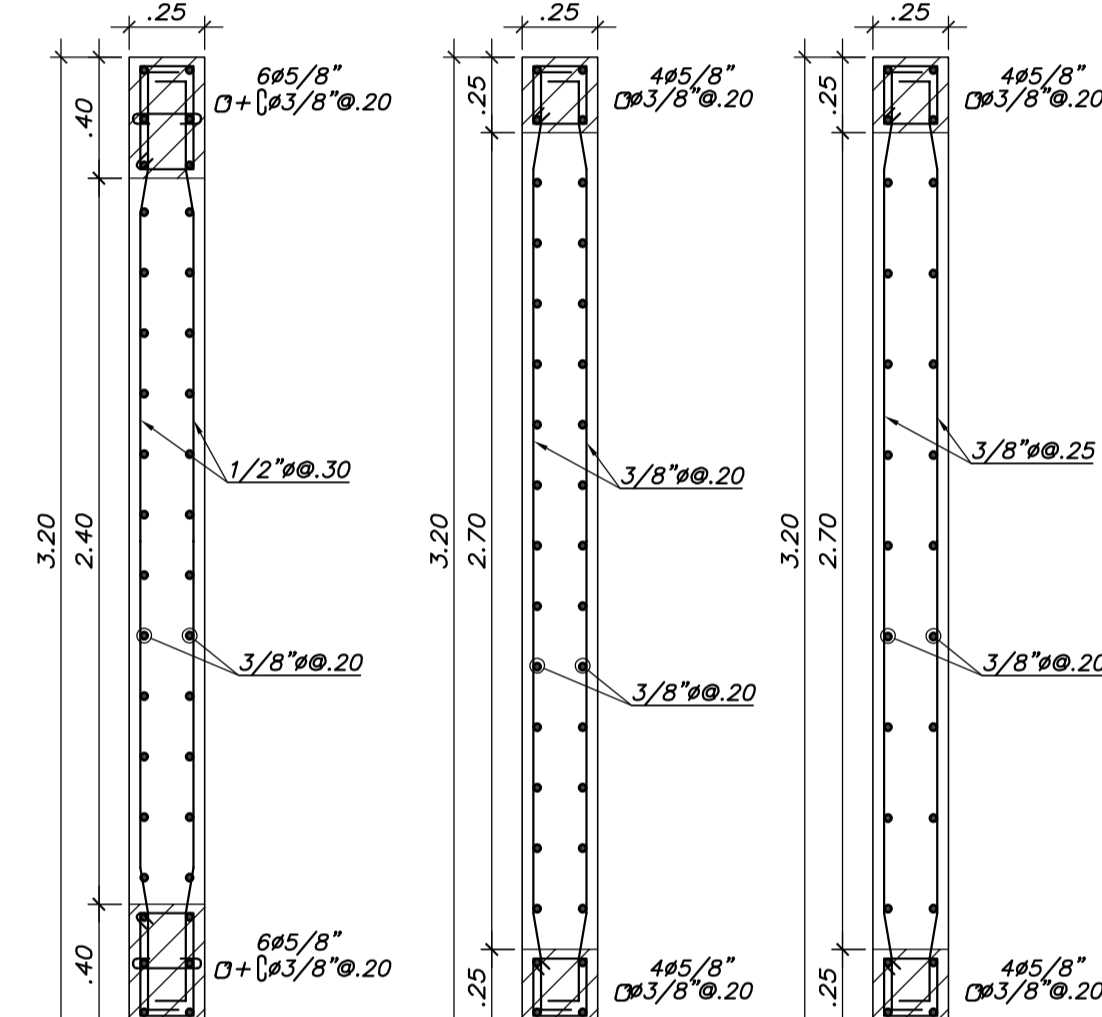
3° al 4° PISO

5° al 7° PISO

PLACA 7



PISO CTO. MAQUINAS

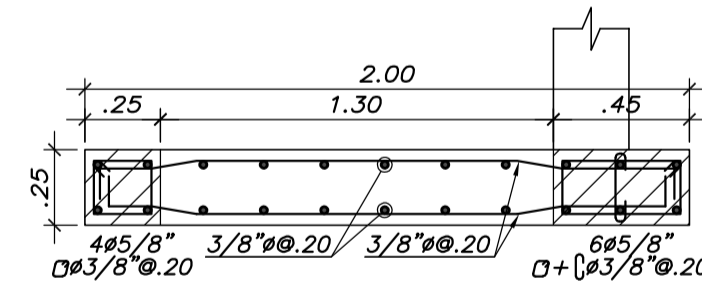


1° al 2° PISO

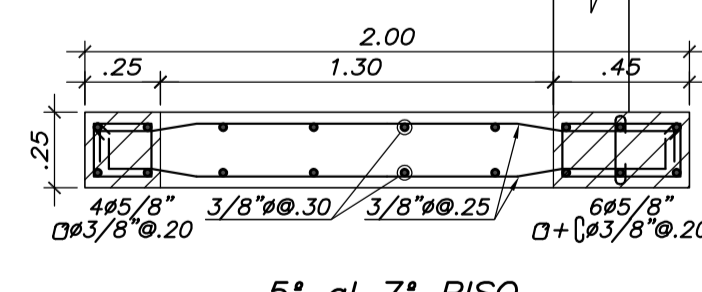
3° al 5° PISO

6° al 7° PISO

PLACA 8

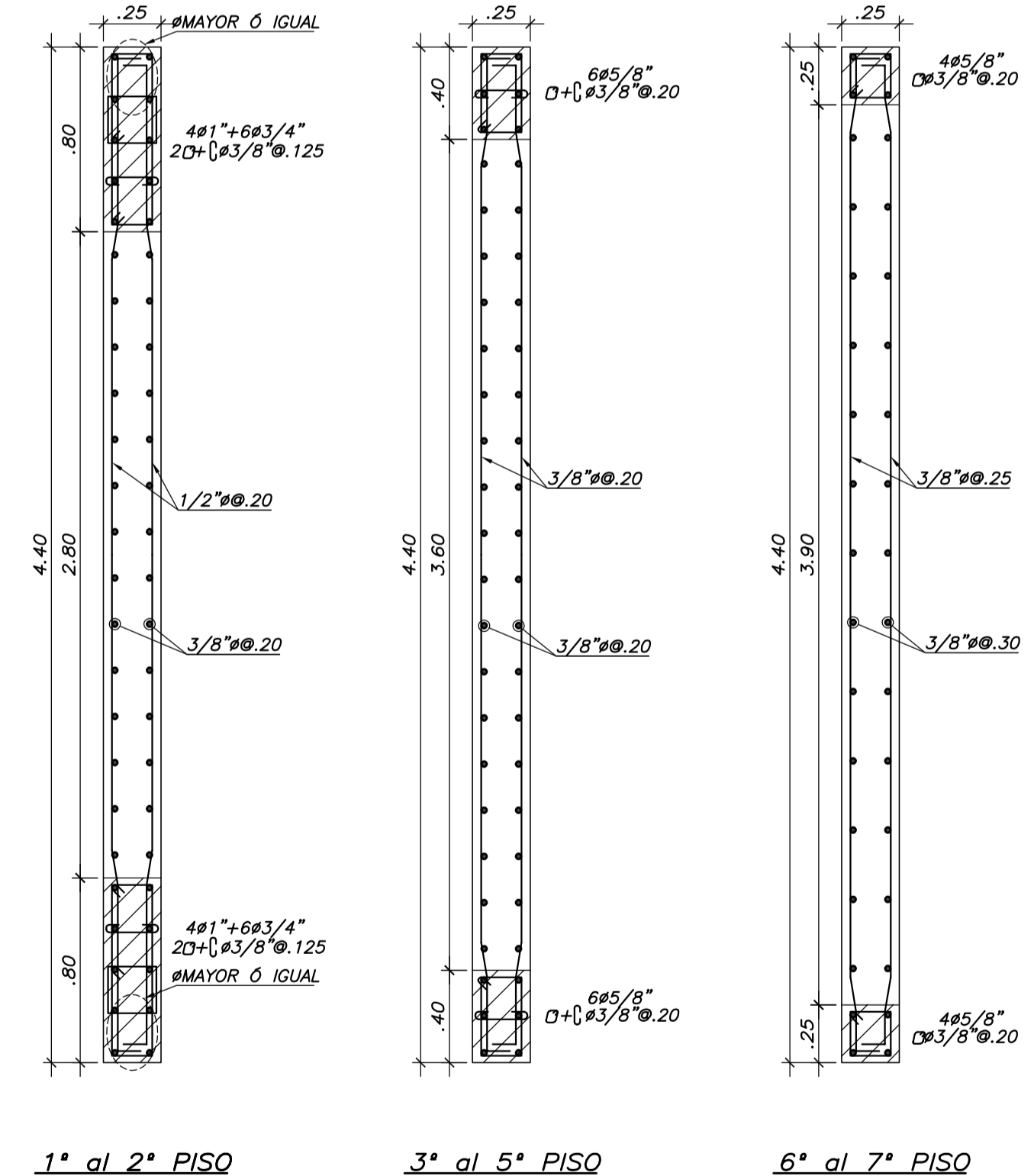


1° al 4° PISO



5° al 7° PISO

PLACA 11

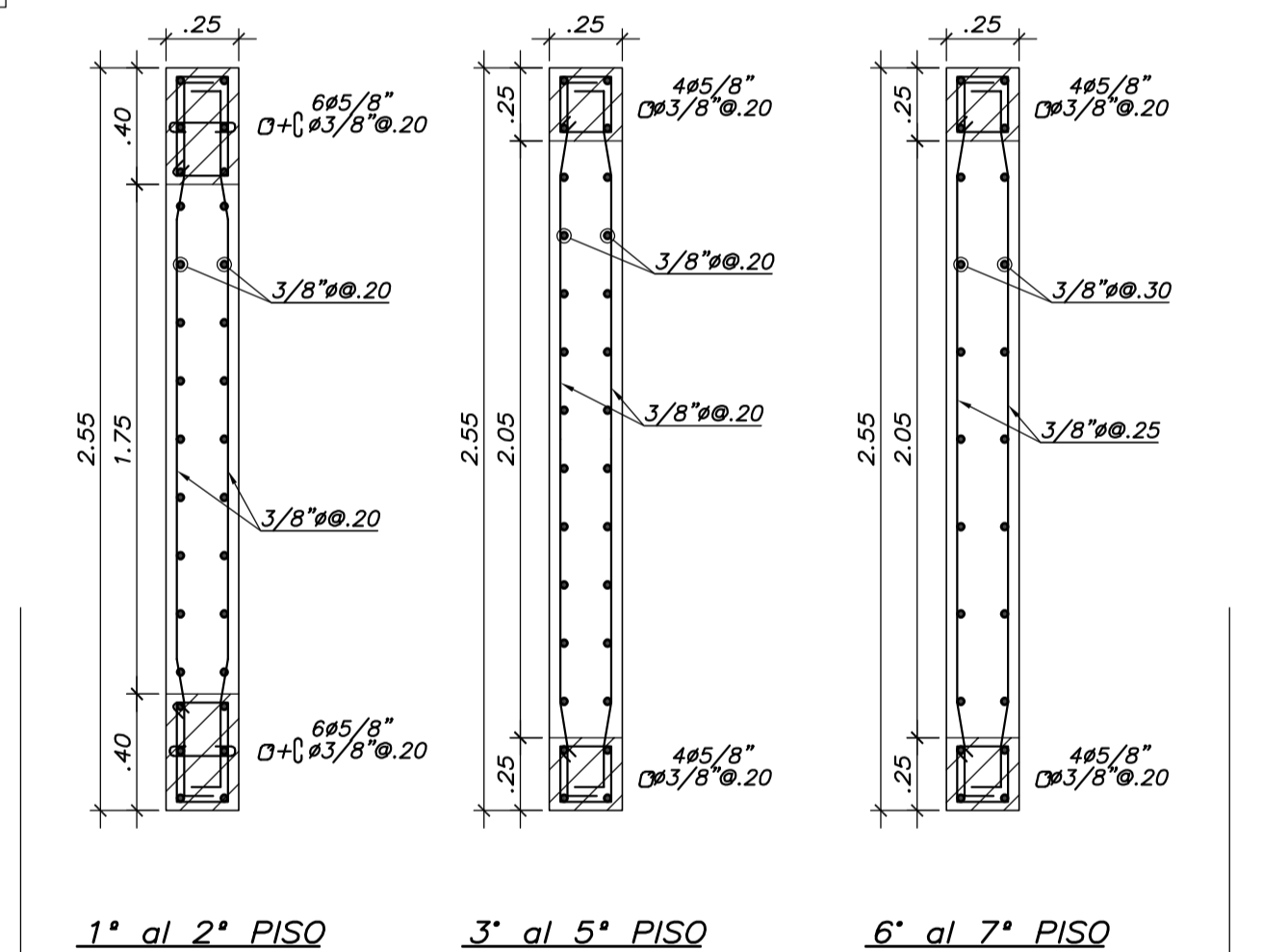


1° al 2° PISO

3° al 5° PISO

6° al 7° PISO

PLACA 9

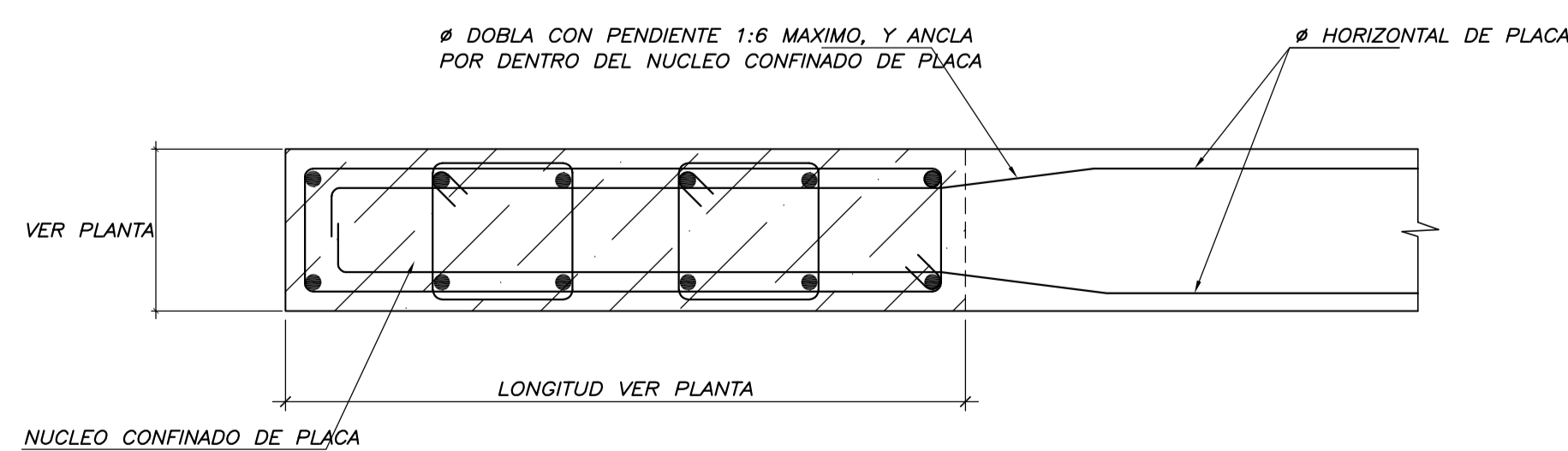


1° al 2° PISO

3° al 5° PISO

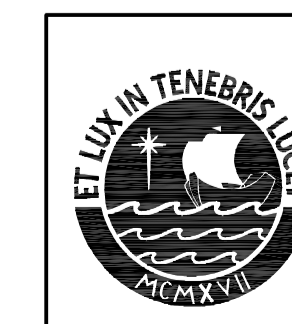
6° al 7° PISO

PLACA 10



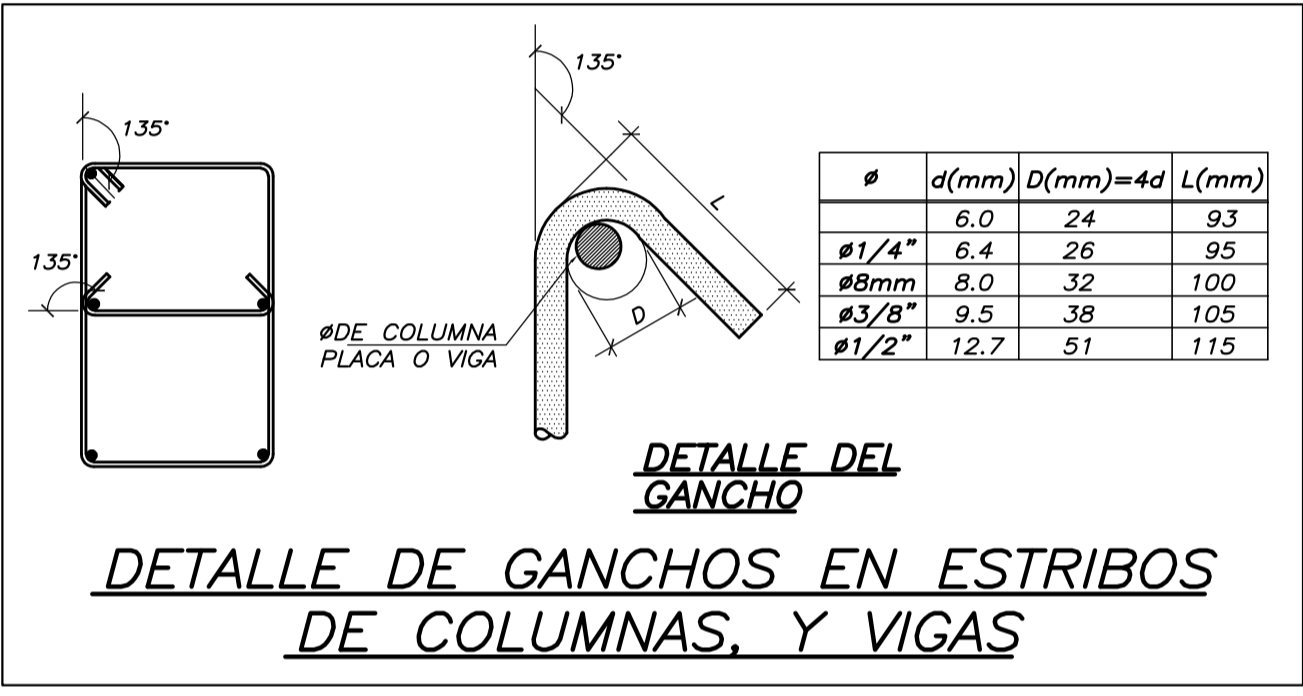
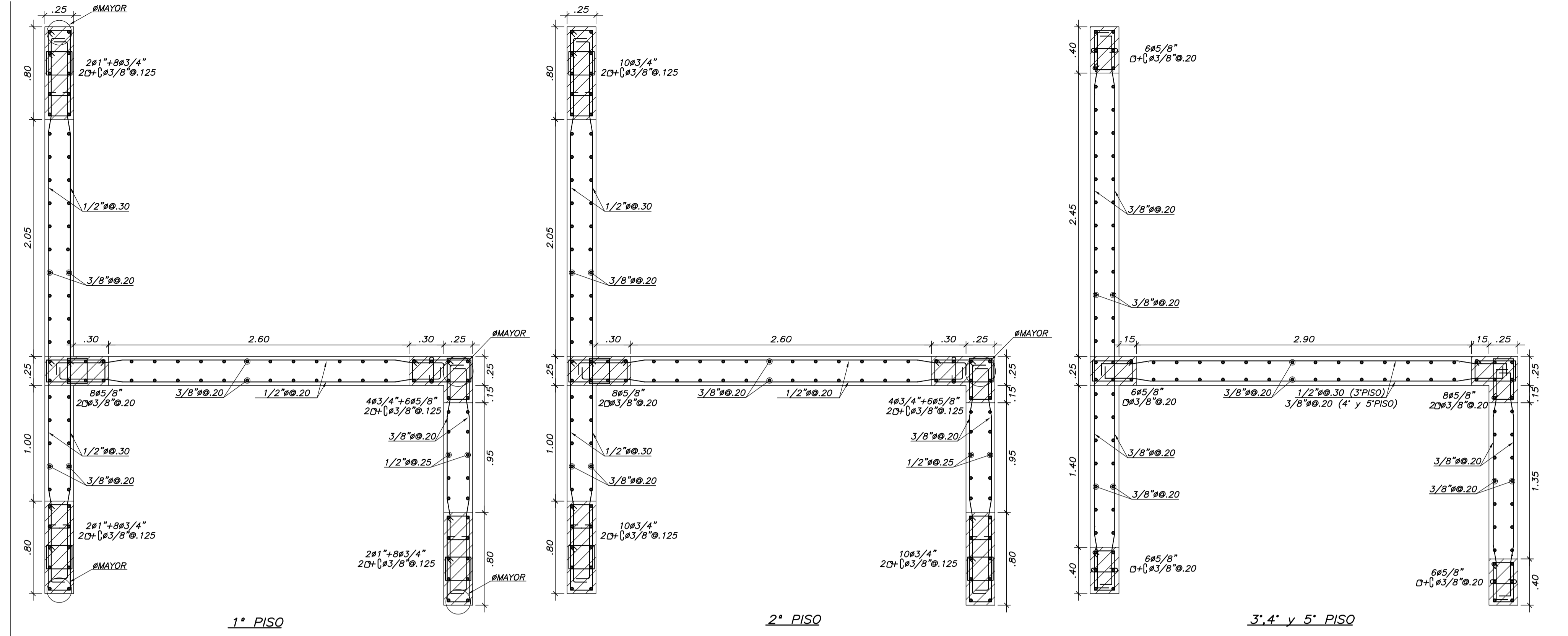
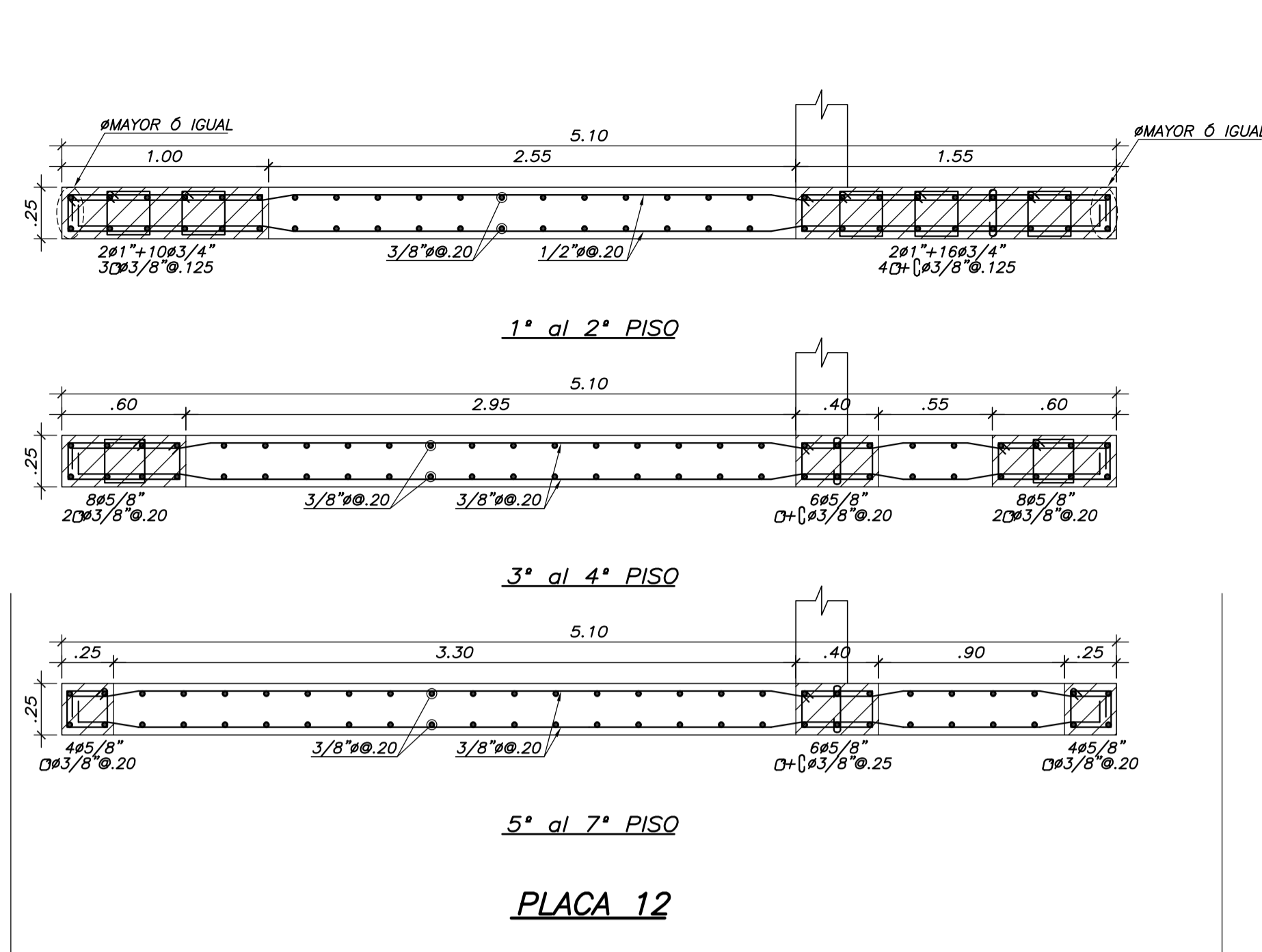
DETALLE DE ANCLAJE DE REFUERZO HORIZONTAL DENTRO DE NUCLEO CONFINADO

ESC: 1/10



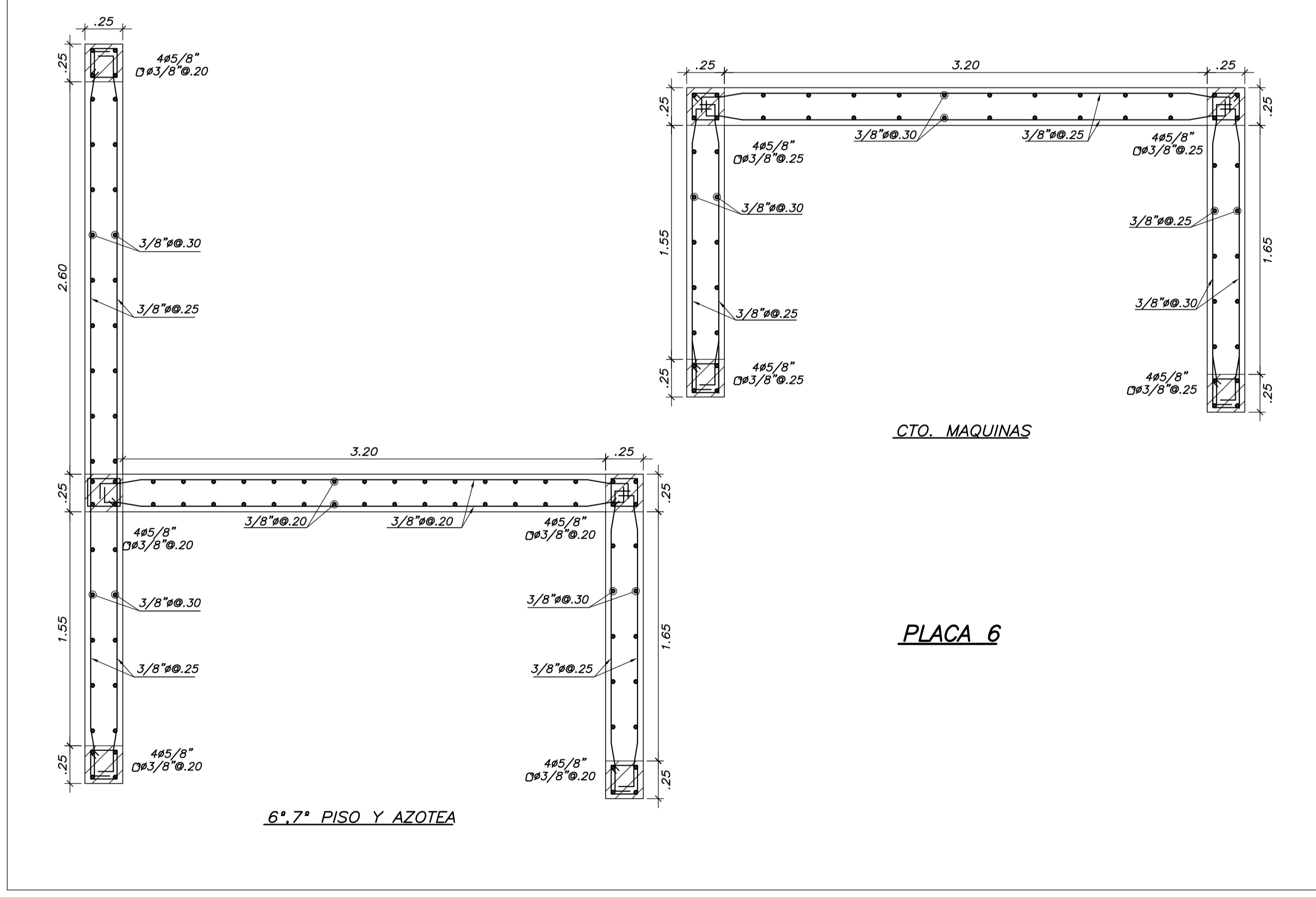
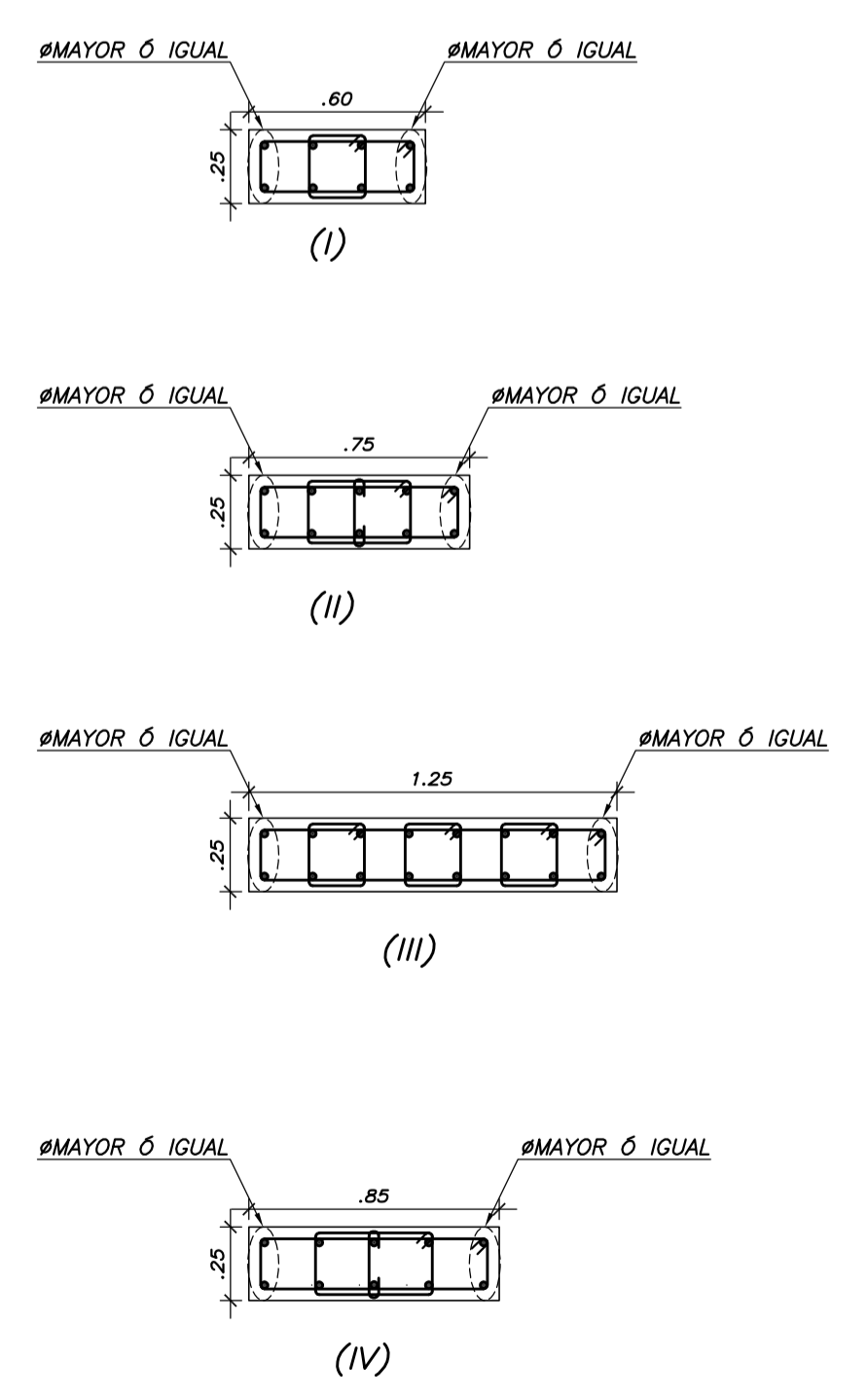
PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

TESISTAS :	OMAR RODRIGUEZ ALFARO – PIERO SANCHEZ PACORA	
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO	
ASESOR :	ALVARO CESAR RUBIÑOS MONTENEGRO	
PLANO :	PLACAS Y COLUMNAS (I) – SUELO S1	
ESCALA :	1/25	FECHA : DICIEMBRE 2021
		LAMINA N° : E-07 de 21



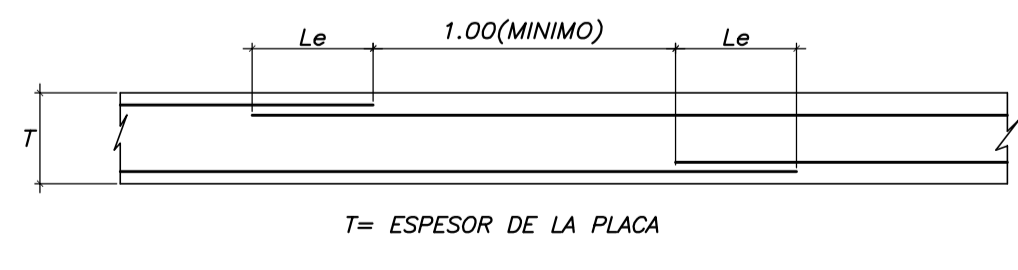
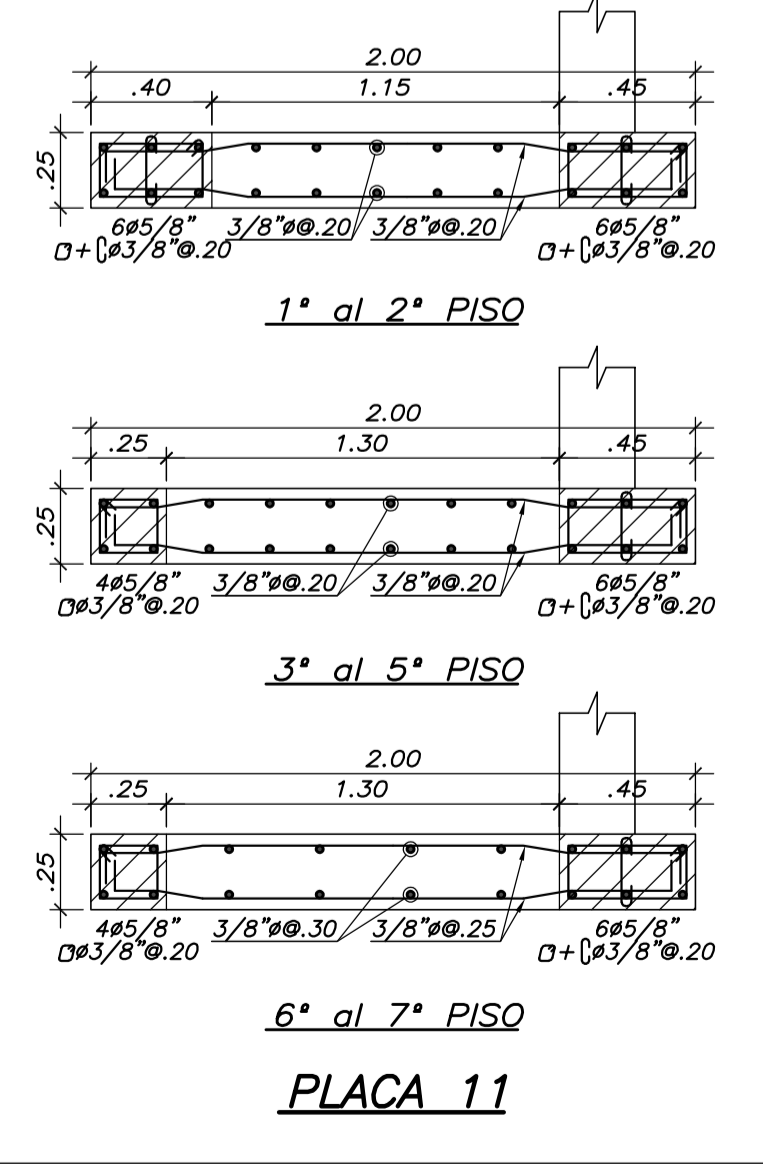
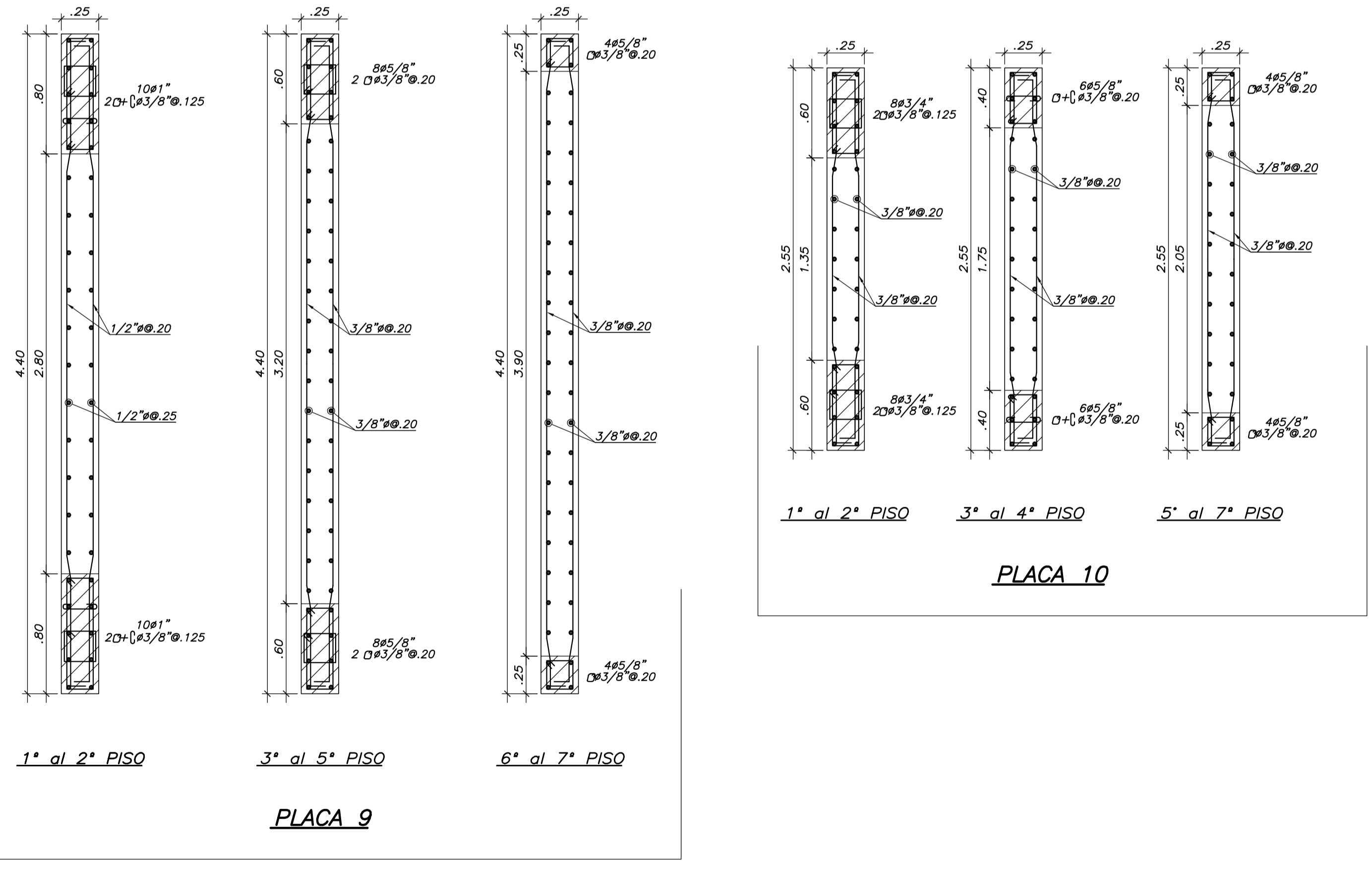
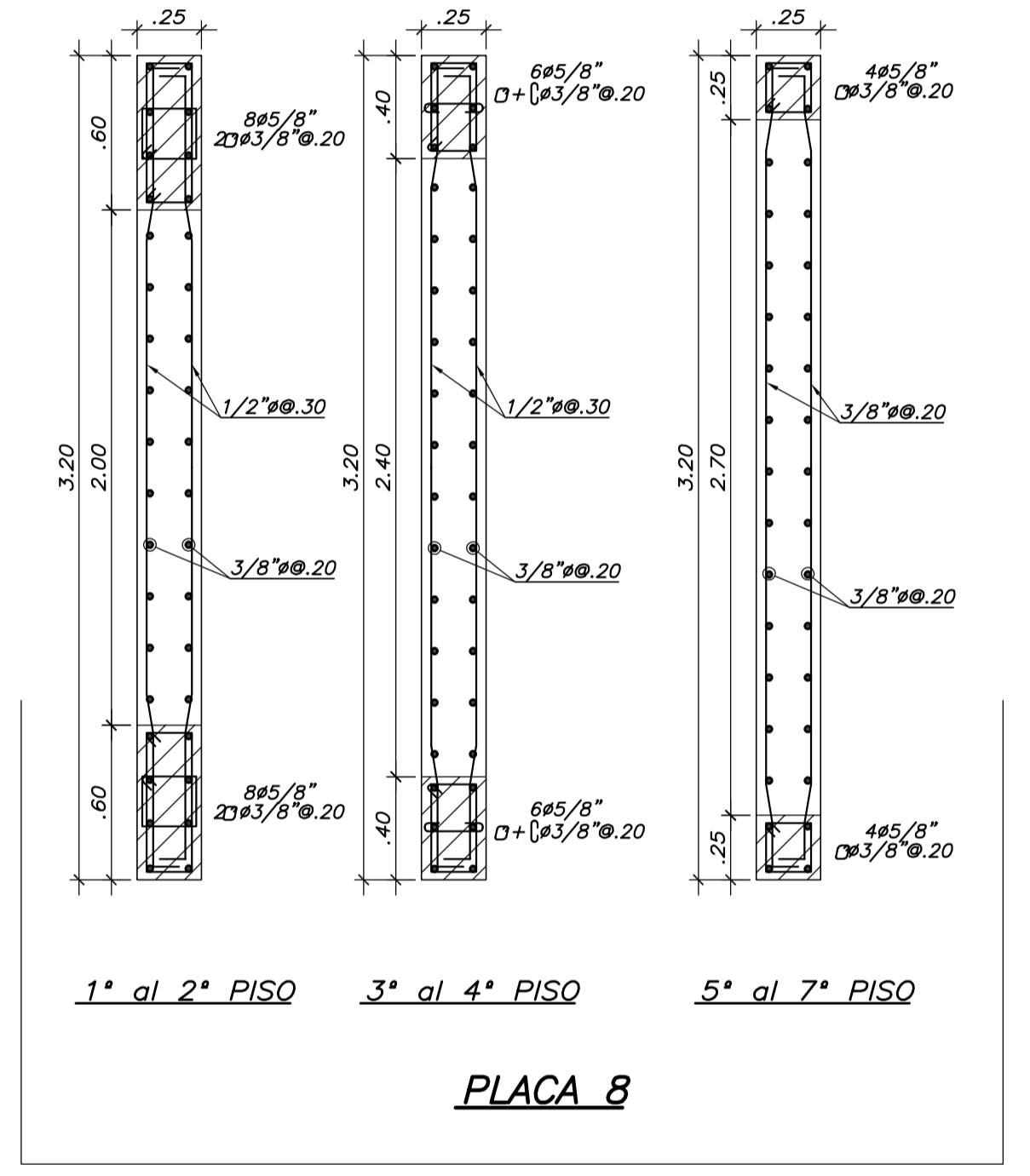
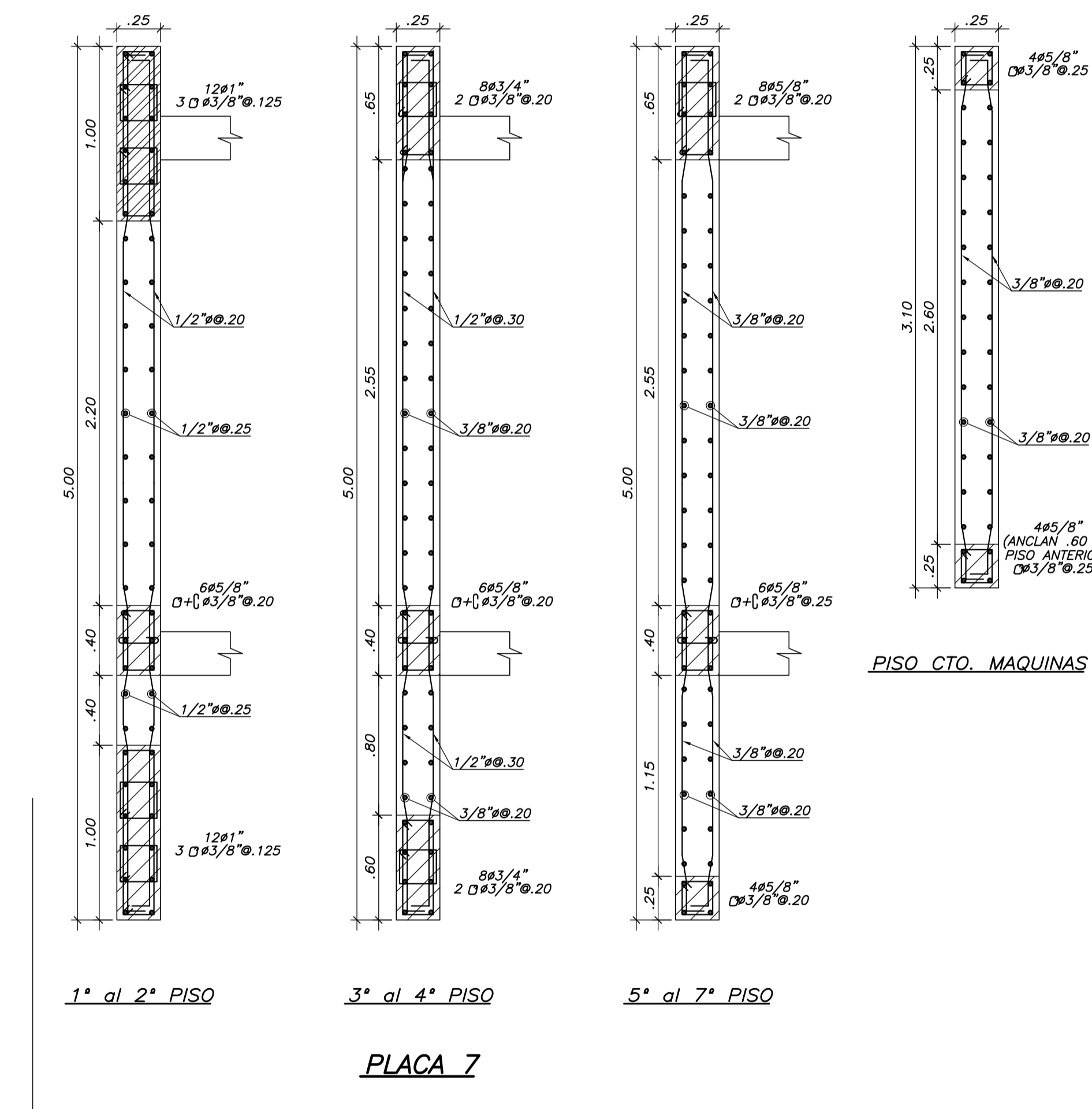
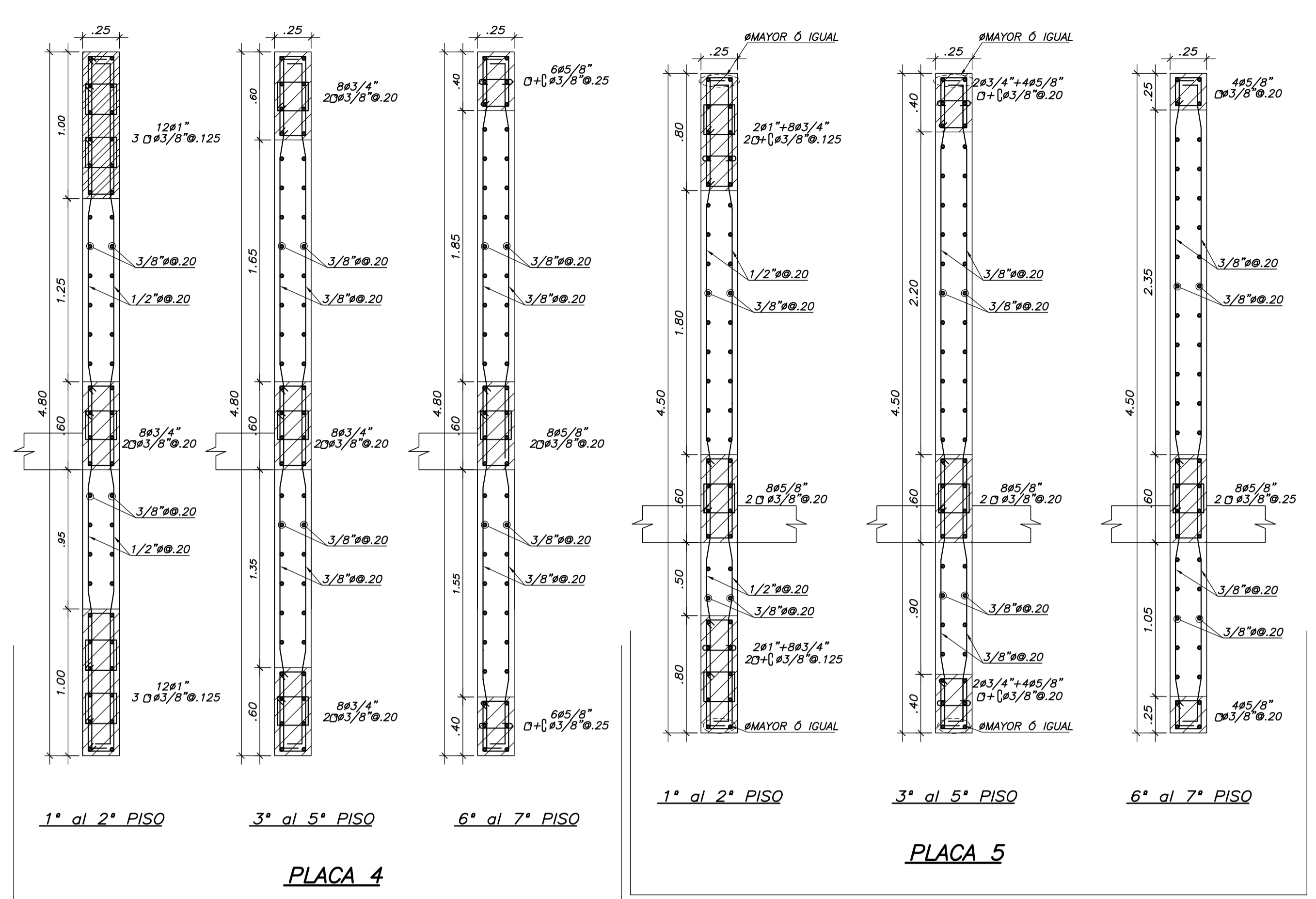
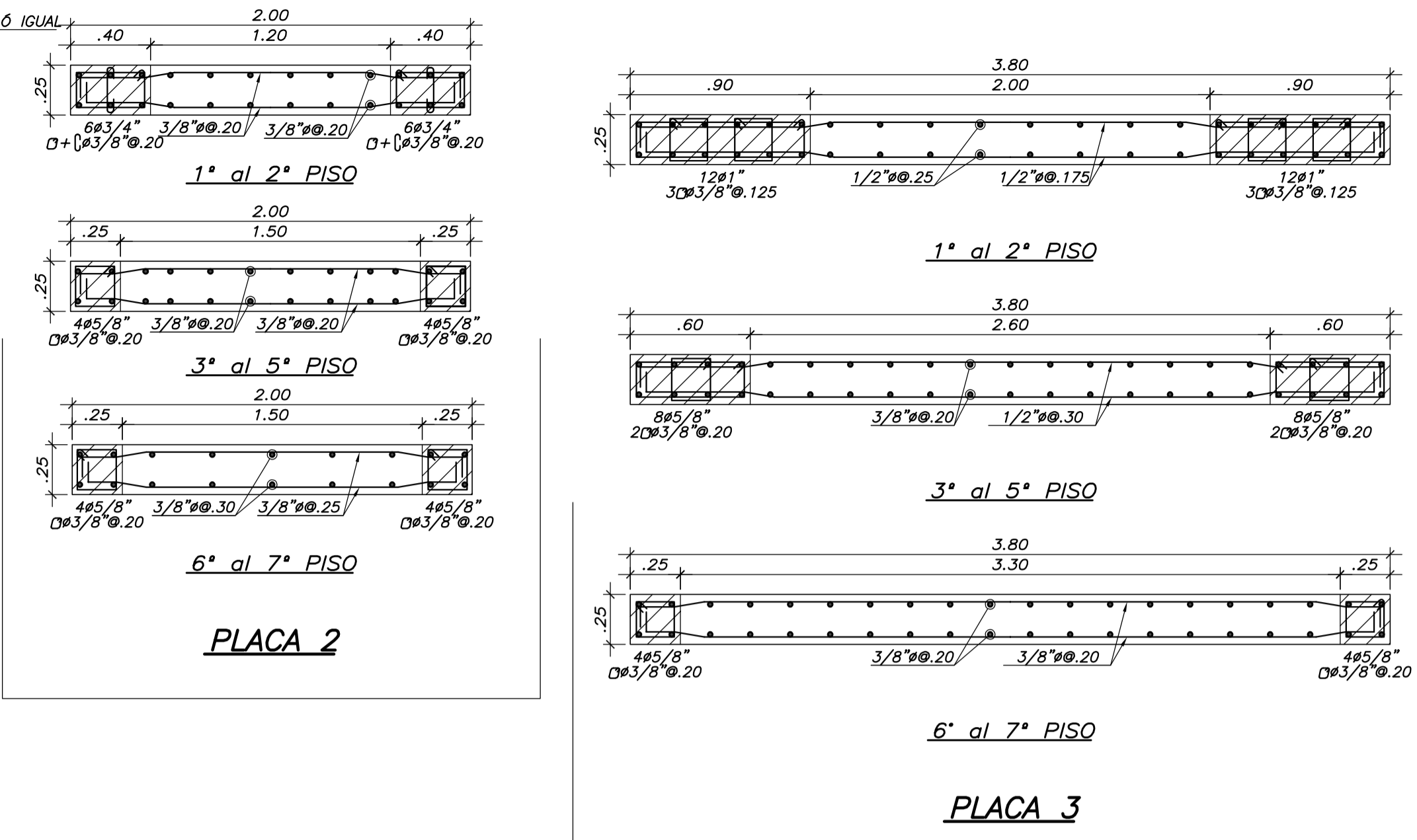
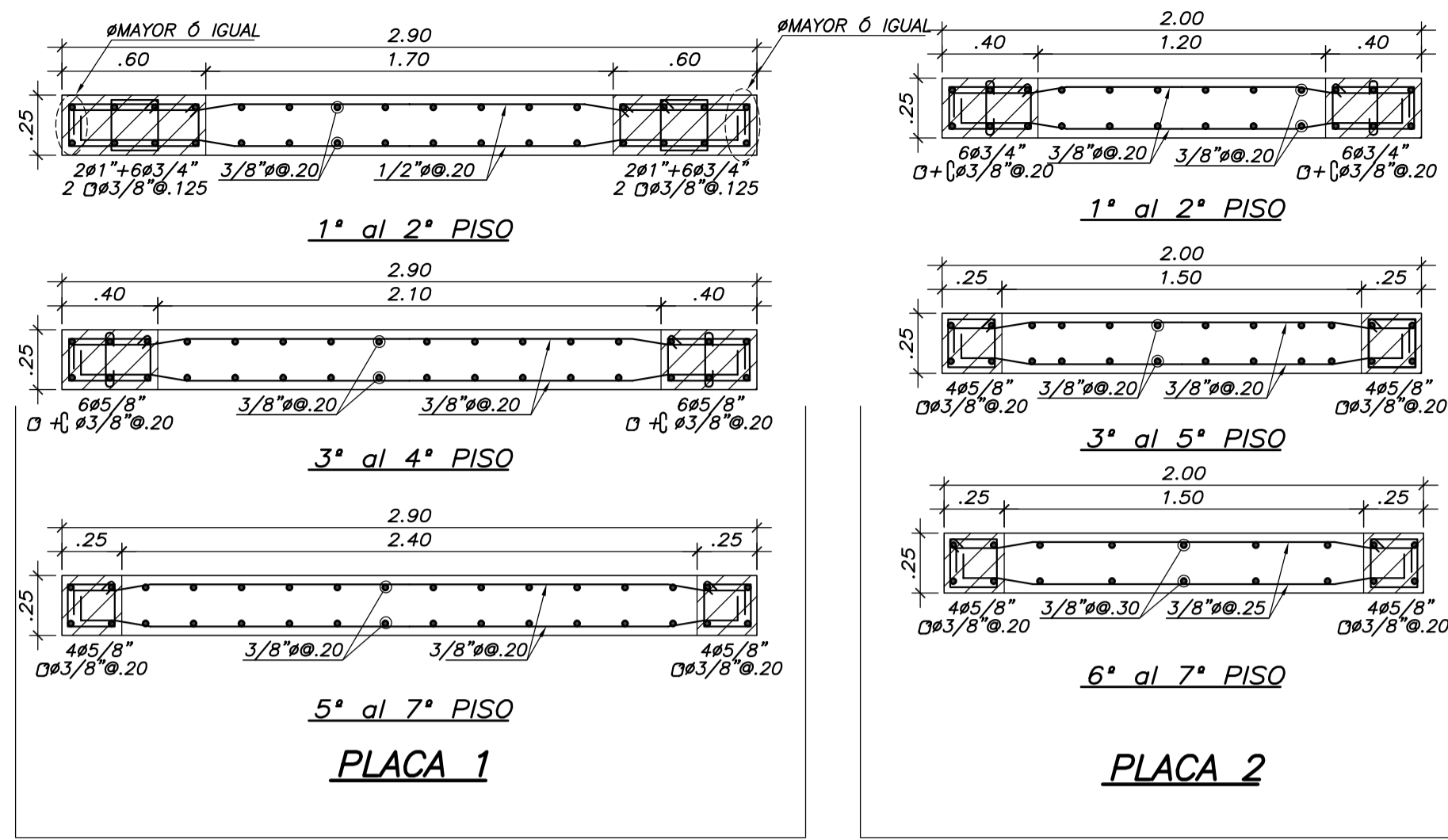
CUADRO DE COLUMNAS

NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4
1° PISO	.25x.60 8Ø3/4" 20Ø3/8"Ø.25 (I)	.25x.75 4Ø1"+6Ø3/4" 20Ø3/8"Ø.25 (II)	.25x1.25 16Ø3/4" 40Ø3/8"Ø.25 (III)	.25x.85 10Ø3/4" 20Ø3/8"Ø.25 (IV)
2° PISO	.25x.60 8Ø3/4" 20Ø3/8"Ø.25 (I)	.25x.75 4Ø1"+6Ø3/4" 20Ø3/8"Ø.25 (II)	.25x1.25 16Ø3/4" 40Ø3/8"Ø.25 (III)	.25x.85 10Ø3/4" 20Ø3/8"Ø.25 (IV)
3° PISO	.25x.60 4Ø3/4"+4Ø5/8" 20Ø3/8"Ø.25 (I)	.25x.75 10Ø3/4" 20Ø3/8"Ø.25 (II)	.25x1.25 4Ø3/4"+12Ø5/8" 40Ø3/8"Ø.25 (III)	.25x.85 4Ø3/4"+6Ø5/8" 20Ø3/8"Ø.25 (IV)
4° PISO	.25x.60 4Ø3/4"+4Ø5/8" 20Ø3/8"Ø.25 (I)	.25x.75 10Ø3/4" 20Ø3/8"Ø.25 (II)	.25x1.25 4Ø3/4"+12Ø5/8" 40Ø3/8"Ø.25 (III)	.25x.85 4Ø3/4"+6Ø5/8" 20Ø3/8"Ø.25 (IV)
5° PISO	.25x.60 8Ø5/8" 20Ø3/8"Ø.25 (I)	.25x.75 4Ø3/4"+6Ø5/8" 20Ø3/8"Ø.25 (II)	.25x1.25 16Ø5/8" 40Ø3/8"Ø.25 (III)	.25x.85 4Ø3/4"+6Ø5/8" 20Ø3/8"Ø.25 (IV)
6° PISO	.25x.60 8Ø5/8" 20Ø3/8"Ø.25 (I)	.25x.75 4Ø3/4"+6Ø5/8" 20Ø3/8"Ø.25 (II)	.25x1.25 16Ø5/8" 40Ø3/8"Ø.25 (III)	.25x.85 4Ø3/4"+6Ø5/8" 20Ø3/8"Ø.25 (IV)
7° PISO	.25x.60 8Ø5/8" 20Ø3/8"Ø.25 (I)	.25x.75 4Ø3/4"+6Ø5/8" 20Ø3/8"Ø.25 (II)	.25x1.25 16Ø5/8" 40Ø3/8"Ø.25 (III)	.25x.85 4Ø3/4"+6Ø5/8" 20Ø3/8"Ø.25 (IV)



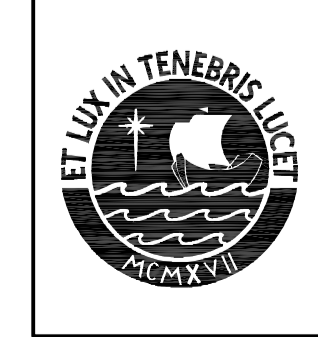
**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

TESISTAS : OMAR RODRIGUEZ ALFARO – PIERO SANCHEZ PACORA		LAMINA N° : E-08 de 21
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO		
ASESOR : ALVARO CESAR RUBIÑOS MONTENEGRO		
PLANO : PLACAS Y COLUMNAS (II) – SUELO S1		
ESCALA : 1/25	FECHA : DICIEMBRE 2021	



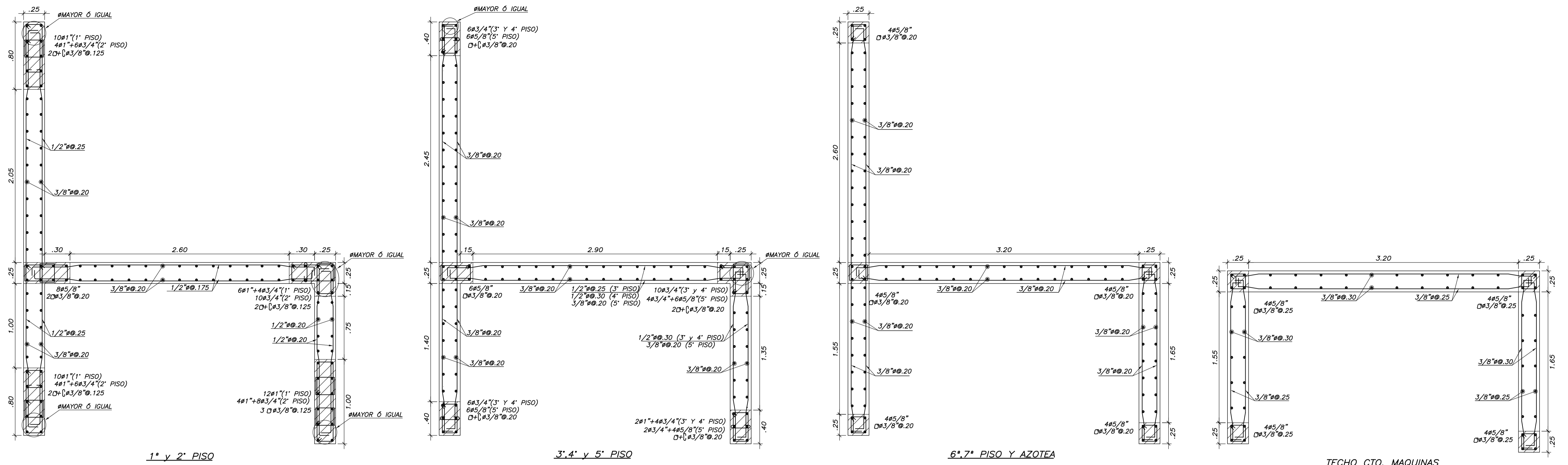
Ø	Le(m)
3/8"	.40
1/2"	.45

NOTA :
 a. NO EMPALMAR MAS DEL 50. % DEL ÁREA 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.



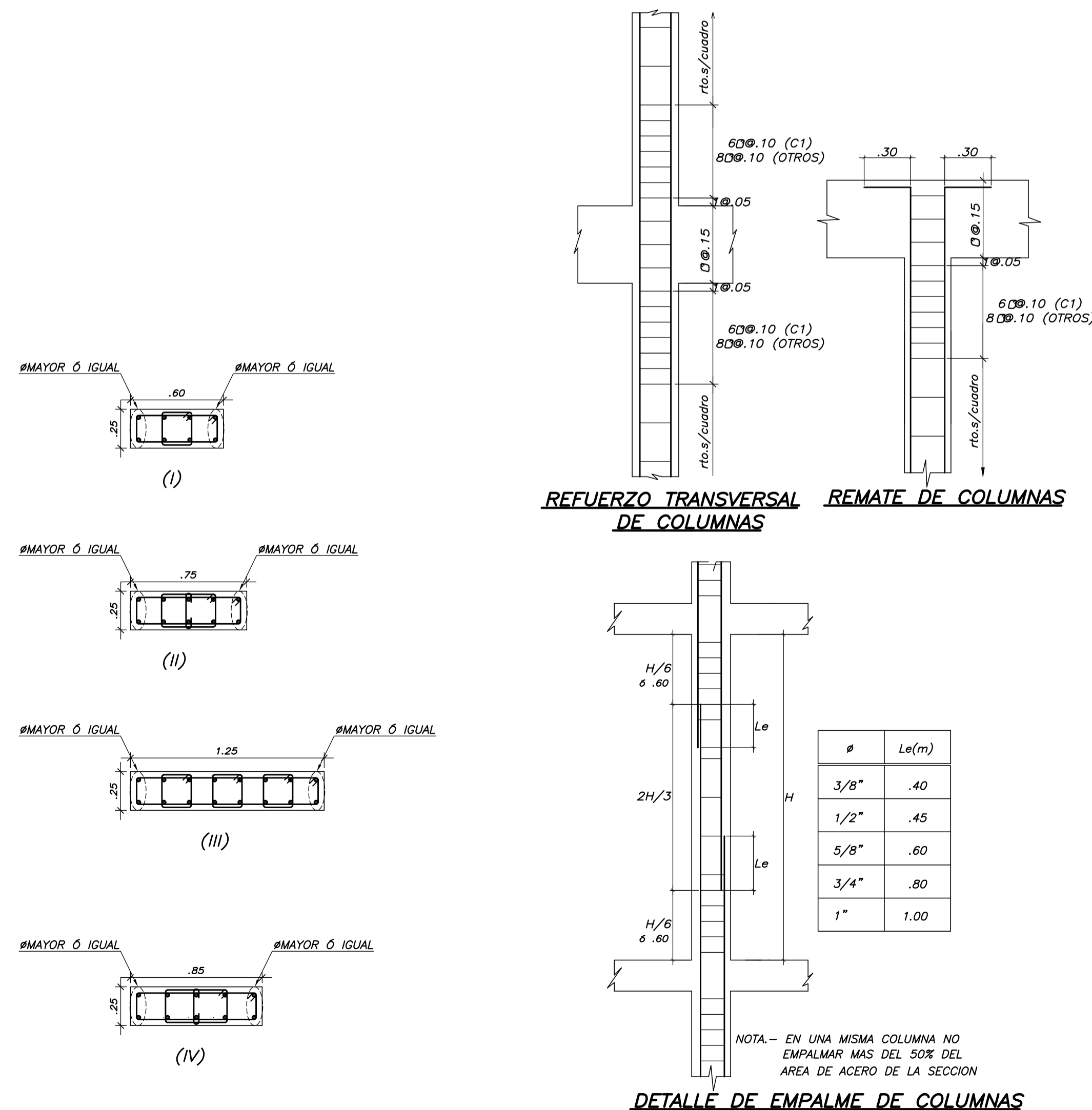
**PONTIFICIA
 UNIVERSIDAD
 CATÓLICA
 DEL PERÚ**

TESISTAS :	OMAR RODRIGUEZ ALFARO – PIERO SANCHEZ PACORA	
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO	
ASESOR :	ALVARO CESAR RUBIÑOS MONTENEGRO	
PLANO :	PLACAS Y COLUMNAS (I) – SUELO S2	
ESCALA :	1/25	FECHA : DICIEMBRE 2021
LAMINA N° :	E-09	
	de 21	

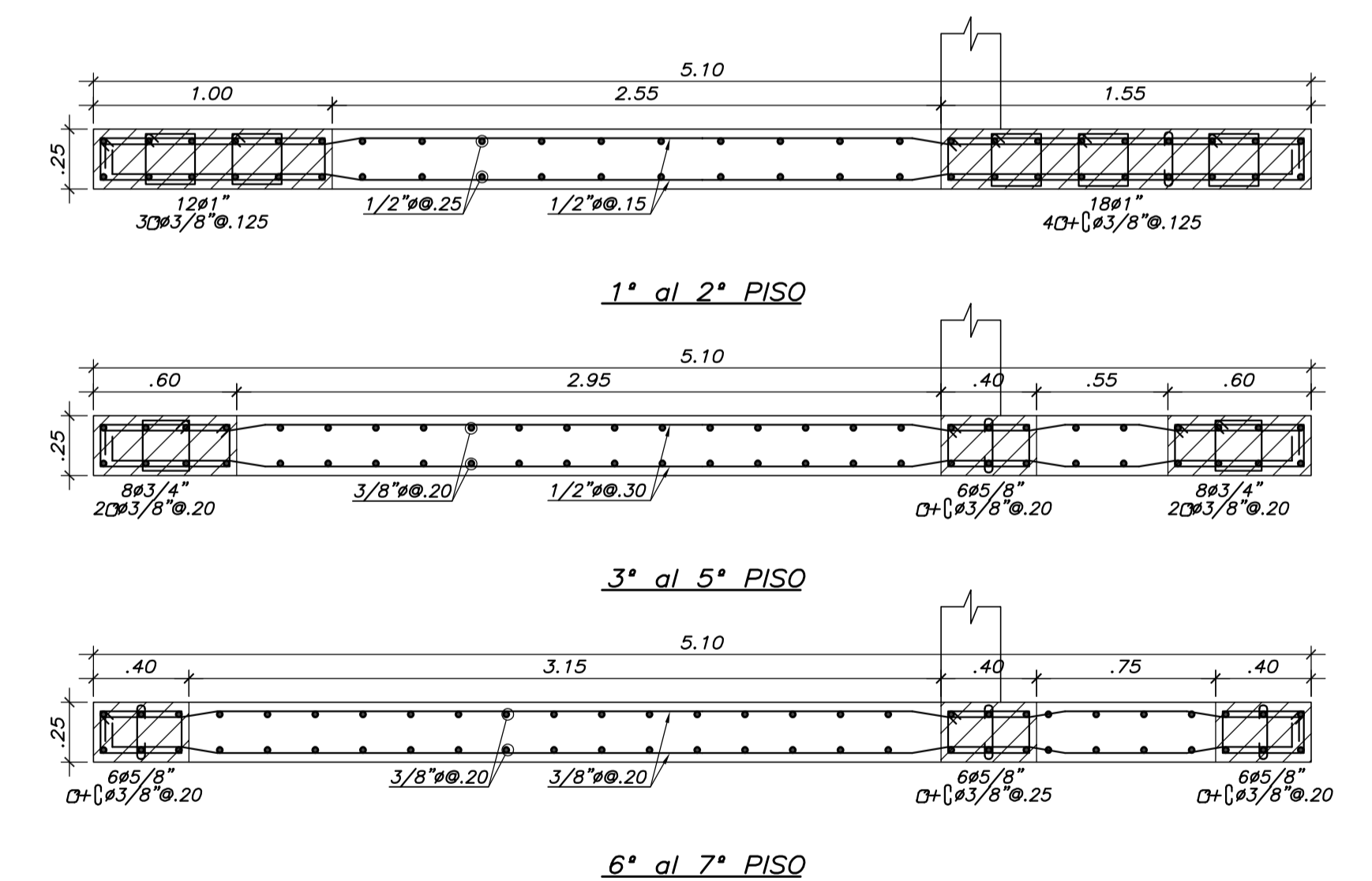


PLACA 6

CUADRO DE COLUMNAS				
NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4
1° PISO	.25x.60 8#1" 20#3/8"Ø.25 (I)	.25x.75 10#1" 20#3/8"Ø.25 (II)	.25x1.25 4#1"+12#3/4" 40#3/8"Ø.25 (III)	.25x.85 4#1"+6#3/4" 20#3/8"Ø.25 (IV)
2° PISO	.25x.60 8#1" 20#3/8"Ø.25 (I)	.25x.75 10#1" 20#3/8"Ø.25 (II)	.25x1.25 4#1"+12#3/4" 40#3/8"Ø.25 (III)	.25x.85 4#1"+6#3/4" 20#3/8"Ø.25 (IV)
3° PISO	.25x.60 4#1"+4#3/4" 20#3/8"Ø.25 (I)	.25x.75 4#1"+6#3/4" 20#3/8"Ø.25 (II)	.25x1.25 16#3/4" 40#3/8"Ø.25 (III)	.25x.85 10#3/4" 20#3/8"Ø.25 (IV)
4° PISO	.25x.60 4#1"+4#3/4" 20#3/8"Ø.25 (I)	.25x.75 4#1"+6#3/4" 20#3/8"Ø.25 (II)	.25x1.25 16#3/4" 40#3/8"Ø.25 (III)	.25x.85 10#3/4" 20#3/8"Ø.25 (IV)
5° PISO	.25x.60 8#3/4" 20#3/8"Ø.25 (I)	.25x.75 10#3/4" 20#3/8"Ø.25 (II)	.25x1.25 4#3/4"+12#5/8" 40#3/8"Ø.25 (III)	.25x.85 4#3/4"+6#5/8" 20#3/8"Ø.25 (IV)
6° PISO	.25x.60 8#3/4" 20#3/8"Ø.25 (I)	.25x.75 10#3/4" 20#3/8"Ø.25 (II)	.25x1.25 4#3/4"+12#5/8" 40#3/8"Ø.25 (III)	.25x.85 4#3/4"+6#5/8" 20#3/8"Ø.25 (IV)
7° PISO	.25x.60 8#3/4" 20#3/8"Ø.25 (I)	.25x.75 10#3/4" 20#3/8"Ø.25 (II)	.25x1.25 4#3/4"+12#5/8" 40#3/8"Ø.25 (III)	.25x.85 4#3/4"+6#5/8" 20#3/8"Ø.25 (IV)



DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS

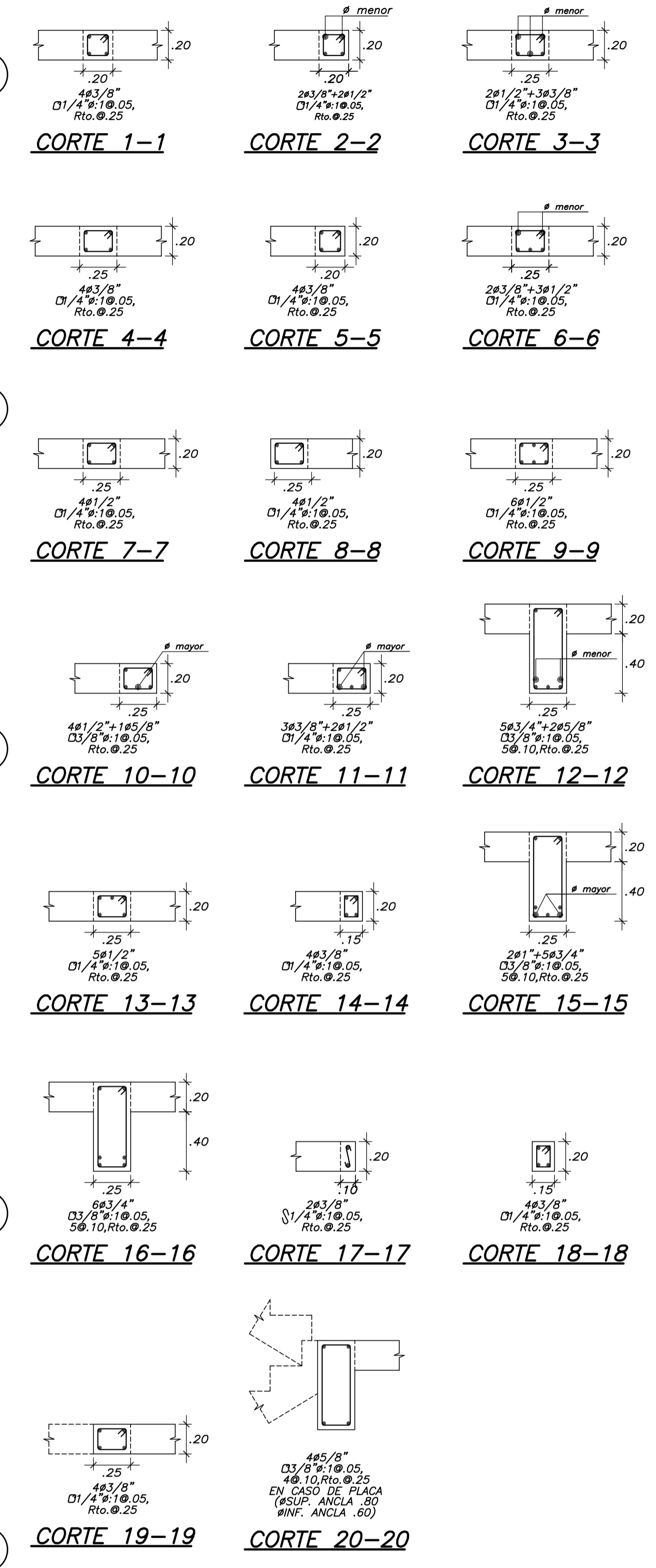
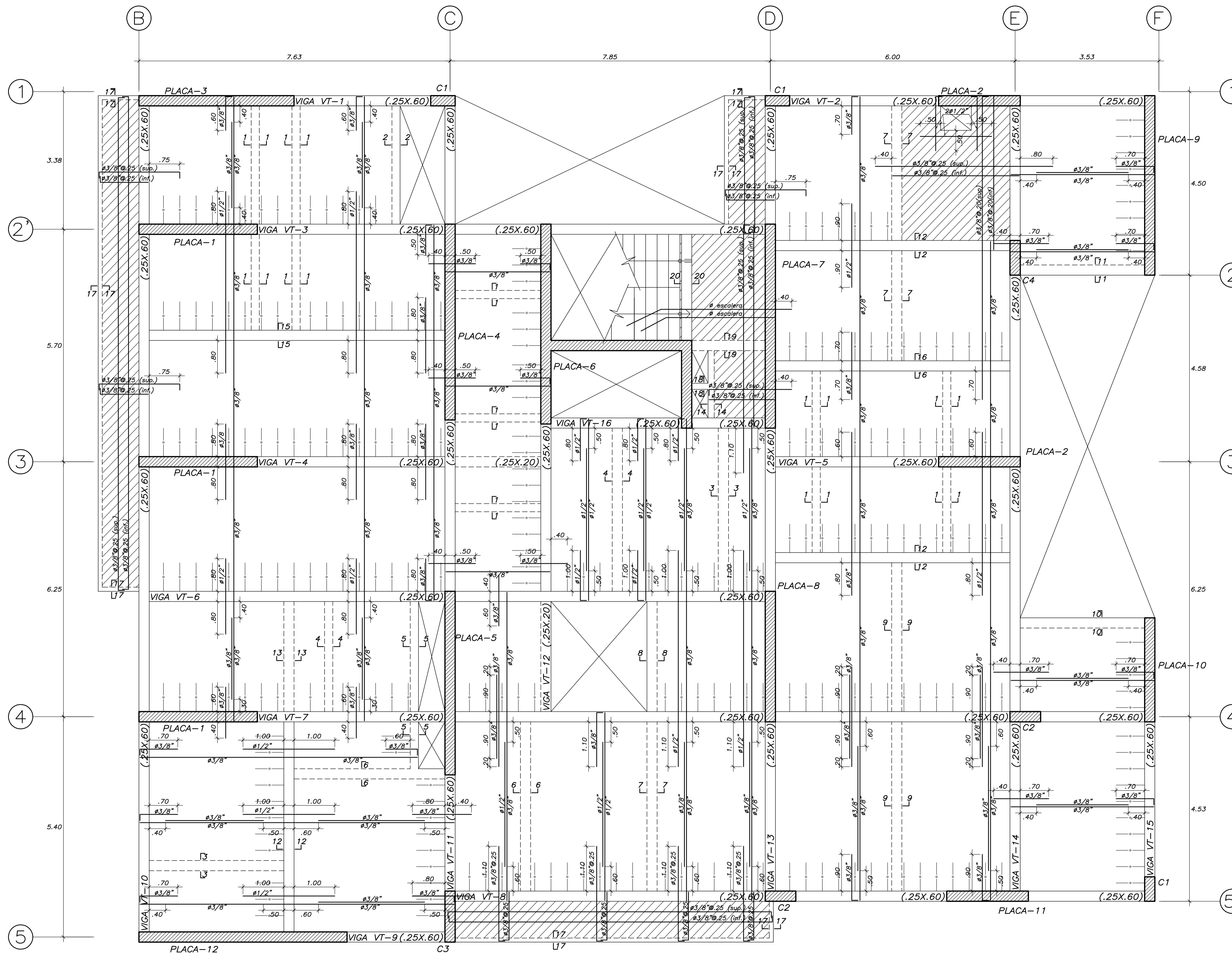


PLACA 12

PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

TESISTAS :	OMAR RODRIGUEZ ALFARO – PIERO SANCHEZ PACORA	
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO	
ASESOR :	ALVARO CESAR RUBIÑOS MONTENEGRO	
PLANO :	PLACAS Y COLUMNAS (II) – SUELO S2	
ESCALA :	1/25	FECHA : DICIEMBRE 2021

LAMINA N° :
E-10
de 21

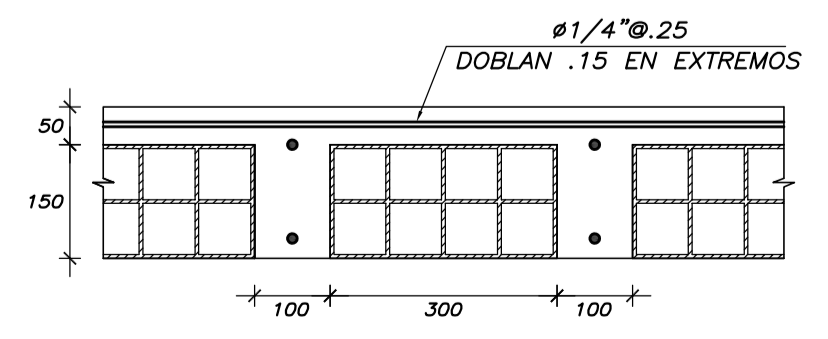


ENCOFRADOS TÍPICOS 1' al 6' PISO
 ALIGERADO H=0.20, S/C=200 Kg/m²
 LOSA H=0.20, S/C=200 Kg/m²
 CORREDORES Y ESCALERAS, S/C=400 Kg/m²

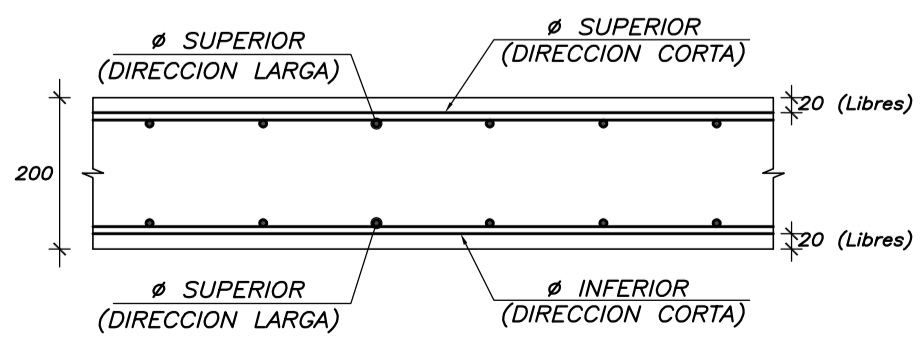
NFP +3.20 (1' PISO)
 NFP +6.10 (2' PISO)
 NFP +9.00 (3' PISO)
 NFP +11.90 (4' PISO)
 NFP +14.80 (5' PISO)
 NFP +17.70 (6' PISO)
 ESC 1/50

LEYENDA

- COLUMNA ó PLACA
- ALIGERADO h=.20
- MACIZA h=.20
- VIGA PERALTADA
- VIGA CHATA



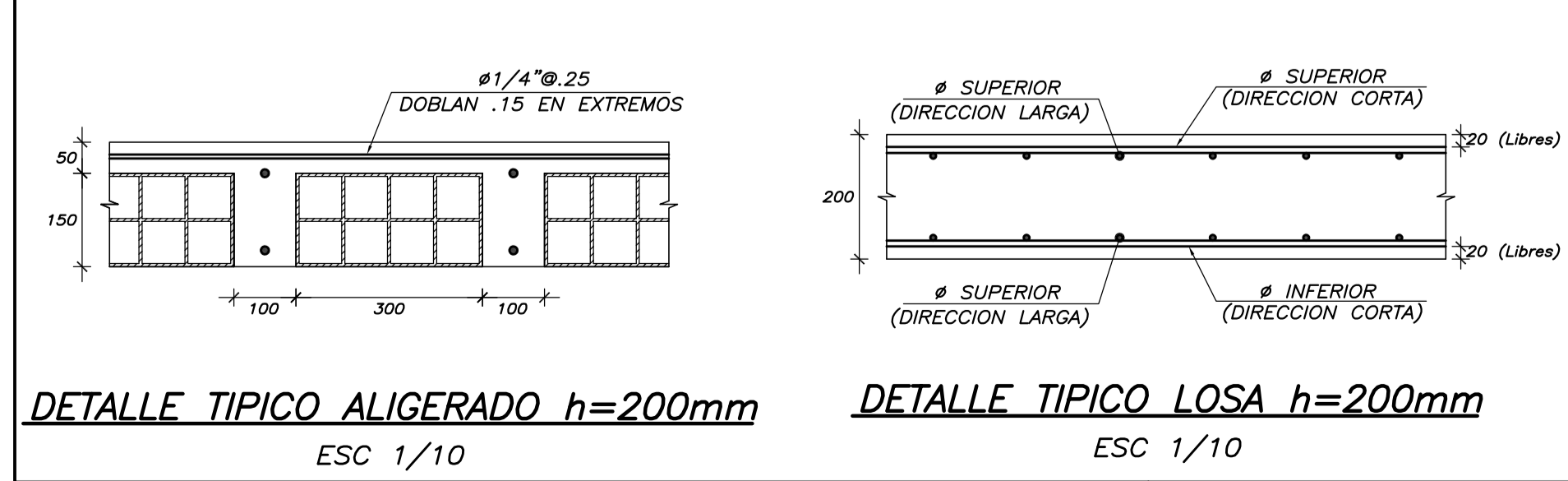
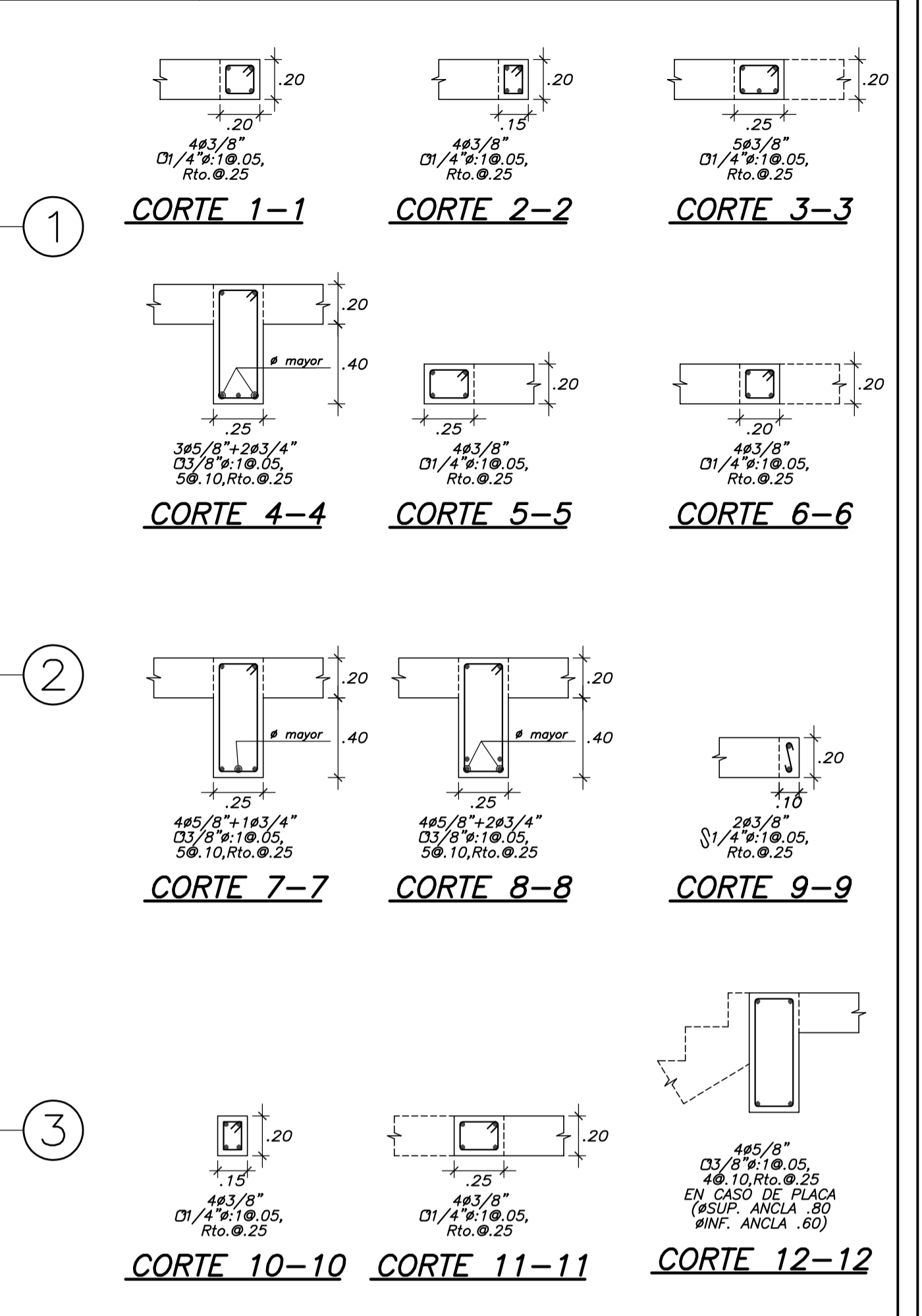
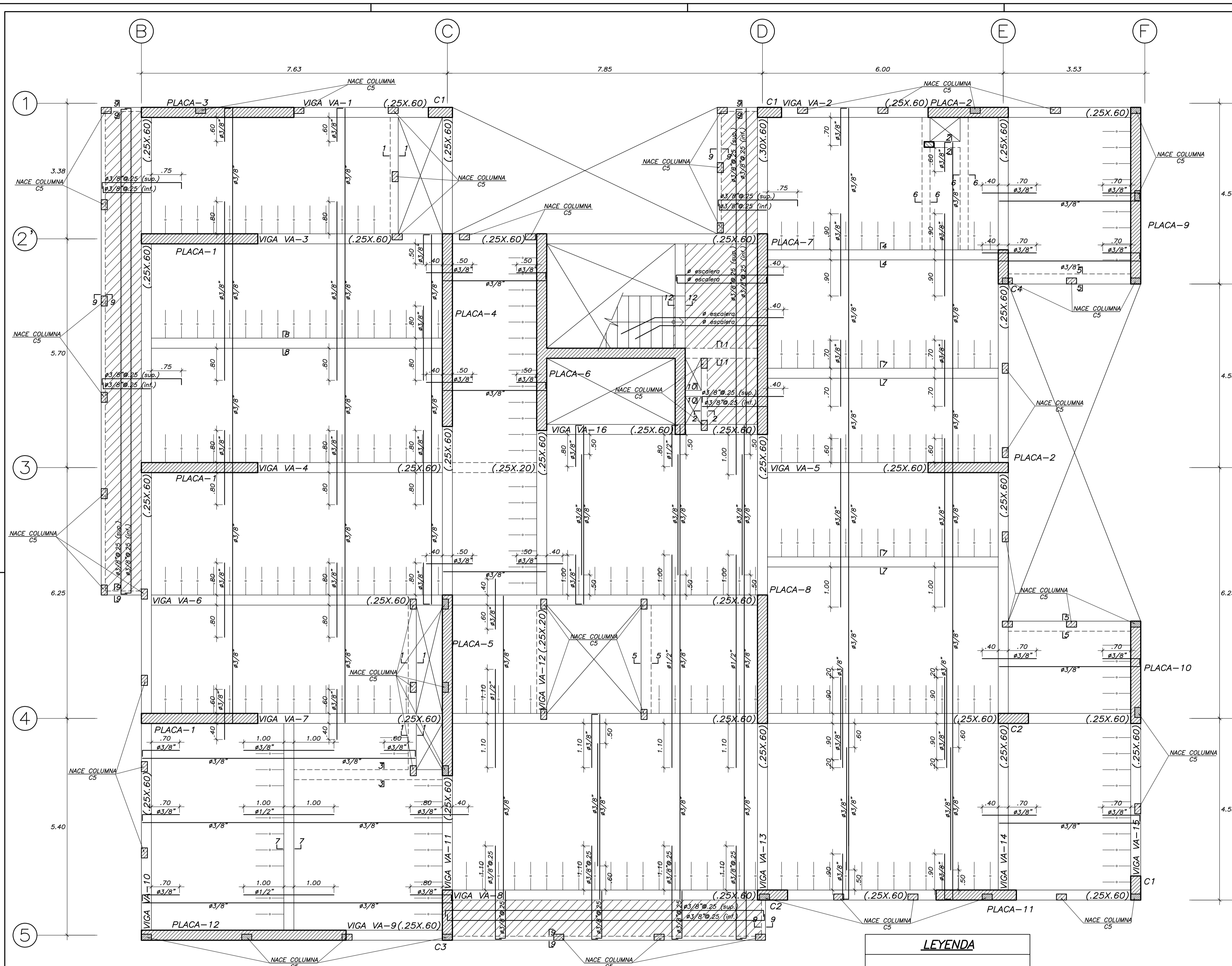
DETALLE TIPICO ALIGERADO h=200mm
 ESC 1/10



DETALLE TIPICO LOSA h=200mm
 ESC 1/10



TESISTAS : OMAR RODRIGUEZ ALFARO - PIERO SANCHEZ PACORA	LAMINA N° :
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO	E-11
ASESOR : ALVARO CESAR RUBIÑOS MONTENEGRO	de 21
PLANO : ENCOFRADO TIPICO Y CORTES	
ESCALA : 1/50, 1/25	FECHA : DICIEMBRE 2021



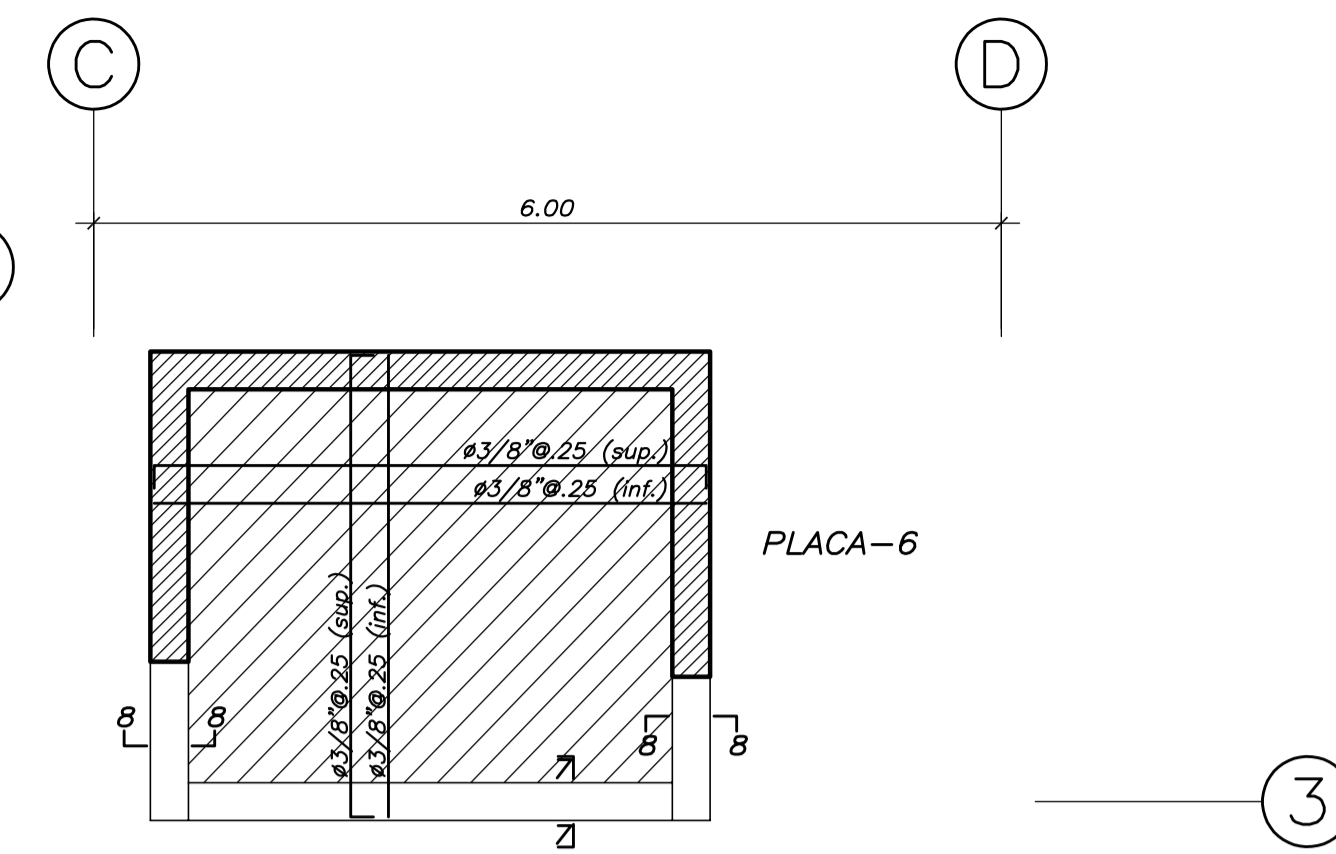
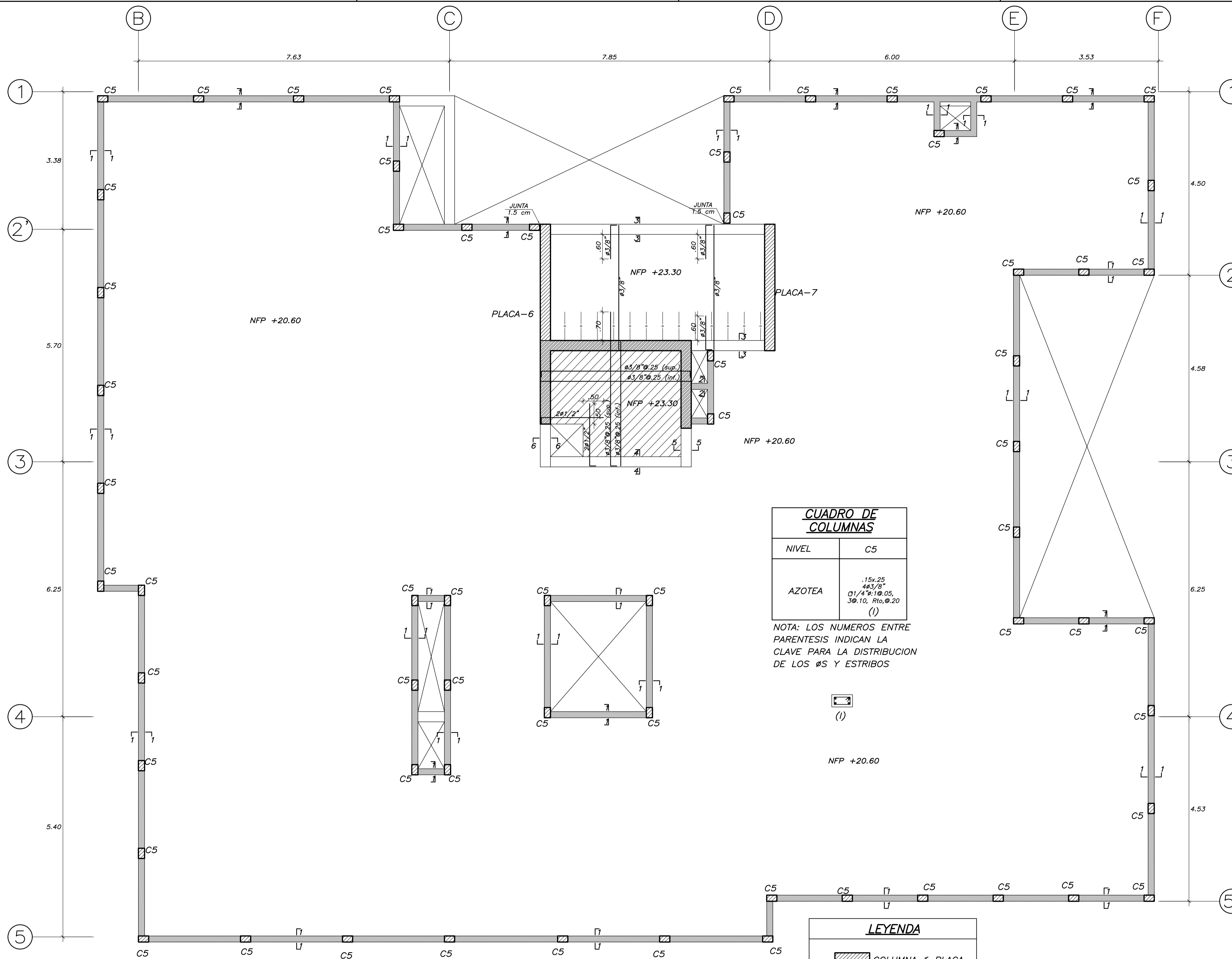
ENCOFRADO 7° PISO
 ALIGERADO H=0.20, S/C=100 Kg/m²
 LOSA H=0.20, S/C=100 Kg/m²
 NFP +20.60
 ESC 1/50

LEYENDA

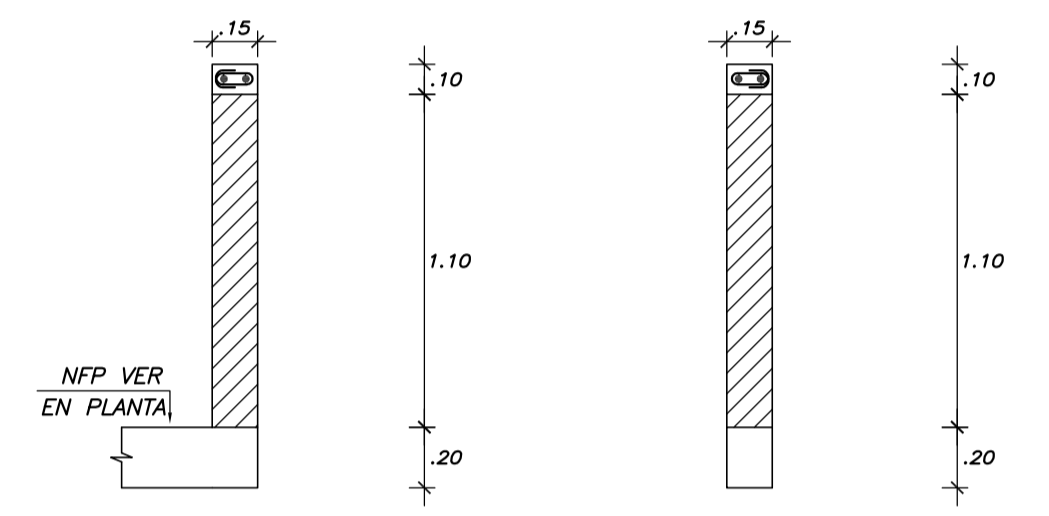
- COLUMNA ó PLACA
- ALIGERADO h=.20
- MACIZA h=.20
- VIGA PERALTADA
- VIGA CHATA
- NACE COLUMNETA



TESISTAS : OMAR RODRIGUEZ ALFARO - PIERO SANCHEZ PACORA	LAMINA N° : E-12 de 21
PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO ASESOR : ALVARO CESAR RUBIÑOS MONTENEGRO PLANO : ENCOFRADO SEPTIMO PISO Y CORTES ESCALA : 1/50, 1/25 FECHA : DICIEMBRE 2021	

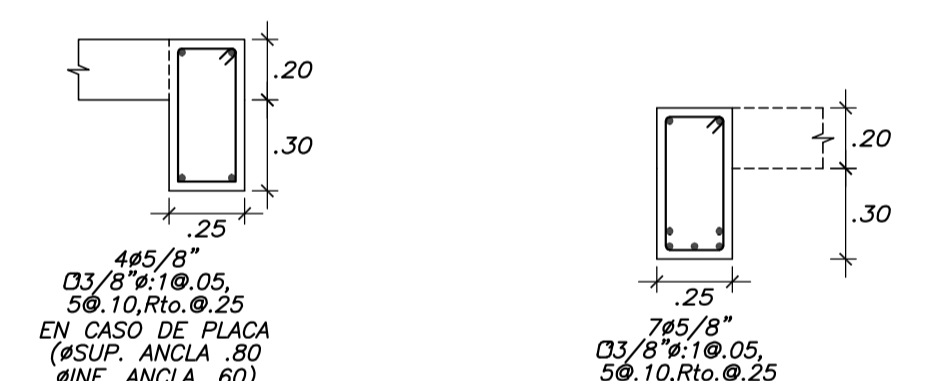


TECHO CTO. MAQUINAS
 LOSA H=0.20, S/C=500 Kg/m²
 NFP +25.70
 ESC 1/50



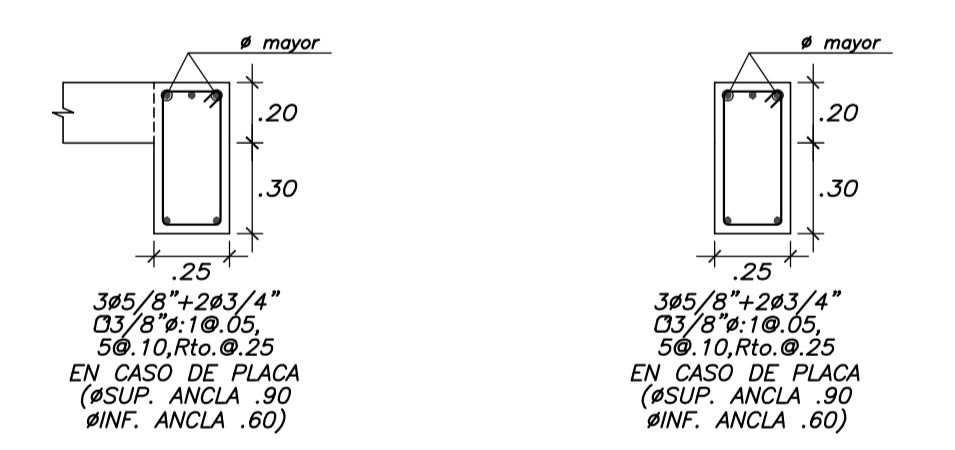
CORTE 1-1

CORTE 2-2



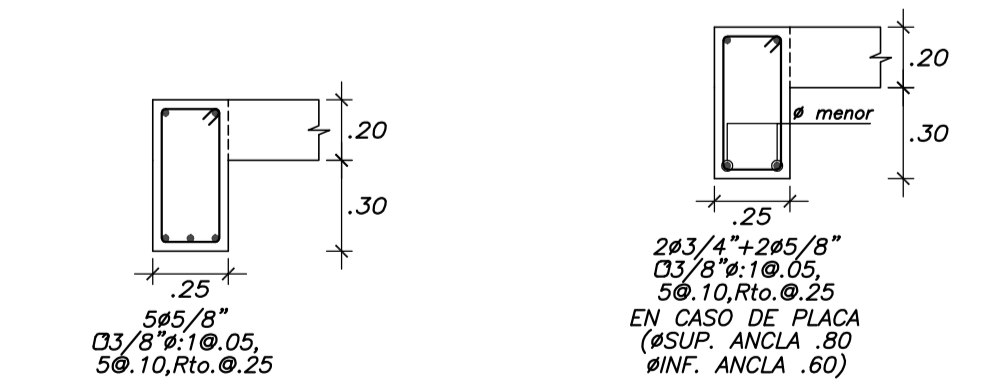
CORTE 3-3

CORTE 4-4



CORTE 5-5

CORTE 6-6

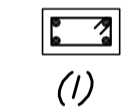


CORTE 7-7

CORTE 8-8

CUADRO DE COLUMNAS	
NIVEL	C5
AZOTEA	.15x.25 4#3/8" 01/4" #10.05, 3#10, Rto. #.20 (1)

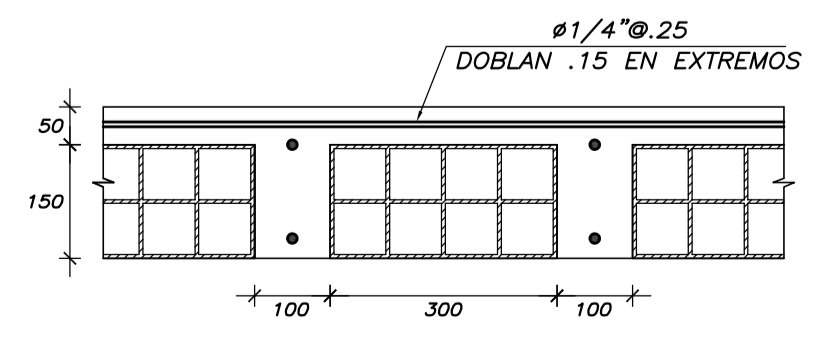
NOTA: LOS NUMEROS ENTRE PARENTESIS INDICAN LA CLAVE PARA LA DISTRIBUCION DE LOS #S Y ESTRIBOS



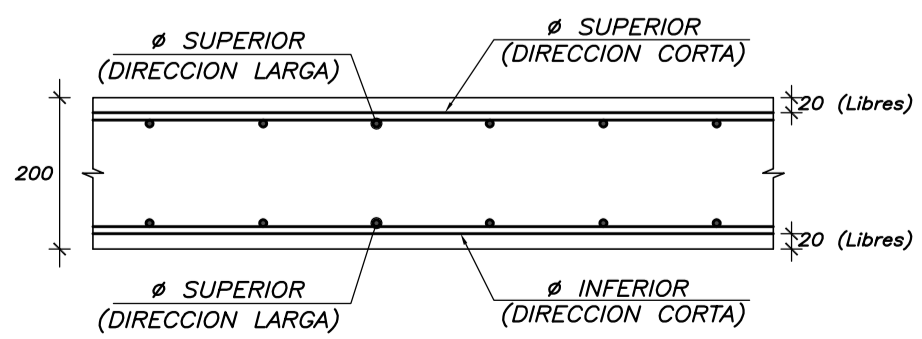
NFP +20.60

LEYENDA	
	COLUMNA 6 PLACA
	ALIGERADO h=.20
	MACIZA h=.20
	VIGA PERALTADA
	VIGA CHATA
	COLUMNETA
	MURO LADRILLO KK

ENCOFRADO AZOTEA, PISO CTO. MAQUINAS Y TECHO ESCALERA
 ALIGERADO H=0.20, S/C=100 Kg/m²
 LOSA H=0.20, S/C=1000 Kg/m²
 ESC 1/50



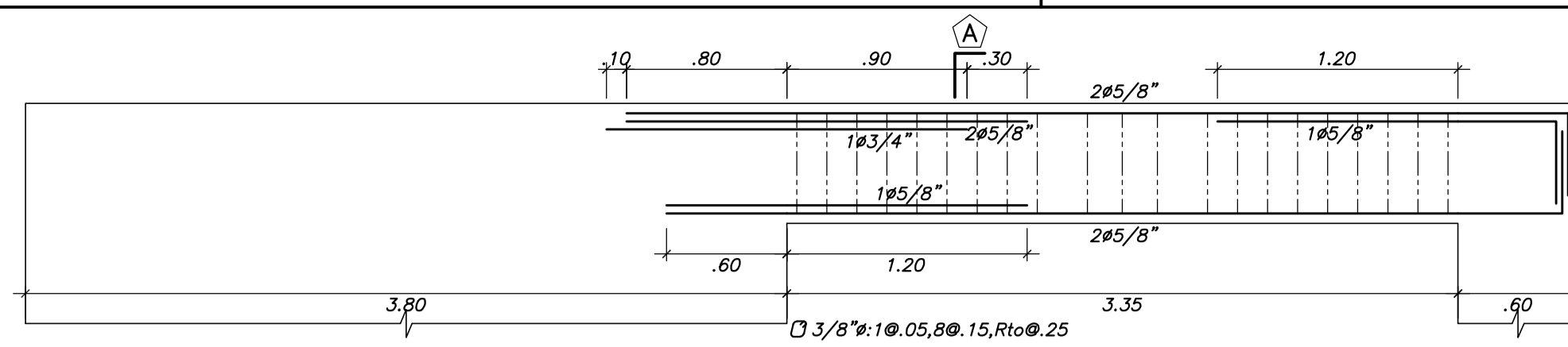
DETALLE TIPICO ALIGERADO h=200mm
 ESC 1/10



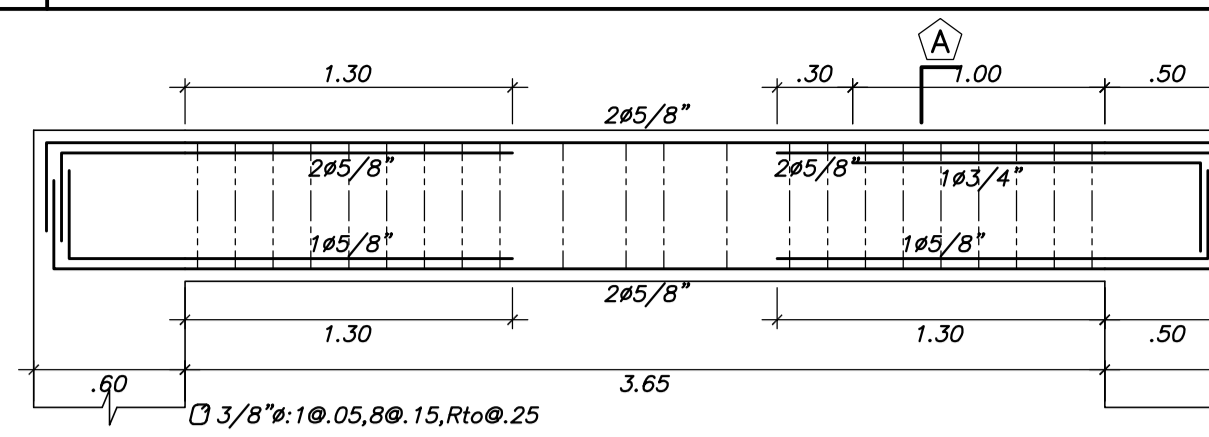
DETALLE TIPICO LOSA h=200mm
 ESC 1/10



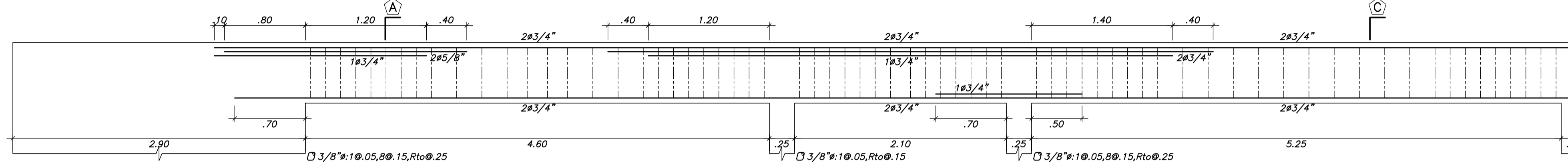
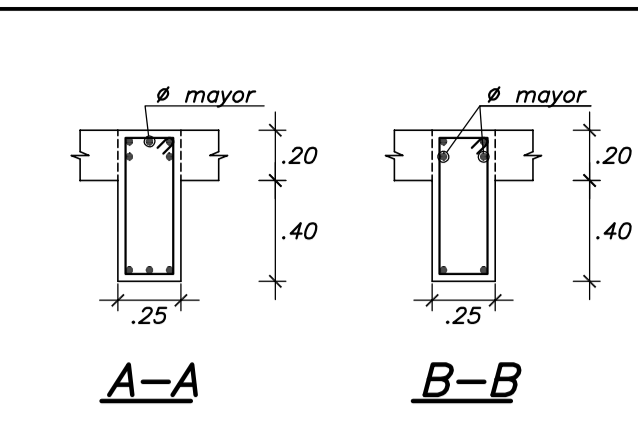
TESISTAS :	OMAR RODRIGUEZ ALFARO - PIERO SANCHEZ PACORA	
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO	
ASESOR :	ALVARO CESAR RUBIÑOS MONTENEGRO	
PLANO :	ENCOFRADO AZOTEA, CTO MAQUINAS Y CORTES	
ESCALA :	1/50, 1/25	FECHA : DICIEMBRE 2021
		LAMINA N° : E-13 de 21



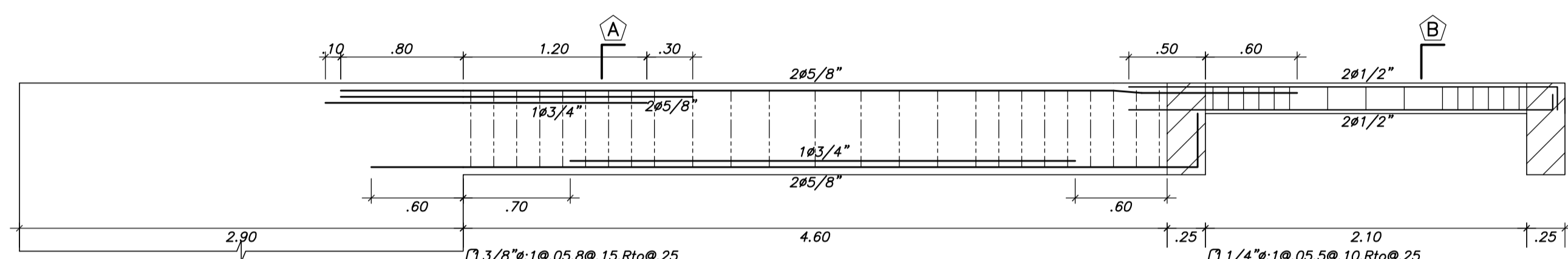
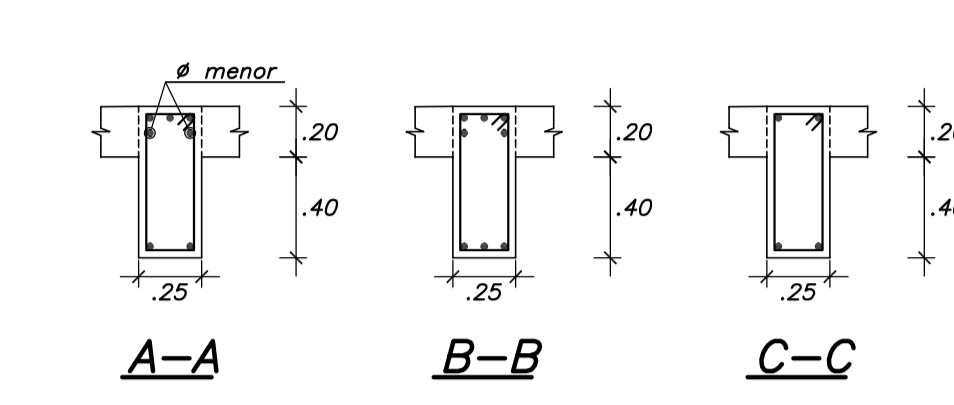
VIGA VT-1 (.25X.60)



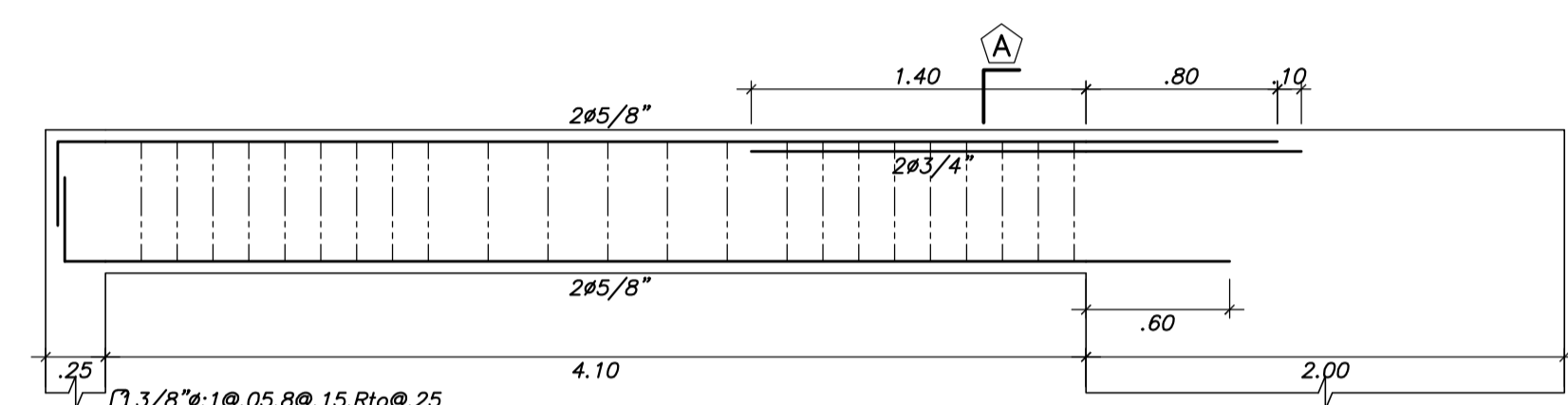
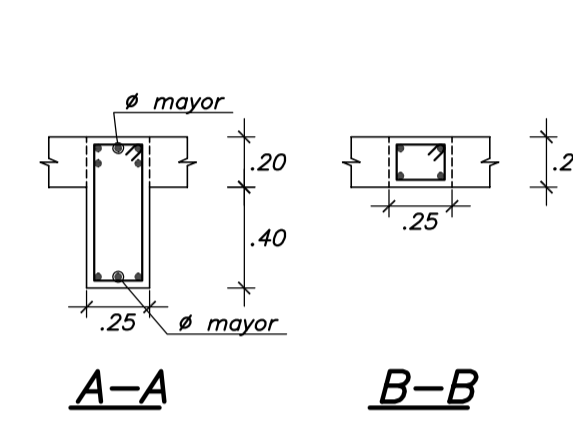
VIGA VT-2 (.25X.60)



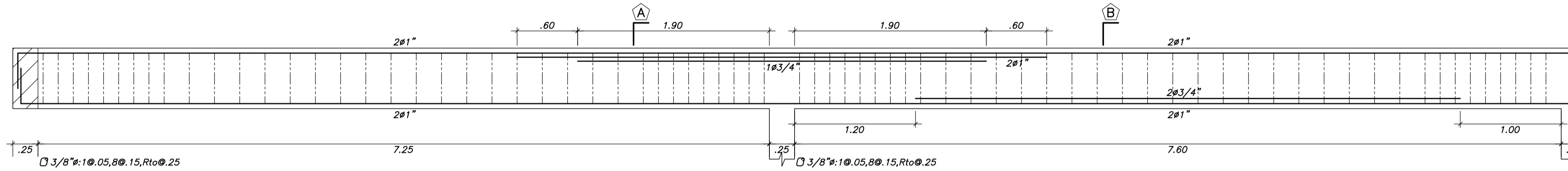
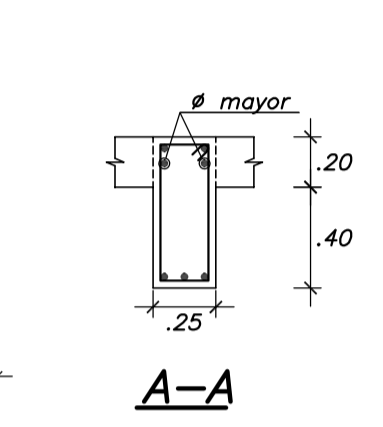
VIGA VT-3 (.25X.60)



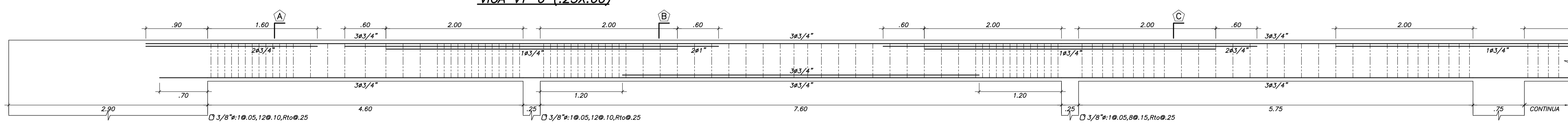
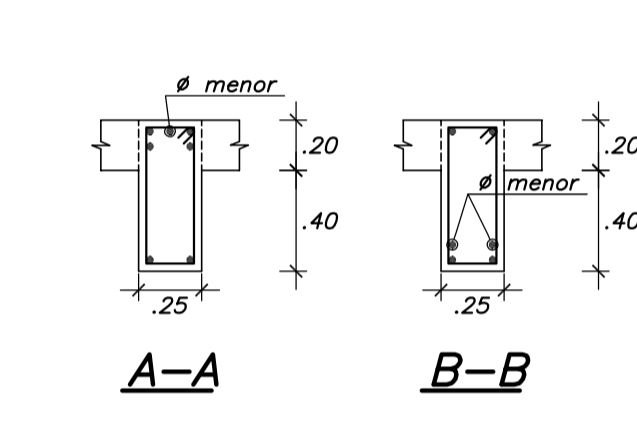
VIGA VT-4 (.25X.60) (.25X.20)



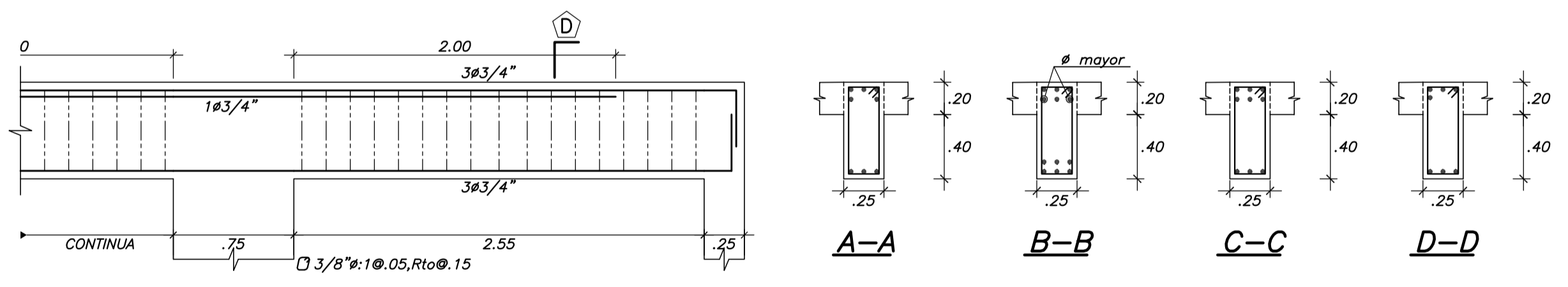
VIGA VT-5 (.25X.60)



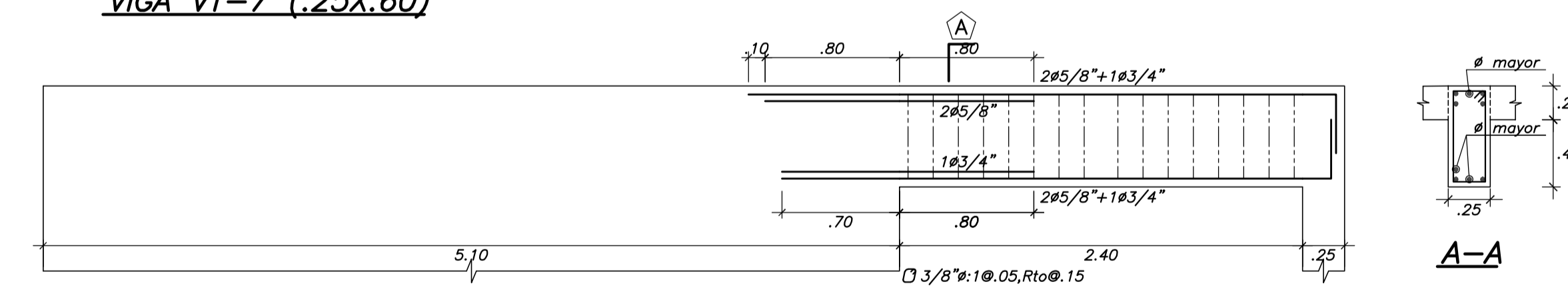
VIGA VT-6 (.25X.60)



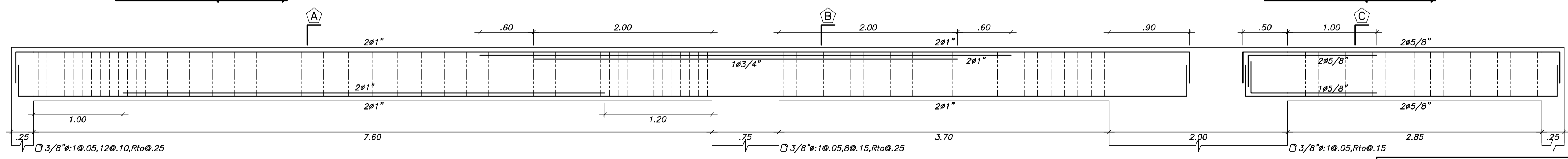
VIGA VT-7 (.25X.60)



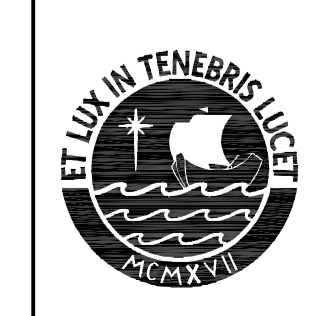
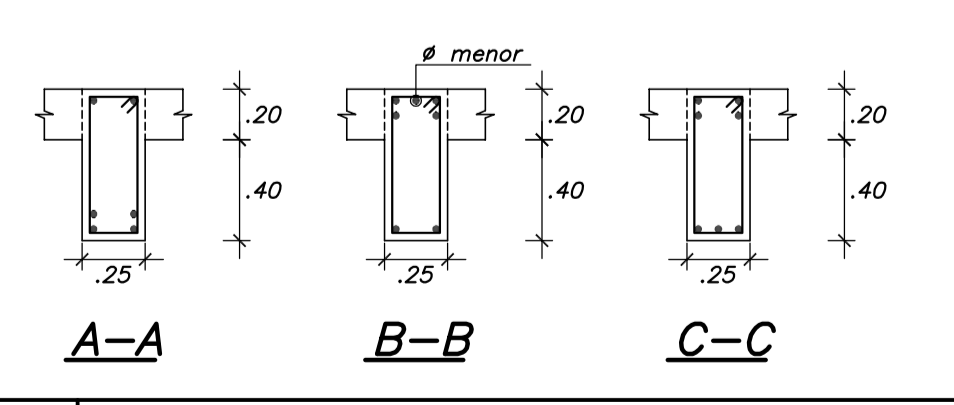
VIGA VT-7 (.25X.60)



VIGA VT-9 (.25X.60)

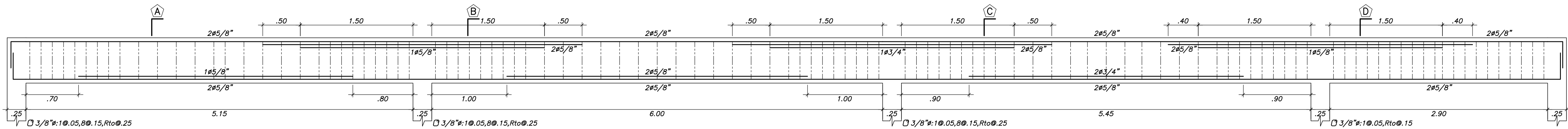


VIGA VT-8 (.25X.60)

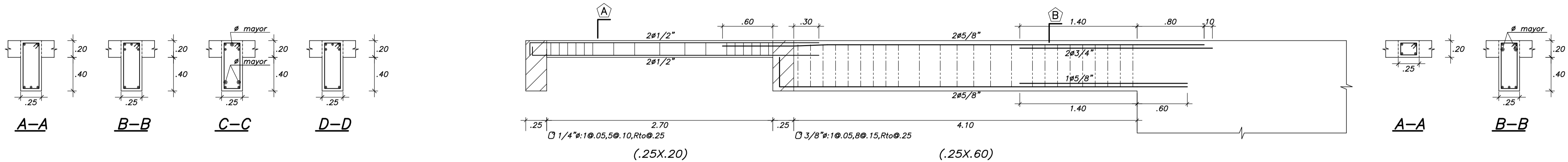


PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

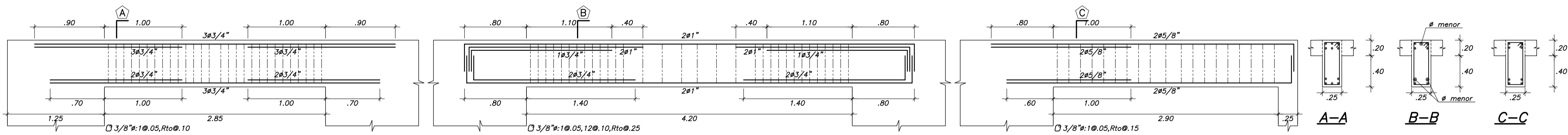
TESISTAS :	OMAR RODRIGUEZ ALFARO - PIERO SANCHEZ PACORA	
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO	
ASESOR :	ALVARO RUBIÑOS MONTENEGRO	
PLANO :	VIGAS PISO TÍPICO - SUELO S1 (I)	
ESCALA :	1/30	FECHA : DICIEMBRE 2021
		LAMINA N° : E-14 de 21



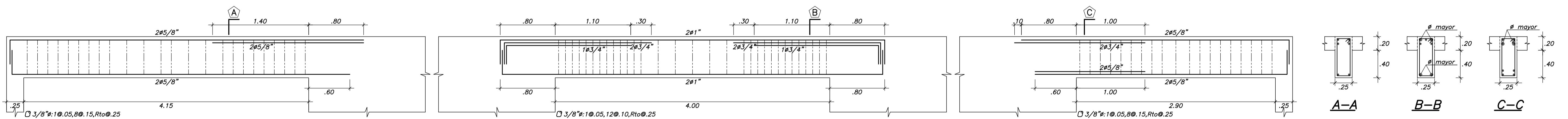
VIGA VT-10 (.25X.60)



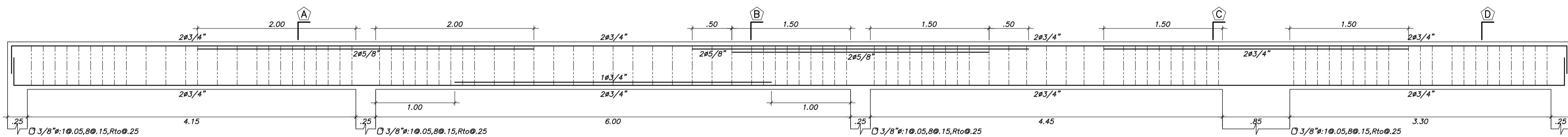
VIGA VT-12 (.25X.20) (.25X.60)



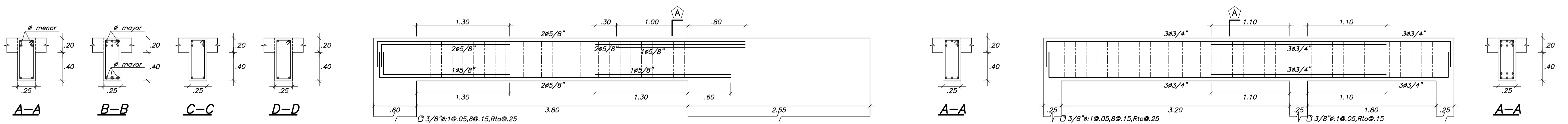
VIGA VT-11 (.25X.60)



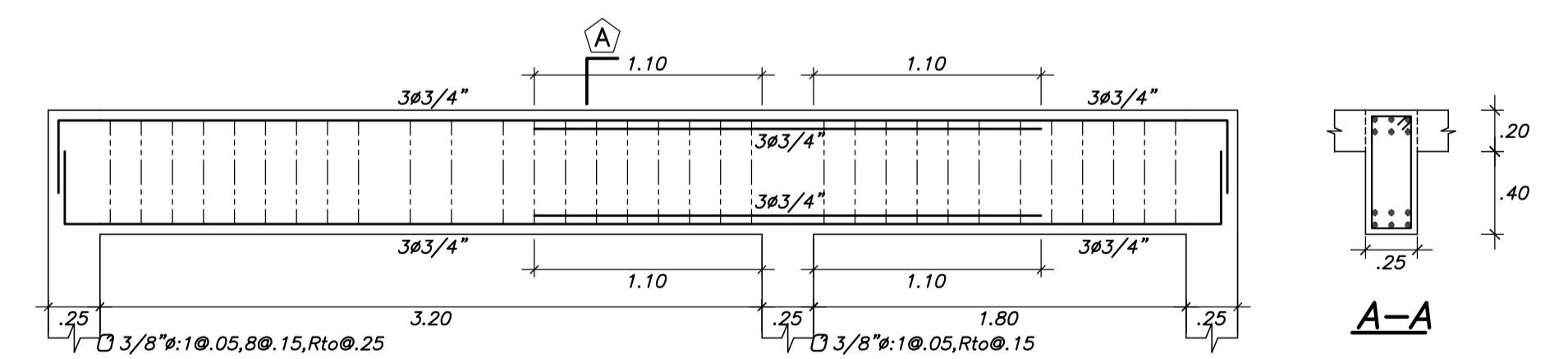
VIGA VT-13 (.25X.60)



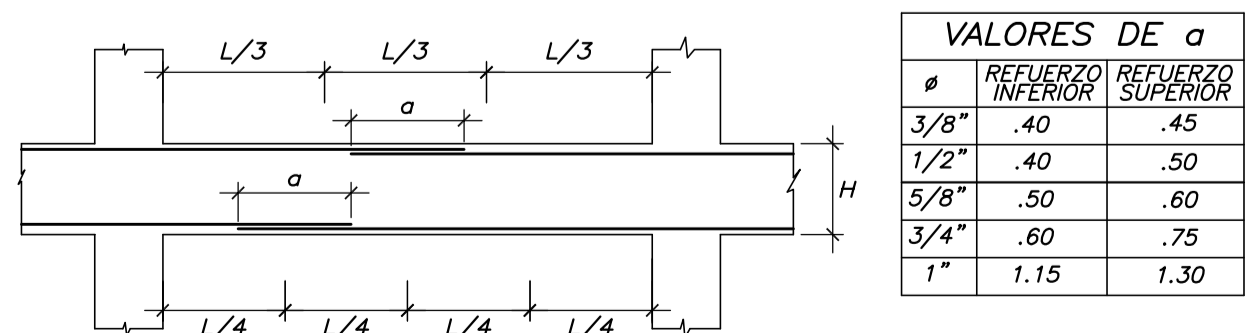
VIGA VT-14 (.25X.60)



VIGA VT-15 (.25X.60)



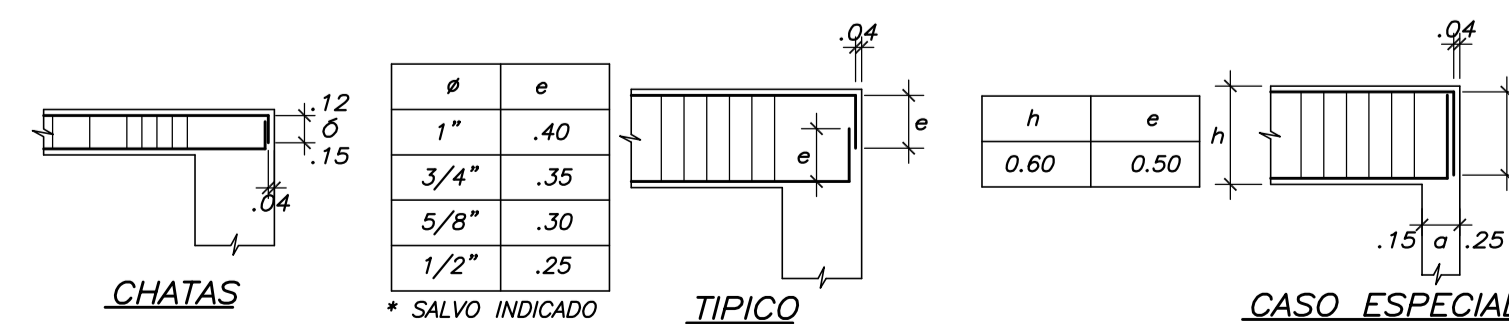
VIGA VT-16 (.25X.60)



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

NOTA:-(a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 (b) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8".

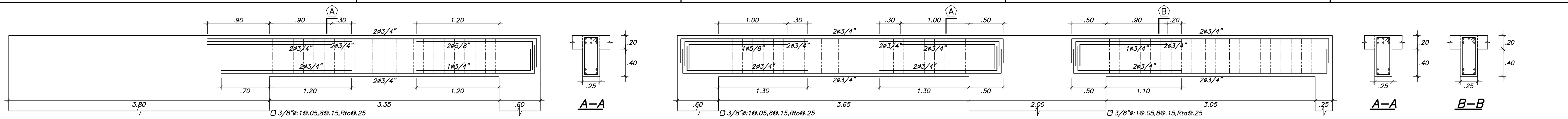
Ø	VALORES DE a	
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
3/8"	.40	.45
1/2"	.40	.50
5/8"	.50	.60
3/4"	.60	.75
1"	1.15	1.30



DETALLE DE ANCLAJE

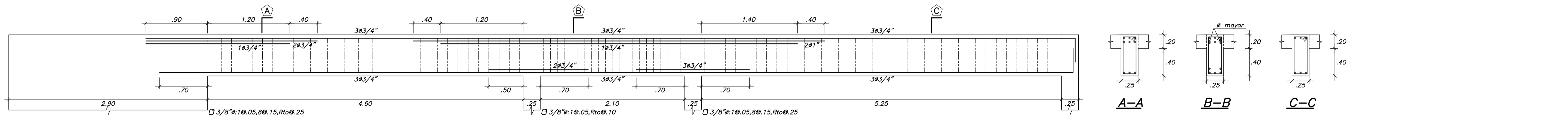


TESISTAS :	OMAR RODRIGUEZ ALFARO - PIERO SANCHEZ PACORA	
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO	
ASESOR :	ALVARO RUBIÑOS MONTENEGRO	
PLANO :	VIGAS PISO TIPICO - SUELO S1 (II)	
ESCALA :	1/30	FECHA : DICIEMBRE 2021
LAMINA N° :	E-15 de 21	

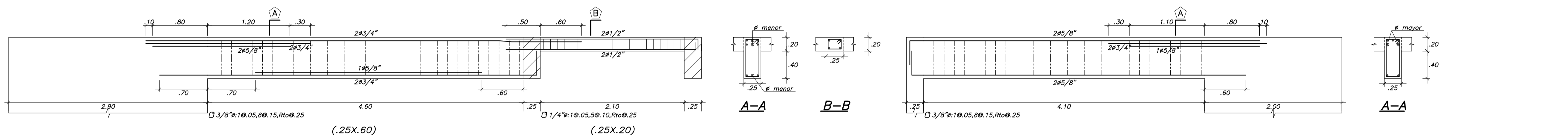


VIGA VT-1 (.25X.60)

VIGA VT-2 (.25X.60)

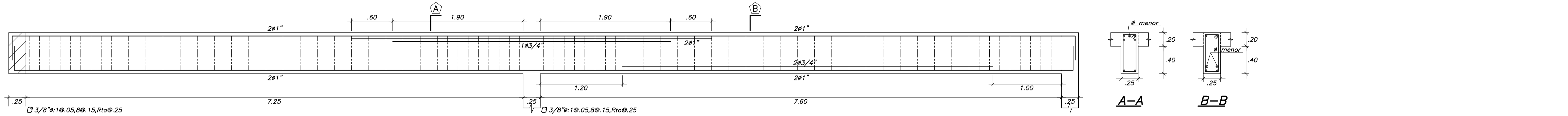


VIGA VT-3 (.25X.60)

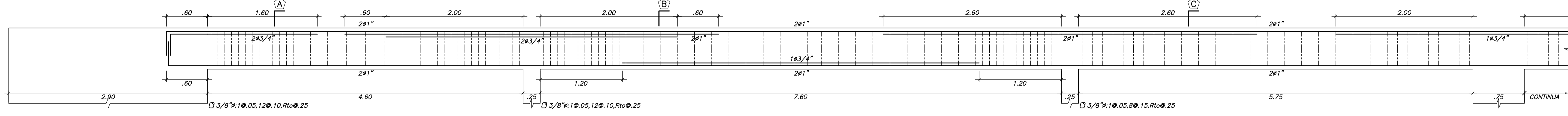


VIGA VT-4 (.25X.60) (.25X.20)

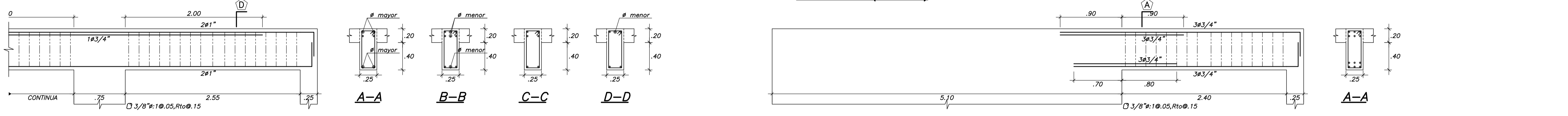
VIGA VT-5 (.25X.60)



VIGA VT-6 (.25X.60)

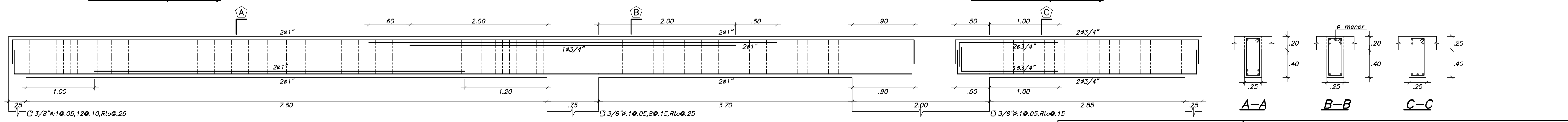


VIGA VT-7 (.25X.60)



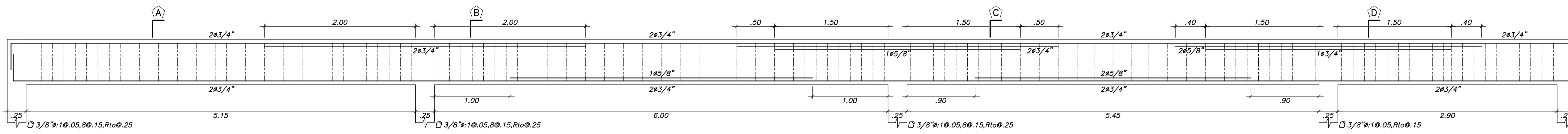
VIGA VT-7 (.25X.60)

VIGA VT-9 (.25X.60)

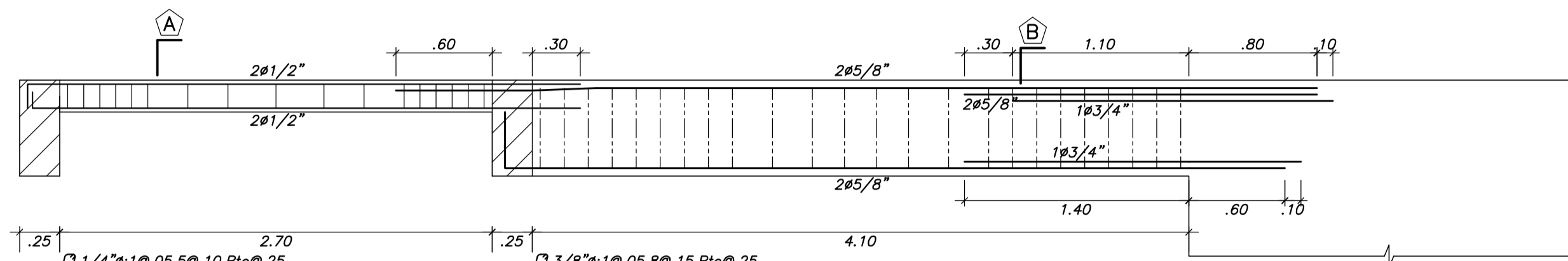
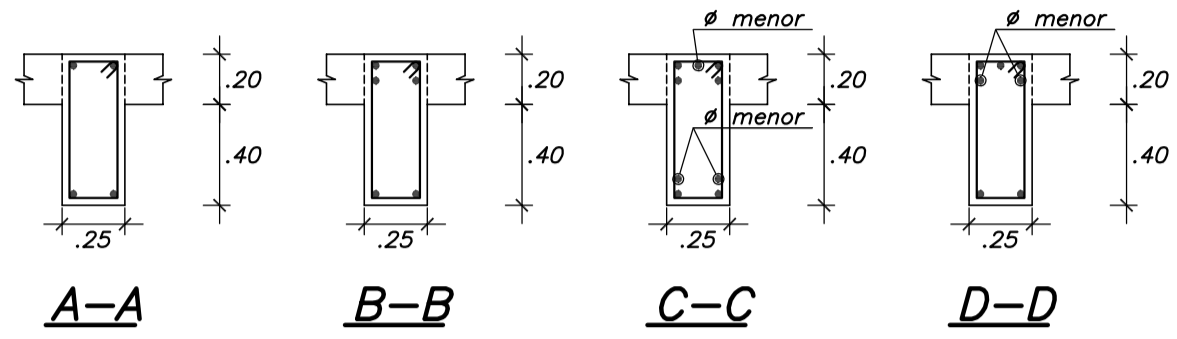


VIGA VT-8 (.25X.60)

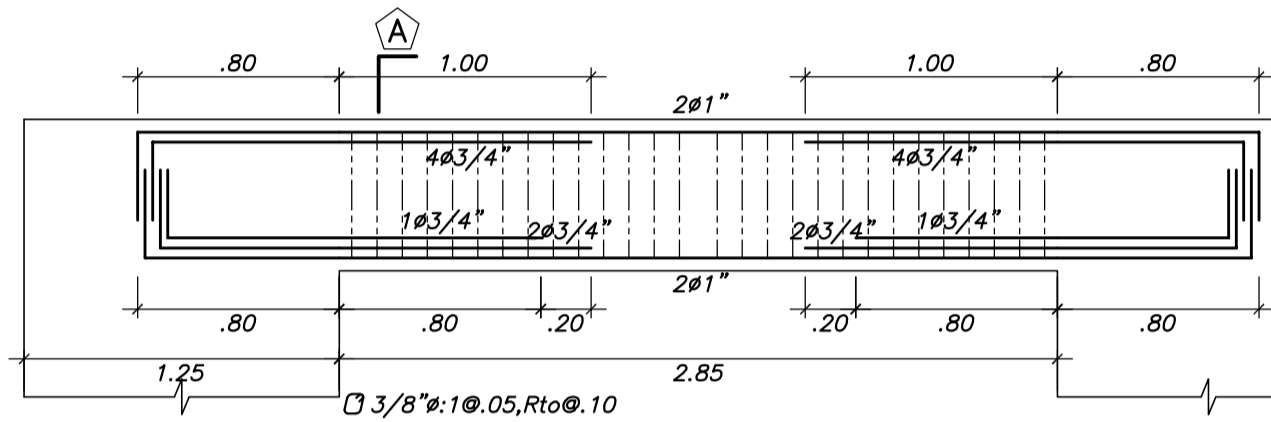
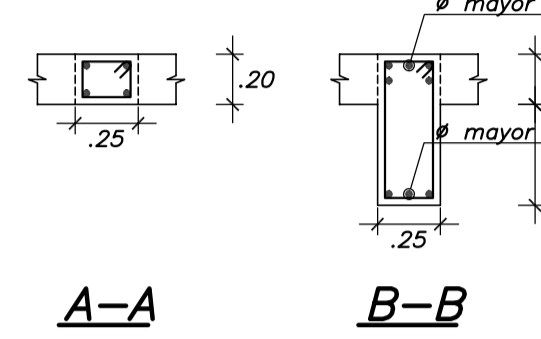
	TESISTAS : OMAR RODRIGUEZ ALFARO - PIERO SANCHEZ PACORA	LAMINA N° : E-16
	PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO	de 21
	ASESOR : ALVARO RUBIÑOS MONTENEGRO	
	PLANO : VIGAS PISO TIPICO - SUELO S2 (I)	
ESCALA : 1/30	FECHA : DICIEMBRE 2021	



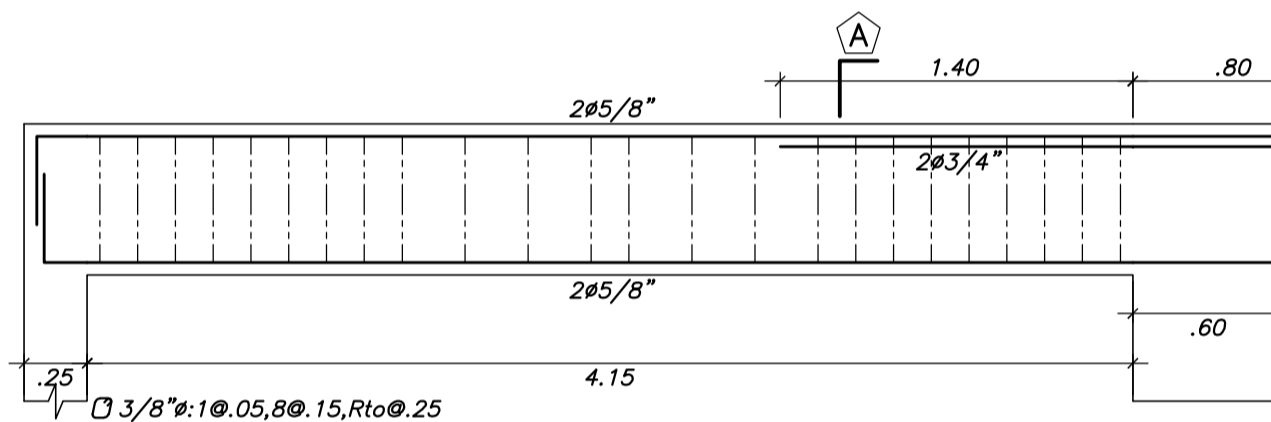
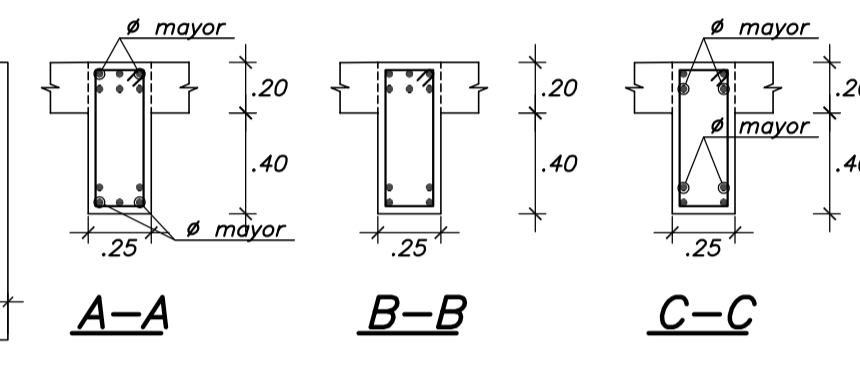
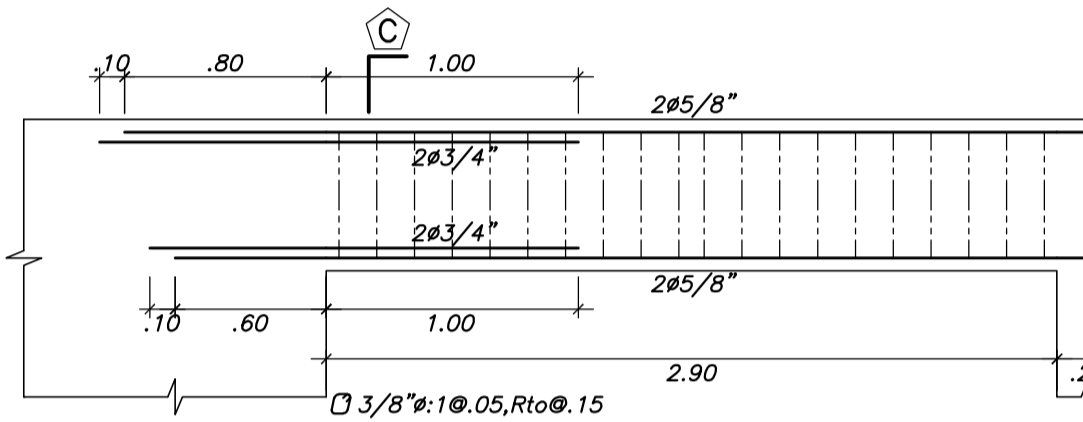
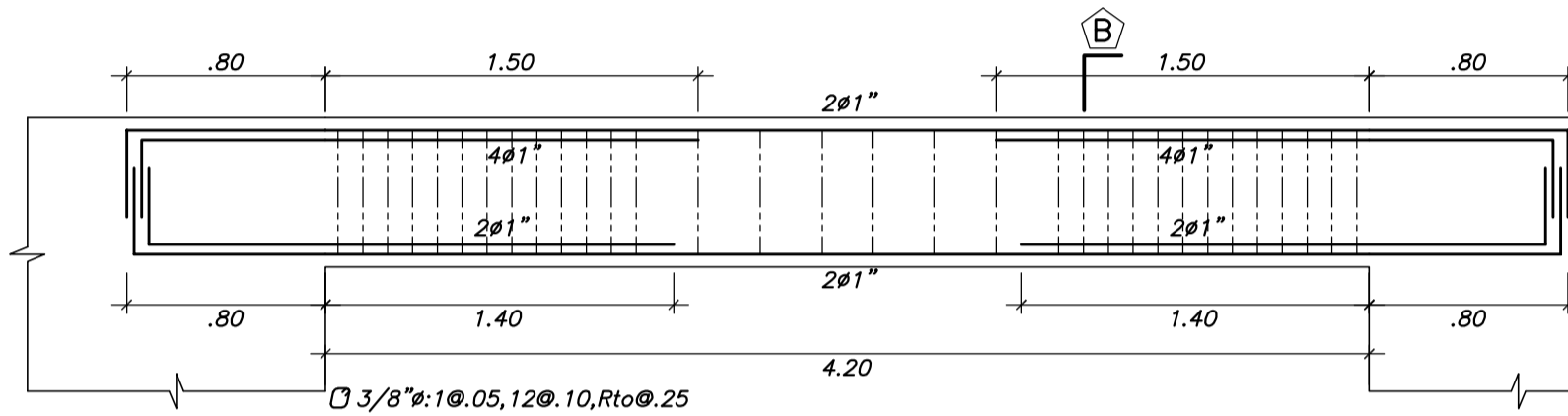
VIGA VT-10 (.25X.60)



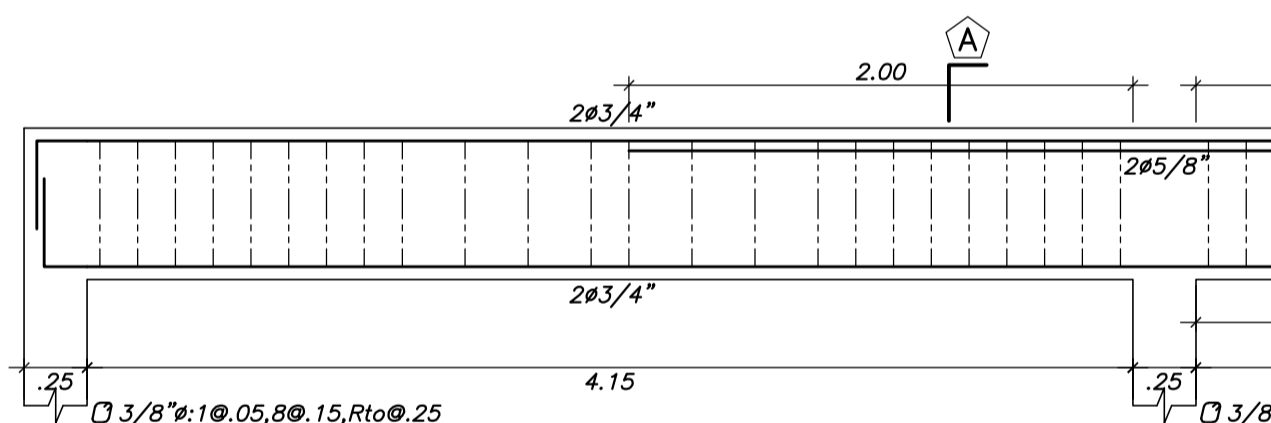
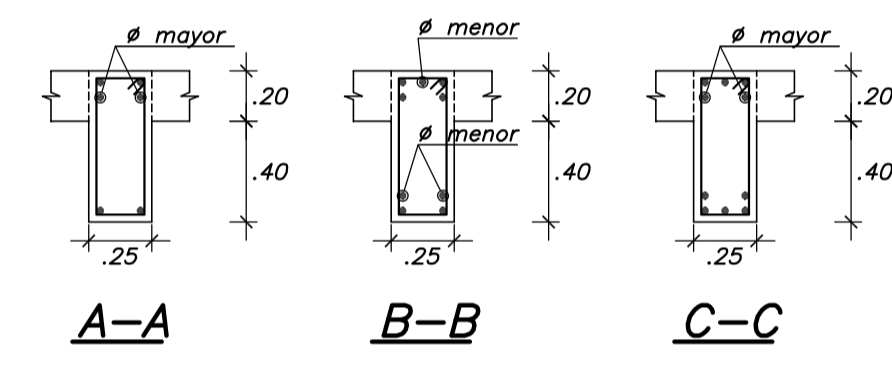
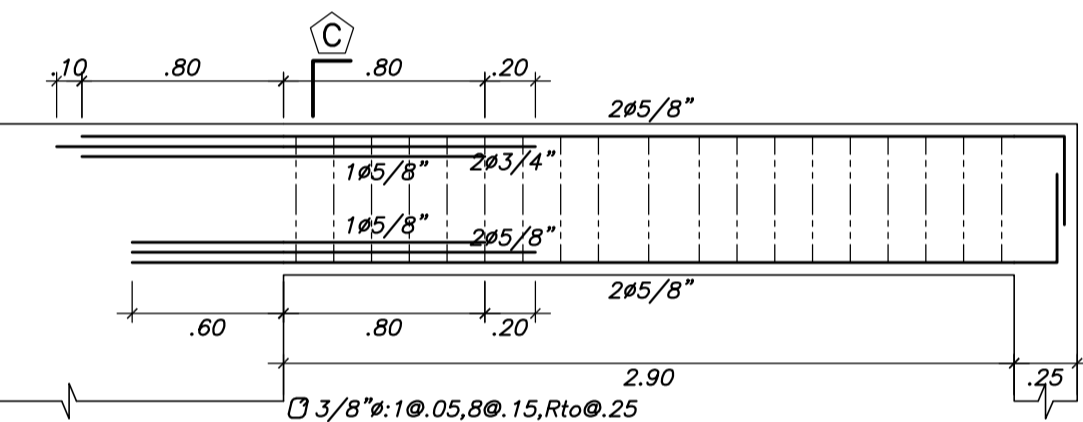
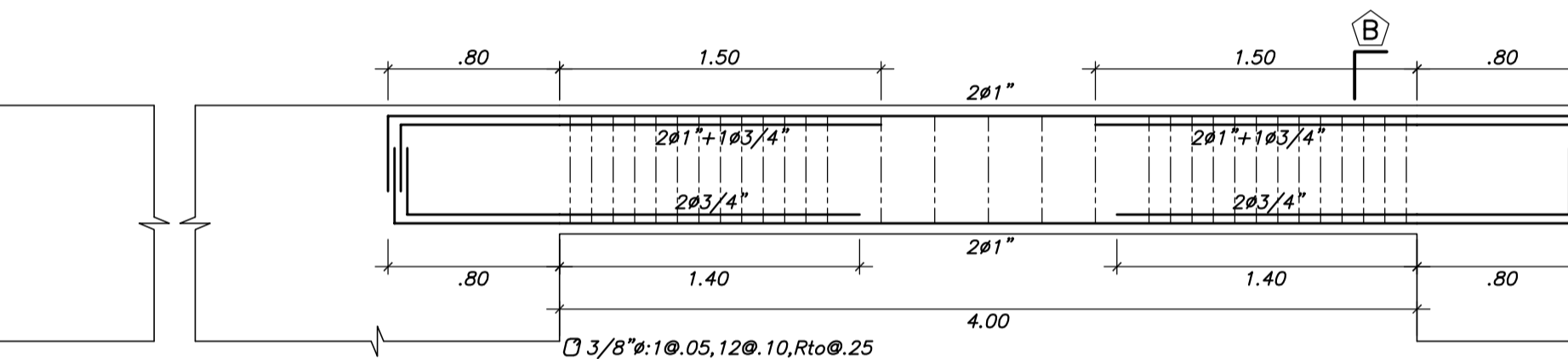
VIGA VT-12 (.25X.20) (.25X.60)



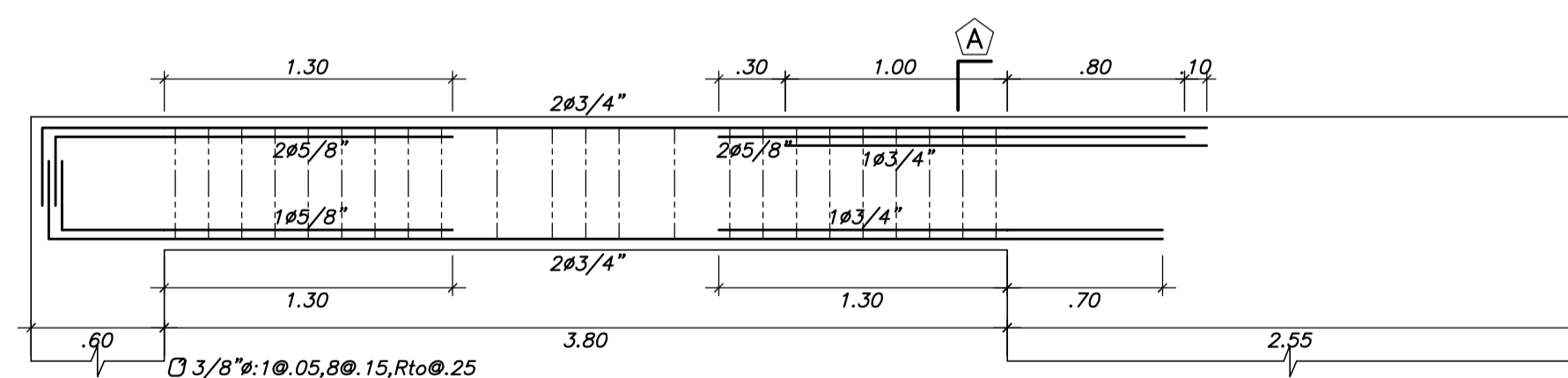
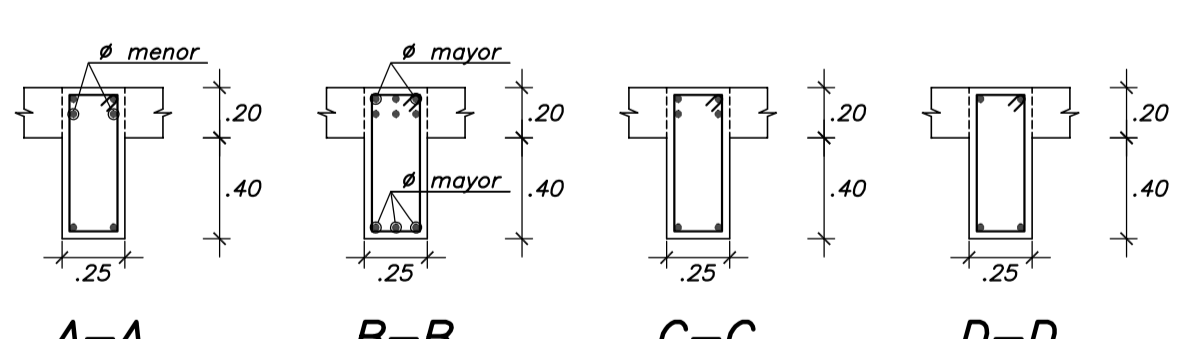
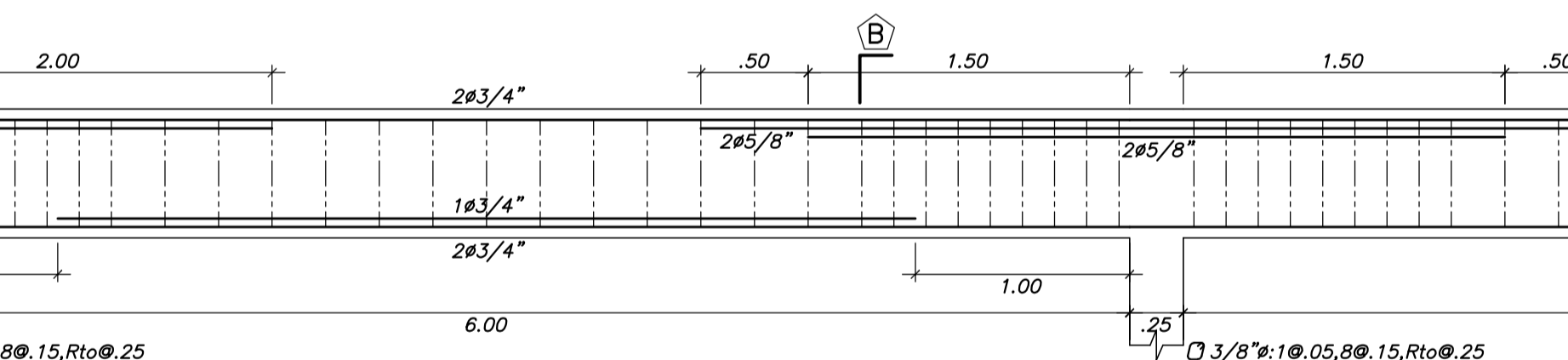
VIGA VT-11 (.25X.60)



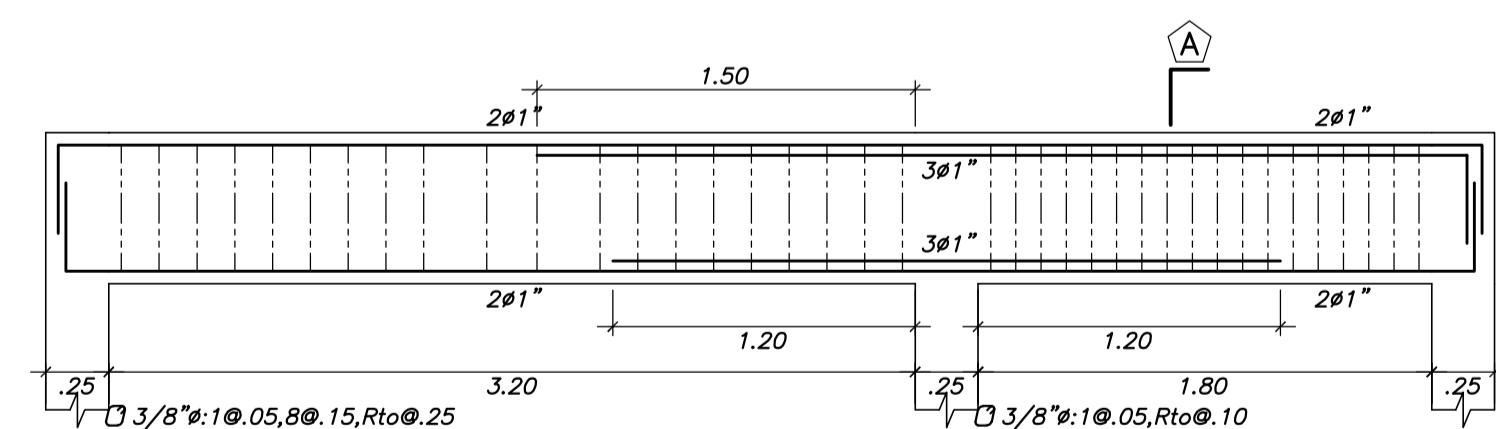
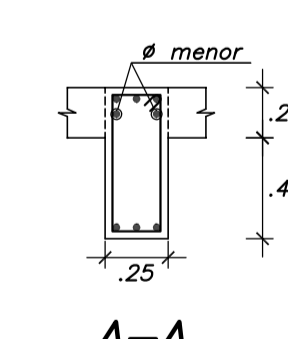
VIGA VT-13 (.25X.60)



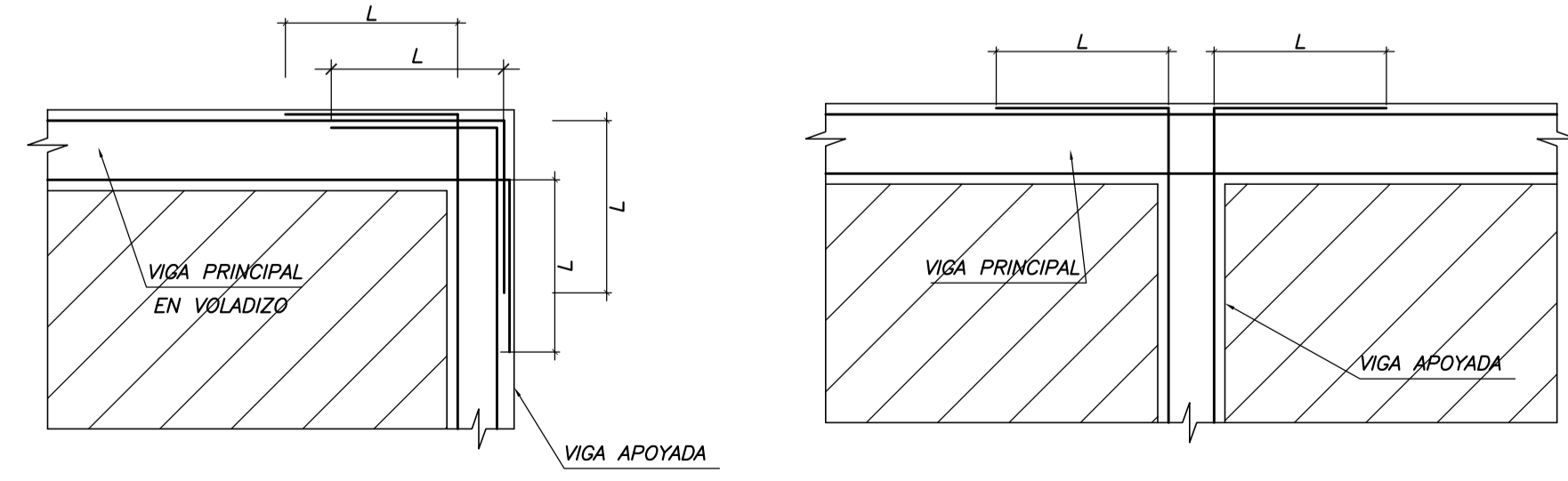
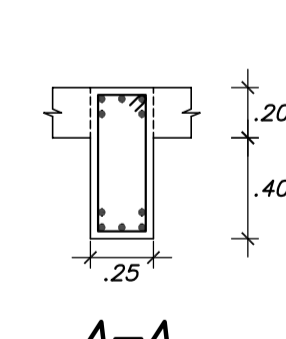
VIGA VT-14 (.25X.60)



VIGA VT-15 (.25X.60)



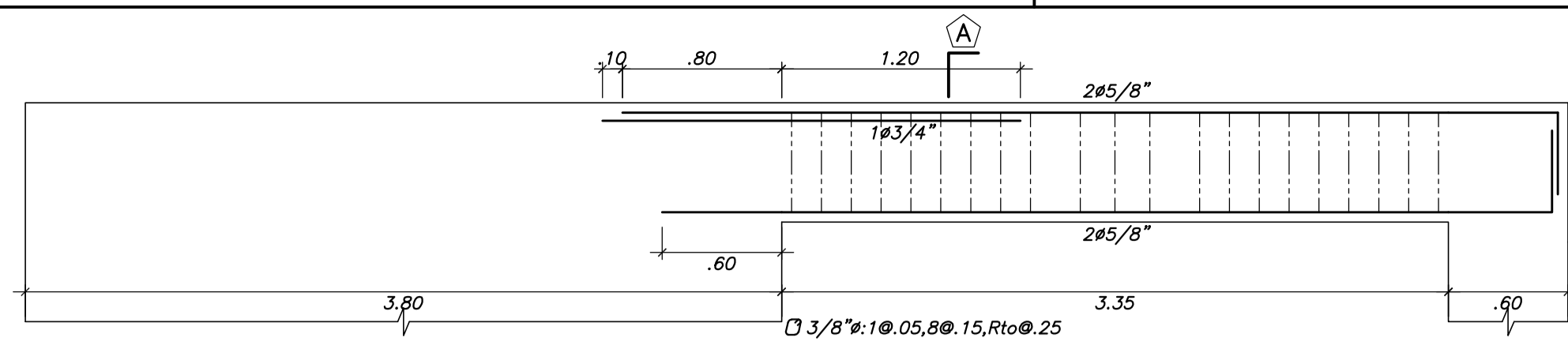
VIGA VT-16 (.25X.60)



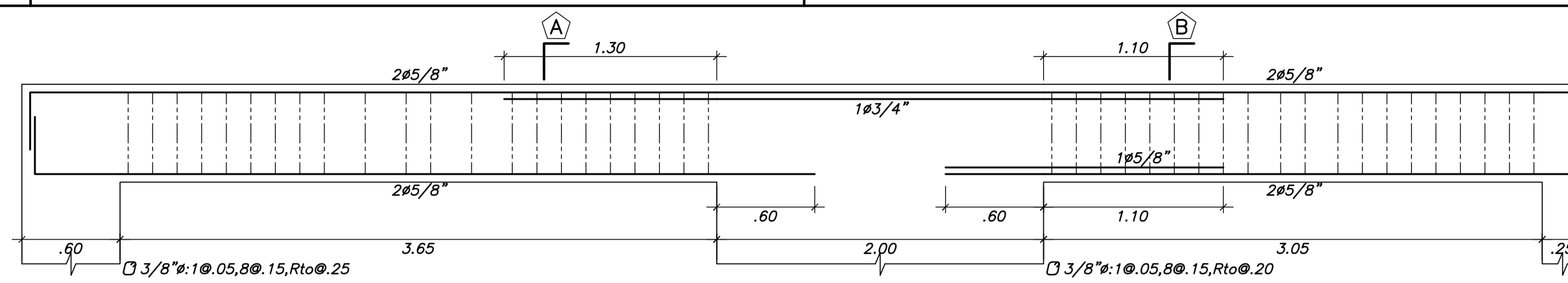
Ø	L(m)
1"	.90
3/4"	.60
5/8"	.50

DETALLE DE ANLAJE DE Ø EN APOYO DE VIGA SOBRE VIGA

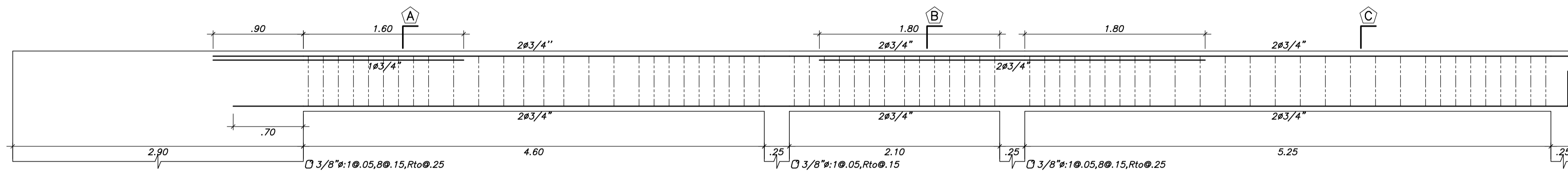
	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ	TESISISTAS : OMAR RODRIGUEZ ALFARO – PIERO SANCHEZ PACORA	LAMINA N° :	
	PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO	ASESOR : ALVARO RUBIÑOS MONTENEGRO	E-17	
	PLANO : VIGAS PISO TÍPICO – SUELO S2 (II)	ESCALA : 1/30	FECHA : DICIEMBRE 2021	de 21



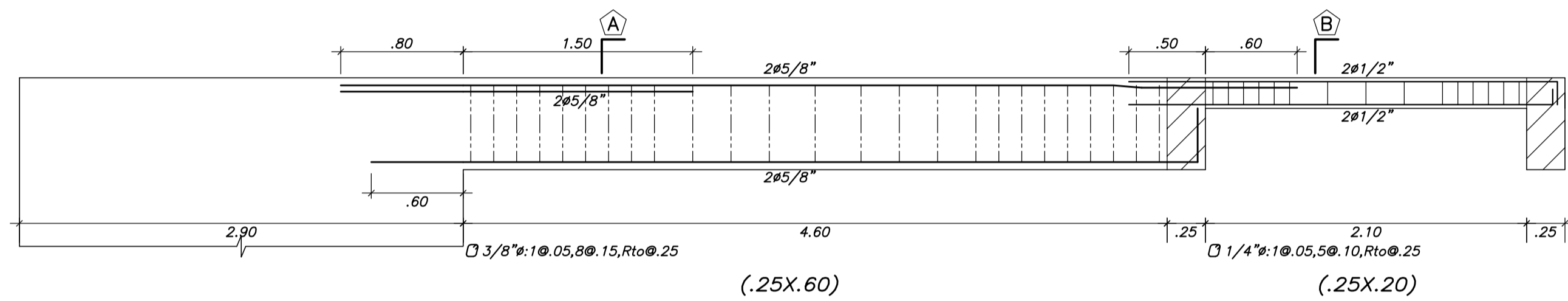
VIGA VA-1 (.25X.60)



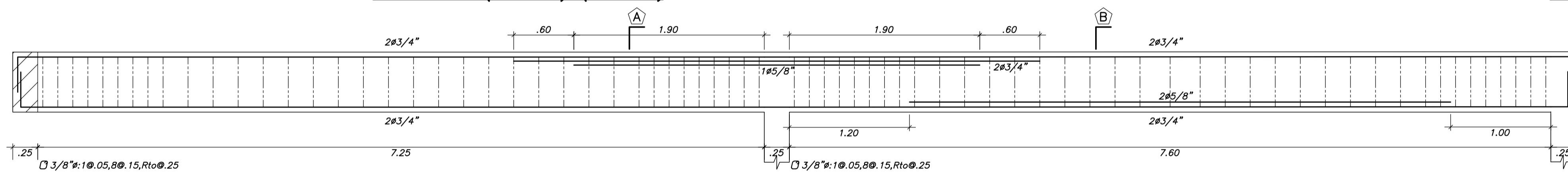
VIGA VA-2 (.25X.60)



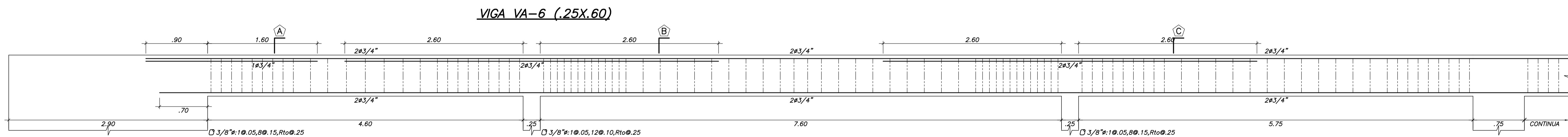
VIGA VA-3 (.25X.60)



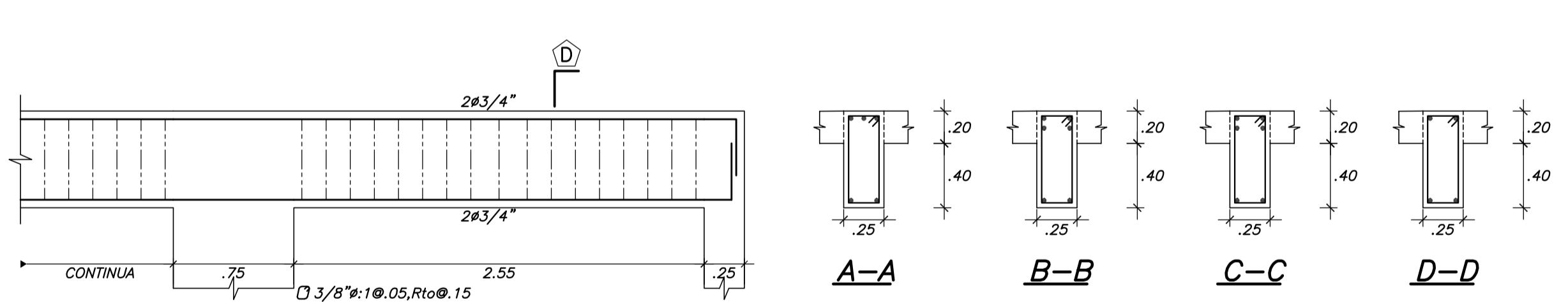
VIGA VA-4 (.25X.60) (.25X.20)



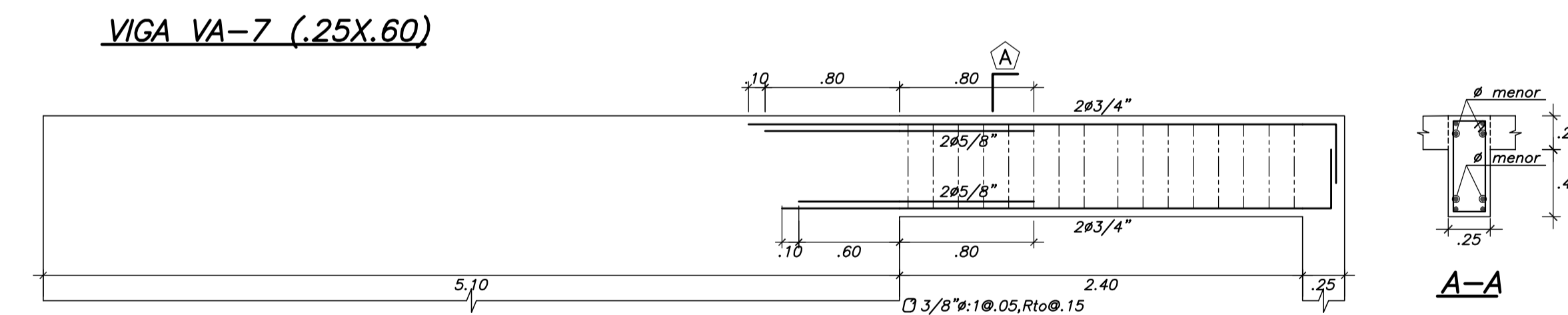
VIGA VA-5 (.25X.60)



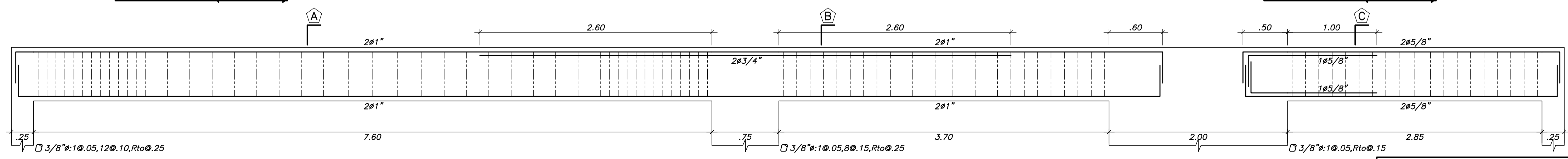
VIGA VA-6 (.25X.60)



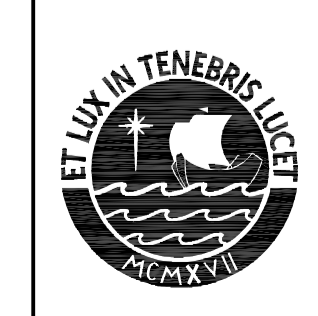
VIGA VA-7 (.25X.60)



VIGA VA-9 (.25X.60)

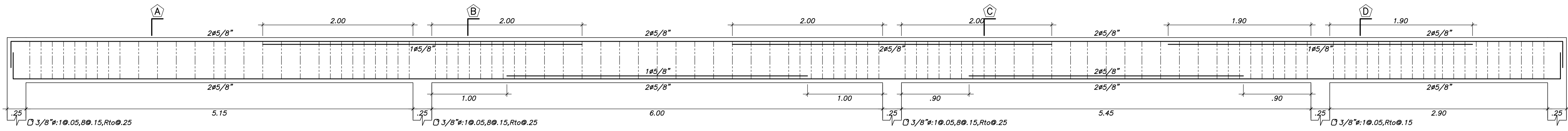


VIGA VA-8 (.25X.60)

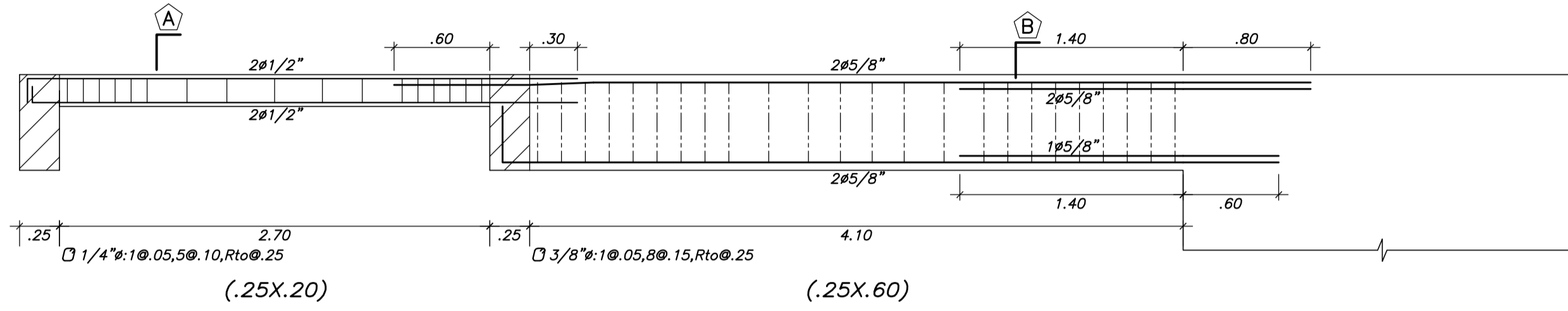
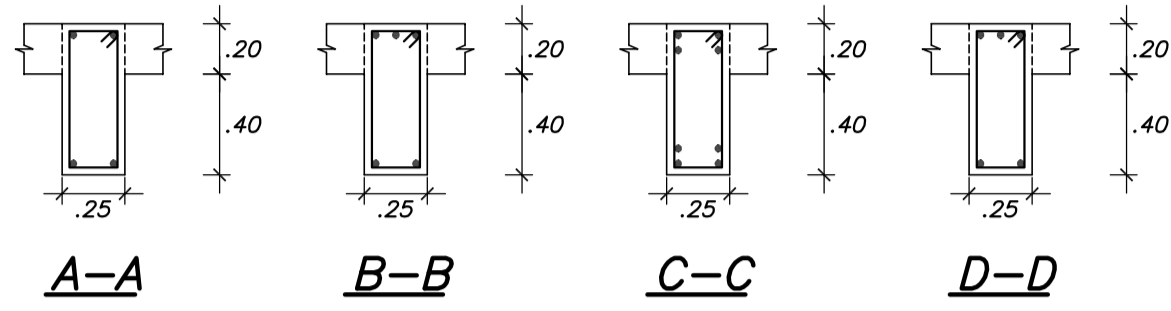


PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

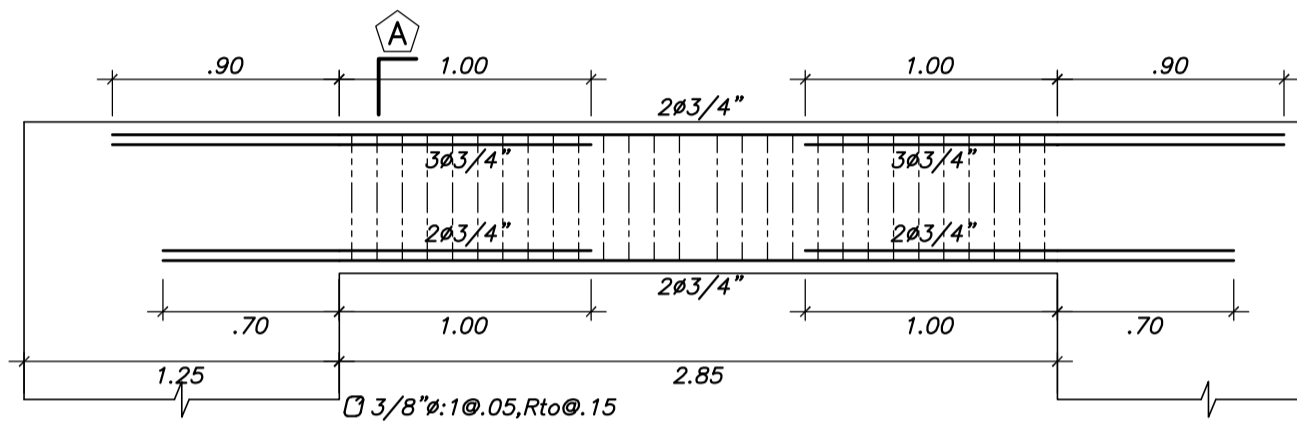
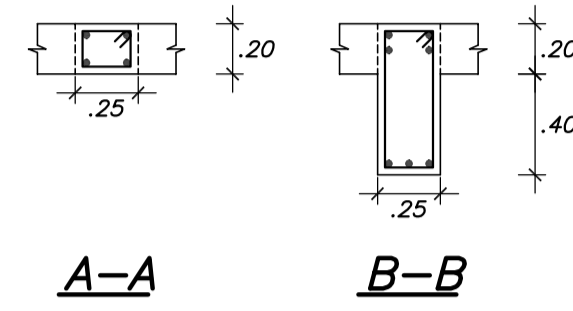
TESISTAS :	OMAR RODRIGUEZ ALFARO - PIERO SANCHEZ PACORA	
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO	
ASESOR :	ALVARO RUBIÑOS MONTENEGRO	
PLANO :	VIGAS AZOTEA - SUELO S1 (I)	
ESCALA :	1/30	FECHA : DICIEMBRE 2021
LAMINA N° :	E-18 de 21	



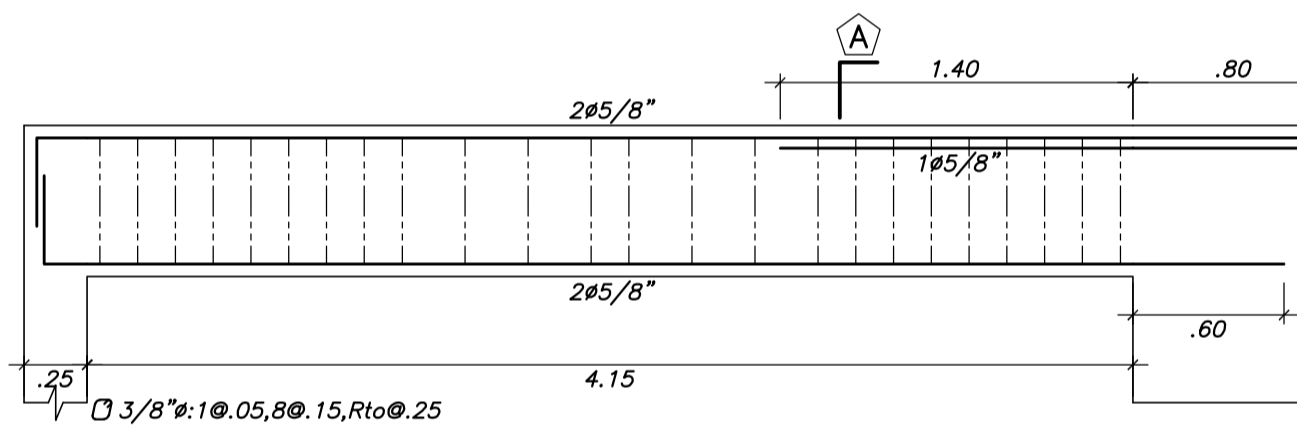
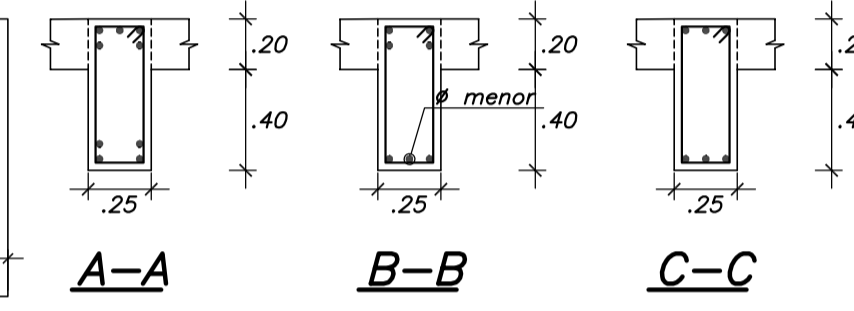
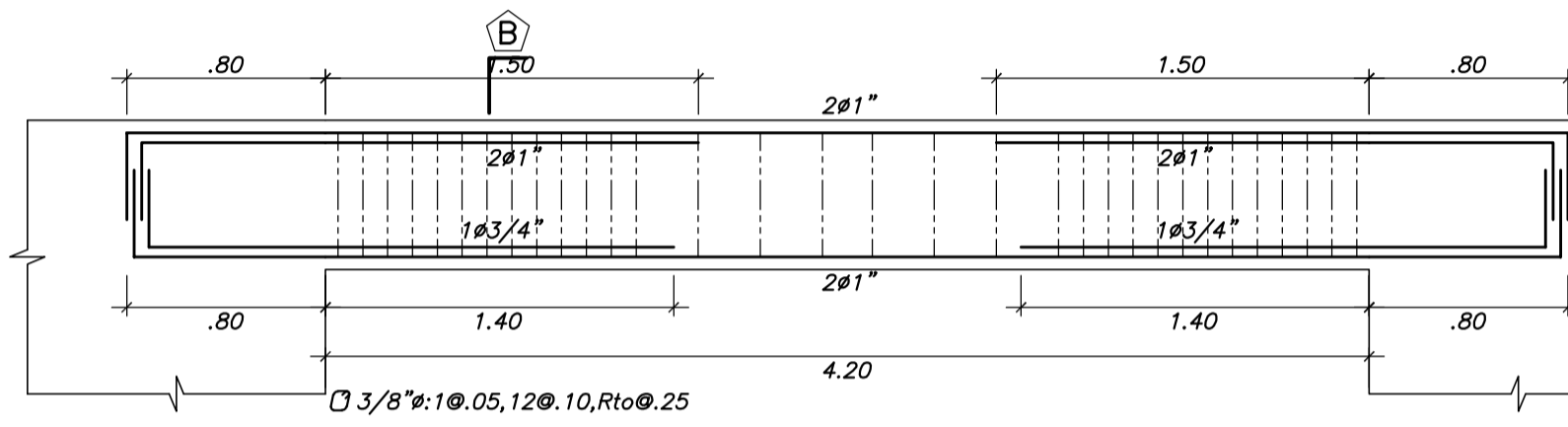
VIGA VA-10 (.25X.60)



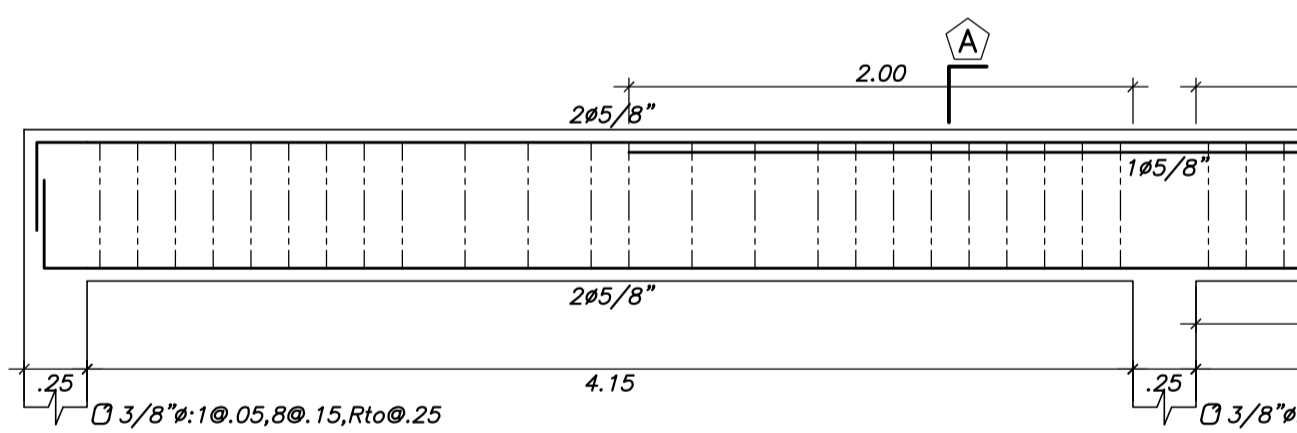
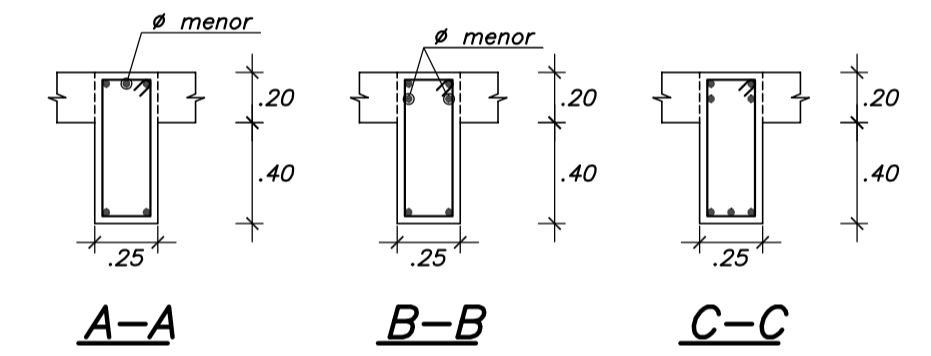
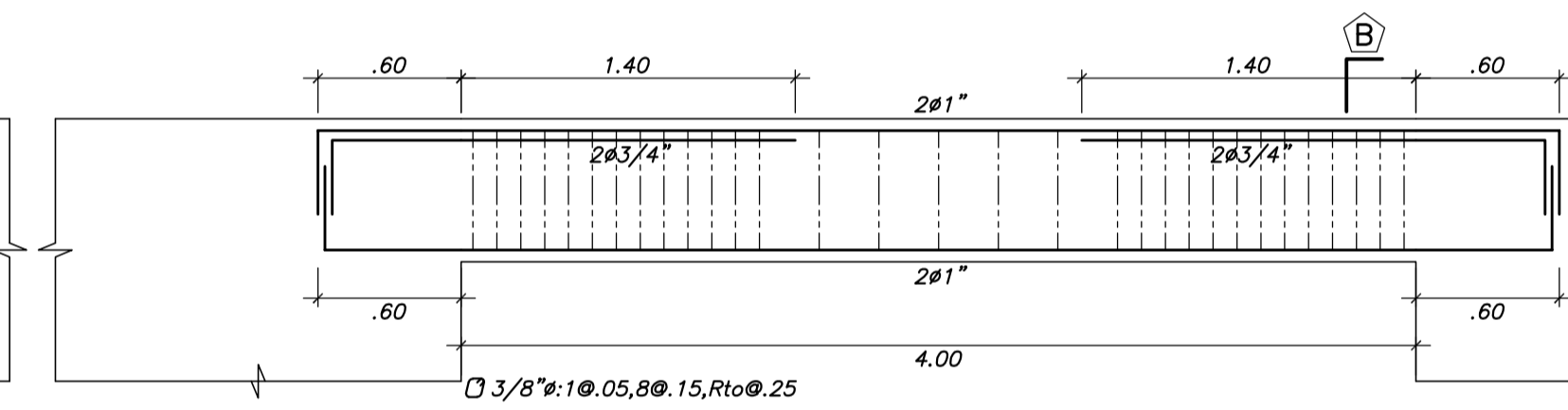
VIGA VA-12 (.25X.20) (.25X.60)



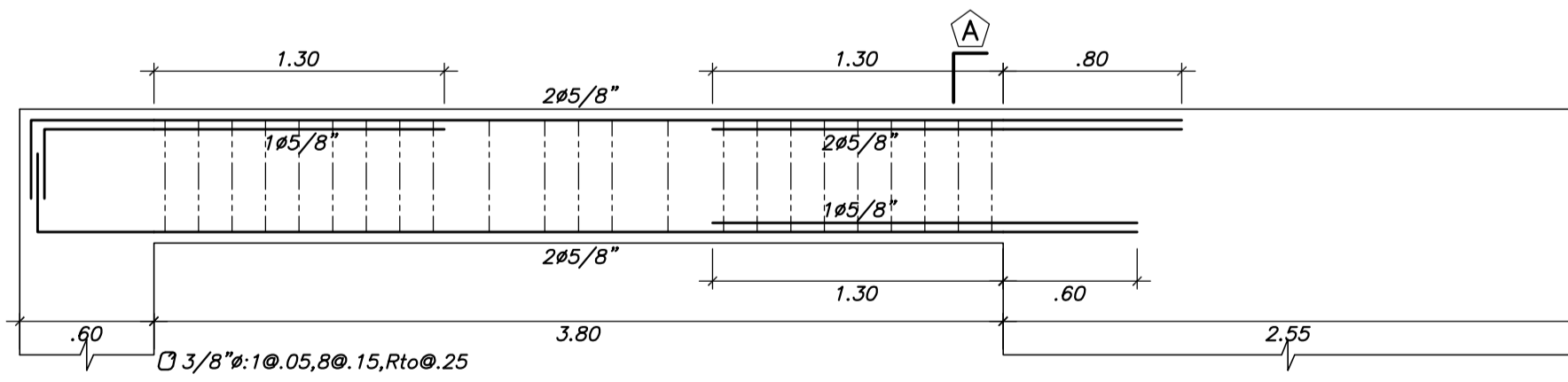
VIGA VA-11 (.25X.60)



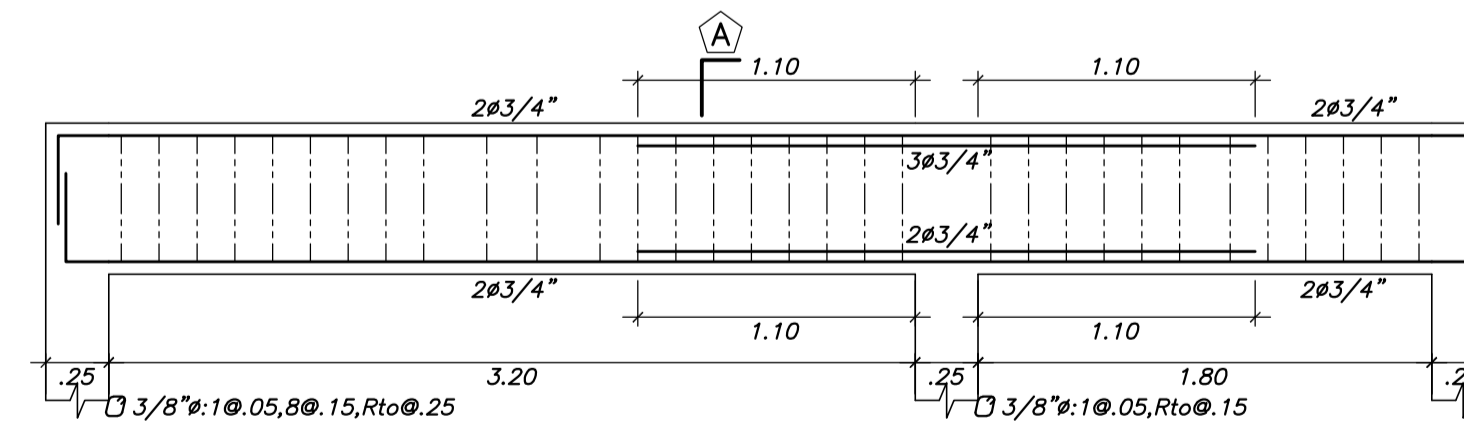
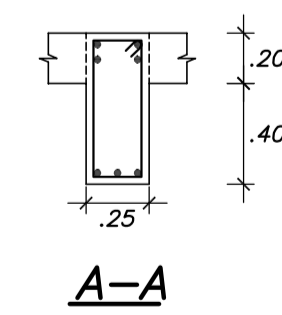
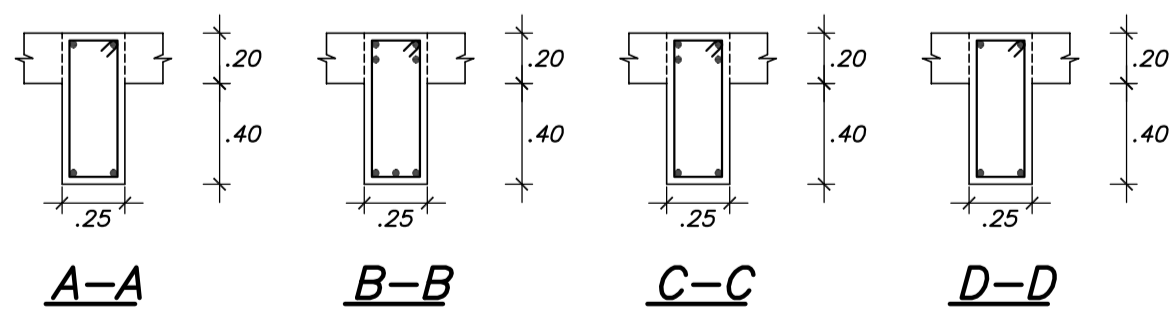
VIGA VA-13 (.25X.60)



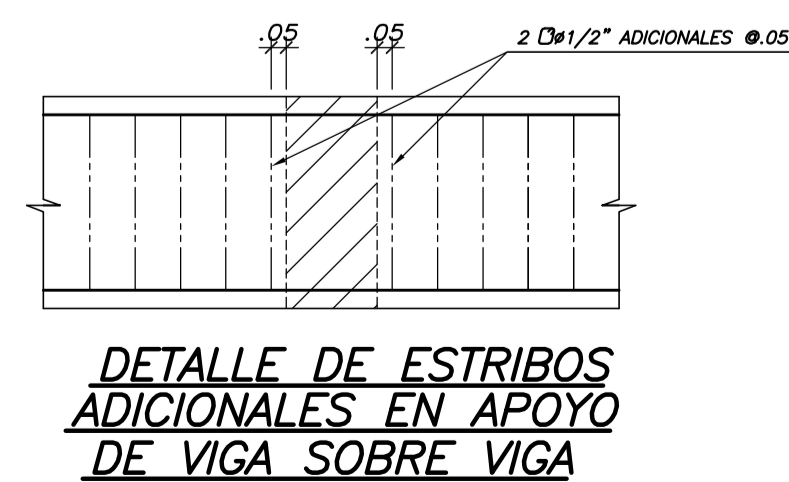
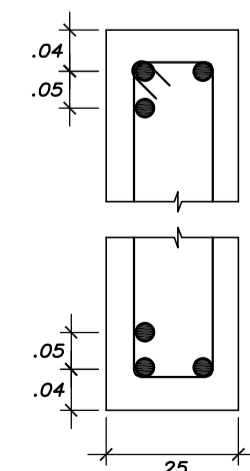
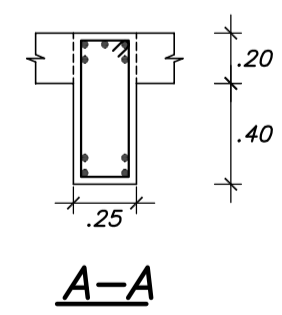
VIGA VA-14 (.25X.60)



VIGA VA-15 (.25X.60)

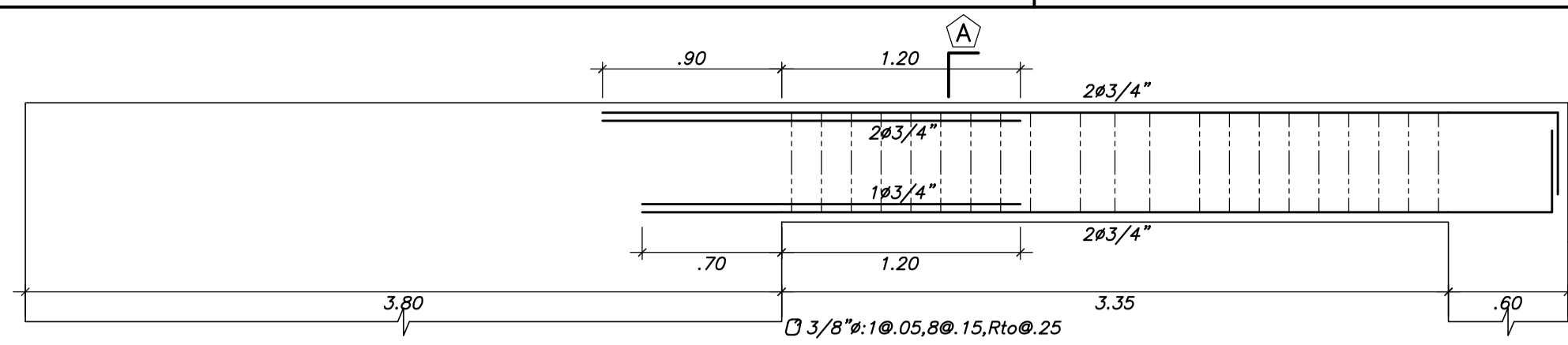


VIGA VA-16 (.25X.60)

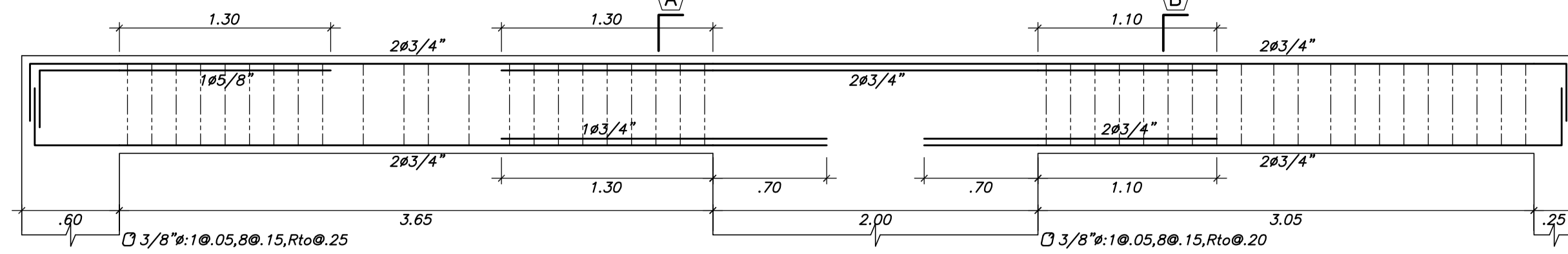
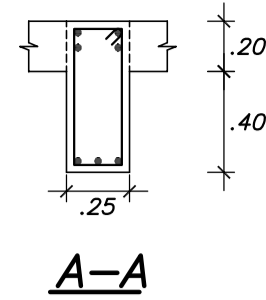


DETALLE DE ϕ EN 2 CAPAS

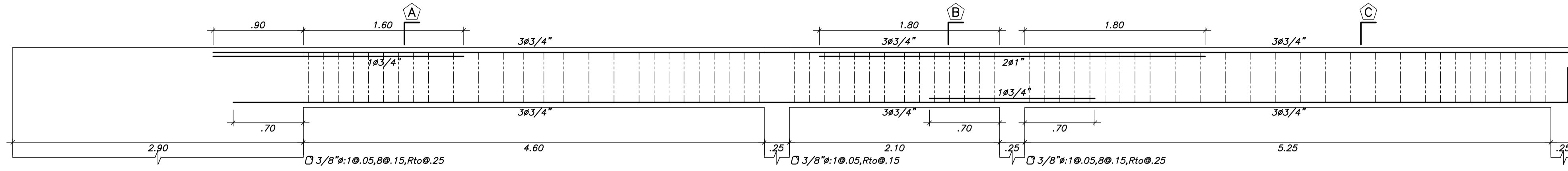
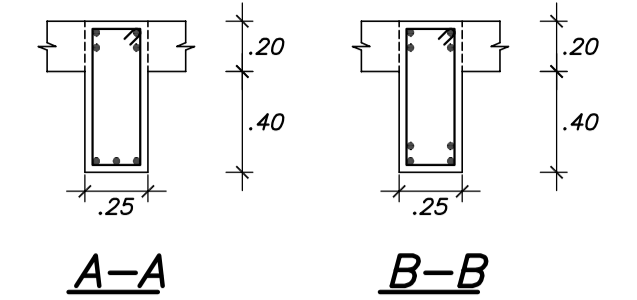
	TESISTAS :	OMAR RODRIGUEZ ALFARO - PIERO SANCHEZ PACORA	LAMINA N° :
	PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO	E-19
	ASESOR :	ALVARO RUBIÑOS MONTENEGRO	de 21
	PLANO :	VIGAS AZOTEA - SUELO S1 (II)	
	ESCALA :	1/30	FECHA :



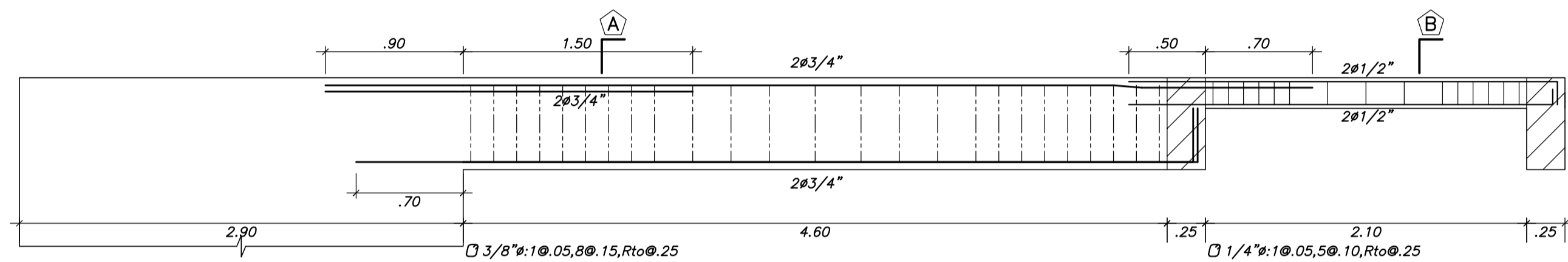
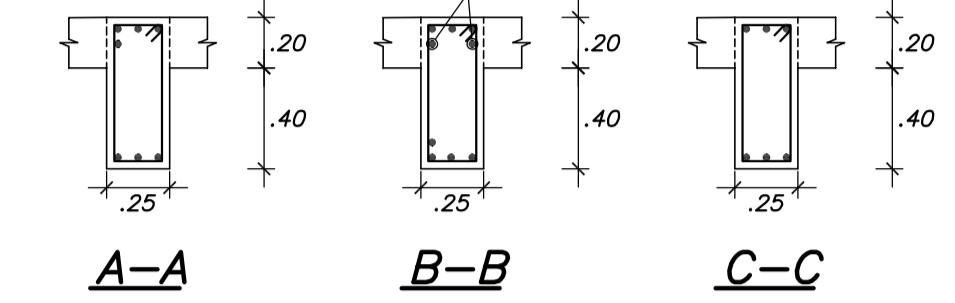
VIGA VA-1 (.25X.60)



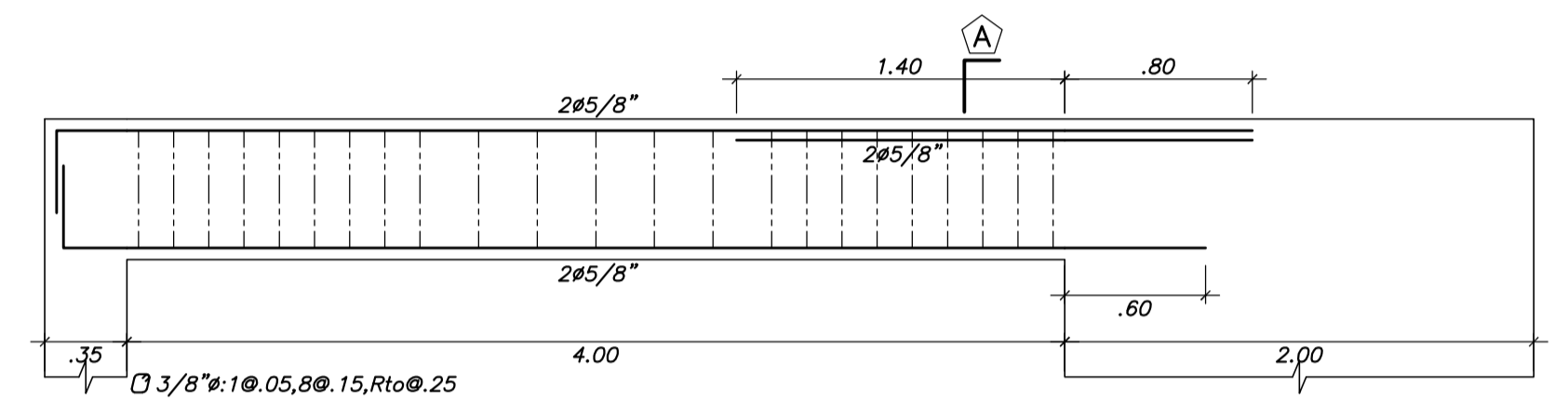
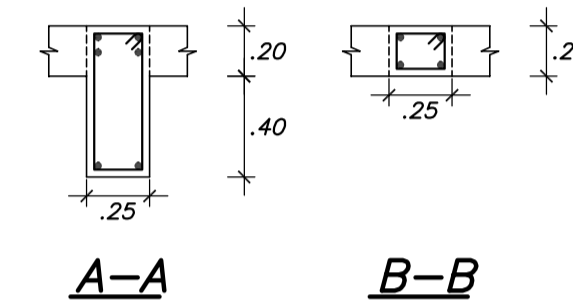
VIGA VA-2 (.25X.60)



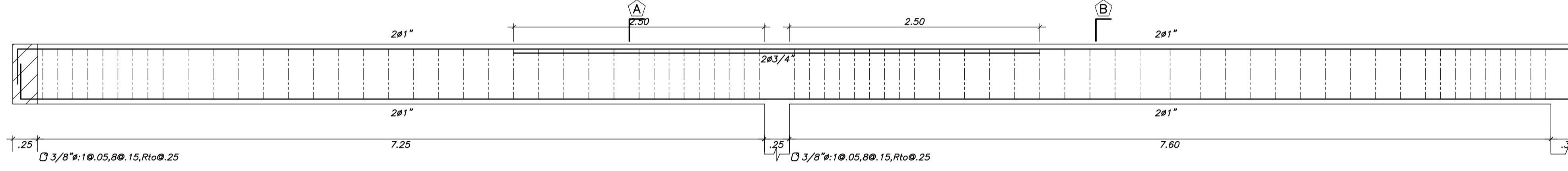
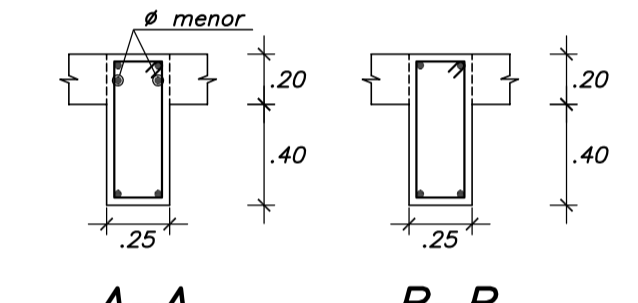
VIGA VA-3 (.25X.60)



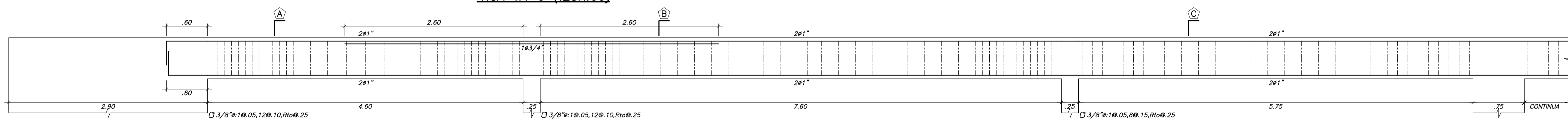
VIGA VA-4 (.25X.60) (.25X.20)



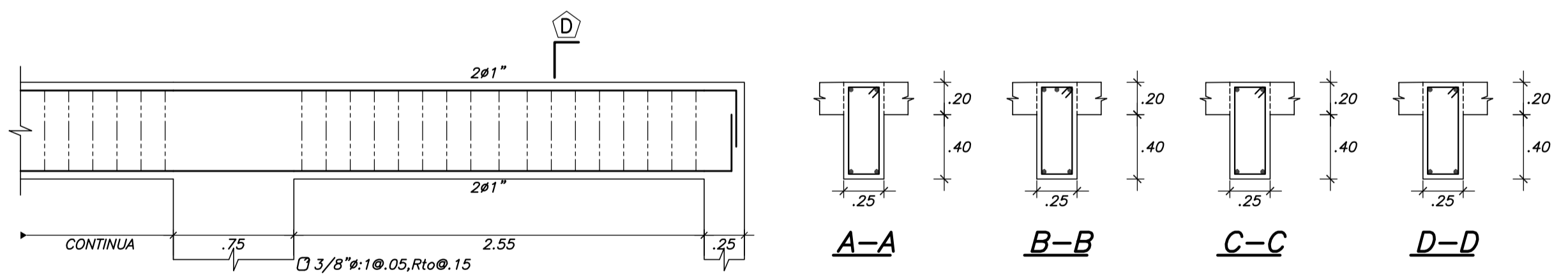
VIGA VA-5 (.25X.60)



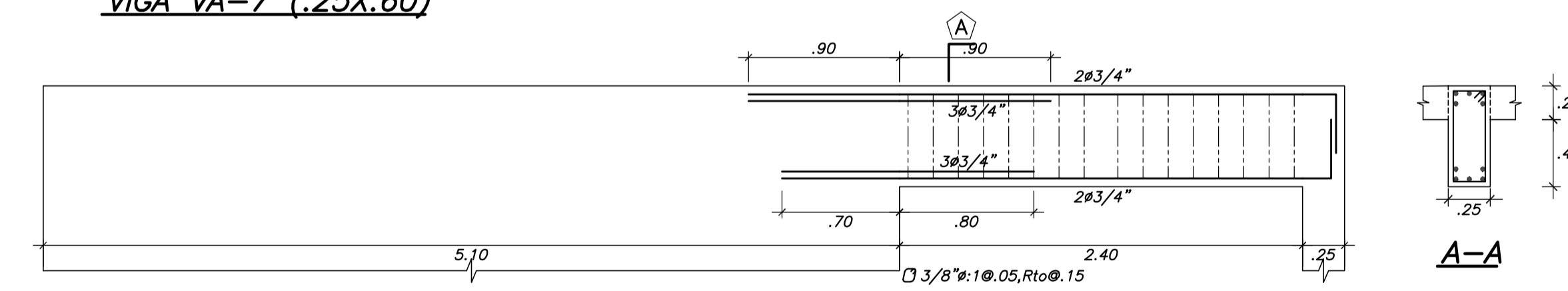
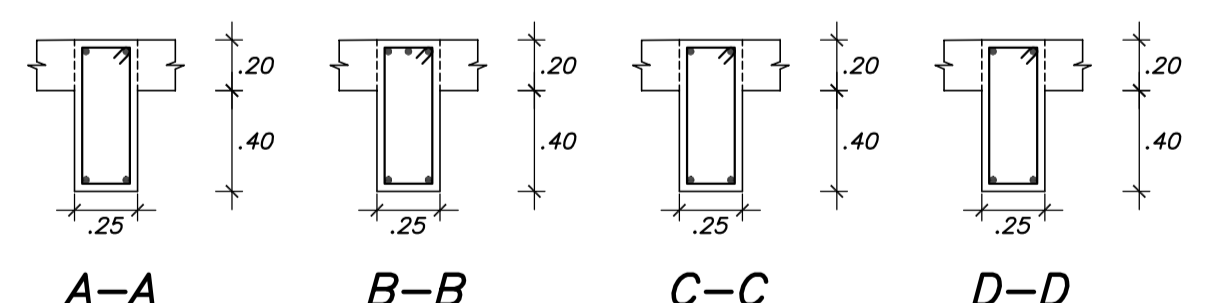
VIGA VA-6 (.25X.60)



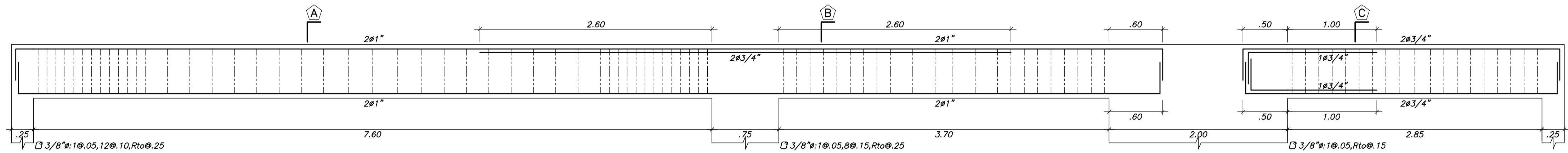
VIGA VA-7 (.25X.60)



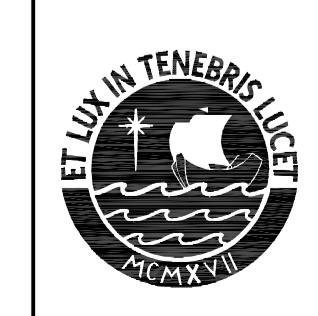
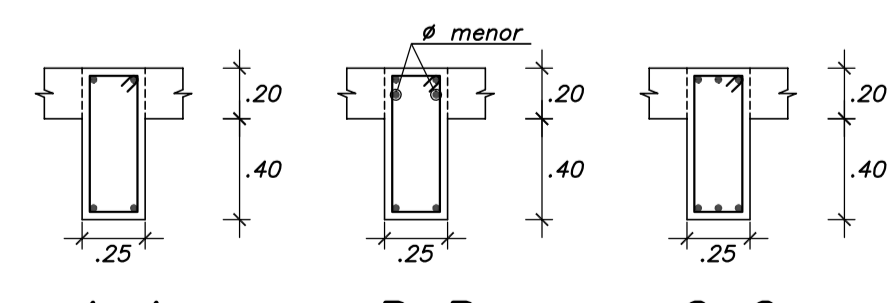
VIGA VA-7 (.25X.60)



VIGA VA-9 (.25X.60)

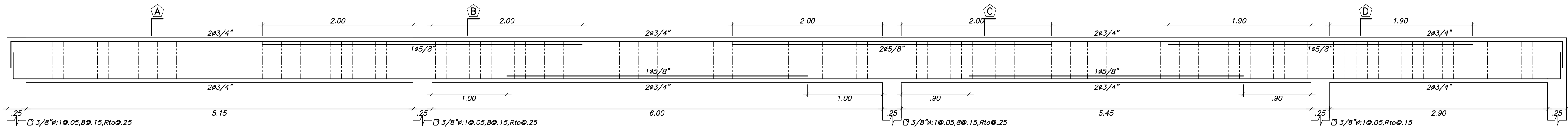


VIGA VA-8 (.25X.60)

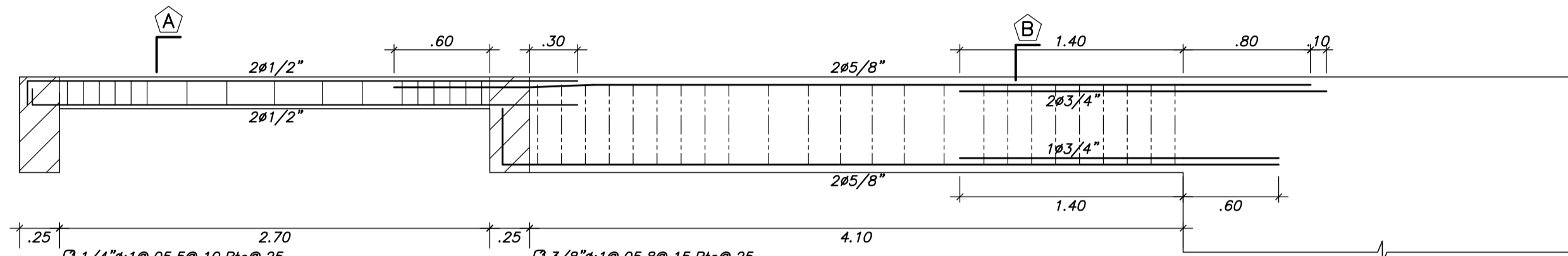
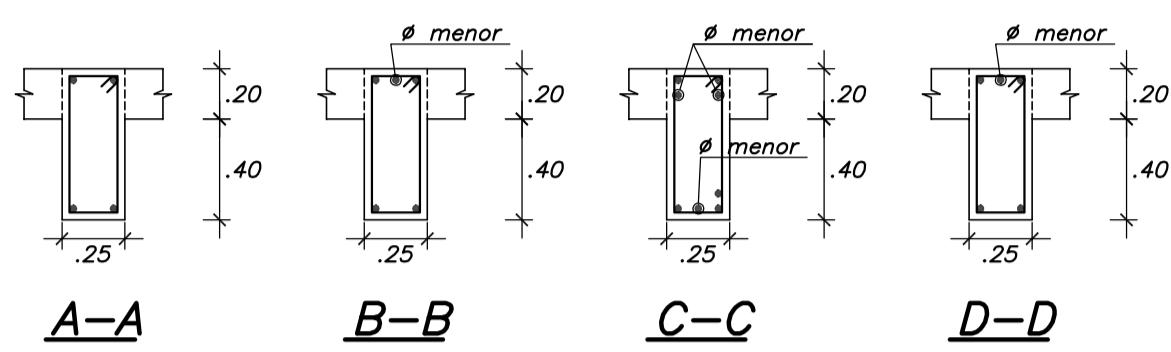


PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

TESISTAS :	OMAR RODRIGUEZ ALFARO - PIERO SANCHEZ PACORA	
PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO	
ASESOR :	ALVARO RUBIÑOS MONTENEGRO	
PLANO :	VIGAS AZOTEA - SUELO S2 (I)	
ESCALA :	1/30	FECHA : DICIEMBRE 2021
LAMINA N° :	E-20 de 21	



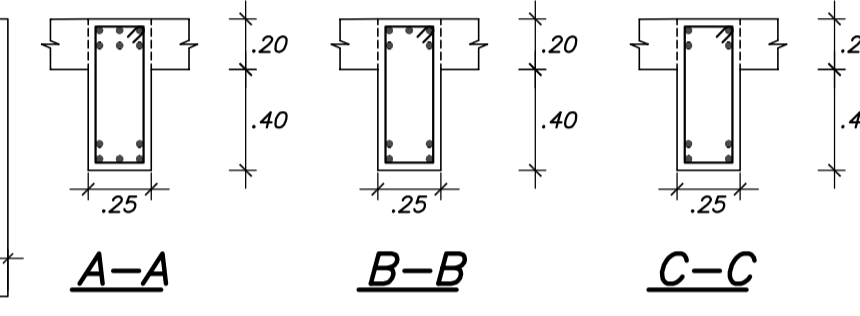
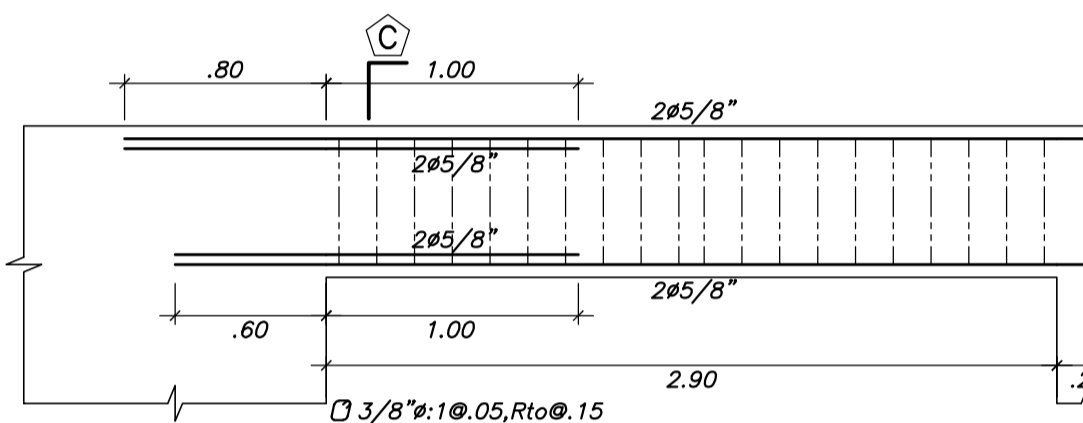
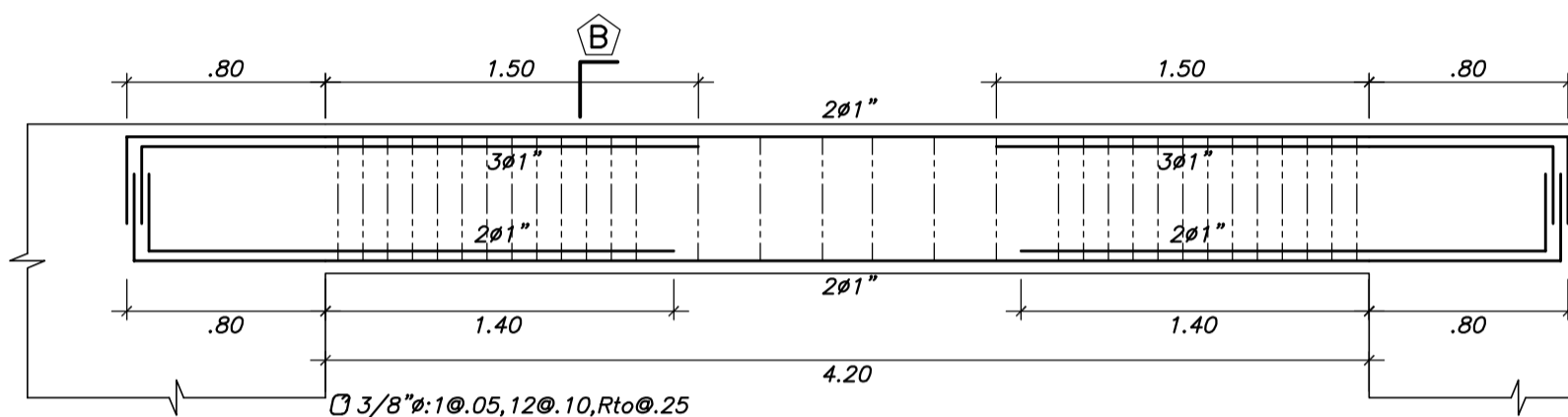
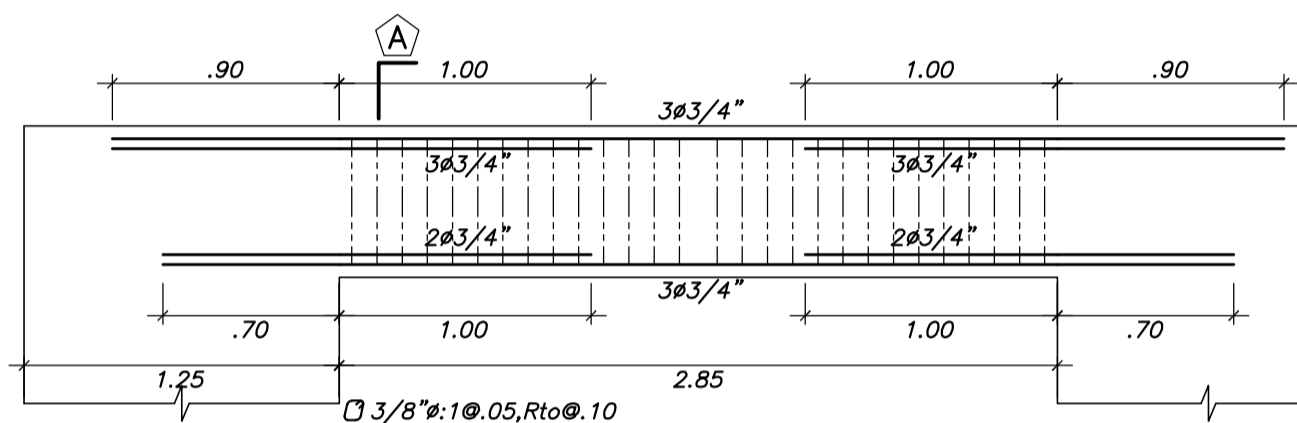
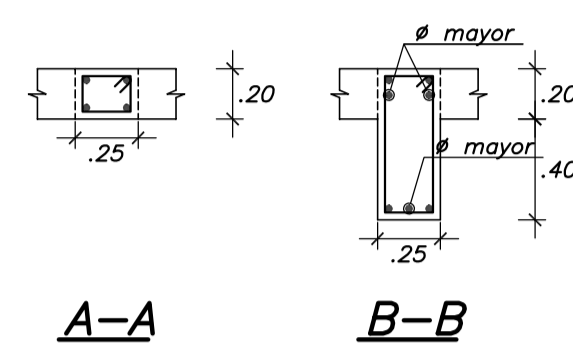
VIGA VA-10 (.25X.60)



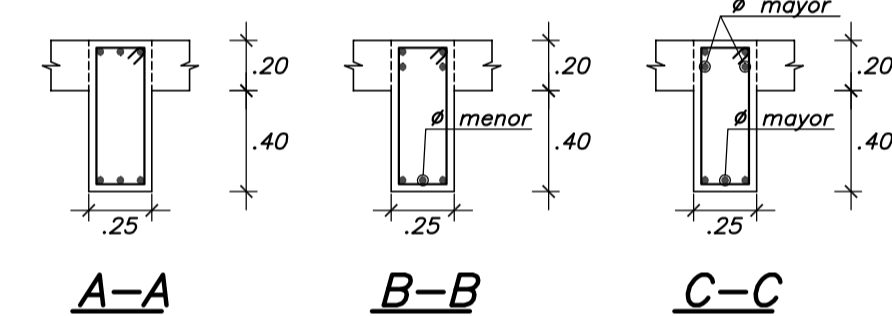
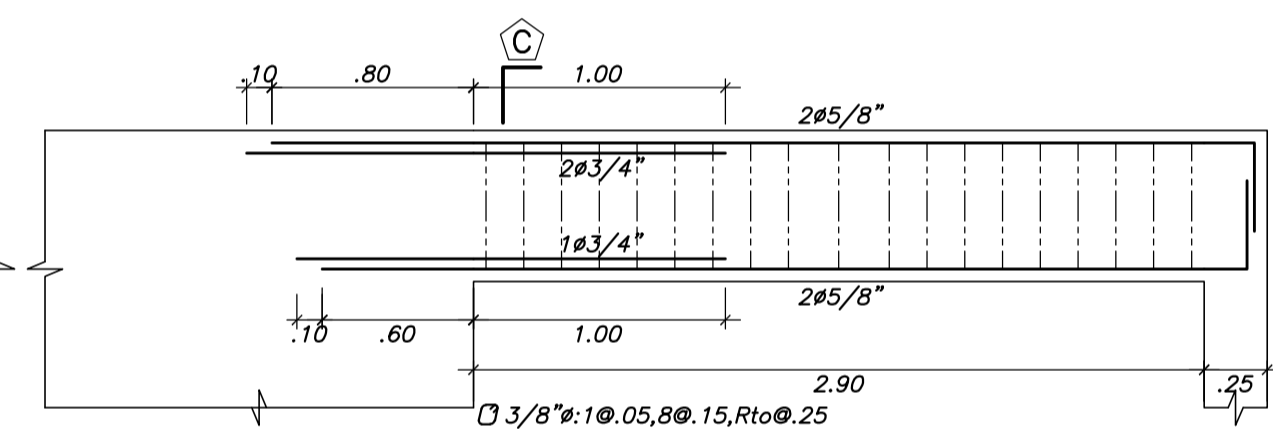
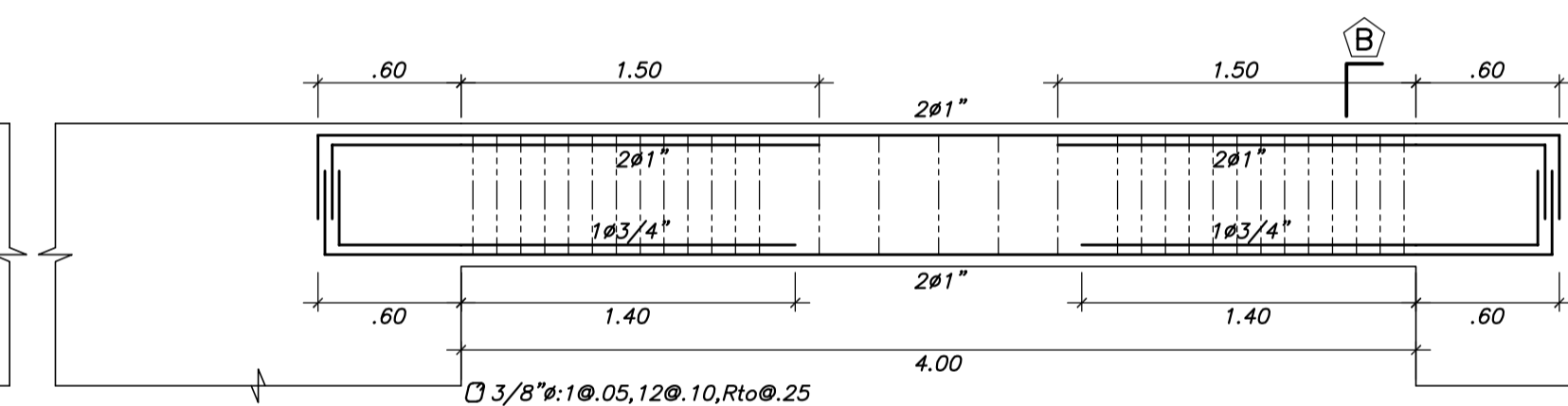
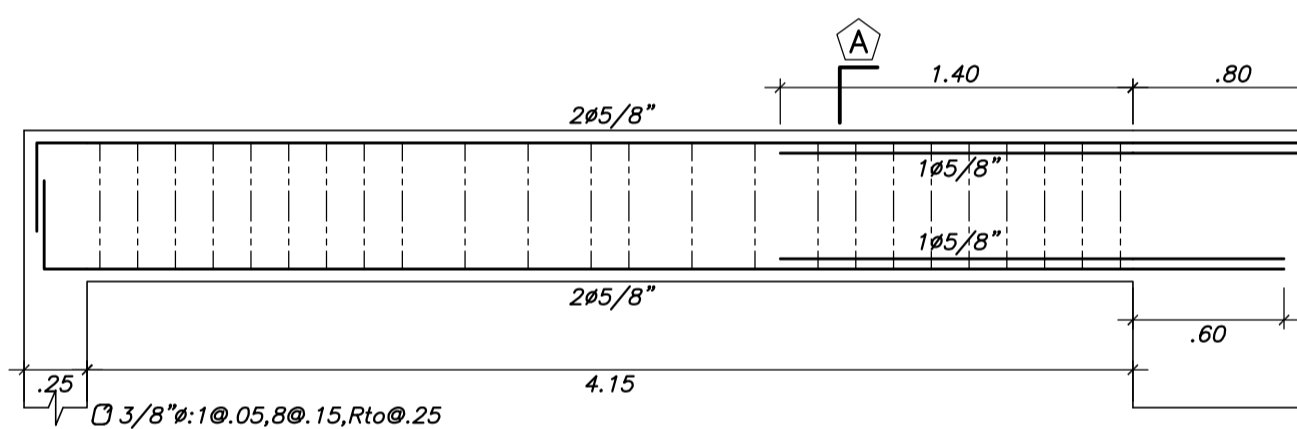
(.25X.20)

(.25X.60)

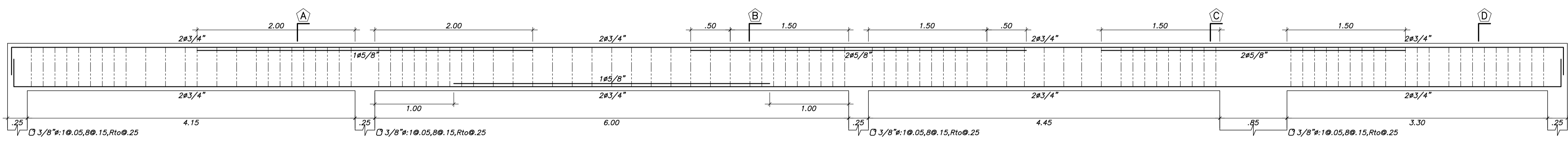
VIGA VA-12 (.25X.20) (.25X.60)



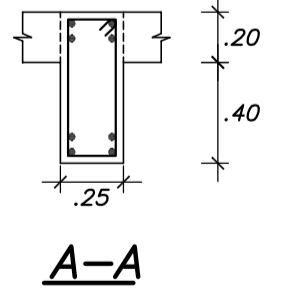
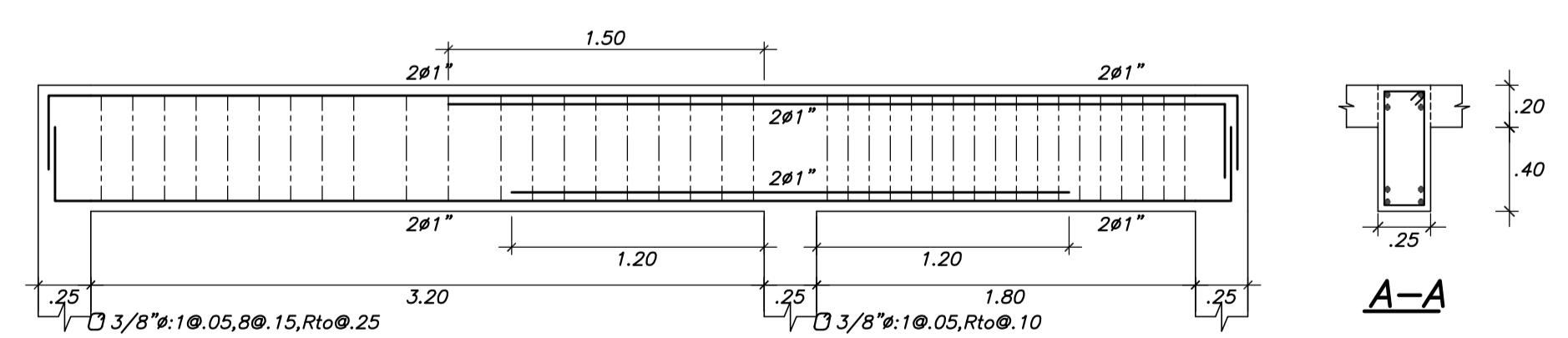
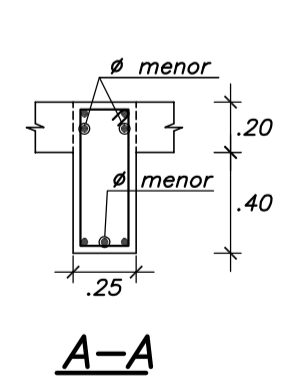
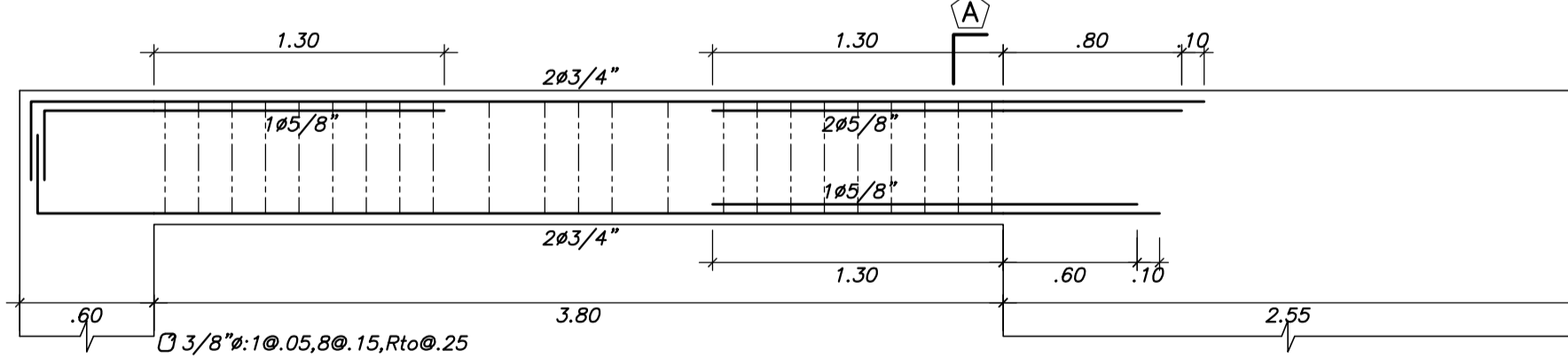
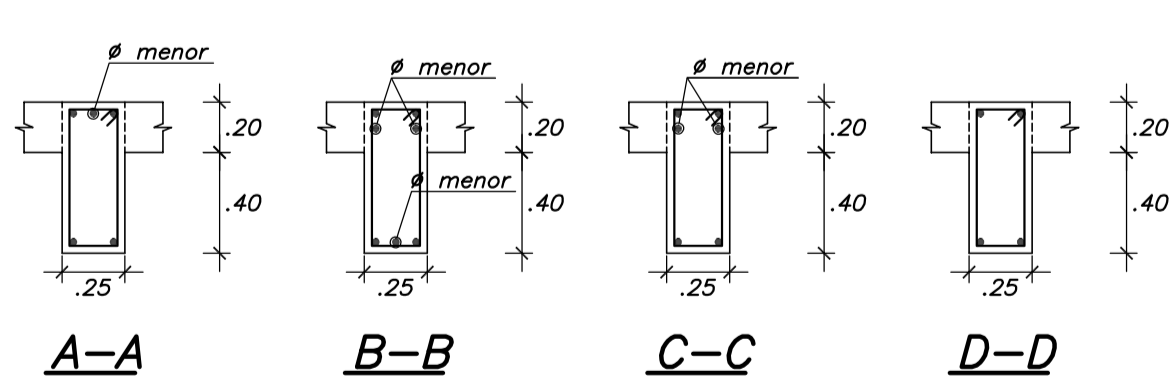
VIGA VA-11 (.25X.60)



VIGA VA-13 (.25X.60)



VIGA VA-14 (.25X.60)



VIGA VA-15 (.25X.60)

VIGA VA-16 (.25X.60)

	TESISTAS :	OMAR RODRIGUEZ ALFARO – PIERO SANCHEZ PACORA	LAMINA N° :
	PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR PARA DOS TIPOS DE SUELO	E-21
	ASESOR :	ALVARO RUBIÑOS MONTENEGRO	de 21
	PLANO :	VIGAS AZOTEA – SUELO S2 (II)	
	ESCALA :	1/30	FECHA :