

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ  
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



Diseño en concreto armado de un edificio multifamiliar de 10 niveles ubicado en el distrito de Magdalena del Mar

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

**AUTORES:**

Daniel Alexander Ayala Pichilingue  
Marco Alexander Espino Olivares

**ASESOR:**

Paulo Israel Mejía Trejo

Lima, Noviembre, 2024

### Informe de Similitud

Yo, Paulo Israel Mejía Trejo docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

Diseño en concreto armado de un edificio multifamiliar de 10 niveles ubicado en el distrito de Magdalena del Mar

del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as)

Daniel Ayala Pichilingue

Marco Espino Olivares ,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 14%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 11/11/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima 13/11/2024

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Mejia Trejo Paulo Israel</u>	
DNI:46416316	Firma 
ORCID: <a href="https://orcid.org/0000-0001-9829-7735">https://orcid.org/0000-0001-9829-7735</a>	

## RESUMEN

La intención de la presente tesis es realizar un análisis y diseño estructural para un edificación de concreto armado de 10 pisos, la cual se ubica en un condominio del distrito de Magdalena del Mar, ubicado en la ciudad de Lima. Puesto que los edificios del condominio cuentan con estacionamientos exteriores, este edificio no contará con sótanos.

Para este edificio se utilizarán placas como sistema estructural; para el diseño se considerará una resistencia a la compresión del concreto de  $210 \text{ kg/cm}^2$  según corresponda, un esfuerzo de fluencia del acero de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ . Para los elementos estructurales de este edificio se realizará el respectivo análisis estructural y diseño de concreto armado de estos.

Por último, para el suelo se considerará una capacidad portante de  $4 \text{ kg/cm}^2$  con una profundidad de fundación a 1.5m por debajo del nivel del suelo, por lo que se diseñarán cimentaciones superficiales

# ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1 : ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO</b>	<b>1</b>
1.1. Descripción general del proyecto	1
1.2. Objetivos	2
1.3. Normativa aplicada	3
1.4. Materiales aplicados	3
<b>CAPÍTULO 2 : PREDIMENSIONAMIENTO</b>	<b>4</b>
2.1. Columnas y placas	4
2.2. Losas	6
2.3. Vigas	7
<b>CAPÍTULO 3 : ANÁLISIS SÍSMICO</b>	<b>9</b>
3.1. Modelo estructural	9
3.2. Masa sísmica	10
3.3. Modos y periodos resultantes	10
3.4. Parámetros de edificación	12
3.4.1. Factor de zona (Z)	12
3.4.2. Parámetros de sitio. (S, Tp, Tl)	13
3.4.3. Factor de amplificación sísmica (C)	14
3.4.4. Factor de uso	15
3.4.5. Coeficiente de reducción sísmica (R)	15
3.5. Verificación de sistema estructural	16
3.6. Irregularidades	17
3.6.1. Irregularidades de planta	17
3.6.1.1. Irregularidad por torsión y torsión extrema	17
3.6.2. Irregularidad en altura	19
3.6.2.1. Irregularidad de piso blando	19
3.7. Procedimiento de análisis	20
3.7.1. Análisis estático	20
3.7.1.1. Distribución de la fuerza sísmica en altura	20
3.7.2. Análisis dinámico	22
3.7.2.1. Espectro de diseño	22
3.7.2.2. Control de desplazamiento lateral	23
3.7.2.3. Fuerza cortante mínima de diseño	24
3.8. Separación entre edificios	24
<b>4. DISEÑO LOSAS</b>	<b>25</b>
4.1. Diseño de Losa aligerada	25
4.1.1. Metrado de cargas para losa aligerada	25
4.2.2. Diseño por flexión	26
4.2.3. Diseño por corte	27
4.1.4. Control de fisuración	28
4.1.5. Control de deflexiones	28

4.1.6. Ejemplo de diseño de losa aligerada	29
4.2. Diseño de Losa maciza	35
4.2.1. Metrado de cargas para losa maciza	35
4.2.2. Diseño por flexión	36
4.2.3. Diseño por corte	37
4.2.4. Control de fisuración	38
4.2.5. Control de deflexiones	38
4.2.6. Ejemplo de diseño de losa maciza	38
<b>5. DISEÑO DE VIGAS</b>	<b>44</b>
5.1. Diseño por flexión	44
5.2. Diseño por cortante	46
5.3. Diseño por capacidad	47
5.4. Verificación en condiciones de servicio	48
5.4.1. Control de deflexiones	48
5.4.2. Control de fisuración	48
5.5. Ejemplo de diseño	48
<b>6. DISEÑO DE COLUMNAS</b>	<b>63</b>
6.1. Diseño en flexocompresión	63
6.2. Diseño por fuerza cortante	64
6.3. Diseño por capacidad	66
6.4. Ejemplo de diseño	66
<b>7. DISEÑO DE PLACAS</b>	<b>74</b>
7.1. Diseño en flexocompresión	74
7.2. Bordes de confinamiento	74
7.3. Diseño por corte	76
7.4. Ejemplo de diseño	76
<b>8. DISEÑO DE CIMENTACIÓN</b>	<b>89</b>
8.1. Características de la cimentación	89
8.2. Dimensionamiento	90
8.3. Diseño por punzonamiento	90
8.4. Diseño por corte	91
8.5. Diseño por flexión	91
8.6. Modelado de la cimentación	92
8.7. Ejemplo de diseño	93
<b>9. DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS</b>	<b>103</b>
9.1. Diseño de escaleras	103
9.2. Diseño de tabiquería	107
9.2.2. Diseño de viga de arriostre	109
9.2.3. Diseño de columneta de arriostre	112
<b>10. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES</b>	<b>115</b>
<b>11. BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>116</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Plano de arquitectura (piso típico).....	1
Figura 2. Modelo del edificio en ETABS 2018.....	9
Figura 3. Factor de zona en el Perú.(Fuente:Norma E.030).....	13
Figura 4.Factor de amplificación.(Fuente:Norma E.030).....	14
Figura 5. Factor de uso (Fuente: Norma E.030).....	15
Figura 6.Esquina entrante del plano típico (Fuente: Norma E.030).....	18
Figura 7 .Modelo de las losas aligerada en el programa ETABS.....	27
Figura 8.Vista en planta de la losa a diseñar.....	30
Figura 9. Cargas sobre la losa aligerada en los piso típicos.....	31
Figura 10. DMF de la losa aligerada obtenido en ETABS.....	31
Figura 11. DFC de la losa aligerada obtenido en ETABS.....	32
Figura 12. Vista en planta de la losa maciza diseñada.....	36
Figura 13. Modelo de la losa maciza en el programa ETABS.....	37
Figura 14. Losa maciza utilizada de ejemplo.(Fuente:propia).....	38
Figura 15. Modelo de losa maciza DMF eje X-X.(Fuente:propia).....	40
Figura 16. Modelo de losa maciza DMF eje Y-Y.(Fuente:propia).....	40
Figura 17. Modelo de viguetas DMF eje Y-Y.(Fuente:propia).....	41
Figura 18. Modelo de losa maciza DFC eje X-X.(Fuente:propia).....	42
Figura 19. Modelo de losa maciza DFC eje Y-Y.(Fuente:propia).....	42
Figura 20. Diseño por flexión de una viga.....	45
Figura 21. Diseño por capacidad de una viga.....	47
Figura 22. Vista en planta de la viga diseñada.....	49
Figura 23. Área tributaria de la viga V-22.....	49
Figura 24. Reparto de las cargas muertas sobre la viga V-22.....	51
Figura 25. Distribución de la carga viva en la viga V-22.....	51
Figura 26. Diagrama de Momentos flectores para cargas muertas en la viga.....	52
Figura 27. Diagrama de Fuerzas cortantes para cargas muertas en la viga.....	52
Figura 28. Diagrama de Momentos flectores para cargas vivas en la viga.....	53
Figura 29. Diagrama de Fuerzas cortantes para cargas vivas en la viga.....	53
Figura 30. Diagrama de Momentos flectores para sismo en la dirección X.....	54
Figura 31. Diagrama de Momentos flectores para sismo en la dirección Y.....	54
Figura 32. Diagrama de Fuerzas cortantes para sismo en la dirección X.....	54
Figura 33. Diagrama de Fuerzas cortantes para sismo en la dirección Y.....	55
Figura 34. Diagrama de Momentos flectores para la envolvente.....	55
Figura 35. Diagrama de Fuerzas cortantes para la envolvente.....	57
Figura 36. Diagrama de Fuerzas cortantes estáticas debido a cargas por gravedad tributarias amplificadas por 1.25.....	58
Figura 37. Diseño final viga V-22(Primer tramo).....	59
Figura 38. Diseño final viga V-22(Segundo tramo).....	60

Figura 39. Diseño final viga V-22(Tercer tramo).....	60
Figura 40. Diseño final viga V-22(Corte de las secciones).....	61
Figura 41. Diagrama de momento flector en condiciones de servicio.....	63
Figura 42. Diagrama de interacción.(Fuente:Norma E.060).....	64
Figura 43. Detalle de confinamiento en columnas.....	65
Figura 44. Diseño por capacidad en columnas.....	66
Figura 45. Ejes locales de C-04 diseñada.....	67
Figura 46. Columna C-01 tomada para ejemplo.(Fuente:propia).....	67
Figura 47. CM y CV de los 5 primeros pisos de todo el edificio.....	69
Figura 48. Diagrama de interacción para el sismo XX.(Fuente:propia).....	71
Figura 49. Diagramas de interacción de C-04 en la dirección de sismo Y.....	71
Figura 50. Detalle de la columna C-04 para sus primeros niveles.(Fuente:propia).....	74
Figura 51.Requerimientos para elemento de borde.....	75
Figura 52.Diagramas de cargas muertas y vivas para la placa.....	77
Figura 53.Sección a analizar en el ala superior PL-8.(Fuente:propia).....	78
Figura 54.Diagrama de interacción para los momentos generados en la dirección X.(Fuente:propia).....	79
Figura 55.Diagrama de momento nominal por el sismo XX.....	81
Figura 56.Sección a analizarse para el ala inferior de la placa PL-8.(Fuente:propia).....	82
Figura 57.Diagrama de interacción de la sección para sismo en X.(Fuente:propia).....	83
Figura 58.Diagrama de momento nominal de la sección para sismo en X.....	84
Figura 59.Sección analizada en el alma de la placa.(Fuente:propia).....	86
Figura 60.Diagrama de interacción de la sección para sismo en Y.(Fuente:propia).....	87
Figura 61.Diagrama de momento nominal de la sección para sismo en Y.(Fuente:propia).....	88
Figura 62. Esquema flexión flexión en zapata centrada.(Fuente:propia).....	92
Figura 63. Modelado de la cimentación en el programa SAFE. (Fuente:propia).....	93
Figura 64. Modelo de zapata aislada Z-09 por cargas de gravedad (Fuente:propia).....	94
Figura 65. Modelo de zapata aislada Z-09 por combinaciones con sismo en X. (Fuente:propia).....	94
Figura 66. Modelo de zapata aislada Z-09 por combinaciones de sismo en el eje Y. (Fuente:propia).....	95
Figura 67. Fuerzas cortantes en zapata aislada Z-09. (Fuente:propia).....	95
Figura 68. Momento flector en zapata aislada Z-09. (Fuente:propia).....	97
Figura 69. Diseño final de zapata aislada Z-09. (Fuente:propia).....	97
Figura 70. Esfuerzos por gravedad en zapata Z-05.....	99
Figura 71. Cargas combinadas por sismo en X en zapata Z-05.(Fuente:propia).....	99
Figura 72. Cargas combinadas por sismo en Y en zapata Z-05.(Fuente:propia).....	100
Figura 73.Fuerzas cortantes en ambas direcciones en zapata Z-05.(Fuente:propia).....	101
Figura 74.Momentos flectores en ambas direcciones en zapata Z-05.(Fuente:propia).....	101
Figura 75. Detalle de acero de la zapata aislada Z-05. ....	102
Figura 76. DMF de la viga de cimentación VC-01. ....	102
Figura 77. Detalle de la viga de cimentación VC-01. ....	103
Figura 78. Cargas aplicadas (CM y CV) al modelo de ETABS. (Fuente:propia).....	102
Figura 79. DFC y DMF de la escalera. (Fuente:propia).....	105
Figura 80. Detalle de escalera(piso típico). (Fuente:propia).....	106
Figura 81. Detalle de escalera(piso típico). (Fuente:propia).....	107

Figura 82. Distribución de cargas para viga solera. (Fuente:propia).....	109
Figura 83. Distribución de cargas para viga solera. (Fuente:propia).....	110
Figura 84. Distribución de momento flector para viga solera. (Fuente:propia).....	110
Figura 85. Distribución de fuerza cortante para viga solera. (Fuente:propia).....	111
Figura 86. Distribución de cargas para columnetas. (Fuente:propia).....	112
Figura 87. Distribución de carga distribuida, momento flector y fuerza cortante en columneta. (Fuente:propia).....	113



## LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Cálculo de las cargas en servicio de la columna.....	5
Tabla 2: Predimensionamiento de las columnas.....	5
Tabla 3. Predimensionamiento de placas.....	6
Tabla 4: Predimensionamiento de las losas aligeradas.....	6
Tabla 5: Predimensionamiento de las losas macizas.....	7
Tabla 6: Predimensionamiento de vigas.....	8
Tabla 7: Predimensionamiento de vigas chatas.....	8
Tabla 8. Masas sísmicas, centro de masas y de rigidez en cada nivel.(Fuente:Norma E.030).....	10
Tabla 9 . Masa participante con periodos para 3GDLS.(Fuente:propia).....	11
Tabla 10 . Masa participante con periodos para 1GDL en traslación en el eje XX.(Fuente:propia).....	11
Tabla 11 . Masa participante con periodos para 1GDL en traslación en el eje YY.(Fuente:propia).....	12
Tabla 12. Factor de suelo en el Perú.....	12
Tabla 13. Periodos $T_p$ y $T_I$ en el Perú.....	14
Tabla 14. Cortante basal de la estructura.(Fuente:propia).....	16
Tabla 15. Cortante basal de los muros.(Fuente:propia).....	16
Tabla 16. Verificación de sistema estructural.(Fuente:propia).....	16
Tabla 17. Verificación de la irregularidad por torsión en SismoX.(Fuente:propia).....	17
Tabla 18. Verificación de la irregularidad por torsión en Sismo DinY.(Fuente:propia).....	18
Tabla 19. Rigidez por nivel en la dirección XX.(Fuente:propia).....	19
Tabla 20. Rigidez por nivel en la dirección YY.(Fuente:propia).....	20
Tabla 21. Datos a utilizar para el análisis estático.(Fuente:propia).....	20
Tabla 22. Distribución de cortantes por nivel en dirección XX.(Fuente:propia).....	21
Tabla 23. Distribución de cortantes por nivel en dirección YY.(Fuente:propia).....	21
Tabla 24. Derivas en la dirección XX.(Fuente:propia).....	23
Tabla 25. Derivas en la dirección YY.(Fuente:propia).....	23
Tabla 26. Factores hallados para cada dirección y excentricidad.(Fuente:propia).....	24
Tabla 27. Metrado de cargas en losa aligerada.(Fuente:propia).....	25
Tabla 28. Metrado de cargas en losa aligerada en la azotea.(Fuente:propia).....	26
Tabla 29. Metrado de peso de la tabiquería en losa aligerada.(Fuente:propia).....	26
Tabla 30. Tabla de deflexión límite.....	29
Tabla 31. Datos de la sección de la losa aligerada.....	30
Tabla 32. Momentos últimos obtenidos en la losa analizada.....	31
Tabla 33. Cuantía de acero requerida .....	32
Tabla 34. Cuantía de acero máximo y mínimo de la sección.....	32
Tabla 35. Comprobación por diseño por fuerza cortante.....	33
Tabla 36. Cálculo del momento de agrietamiento.....	34
Tabla 37. Cálculo de las deflexiones instantáneas.....	34
Tabla 38. Cálculo de las deflexiones diferidas.....	34
Tabla 39. Cálculo de las deflexiones totales y deflexión permitida.....	35
Tabla 40. Metrado de cargas en la losa maciza.....	35

Tabla 41. Cálculo de malla de temperatura.(Fuente:propia).....	39
Tabla 42.Distribución de mallas de temperatura.(Fuente:propia).....	39
Tabla 43.Acero de refuerzo en el sentido negativo.(Fuente:propia).....	41
Tabla 44.Diseño por flexión de la viga V-22.(Fuente:propia).....	56
Tabla 45.Distance de cortes de bastones de la viga V-22.(Fuente:propia).....	57
Tabla 46. Diseño por cortante a 2h de la cara del apoyo.....	57
Tabla 47. Cortante escogida en cada tramo.....	58
Tabla 48. Cálculo de los espaciamientos .....	59
Tabla 49. Cálculo de los espaciamientos en la zona de confinamiento.....	59
Tabla 50. Deflexiones inmediatas amplificadas.....	62
Tabla 51. Control de fisuración.....	63
Tabla 52. CM y CV de los 10 pisos de todo el edificio.....	69
Tabla 53. Cargas obtenidas para el primer nivel de la columna.(Fuente:propia).....	70
Tabla 54. Fuerzas internas por cargas últimas para el sismo en X.(Fuente:propia).....	70
Tabla 55. Fuerzas internas por cargas últimas para el sismo en Y.(Fuente:propia).....	70
Tabla 56. Diseño por cortante en el eje Y. (Fuente:propia).....	72
Tabla 57. Diseño por cortante en el eje X.(Fuente:propia).....	72
Tabla 58. Diseño por capacidad para el eje 22.(Fuente:propia).....	72
Tabla 59. Diseño por capacidad para el eje 33.(Fuente:propia).....	72
Tabla 60. Cortante elegida para el eje 22.(Fuente:propia).....	73
Tabla 61. Cortante elegida para el eje 33.(Fuente:propia).....	73
Tabla 62. Diseño por cortante en el eje Y.(Fuente:propia).....	73
Tabla 63. Verificación por cortante para la dirección X.(Fuente:propia).....	74
Tabla 64. Metrado de cargas por nivel para la placa.....	77
Tabla 65. Cargas obtenidas para la placa en el primer nivel en el ala superior.....	78
Tabla 66. Combinaciones de cargas en la dirección X.....	78
Tabla 67. Verificación de los bordes de confinamiento.....	79
Tabla 68. Verificación de los bordes de confinamiento.....	80
Tabla 69. Diseño por fuerza cortante.....	80
Tabla 70. Diseño por capacidad. (Fuente: propia).....	81
Tabla 71. Cargas obtenidas para el primer nivel del ala inferior.(Fuente:propia).....	82
Tabla 72. Resultados por cargas últimas generadas por sismo en X(Fuente:propia).....	82
Tabla 73. Verificación de bordes de confinamiento.(Fuente:propia).....	83
Tabla 74. Verificación de bordes de confinamiento.(Fuente:propia).....	83
Tabla 75. Diseño por fuerza cortante.....	84
Tabla 76. Diseño por capacidad.(Fuente:propia).....	85
Tabla 77. Cargas obtenidas para el alma en el primer nivel de la placa.....	85
Tabla 78. Resultados por cargas últimas generadas por sismo en Y.(Fuente:propia).....	86
Tabla 79. Verificación de bordes de confinamiento.....	87
Tabla 80. Verificación de bordes de confinamiento.....	87
Tabla 81. Diseño por fuerza cortante.....	88
Tabla 82. Diseño por capacidad.(Fuente:propia).....	89
Tabla 83. Cargas de placas en zapata Z-09.(Fuente:propia).....	98

Tabla 84. Fuerzas cortantes aplicadas en la zapata Z-05.(Fuente:propia).....	100
Tabla 85. Cargas en el tramo inclinado.(Fuente:propia).....	104
Tabla 86. Cargas en el descanso.(Fuente:propia).....	104
Tabla 87. Acero mínimo por flexión.(Fuente:propia).....	105
Tabla 88. Diseño por flexión en la escalera.(Fuente:propia).....	105
Tabla 89. Valores de coeficientes de momentos.(Fuente:Tomada de “Norma E.030”).....	108



## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Espectro empleado para el análisis dinámico.(Fuente: propia).....	22
Gráfico 2. Gráfico para el control de deflexiones.....	29
Gráfico 3. Corte teórico de bastones en primer tramo de viga V-22.(Fuente:propia).....	56



## CAPÍTULO 1 : ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

### 1.1. Descripción general del proyecto

Se desarrolla el diseño de un edificación, para el presente trabajo, de vivienda multifamiliar de 10 niveles sin sótanos. El mencionado proyecto se encuentra situado dentro del distrito de Magdalena del Mar, en la ciudad de Lima, en el jirón Cuzco N° 702. Como consideración se tiene que el proyecto va a contar con estacionamientos exteriores, por lo que este edificio no contará con sótanos.

La extensión del terreno donde se construirá el edificio es de 503.71 metros cuadrados, de los cuales se va a tener un área techada de 262.97 metros cuadrados y un área total construida de 2629.70 metros cuadrados.

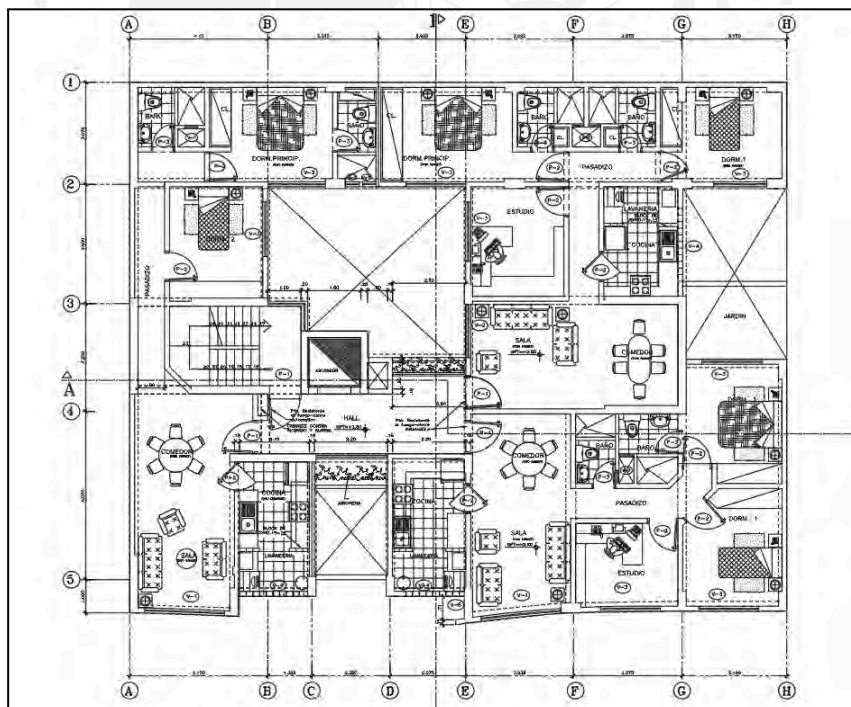


Figura 1: Plano de arquitectura( piso típico)

La mencionada edificación cuenta en todos sus niveles con 3 departamentos, una escalera que circula por todos los niveles del edificio, incluido la azotea, y un ascensor que va desde el primer nivel hasta el nivel 10.

## **1.2. Objetivos**

Como objetivo principal de la tesis se tiene el diseñar un edificio multifamiliar de concreto armado aplicando los conocimientos adquiridos durante la etapa de formación de pregrado y con la ayuda de las reglamentaciones vigentes.

Los objetivos secundarios son los siguientes:

- Realizar la estructuración, el predimensionamiento y el metrado de cargas correspondiente a la estructura analizada.
- Realizar el análisis para los diferentes casos de cargas a los que se somete el edificio.
- Diseñar las losas aligeradas y macizas presentes en el proyecto.
- Diseñar las placas, columnas, vigas, cimentaciones, escalera y cisterna presentes en el proyecto. El diseño se realizará en base a la norma técnica peruana NTE 0.60 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019) de Concreto Armado.
- Elaborar un modelo que represente el comportamiento de la estructura ante las cargas de gravedad y las cargas sísmicas. Para cuantificar las cargas se hará uso de las normas NTE 0.20 Cargas (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006) y NTE 0.30 Diseño Sismorresistente (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).
- Presentar planos de la especialidad de estructuras, con las respectivas especificaciones de los elementos estructurales.

### **1.3. Normativa aplicada**

La normativa que se seguirá para el diseño del presente proyecto va a ser la perteneciente al Reglamento Nacional de Edificaciones-RNE decretado por el gobierno, con énfasis en las presentes normas:

- Comité Técnico de Norma E.020-Cargas (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006).
- Comité Técnico de Norma E.030-Diseño Sismorresistente (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).
- Comité Técnico de Norma E.050-Suelos y Cimentaciones (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).
- Comité Técnico de Norma E.060-Concreto Armado (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).
- Comité Técnico de Norma E.070-Albañilería (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019).

### **1.4. Materiales aplicados**

Para el diseño de este proyecto se utilizarán los siguientes materiales:

#### **Concreto Armado**

Las propiedades mecánicas de este material son las siguientes:

- Módulo de elasticidad (E)= 217370.65 kg/cm<sup>2</sup>
- Resistencia a la compresión (f<sup>o</sup>c)= 210 kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de Poisson(  $\nu$ )= 0.15

#### **Acero**

Se hará uso de las propiedades del acero grado 60, con las siguientes características:

- Módulo de elasticidad (E) = 2000000 kg/cm<sup>2</sup>
- Esfuerzo de fluencia (fy)= 4200 kg/cm<sup>2</sup>

## CAPÍTULO 2 : PREDIMENSIONAMIENTO

### 2.1. Columnas y placas

En la estructuración inicial realizada se habían definido 18 columnas, las cuales fueron predimensionadas. Mediante el cálculo del área del piso que aporta carga a la columna, se calculó el área de la secciones; para así, obtener las cargas de servicio sobre la columna a analizar, mediante la siguiente fórmula:

$$P_{servicio} = \text{Área} * \# \text{ de pisos} * \text{Peso unitario}$$

Según Antonio Blanco (1990), para el caso de columnas ubicadas en los márgenes del edificio o esquineras, la ecuación para el cálculo del área mínima de la columna puede ser definida como:

$$\text{Área mínima} = \frac{P_{servicio}}{0.35f'c}$$

Para los cálculos se consideró como peso unitario el valor de 0.12 kg/cm<sup>2</sup>, debido a la gran densidad de muros de albañilería que existe en el proyecto, por lo que incrementará las cargas. Finalmente, se presenta en el siguiente cuadro los valores obtenidos para el mencionado predimensionamiento:

Tabla 1: Cálculo de la carga en servicio de la columna

Columna	Area tributaria (m <sup>2</sup> )	Area tributaria (cm <sup>2</sup> )	NºPisos	Peso Unitario (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pservicio(Kg)
C-05 (entre ejes A y B)	8.78	87800	10	0.12	105360
C-01 (B-2)	2.79	27900	10	0.12	33480
C-01 (entre ejes D y E)	5.32	53200	10	0.12	63840
C-06 (E-1)	6.31	63100	10	0.12	75720
C-01 (F-2)	10.93	109300	10	0.12	131160
C-01 (G-2)	11.15	111500	10	0.12	133800
C-01 (H-2)	6.22	62200	10	0.12	74640
C-01 (E-3)	13.85	138500	10	0.12	166200
C-01 (H-4)	6.19	61900	10	0.12	74280
C-01 (E-5)	7.84	78400	10	0.12	94080
C-03 (D-6)	14.21	142100	10	0.12	170520
C-04 (B'-6)	14.48	144800	10	0.12	173760
C-01 (G-6)	9.74	97400	10	0.12	116880
C-01 (H-6)	2.9	29000	10	0.12	34800
C-02 (D-7)	10.81	108100	10	0.12	129720
C-01 (B'-7)	8.47	84700	10	0.12	101640
C-01 (G-7)	6.04	60400	10	0.12	72480
C-01 (H-7)	2.9	29000	10	0.12	34800

Tabla 2: Predimensionamiento de las columnas

Columna	Factor K	f'c(kg/cm <sup>2</sup> )	Pservicio(Kg)	Area de columna	Espesor	Ancho final
C-05 (entre ejes A y B)	0.35	210	105360	1433.47	25	85
C-01 (B-2)	0.35	210	33480	455.51	25	25
C-01 (entre ejes D y E)	0.35	210	63840	868.57	25	35
C-06 (E-1)	0.35	210	75720	1030.20	25	105
C-01 (F-2)	0.35	210	131160	1784.49	25	75
C-01 (G-2)	0.35	210	133800	1820.41	25	75
C-01 (H-2)	0.35	210	74640	1015.51	25	50
C-01 (E-3)	0.45	210	166200	1758.73	25	75
C-01 (H-4)	0.35	210	74280	1010.61	25	60
C-01 (E-5)	0.35	210	94080	1280.00	25	60
C-03 (D-6)	0.45	210	170520	1804.44	25	60
C-04 (B'-6)	0.45	210	173760	1838.73	25	80
C-01 (G-6)	0.35	210	116880	1590.20	25	80
C-01 (H-6)	0.35	210	34800	473.47	25	60
C-02 (D-7)	0.35	210	129720	1764.90	25	75
C-01 (B'-7)	0.35	210	101640	1382.86	25	60
C-01 (G-7)	0.35	210	72480	986.12	25	60
C-01 (H-7)	0.35	210	34800	473.47	25	60

En el caso de placas, se predimensionan muros de un espesor de 25 cm, a falta de la verificación de sus dimensiones con el análisis sísmico.

Tabla 3. Predimensionamiento de placas

Placa	Espesor (cm)
PL-01	25
PL-02	25
PL-03	25
PL-04	25
PL-05	25
PL-06	25
PL-07	25
PL-08	25

## 2.2. Losas

Con los elementos de losas aligeradas, se observó que no se tenían luces que excedan los 5.5 metros, por lo que para el predimensionamiento se determinó que se podrían diseñar losas aligeradas con un espesor de 17 cm. A continuación, se muestra una tabla con los resultados del predimensionamiento:

Tabla 4: Predimensionamiento de las losas aligeradas

Losa Aligerada	Ln(cm)	Ln/25 (cm)	Espesor (cm)
AL1	260	10	17
AL2	260	10	17
AL3	260	10	17
AL4	330	13	17
AL5	325	13	17
AL6	305	12	17
AL7	370	15	17
AL8	209	8	17
AL9	209	8	17
AL10	280	11	17
AL11	307	12	17
AL12	277	11	17

Para el predimensionamiento mencionado se hizo uso de la siguiente ecuación:

$$Espesor = Luz Libre/25$$

Para el caso de losas macizas, ubicadas en zonas donde se presentan varias instalaciones, como los baños, se determinó que para las luces que les corresponden, necesitaban de peraltes no menores a 17 cm.

Tabla 5: Predimensionamiento de las losas macizas

Losa Maciza	Ln(cm)	Fórmula	Ln/40 (cm)	Espesor (cm)
LM1	270	Ln/40	7	17
LM2	270	Ln/40	7	17
LM3	478	Ln/40	12	17
LM4	585	Ln/40	15	17
LM5	307	Ln/40	8	17

### 2.3. Vigas

Se observó que las vigas no tenían luces que excedan los 6 metros, por lo que para el predimensionamiento se determinó que se tuvieran vigas de peralte de 50 cm. En el siguiente cuadro se muestra el predimensionamiento perteneciente a algunas vigas:

Tabla 6: Predimensionamiento de vigas

	Viga	L máx (m)	L/10 (cm)	L/12 (cm)	H (cm)	B (cm)	Dimensiones (cm)
	V-01	5.63	56.3	47	50	25	25x50
	V-01	4.79	47.9	40	50	25	25x50
	V-01	4.6	46	38	50	25	25x50
	V-01	2.42	24.2	20	50	25	25x50
VIGA 2	V-02	5.51	55.1	46	50	25	25 x 50
	V-02	4.59	45.9	38	50	25	25x50
	V-02	4.5	45	38	50	25	25 x 50
	V-02	2.42	24.2	20	50	25	25 x 50
VIGA 3	V-03	3.97	39.7	33	50	25	25 x 50
VIGA 4	V-04	1.6	16	13	50	25	25 x 50
	V-04	1.19	11.9	10	50	25	25 x 50
VIGA 5	V-05	2.9	29	24	50	25	25 x 50
VIGA 6	V-06	2.49	24.9	21	50	25	25 x 50
VIGA 7	V-07	1.6	16	13	50	25	25 x 50
VIGA 8	V-08	3.97	39.7	33	50	25	25 x 50
VIGA 9	V-09	4.45	44.5	37	50	25	25 x 50
VIGA 10	V-10	2.76	27.6	23	50	30	25 x 50
VIGA 11	V-11	2.09	20.9	17	50	25	25 x 50
VIGA 12	V-12	2.09	20.9	17	50	25	25 x 50
VIGA 13	V-13	2.68	26.8	22	50	25	25 x 50
	V-13	2.92	29.2	24	50	25	25 x 50
	V-13	2.77	27.7	23	50	25	25 x 50
VIGA 14	V-14	4.85	48.5	40	50	25	25 x 50
	V-14	3.3	33	28	50	25	25 x 50
VIGA 15	V-15	3.8	38	32	50	25	25 x 50
VIGA 16	V-16	1.8	18	15	50	30	25 x 50
VIGA 17	V-17	3.3	33	28	50	25	25 x 50
VIGA 18	V-18	3.45	34.5	29	50	25	25 x 50
VIGA 19	V-19	3.45	34.5	29	50	25	25 x 50
VIGA 20	V-20	3.45	34.5	29	50	25	25 x 50
	V-20	4.5	45	38	50	25	25 x 50
	V-20	2.88	28.8	24	50	25	25 x 50
VIGA 21	V-21	5.7	57	48	50	30	30 x 50
VIGA 22	V-22	5.32	53.2	44	50	25	25 x 50
	V-22	2.95	29.5	25	50	25	25 x 50
	V-22	2.3	23	19	50	25	25 x 50
VIGA 23	V-23	6.4	64	53	50	25	25 x 50
VIGA 24	V-24	2.6	26	22	50	25	25 x 50
VIGA 25	V-25	2.6	26	22	50	25	25 x 50
VIGA 26	V-26	2.6	26	22	50	25	25 x 50
VIGA 27	V-27	2.39	23.9	20	50	25	25 x 50

Si bien se tiene el caso de vigas en los que se necesiten peraltes menores, con el objetivo de uniformizar y optimizar en el proceso constructivo, se optó que todas las vigas tengan el mismo peralte.

Para los casos en los que se necesiten vigas chatas, como en las divisiones entre losas macizas y aligeradas, se determinó que su peralte sería el mismo que el de las losas.

$$h=17 \text{ cm}$$

Tabla 7: Predimensionamiento de vigas chatas

Viga chata	Ln(cm)	Fórmula	Ln/14 (cm)	B(cm)	espesor(cm)	Dimensiones(cm)
VCH-1	260	Ln/14	19	25	17	25x17
VCH-2	330	Ln/14	24	25	17	25x17
VCH-3	325	Ln/14	23	25	17	25x17

## CAPÍTULO 3 : ANÁLISIS SÍSMICO

### 3.1. Modelo estructural

Para modelar y analizar la estructura del edificio con un análisis sísmico se realizó en el programa ETABS 2018. El modelo realizado consta de 10 pisos, cuyos elementos estructurales se modelaron con la herramientas *frame*, *membrane* y *shell*, como se puede apreciar en la FIGURA 6. Para la realización de este modelo se tomó las disposiciones de la norma E.030 y la asignación de cargas , según la norma (E.020).

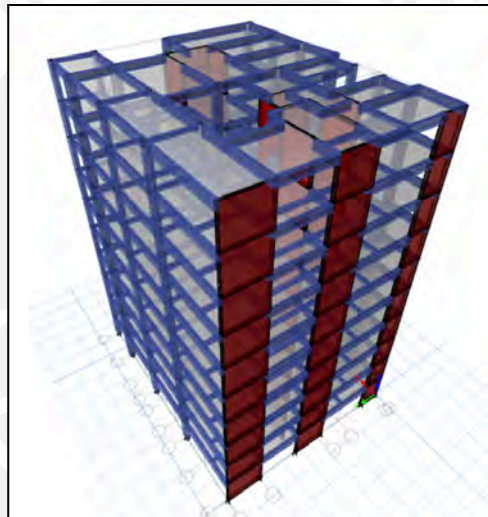


Figura 2. Modelo del edificio en análisis - ETABS 2018.

Se halló en el programa ETABS 2018 el peso de la edificación, el cual es de 3144 ton. Si se considera  $1 \text{ ton/m}^2$  por piso, se obtiene 2625 ton, esto se debe a que en cada piso se está teniendo mayor peso debido a las losas macizas colocadas y las tabiquerías consideradas en el primer y piso típico.

### **3.2.Masa sísmica**

La masa sísmica considerada se encuentra analizada por dos parámetros que son las cargas muertas, las cuales siempre permanecen en la edificación como son los elementos estructurales y los tabiques en el lugar, por lo que se considerará un 100% de carga muerta asignada para la masa sísmica; en cambio, el porcentaje de carga viva que irá asignada hacia la masa sísmica solo será de un 25%, según la norma E.030, debido a la clasificación del edificio, su uso y a las probabilidades de que existan estas cargas en todo el ciclo de vida de la estructura. Para esta sobrecarga se asignó 200 kg/m<sup>2</sup> según la norma E.020 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006).

$$\text{Peso} = 100\% \text{ Carga Muerta} + 25\% \text{ Carga Viva}$$

Tabla 8. Masas sísmicas, centro de masas y de rigidez en cada nivel.(Fuente:Norma E.030)

Nivel	Masa tonf-s <sup>2</sup> /m	Peso ton	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m	Ratio(ton/m2)	
Nivel 10	19.6	192.2	9.09	7.61	9.43	8.14	0.737	
Nivel 9	33.5	328.6	9.28	7.89	9.54	8.13	1.283	
Nivel 8	33.5	328.6	9.32	7.95	9.70	8.13	1.283	
Nivel 7	33.5	328.6	9.34	7.98	9.88	8.13	1.283	
Nivel 6	33.5	328.6	9.35	7.99	10.03	8.12	1.283	
Nivel 5	33.5	328.6	9.35	8.00	10.14	8.10	1.283	
Nivel 4	33.5	328.6	9.36	8.01	10.14	8.06	1.283	
Nivel 3	33.5	328.6	9.36	8.02	9.91	7.98	1.283	
Nivel 2	33.5	328.3	9.37	8.02	9.16	7.84	1.283	
Nivel 1	33.5	328.6	9.37	8.02	7.33	7.59	1.283	
		<b>3149.4 ton</b>						

### **3.3. Modos y periodos resultantes**

Los números de grados de libertad de la edificación son la base para poder colocar los modos de cómo vibra el edificio ; es decir, que para un piso se tiene 3 grados de libertad debido a que todos se encuentran en su centro de masa, ya que para cada nivel se consideró un comportamiento de diafragma rígido, entonces para 10 pisos se tiene 30 modos de vibración. Sin embargo, estos modos de vibración van disminuyendo en importancia, debido a que el modo 1, es el que toma un 90% de toda la respuesta en el edificio; en cambio, los otros

modos tienen un menor porcentaje. Como mínimo se tomarán los 7 primeros modos para el eje XX y el eje YY son 8 modos como mínimo.

A continuación, se muestran los periodos que generan cada uno de los modos de vibración .

Tabla 9 . Masa participante con periodos para 3GDLS.(Fuente:propia)

MODO	PERIODO (s)	Ux	Uy	RZ
1	0.893	0.681	0.0295	3.36E-05
2	0.796	0.0266	0.611	0.0749
3	0.735	0.0043	0.0662	0.6405
4	0.23	0.1488	0.0029	0.0001
5	0.207	0.0025	0.0977	0.043
6	0.187	0.0003	0.063	0.1145
7	0.102	0.0594	0.0006	0.0002
8	0.092	0.0008	0.0378	0.0206
9	0.087	0	0.022	0.0383
10	0.059	0.0314	3.07E-05	0.0004
11	0.055	0.0002	0.0158	0.0111
12	0.052	0.0004	0.014	0.0179
13	0.041	0.0043	0.0047	0.0056
14	0.04	0.0143	0.0026	0.0011
15	0.034	0.0002	0.0094	0.0101
16	0.032	0.0004	0.0039	0.0035
17	0.029	0.0111	0.0005	4.63E-05
18	0.027	0.0001	0.0019	0.0024
19	0.025	0.0001	0.0066	0.0058
20	0.024	0.0001	0.001	0.0015
21	0.023	0.007	0.0002	1.44E-05
22	0.022	3.49E-05	0.0006	0.0006
23	0.02	4.52E-06	0.0001	0.0002
24	0.019	0.0041	0.0002	6.56E-07
25	0.019	0.0001	0.004	0.0039
26	0.017	0.002	0.0001	7.09E-07
27	0.016	0.0006	0	1.93E-05
28	0.016	2.44E-05	0.0024	0.0023
29	0.014	2.13E-05	0.0012	0.0011
30	0.013	5.74E-06	0.0003	0.0003

Además, se obtiene el periodo fundamental de la edificación que se saca del programa con la traslación pura en el eje X y el eje Y sin considerar la influencia de torsión, por lo que los periodos saldrán un poco más bajos, ya que serán menos flexibles pero esta diferencia es ínfima casi despreciable.

### Traslación pura en dirección XX

Tabla 10 . Masa participante con periodos para 1GDL en traslación en el eje XX.(Fuente:propia)

Caso	Modo	Periodo	UX
Modal	1	0.872	0.7127
Modal X+	1	0.872	0.7127
Modal X-	1	0.872	0.7127
Modal Y+	1	0.872	0.7127
Modal Y-	1	0.872	0.7127

### Traslación pura en dirección YY

Tabla 11 . Masa participante con periodos para 1GDL en traslación en el eje YY.(Fuente:propia)

Caso	Modo	Periodo	UY
Modal	1	0.77	0.7058
Modal X+	1	0.77	0.7058
Modal X-	1	0.77	0.7058
Modal Y+	1	0.77	0.7058
Modal Y-	1	0.77	0.7058

- $T_{xx} (s) = 0.872 s$
- $T_{yy} (s) = 0.77 s$

Como se observa en las Tablas , la diferencia entre el periodo evaluado considerando cada uno de los grados de libertad y el de análisis traslacional en la dirección X es de 2.4 % y en la dirección Y es de 3.37%. Por lo que son casi iguales y es indiferente cualquiera de los dos análisis.

### **3.4. Parámetros de edificación**

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

El factor de zona indica la máxima aceleración horizontal del suelo en 50 años y un 10% de probabilidad de excederse. Según la norma E.030, se cuenta con 4 zonas divididas en el Perú, en donde la zona que está en la costa es la más riesgosa al tener aceleraciones más altas. La edificación a analizar se encuentra ubicada en Magdalena del Mar; por lo tanto, le corresponde una asignación de zonificación 4.

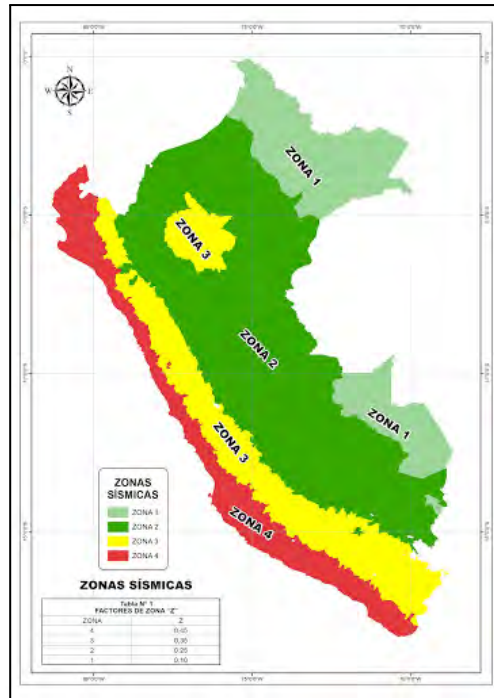


Figura 3. Factor de zona en el Perú.(Fuente:Norma E.030)

$$Z = 0.45$$

### 3.4.2. Parámetros de sitio. (S, Tp, TI)

El tipo de perfil y de suelo se consideran para representar el suelo en donde se edificará, donde se utilizan valores de factor de amplificación del suelo S y de los periodos Tp y TI (NTP E.030). Los cuales son parámetros para poder computar el valor C ,factor de amplificación sísmica. Como la edificación se encuentra en Magdalena del Mar, Lima; por ende, se clasifica como suelo tipo S1. Según la norma E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), estos son las cifras a considerar como factor de suelo:

Tabla 12. Factor de suelo en el Perú.

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

Tabla 13. Periodos  $T_p$  y  $T_l$  en el Perú.

Tabla N° 4 PERIODOS " $T_p$ " Y " $T_l$ "				
	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
$T_p$ (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_l$ (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Nota. Tomado de "Norma E.030"

Como se muestra en la Tabla N°12 y N°13 para el tipo de suelo en esta edificación se tomarán los siguientes parámetros:

- S: 1
- $T_p$ : 0.4 s
- $T_l$ : 2.5 s

### 3.4.3. Factor de amplificación sísmica (C)

Del análisis sísmico realizado en el proyecto se obtuvieron los periodos para el eje XX de 0.89 s y para el eje YY se obtuvo un periodo de 0.79 s. Se cumple para los dos casos que  $T > T_p$  y  $T < T_l$ , así que el valor de C se hallará con una de estas fórmulas brindada por la norma E.030.

$T < T_p$	$C = 2,5$
$T_p < T < T_l$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$
$T > T_l$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_l}{T^2}\right)$

Figura 4. Factor de amplificación. (Fuente: Norma E.030)

Tomando como referencia la Figura N° 4, se tiene que  $T_p < T < T_l$ , por lo que el factor de amplificación sísmica (C) el eje XX es 1.147 y en el eje YY es 1.299.

### 3.4.4. Factor de uso

Este factor de uso cambia dependiendo del tipo de edificación. Para este caso de edificación es para viviendas, por lo que tomará un valor de 1, catalogada, en la norma E.030, como se observa en la Figura 9 como “Edificación común”, categoría tipo C.

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
A Edificaciones Esenciales	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centros de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coiteos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenamientos importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Figura 5. Factor de uso (Fuente: Norma E.030)

### 3.4.5. Coeficiente de reducción sísmica (R)

Se reduce la fuerza cortante máxima elástica, con un coeficiente de reducción sísmica , para así convertir esta respuesta en inelástica, por lo que se les aplica este factor para que sea viable. Aquí se aplica el concepto de ductilidad, para que cuando se tenga el cambio al campo inelástico no produzca cambios bruscos. Este coeficiente tiene la siguiente fórmula:

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

Donde:

- $R_0$  :Coeficiente de reducción base
- $I_a$ : Irregularidad en altura
- $I_p$ :Irregularidad de planta

Se debe recalcar que el valor de  $R_o$  depende de cada dirección a analizar, para este caso se tuvo en ambas direcciones muros estructurales, por lo que este valor sería de 6. En cambio, los factores de irregularidad no dependen de la dirección de análisis.

### **3.5. Verificación de sistema estructural**

En primer lugar para la comprobación del sistema estructural se debe de asumir un coeficiente de reducción ( $R_o$ ), para así realizar un análisis dinámico con ayuda del software mencionado (ETABS); se debe analizar cuánta cortante recién estos muros; si estos reciben más de un 70% de la cortante basal se concluye que un sistema de muros estructurales.

Tabla 14. Cortante basal de la estructura.(Fuente:propia).

CORTANTE BASAL DE LA ESTRUCTURA							
NIVEL	CASO	P	VX	VY	T	MX	MY
NIVEL 1	Sismo XXMy+	0	200.7163	55.0937	1838.8176	949.2706	3326.4522
NIVEL 1	Sismo XXMy-	0	202.3498	32.3657	1282.3326	573.9947	3334.3148
NIVEL 1	Sismo YYMx+	0	47.3144	218.8263	2715.7799	3618.3449	852.5044
NIVEL 1	Sismo YYMx-	0	40.4426	188.3901	1942.0062	3183.7662	711.6752

Tabla 15. Cortante basal de los muros.(Fuente:propia).

CORTANTE BASAL EN MUROS ESTRUCTURALES							
NIVEL	ETIQUETA	P	V2	V3	T	M2	M3
NIVEL 1	P1	25.3118	183.9358	51.9563	409.5482	636.0184	2117.9119
NIVEL 1	P1	44.4362	187.3257	26.7628	596.5579	254.4045	2100.1918
NIVEL 1	P1	19.1466	42.9343	197.356	1001.8461	2294.1456	917.9703
NIVEL 1	P1	34.1125	37.0588	173.1652	982.5089	2134.796	718.2684

Tabla 16. Verificación de sistema estructural.(Fuente:propia).

% Tomado en XX	% Tomado en YY
92.18% (Sismo XXM+)	90.23%(Sismo YYM+)
93.12%(Sismo XXM-)	91.93%(Sismo YYM-)

Por ende, como el 70% de la cortante basal se va a las placas que se colocaron en la estructura, se llega a la conclusión de que es un sistema de muros estructurales.

### **3.6. Irregularidades**

Los factores de reducción varían dependiendo la irregularidad si es de altura o de planta. Se debe verificar para cada caso que caso de irregularidad afectan más y el menor de estos factores será el escogido para el cálculo. A continuación, se analizan las irregularidades de la estructura:

#### **3.6.1. Irregularidades de planta**

##### **3.6.1.1. Irregularidad por torsión y torsión extrema**

Para el análisis del caso de irregularidad torsional, si es que el cociente entre el máximo desplazamiento de entrepiso y el desplazamiento promedio excede el 1.3 existe irregularidad torsional, y para irregularidad torsional extrema si este valor excede el 1.5. En la siguiente tabla extraída en el software ETABS, se pudo corroborar que estos cocientes entre deriva máxima y deriva promedio son inferiores a 1.3; por ende, no existiría irregularidad torsional.

Tabla 17. Comprobación de la irregularidad de torsión en SismoX. (Fuente: propia)

NIVEL	CASO	Max DERIVA	DERIVA PROMEDIO	Ratio
		m	m	
NIVEL 10	DERXXMY+	0.11662	0.10219	1.141
NIVEL 10	DERXXY-	0.10604	0.09273	1.144
NIVEL 9	DERXXMY+	0.09448	0.08245	1.146
NIVEL 9	DERXXY-	0.08183	0.07127	1.148
NIVEL 8	DERXXMY+	0.06822	0.05927	1.151
NIVEL 8	DERXXY-	0.05394	0.04675	1.154
NIVEL 7	DERXXMY+	0.03950	0.03413	1.157
NIVEL 7	DERXXY-	0.02563	0.02207	1.162
NIVEL 6	DERXXMY+	0.01337	0.01144	1.168
NIVEL 6	DERXXY-	0.00412	0.00349	1.182
NIVEL 5	DERXXMY+	0.12265	0.10437	1.175
NIVEL 5	DERXXY-	0.11098	0.09460	1.173
NIVEL 4	DERXXMY+	0.09840	0.08402	1.171
NIVEL 4	DERXXY-	0.08481	0.07254	1.169
NIVEL 3	DERXXMY+	0.07035	0.06027	1.167
NIVEL 3	DERXXY-	0.05535	0.04749	1.166
NIVEL 2	DERXXMY+	0.04034	0.03464	1.164
NIVEL 2	DERXXY-	0.02605	0.02239	1.164
NIVEL 1	DERXXMY+	0.01351	0.01160	1.164
NIVEL 1	DERXXY-	0.00413	0.00354	1.168

Tabla 18. Comprobación de la irregularidad de torsión en Sismo DinY.(Fuente:propia).

NIVEL	CASO	Max DERIVA	DERIVA PROMEDIO	Ratio
		m	m	
NIVEL 10	DERYYMX+	0.11190	0.09546	1.172
NIVEL 10	DERYYMX-	0.10003	0.08605	1.162
NIVEL 9	DERYYMX+	0.08740	0.07591	1.151
NIVEL 9	DERYYMX-	0.07424	0.06504	1.141
NIVEL 8	DERYYMX+	0.06076	0.05366	1.132
NIVEL 8	DERYYMX-	0.04730	0.04202	1.126
NIVEL 7	DERYYMX+	0.03430	0.03055	1.123
NIVEL 7	DERYYMX-	0.02232	0.01979	1.127
NIVEL 6	DERYYMX+	0.01200	0.01043	1.15
NIVEL 6	DERYYMX-	0.00412	0.00336	1.226
NIVEL 5	DERYYMX+	0.11370	0.09325	1.219
NIVEL 5	DERYYMX-	0.10395	0.08464	1.228
NIVEL 4	DERYYMX+	0.09317	0.07525	1.238
NIVEL 4	DERYYMX-	0.08112	0.06503	1.248
NIVEL 3	DERYYMX+	0.06790	0.05405	1.256
NIVEL 3	DERYYMX-	0.05382	0.04260	1.263
NIVEL 2	DERYYMX+	0.03942	0.03109	1.268
NIVEL 2	DERYYMX-	0.02547	0.02010	1.267
NIVEL 1	DERYYMX+	0.01311	0.01046	1.254
NIVEL 1	DERYYMX-	0.00390	0.00323	1.208

### 3.6.1.2. Irregularidad de esquina entrante

Se muestra, a continuación, la verificación de esquina entrante con la planta típica:

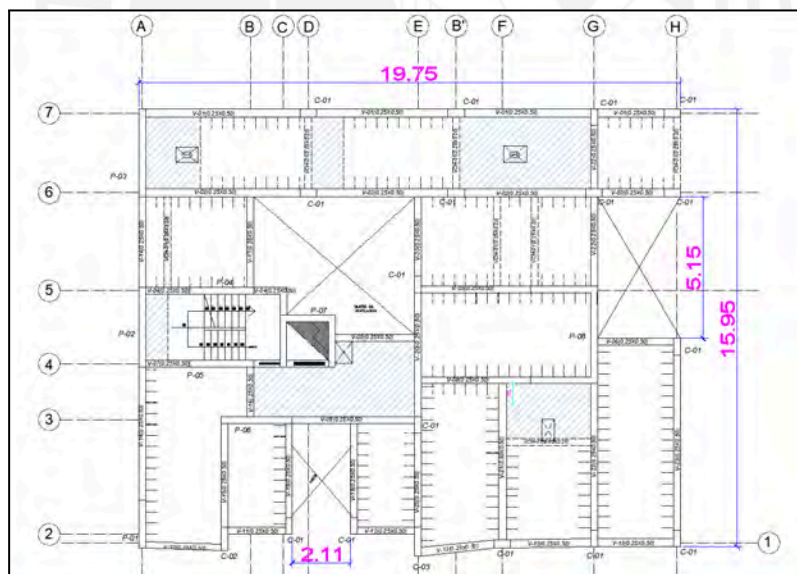


Figura 6. Esquina entrante del plano típico (Fuente: Norma E.030)

De la Figura 6 se verifica:

Esquina de la derecha:

- $\frac{3.1}{19.75} \times 100 = 16\%$

- $\frac{5.15}{15.95} \times 100 = 32\%$

Esquina inferior:

- $\frac{2.11}{19.75} \times 100 = 10\%$

- $\frac{4.9}{19.75} \times 100 = 31\%$

Por lo tanto, de acuerdo con los valores hallados no presenta irregularidad de esquina entrante, ya que las dimensiones no superan 20% de toda la dimensión total en sus dos direcciones.

### 3.5.2. Irregularidad en altura

Se deberán evaluar todas las demás irregularidades: piso blando, masa o peso, discontinuidad de sistemas resistentes y geometría vertical; no obstante, no es necesario verificar estos tres últimos, debido a que la planta es similar desde el primer piso hasta el último y es continuo, por lo que la geometría es igual.

#### 3.6.2.1. Irregularidad de piso blando

En base a la norma E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), si la rigidez lateral de un nivel es menor a un 70% del entrepiso superior, o si es inferior al 80% del promedio de las rigideces laterales de los 3 pisos superiores de dicho nivel. ( Ministerio de la vivienda, construcción y saneamiento, 2018).

Tabla 19. Rigidez por cada nivel en la dirección XX.(Fuente:propia)

Nivel	CASO	CORTANTE X	DERIVA X	RIGIDEZ X	>0.7	>0.8
		tonf	m	tonf/m		
NIVEL 10	DERXXY-	170.2	0.010159	16748		
NIVEL 9	DERXXY-	348.5	0.011044	31553	1.884	
NIVEL 8	DERXXY-	466.7	0.01195	39057	1.238	
NIVEL 7	DERXXY-	552.4	0.012681	43559	1.115	1.496
NIVEL 6	DERXXY-	624.5	0.013092	47697	1.095	1.253
NIVEL 5	DERXXY-	694.4	0.013053	53202	1.115	1.225
NIVEL 4	DERXXY-	765.1	0.01239	61752	1.161	1.282
NIVEL 3	DERXXY-	831.6	0.010858	76585	1.240	1.413
NIVEL 2	DERXXY-	883.6	0.00811	108952	1.423	1.706
NIVEL 1	DERXXY-	910.3	0.003535	257489	2.363	3.124

Tabla 20. Rigidez por cada nivel en la dirección YY.(Fuente:propia)

NIVEL	CASO	CORTANTE Y	DERIVA Y	RIGIDEZ Y	>0.7	>0.8
		tonf	m	tonf/m		
NIVEL 10	DERYYMX-	146.9	0.008805	16685		
NIVEL 9	DERYYMX-	309.7	0.009646	32109		
NIVEL 8	DERYYMX-	426.7	0.010508	40609	1.265	
NIVEL 7	DERYYMX-	516.7	0.011225	46035	1.134	1.545
NIVEL 6	DERYYMX-	591.8	0.011637	50860	1.105	1.285
NIVEL 5	DERYYMX-	660.5	0.011627	56803	1.117	1.239
NIVEL 4	DERYYMX-	724.9	0.011043	65639	1.156	1.281
NIVEL 3	DERYYMX-	781.2	0.00967	80778	1.231	1.398
NIVEL 2	DERYYMX-	823.9	0.007231	113941	1.411	1.682
NIVEL 1	DERYYMX-	847.5	0.003225	262825	2.307	3.028

Se puede observar en ambas tablas las direcciones las rigidez cumplen con los requerimientos. Por ende, se concluye que no existe irregularidad por piso blando.

### 3.7. Procedimiento de análisis

#### 3.7.1. Análisis estático

El análisis estático consiste en hallar la cortante basal estática en la base de la edificación, a la cual se le aplicará fuerzas en los centros de masas de cada piso.

Tabla 21. Datos a utilizar para el análisis estático.(Fuente:propia)

	X-X	Y-Y
<b>Tp</b>	0.40	0.40
<b>T</b>	0.872	0.77
<b>Z</b>	0.45	0.45
<b>U</b>	1.00	1.00
<b>C</b>	1.15	1.30
<b>S</b>	1.00	1.00
<b>R</b>	6.00	6.00
<b>C/R</b>	0.19	0.22
<b>ZUCS/R</b>	0.0860	0.0974
<b>P(ton)</b>	3149.38	3149.38
<b>V(ton)</b>	270.88	306.76
<b>k</b>	1.186	1.135

#### 3.7.1.1. Distribución de la fuerza sísmica en altura

Usando los valores obtenidos en la Tabla N°9 con las cantidades correspondientes a la cortantes basales para cada eje, se procede a distribuir para los 10 niveles que se tiene en la edificación. Para ello se utilizará la siguiente fórmula:

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

Donde:

- n: Número de pisos en el edificio
- k: Exponente relacionado con el periodo fundamental de la vibración de la estructura.

$T < 0.5$  seg,  $k = 1$

$T > 0.5$  seg,  $k = (0.75 + 0.05T) < 2$

Con todas estas fórmulas se hallan las fuerzas cortantes para cada piso las que se presentan a continuación:

Tabla 22. Reparto de las cortantes por piso en el eje XX.(Fuente:propia)

PISO	Peso(tn)	hi	h <sup>kx</sup>	P <sup>kx</sup>	Alfa x	Fix
P10	192.182	26.5	48.749	9368.76	0.125	34.0
P9	328.609	23.85	43.023	14137.75	0.189	51.2
P8	328.609	21.2	37.414	12294.57	0.165	44.6
P7	328.609	18.55	31.934	10493.85	0.140	38.0
P6	328.609	15.9	26.598	8740.49	0.117	31.7
P5	328.609	13.25	21.426	7040.88	0.094	25.5
P4	328.609	10.6	16.444	5403.71	0.072	19.6
P3	328.609	7.95	11.691	3841.62	0.051	13.9
P2	328.331	5.3	7.228	2373.03	0.032	8.6
P1	328.608	2.65	3.177	1043.87	0.014	3.8
	<b>3149.382</b>			<b>74738.52</b>		<b>270.88</b>

Tabla 23. Reparto de las cortantes por piso en el eje YY.(Fuente:propia)

PISO	Peso(tn)	hi	h <sup>ky</sup>	P <sup>ky</sup>	Alfa y	Fiy
P10	192.182	26.5	41.246	7926.77	0.123	37.6
P9	328.609	23.85	36.597	12026.20	0.186	57.0
P8	328.609	21.2	32.018	10521.32	0.163	49.9
P7	328.609	18.55	27.515	9041.68	0.140	42.9
P6	328.609	15.9	23.099	7590.40	0.117	36.0
P5	328.609	13.25	18.781	6171.55	0.095	29.3
P4	328.609	10.6	14.579	4790.72	0.074	22.7
P3	328.609	7.95	10.518	3456.17	0.053	16.4
P2	328.331	5.3	6.638	2179.54	0.034	10.3
P1	328.608	2.65	3.023	993.26	0.015	4.7
	<b>3149.382</b>			<b>64697.61</b>		<b>306.76</b>

Para la tabla 22 y 23 se utilizaron los parámetros  $k_x$  y  $k_y$ :

- Para  $T_x$  : 0.804;  $k_x$  :  $(0.75 + 0.5 T_x) = 1.152$
- Para  $T_y$  : 0.764;  $k_y$  :  $(0.75 + 0.5 T_y) = 1.132$

### 3.7.2. Análisis dinámico

En vista de que el edificio es irregular y pertenece a la zona 4 no se podría aplicar solamente un análisis estático; este sólo se podrá usar en zona sísmica 1 y para estructuras regulares con un máximo de 30m, como indica la norma E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018). Por ende, se procederá a realizar un análisis dinámico; esto se realizará con un análisis espectral tomando en cuenta sus excentricidades respecto al centro de masa.

#### 3.7.2.1. Espectro de diseño

Se utilizará un espectro basado en la norma técnica peruana E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), donde se puede observar un análisis dinámico (Gráfica N°1). Para ambas direcciones tanto X como Y se utiliza un mismo espectro de diseño con sus respectivas excentricidades en el modelo ETABS 2018.

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

Donde:

- $S_a$  = Pseudoaceleración.
- $g$  = aceleración de la gravedad.

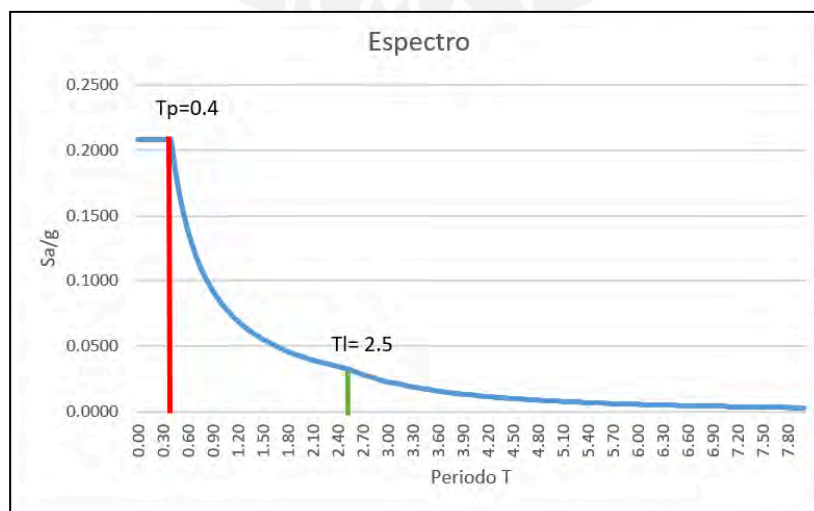


Gráfico 1. Espectro empleado para el análisis dinámico.(Fuente: propia)

### 3.7.2.2. Control de desplazamiento lateral

En la norma E.030 de Diseño sismorresistente (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018), en su quinto capítulo, se multiplican por 0.75R los valores obtenidos del análisis estático para estructuras regulares como es el caso. Asimismo, se deberá verificar si los desplazamientos laterales relativos(derivas), son menores a 7‰ para estructuras de concreto armado.(Norma E.030).

Tabla 24.Derivas en la dirección XX.(Fuente:propia).

Nivel	Caso	Deriva	Deriva(‰)
NIVEL 10	DERXXMY+	0.004146	4.14‰
NIVEL 10	DERXXY-	0.004548	4.54‰
NIVEL 9	DERXXMY+	0.004551	4.55‰
NIVEL 9	DERXXY-	0.004926	4.92‰
NIVEL 8	DERXXMY+	0.004961	4.96‰
NIVEL 8	DERXXY-	0.005308	5.3‰
NIVEL 7	DERXXMY+	0.005299	5.29‰
NIVEL 7	DERXXY-	0.00561	5.61‰
NIVEL 6	DERXXMY+	0.005504	5.5‰
NIVEL 6	DERXXY-	0.00577	5.77‰
NIVEL 5	DERXXMY+	0.005518	5.51‰
NIVEL 5	DERXXY-	0.005733	5.73‰
NIVEL 4	DERXXMY+	0.005268	5.26‰
NIVEL 4	DERXXY-	0.005426	5.42‰
NIVEL 3	DERXXMY+	0.004643	4.64‰
NIVEL 3	DERXXY-	0.004744	4.74‰
NIVEL 2	DERXXMY+	0.003492	3.49‰
NIVEL 2	DERXXY-	0.003542	3.54‰
NIVEL 1	DERXXMY+	0.001555	1.55‰
NIVEL 1	DERXXY-	0.001558	1.55‰

Tabla 25. Derivas en la dirección YY.(Fuente:propia).

Nivel	Caso	Deriva	Deriva(‰)
NIVEL 10	DERYYMX+	0.004549	4.54‰
NIVEL 10	DERYYMX-	0.003817	3.81‰
NIVEL 9	DERYYMX+	0.004858	4.85‰
NIVEL 9	DERYYMX-	0.004231	4.23‰
NIVEL 8	DERYYMX+	0.00507	5.07‰
NIVEL 8	DERYYMX-	0.004701	4.7‰
NIVEL 7	DERYYMX+	0.005183	5.18‰
NIVEL 7	DERYYMX-	0.005117	5.11‰
NIVEL 6	DERYYMX+	0.005156	5.15‰
NIVEL 6	DERYYMX-	0.005403	5.4‰
NIVEL 5	DERYYMX+	0.004959	4.95‰
NIVEL 5	DERYYMX-	0.005489	5.48‰
NIVEL 4	DERYYMX+	0.004557	4.55‰
NIVEL 4	DERYYMX-	0.005286	5.28‰
NIVEL 3	DERYYMX+	0.003911	3.91‰
NIVEL 3	DERYYMX-	0.004672	4.67‰
NIVEL 2	DERYYMX+	0.002979	2.97‰
NIVEL 2	DERYYMX-	0.00348	3.48‰
NIVEL 1	DERYYMX+	0.001554	1.55‰
NIVEL 1	DERYYMX-	0.00147	1.47‰

Como se observa, en la Tabla N°24 y N°25 las derivas cumplen con el límite impuesto por la Norma de 7%.

### 3.7.2.3. Fuerza cortante mínima de diseño

En la mayoría de ocasiones, la cortante dinámica en la base adquirida por el programa ETABS sale menor que el 80% de la cortante estática, de modo que se necesitará amplificar dicho valor hasta llegar hacia ese valor de  $0.8 \cdot V_{estático}$  para cada dirección a analizar, en un caso de estructura irregular.

$$f = \frac{0.8 V_{estático}}{V_{dinámico}}$$

$$f_x = \frac{0.8 \cdot 270.9}{200.72}$$

$$f_y = \frac{0.8 \cdot 306.8}{218.83}$$

Tabla 26. Factores hallados para cada dirección y excentricidad. (Fuente: propia)

Excentricidad	Sentido	C	V estática	V dinámica	80% estatico	V diseño	Factor	% Peso
MY+	X	1.147	270.9	200.72	216.70	216.70	1.08	6.88%
MY-	X	1.147	270.9	202.35	216.70	216.70	1.07	6.88%
MX+	Y	1.299	306.8	218.83	245.41	245.41	1.12	7.79%
MX-	Y	1.299	306.8	188.39	245.41	245.41	1.30	7.79%

### 3.8. Separación entre edificios

Para cada estructura residencial se debe calcular una distancia mínima de separación entre otras edificaciones cuando ocurre un sismo y no tengan influencia de las otras estructuras para que no afecte al periodo. Para este cálculo de junta sísmica se usan los siguientes criterios, de los cuales se escoge el mayor de estos valores:

- $\frac{2}{3}$  de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios laterales.
- 3 cm
- $0.006 \cdot h$

De lo calculado se eligió el último, ya que es el mayor para una edificación de gran altura.

$$s = 0.006 * 2650 = 16 \text{ cm}$$

Asimismo, en la norma se indica que el retiro debe ser mayor a  $\frac{2}{3}$  del desplazamiento máximo inelástico en el último nivel, ni menor a  $s/2$ . En esta edificación el desplazamiento inelástico es de 13 cm.

$$\text{Retiro} = \frac{2}{3} * 12.8 = 8.1 \text{ cm}$$

$$\text{Retiro} = \frac{16}{2} = 8 \text{ cm}$$

Por ende, la junta sísmica que se dejará desde el límite de propiedad será de 8 cm.

## 4. DISEÑO LOSAS

### 4.1. Diseño de Losa aligerada

#### 4.1.1. Metrado de cargas para losa aligerada

Las cargas aplicadas sobre la losa aligerada, básicamente, son cargas de gravedad, carga muerta y carga viva, los cuales incluyen el peso de la misma losa, el peso de piso terminado y la sobrecarga en piso típico y de azotea.

Estas cargas se calculan para el ancho de cada vigueta (40 cm), los cuales son las siguientes:

Tabla 27. Cálculo de cargas sobre la losa aligerada. (Fuente: propia).

	Cálculos	Total (ton/m <sup>2</sup> )
<b>Carga Muerta</b>		
Peso propio de losa (h=0.17m)	0.3*0.4	0.112
Peso piso terminado	0.1*0.4	0.04
	wcm	<b>0.152</b>
<b>Carga Viva</b>		
Sobrecarga en viviendas	0.2*0.4	0.08
	wcv	<b>0.08</b>

El peso correspondiente a la losa típica con h=0.17 m se obtiene de la Norma E.020.

En el caso de la azotea, los pesos varían, puesto que la sobrecarga en ella, según la Norma E.020 es distinta.

Tabla 28. Metrado de cargas en losa aligerada en la azotea.(Fuente:propia).

	Cálculos	Total (ton/m2)
<b>Carga Muerta</b>		
Peso propio de losa (h=0.17m)	0.28*0.4	0.112
Peso piso terminado	0.1*0.4	0.04
	wcm	<b>0.152</b>
<b>Carga Viva</b>		
Sobrecarga en viviendas	0.2*0.4	0.08
	wcv	<b>0.08</b>

En caso exista el caso de la presencia de tabiquería en dirección ortogonal a la dirección de la losa, se colocará la siguiente carga puntual, tomando como referencia como peso de tabiquería 1.8 ton/m<sup>3</sup> y la presencia de muros de 0.15m.

Tabla 29. Cálculo del peso de la tabiquería en la losa.(Fuente:propia).

	Cálculos	Total (ton)
Peso tabiquería	2.45*1.8*0.15*0.4	0.265

#### 4.2.2. Diseño por flexión

En el caso del diseño a flexión, corresponde realizar un diseño por resistencia. Con ese objetivo, primeramente se definió la cuantía mínima y máxima del acero para nuestra sección de losa aligerada. Luego se aplicó el diseño por resistencia:

$$\phi Mn \geq Mu$$

Se tiene:

$\phi$ : coeficiente de reducción de resistencia

Mn: Resistencia Nominal

Mu: Carga amplificada

En el software ETABS se especificó la sección correspondiente a la losa aligerada y se modelaron las distintas viguetas con sus respectivas dimensiones de longitud y sus respectivas cargas aplicadas.

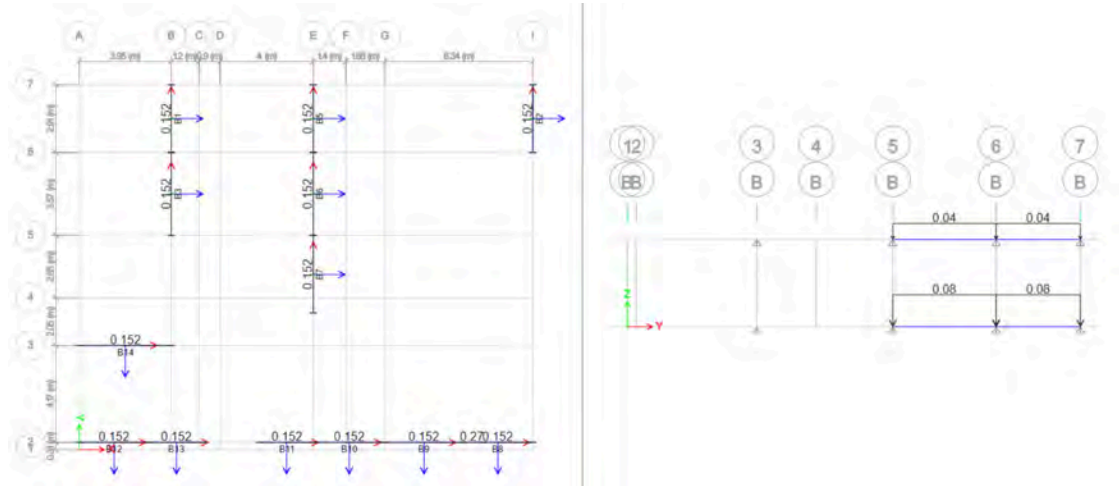


Figura 7 .Modelo de las losas aligerada en el programa ETABS.(Fuente:propia)

Tras hallar las cargas de metrado, se asigna en la losa aligerada la última carga mediante con una combinación (1.4 CM + 1.7 CV.) Nótese que estas cargas fueron aplicadas por vigueta, para un ancho de 40 cm.

#### 4.2.3.Diseño por corte

Para las losas aligeradas no es necesario colocar estribos por fuerza cortante, ya que la sección resistirá estas cargas. Lo que se realizó fue una comprobación por fuerza cortante.

La resistencia a cortante correspondiente al concreto en una losa aligerada está dada por:

$$V_c = 1.1(0.53\sqrt{f'_c} b_w d)$$

Donde:

- $b_w$  = ancho efectivo a analizar
- $d$ = peralte efectivo (h-3cm)

#### 4.1.4. Control de fisuración

Un exceso de fisuras en el concreto, normalmente, en la parte central y positiva de la losa pueden ocasionar corrosión de los aceros, ya que la humedad se puede ingresar por las grietas y si estas son más grandes sería peor. Según la Norma E.060 indica que la losa estará controlada si el parámetro  $Z$  no excede 26000 kg/cm. Dicho valor se calcula con la siguiente expresión:

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c * A_{ct}}$$

Donde:

- $f_s = \frac{M_{servicio}}{A_s * 0.9d}$  (Esfuerzo del acero)
- $A_{ct} = \frac{2 * b * y_s}{N^{\circ} Barras}$  (Área efectiva del concreto a tracción)

#### 4.1.5. Control de deflexiones

En base a la norma E.060 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019) se debe realizar una verificación de losas para las deflexiones, y no se consideran efectos de cargas concentradas en las losas.

Se sigue el procedimiento para la verificación de deflexiones:

- 1) Si el momento de servicio ( $M_s$ ) supera al momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ), entonces la sección se encuentra agrietada.
- 2) Si se cumple el inciso anterior, se calcula la inercia efectiva ( $I_e$ ) para tramos apoyados, continuos o volados, si no usar la inercia bruta ( $I_g$ ).
- 3) Se calcula la deflexión inmediata mediante ETABS.
- 4) Se calcula la deflexión diferida amplificada por  $\lambda \Delta$ :

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

Donde:

$\xi$ : factor que depende del tiempo

$\rho'$ : cuantía de acero en compresión

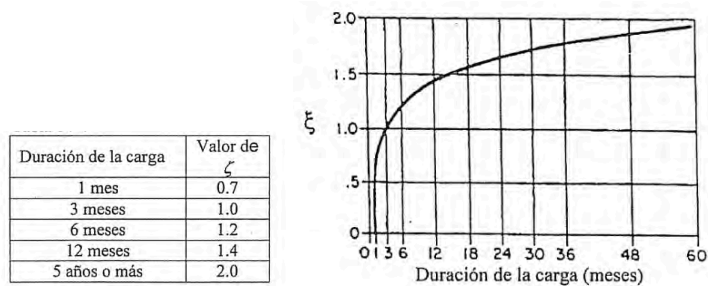


Gráfico 2. Gráfico para el control de deflexiones.

5) Se compara si la deflexión obtenida no supera la deflexión admisible de la siguiente

Tabla:

Tabla 30. Tabla de deflexión límite.

TIPO DE ELEMENTO	DEFLEXIÓN CONSIDERADA	DEFLEXIÓN LÍMITE
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas	Deflexión inmediata debida a la carga viva.	$L / 180$ (**)
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión inmediata debida a la carga viva.	$L / 360$
Piso o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas 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 por deflexiones excesivas.		$L / 240$ (****)

#### 4.1.6. Ejemplo de diseño de losa aligerada

Utilizando la información del marco teórico en los incisos anteriores, se diseñó a losa señalada en la siguiente imagen para el piso típico:

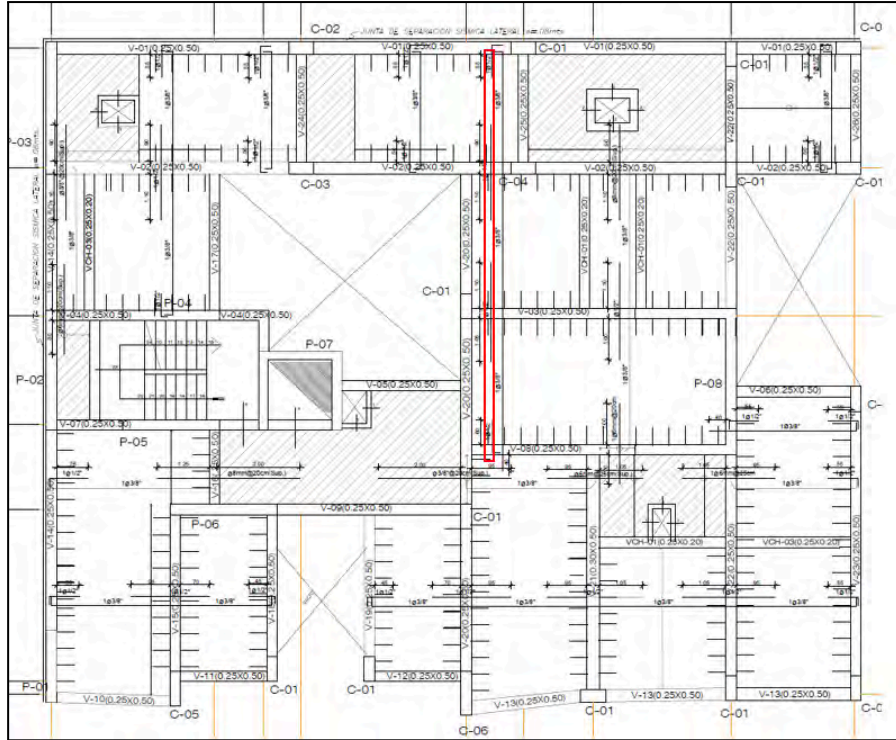


Figura 8. Vista en planta de la losa diseñada

### Diseño por flexión

Se muestra en el siguiente cuadro los datos necesario para realizar el diseño por flexión de la losa aligerada:

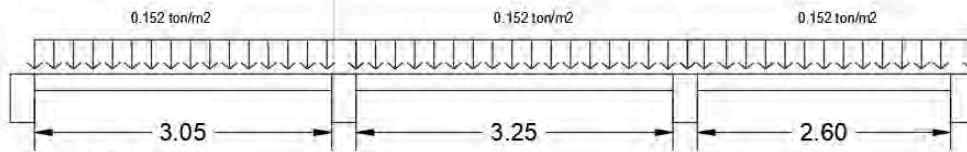
Tabla 31. Datos de la sección de la losa aligerada

DATOS	
h	17 cm
d	14 cm
bw	10 cm
bf	40 cm
f'c	210 kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Φ	0.9
β1	0.85

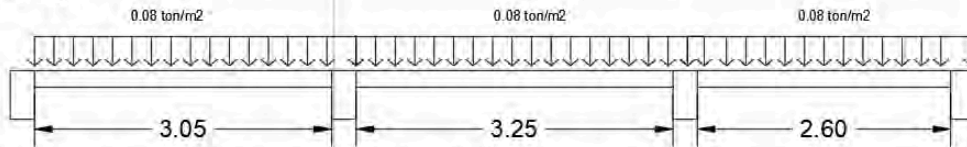
Se muestran los siguientes metrados actuando en la losa aligerada:

## Piso Típico

### Carga Muerta



### Carga Viva



### Carga Última (1.4CM+1.7CV)

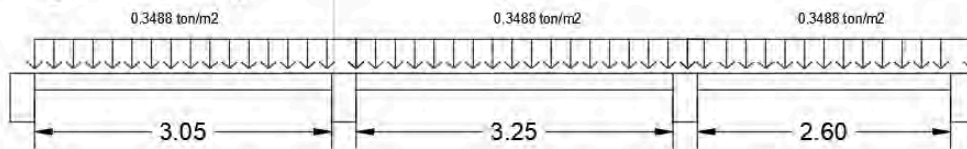


Figura 9. Cargas sobre la losa aligerada en los pisos típicos

Además, luego del análisis realizado en el software ETABS, se obtuvo el siguiente Diagrama de Momento Flector:

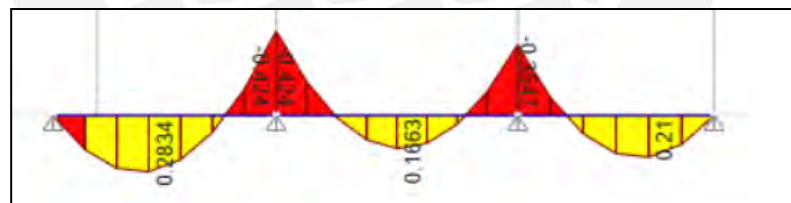


Figura 10. DMF perteneciente a la losa aligerada.(Fuente:propia)

Tabla 32. Momentos últimos obtenidos en la losa analizada

	Mn		
	Mn-iz (ton.m)	Mn+ (ton.m)	Mn-der (ton.m)
Tramo 1	0.000	0.210	0.355
Tramo 2	0.355	0.166	0.424
Tramo 3	0.424	0.283	0.000

Se realizó el diseño por resistencia, aplicando un coeficiente de 0.9. Se muestra el área de acero requerido en cada tramo y sus respectivos juegos de aceros colocados en la siguiente tabla:

Tabla 33. Cuantía de acero requerida

	As			Aceros		
	Asr-iz (cm2)	Asr+ (cm2)	Asr-der (cm2)	izquierda	medio	derecha
Tramo 1	0.00	0.40	0.71	2 $\phi$ 3/8"	$\phi$ 3/8"	2 $\phi$ 3/8"
Tramo 2	0.71	0.32	0.86	2 $\phi$ 3/8"	$\phi$ 3/8"	$\phi$ 3/8"+ $\phi$ 1/2"
Tramo 3	0.86	0.54	0.00	$\phi$ 3/8"+ $\phi$ 1/2"	$\phi$ 3/8"	2 $\phi$ 3/8"

En la Tabla N°34 se observa que el acero colocado cumple con la cuantía mínima calculada previamente para la sección de diseño.

Tabla 34. Área máximo y mínimo de acero de la sección

Flexión Positiva	
Asb+	9.35 cm2
Asmax+	7.01 cm2
Asmin+	0.34 cm2
Flexión Negativa	
Asb-	2.97 cm2
Asmax-	2.23 cm2
Asmin-	0.91 cm2

### Diseño por fuerza cortante

Luego, se realizó la comprobación para fuerza cortante. Se comparó la contribución del concreto con la carga última mediante el diseño por resistencia. En diseño por corte se utilizó un coeficiente de reducción de resistencia de 0.85. A continuación, se los resultados de los cálculos realizados.

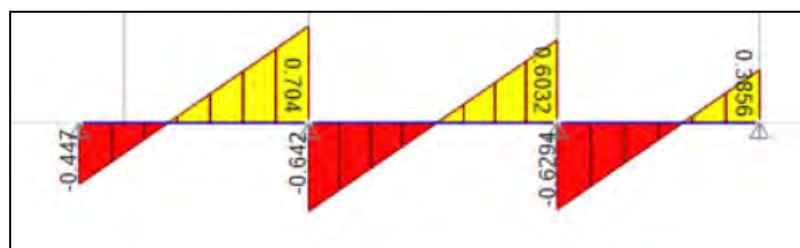


Figura 11. DFC de la losa aligerada obtenido en ETABS

Tabla 35. Comprobación por diseño por fuerza cortante.(Fuente:propia)

	TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3	
Φ	0.85		0.85		0.85	
Vu	704.00	kg	642.00	kg	629.40	kg
f'c	210.00	kg/cm2	210.00	kg/cm2	210.00	kg/cm2
bw	10.00	cm	10.00	cm	10.00	cm
d	14.00	cm	14.00	cm	14.00	cm
Vc	1182.79	kg	1182.79	kg	1182.79	kg
Vc>Vu/Φ?	SI		SI		SI	

Como se evidencia, para todos los casos se pudo realizar la comprobación por fuerza cortante, por lo que ninguna sección necesitó de un ensanche alternado.

$$V_c \geq V_u / \phi$$

### Fisuración

A continuación, se realizó la comprobación de si se cumplen con las condiciones de servicio en la zona donde actúa un mayor momento flector.

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c} * Act$$

$$f_s = \frac{13970}{0.9 \times 14 \times 0.71} = 1561 \text{ kg/cm}^2$$

$$Act = \frac{2 \times 3 \times 10}{1} = 60 \text{ cm}^2$$

Con los valores calculados, se se obtiene el parámetro “Z”:

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c} * Act = 1561 \sqrt[3]{3} * 240 = 13990 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente, se comprueba que el valor Z no excede el valor de 26 000 kg/cm<sup>2</sup>, según la norma E.60, y no ocasiona fisuras.

### Control de deflexiones

Se analiza la zona central del paño. Para ello, primero, se calcula si la sección se encuentra fisurada con las cargas de servicio.

$$n = \frac{2 \times 10^6}{15000 \sqrt{210}} = 9.2$$

$$M_{\text{servicio}} = 0.1885 \text{ tn.m}$$

Se calcula el eje neutro, la inercia de la sección y el momento de agrietamiento:

Tabla 36. Cálculo del momento de agrietamiento

C	1.53
I (cm <sup>4</sup> )	7275.00
M <sub>cr</sub> (kg.cm)	18640.00

Se puede observar que el momento de agrietamiento es mayor al momento de servicio (0.1885 tn.m > 0.186 tn.m), por lo que en los cálculos se usa una sección agrietada.

Se presenta el cálculo de las deflexiones instantáneas y las deflexiones diferidas, asumiendo un valor de  $\xi$  de 1.75, así como el cálculo de las deflexiones totales.

Tabla 37. Cálculo de las deflexiones instantáneas

$\delta_{im} =$	0.0682	cm
$\delta_{iv} =$	0.0359	cm
$\delta_{iv} (30\%) =$	0.011	cm

Tabla 38. Cálculo de las deflexiones diferidas

$\delta_{dm} =$	0.1193	cm
$\delta_{dv} =$	0.0628	cm
$\delta_{dv} (30\%) =$	0.019	cm

Tabla 39. Cálculo de las deflexiones totales y deflexión permitida

$\delta t(\delta_{dm} + \delta_{iv})$	0.1552 cm
$\delta t(\delta_{dm} + \delta_{iv} + \delta_{30d})$	0.1741 cm
L	305 cm
$\delta(\text{perm})$	0.635 cm

Como podemos observar, la deflexión total no excede a la deflexión máxima permitida calculada en función de la longitud, por lo que se cumple con las solicitudes de deflexión.

## **4.2. Diseño de Losa maciza**

### **4.2.1. Metrado de cargas para losa maciza**

Las cargas aplicadas sobre la losa maciza, básicamente, son de carga muerta y carga viva, los cuales incluyen el peso propio y la sobrecarga en piso típico y de azotea. Este tipo de losas se usa para soluciones de problemas constructivos en los casos de presencia de instalaciones en los baños y pasadizos junto al ascensor.

Estas cargas se calculan para  $1m^2$ , los cuales son los siguientes:

Tabla 40. Cálculo de cargas sobre la losa maciza

	Cálculos	Total
<b>Carga muerta</b>		
Peso propio losa 0.17m de espesor	$2.4 \times 0.17$	0.41 ton/m <sup>2</sup>
Peso propio terminado	0.1	0.1 ton/m <sup>2</sup>
	Wcm	<b>0.51 ton/m<sup>2</sup></b>
<b>Carga viva</b>		
Carga para losa típica	0.2	0.2 ton/m <sup>2</sup>
	Wcv	0.2 ton/m <sup>2</sup>

#### 4.2.2. Diseño por flexión

Se realizará el ejemplo de la losa maciza LM3, que se puede evidenciar la nomenclatura en el capítulo de predimensionamiento de losas. Para el diseño, la cuantía mínima que se requiere en este tipo de losa es  $0.0018bh$ ., según la norma E.060.

$$A_s + \text{mín} = 0.0018 \times B \times H$$

Donde:

B : ancho a analizar ( en este caso 100 cm)

H : espesor de la losa

Por efectos prácticos se coloca la cantidad de acero mínimo entre dos mallas en ambas direcciones, y con el análisis computacional se verificará si estas mallas son las necesarias o necesitarán bastones de refuerzo.

Se mostrará el diseño de la losa maciza LM3, la cual abarca dos baños.

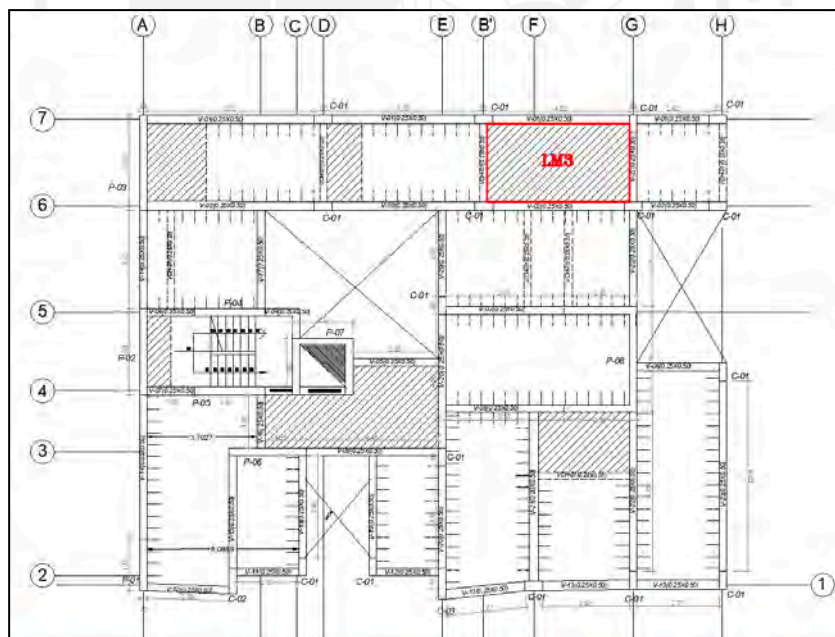


Figura 12. Vista en planta de la losa maciza diseñada

Con la ayuda del programa ETABS 18, se analizó de forma separada dicha losa discretizada 20 cm en todos sus lados, el cual nos ayudó a obtener los momentos y cortantes para ambas

direcciones como elemento tipo *Shell*; asimismo, se modelaron las viguetas pertenecientes a la losa aligerada inferior que están contiguas a la losa maciza.

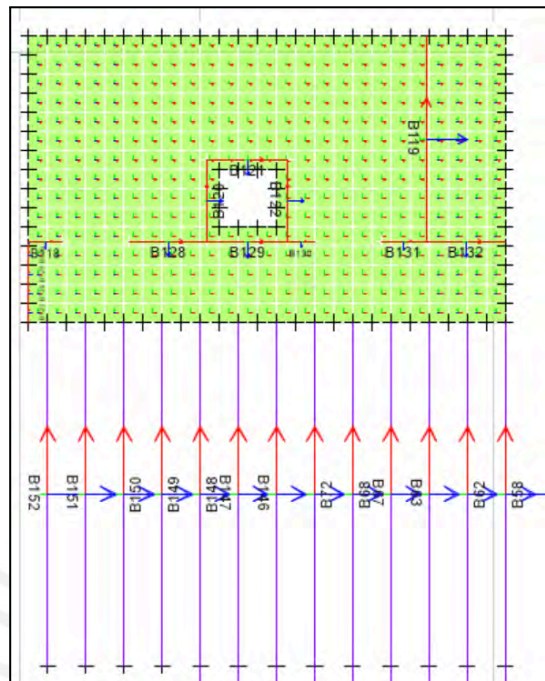


Figura 13. Modelo de la losa maciza en el programa ETABS

Sobre la losa maciza, se modelaron los tabiques que se encuentran encima de estas losas como tipo *Frame* de secciones muy delgadas, asignándoles las cargas muertas de estos tabiques en el lugar exacto donde se aplica, lo que hace que este modelado para el análisis estructural sea el más real posible.

Tras hallar las cargas de metrado, se asigna en la losa maciza la última carga: 1.4 CM + 1.7 CV.

#### 4.2.3. Diseño por corte

Para las losas macizas no es necesario la colocación de estribos, dado que el aporte del concreto es suficiente.

La resistencia por corte del concreto está dada por:

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

Donde:

- $b_w$  = ancho efectivo a analizar
- $d$  = peralte efectivo ( $h-3\text{cm}$ )

#### 4.2.4. Control de fisuración

Se realiza el mismo control que las losas aligeradas, la cual se explica en la sección 4.1.4.

#### 4.2.5. Control de deflexiones

Se realiza el mismo control que las losas aligeradas, la cual se explica en la sección 4.1.5.

#### 4.2.6. Ejemplo de diseño de losa maciza

A continuación, se muestra el diseño de la losa maciza LM3:

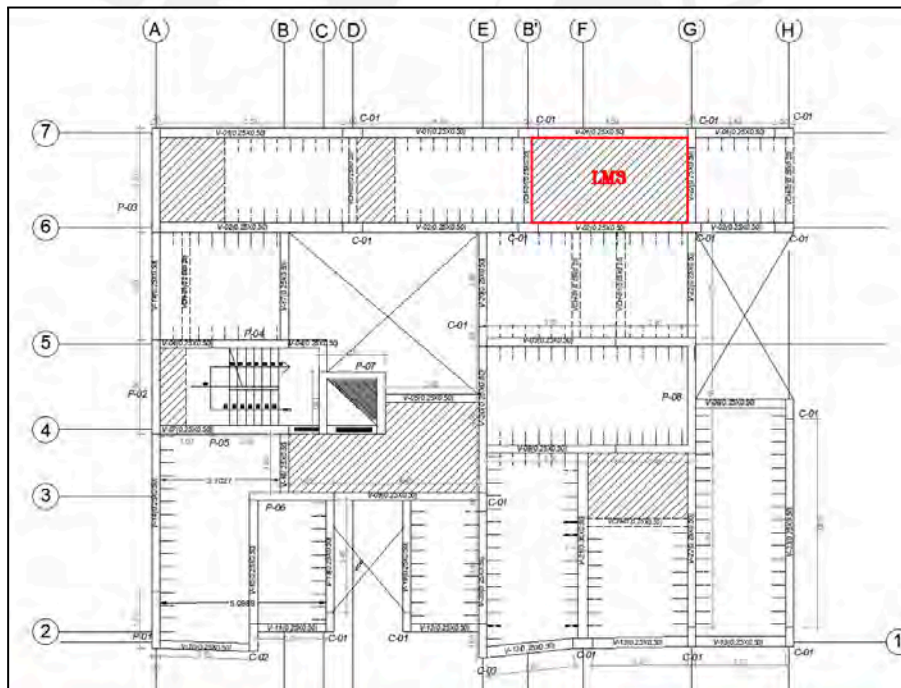


Figura 14. Losa maciza utilizada de ejemplo. (Fuente: propia)

Utilizando la información del marco teórico en los incisos anteriores, se tiene los siguientes:

- Acero en flexión:  $A_s = 0.0012 \times 100 \times 17 = 2.04 \text{ cm}^2$
- Acero superior:  $A_s = 0.0006 \times 100 \times 17 = 1.02 \text{ cm}^2$
- Acero por temperatura mínimo:  $A_s = 0.0018 \times 100 \times 17 = 3.06 \text{ cm}^2$

Seguidamente, se presenta el reparto de las mallas de temperatura para la dirección XX y la dirección YY.

Tabla 41. Cálculo para la malla de temperatura.(Fuente:propia).

	Cuantía	As mín	Diametro	Área	e (cm)	e elegido (cm)	As usado	a	Phi Mn
Malla inferior	0.0012	2.04	8mm	0.50	0.25	0.20	2.50	0.59	1.30
Malla superior	0.0006	1.02	6mm	0.28	0.27	0.20	1.40	0.33	0.73

3.90 **cumple**

En la Tabla N°41 se observa que el acero usado cumple con el acero mínimo de  $3.06\text{cm}^2$ , ya que se obtiene  $3.9\text{cm}^2$ .

Tabla 42.Distribución de mallas de temperatura.(Fuente:propia).

Malla inferior	1Ø8mm@20cm
Malla superior	1Ø6mm@20cm

En la Tabla N°42 se muestra la resistencia nominal de cada malla superior e inferior ; estos valores se usarán como rangos en el análisis de la losa maciza, para así saber si necesitan refuerzos en las zonas positivas o negativas.

Los momentos nominales son los siguientes:

$$\phi Mn^- (\phi 6\text{mm}@20\text{cm}) = 0.73 \text{ tn. mx } 1\text{m}$$

$$\phi Mn^+ (\phi 8\text{mm}@20\text{cm}) = 1.30 \text{ tn. mx } 1\text{m}$$

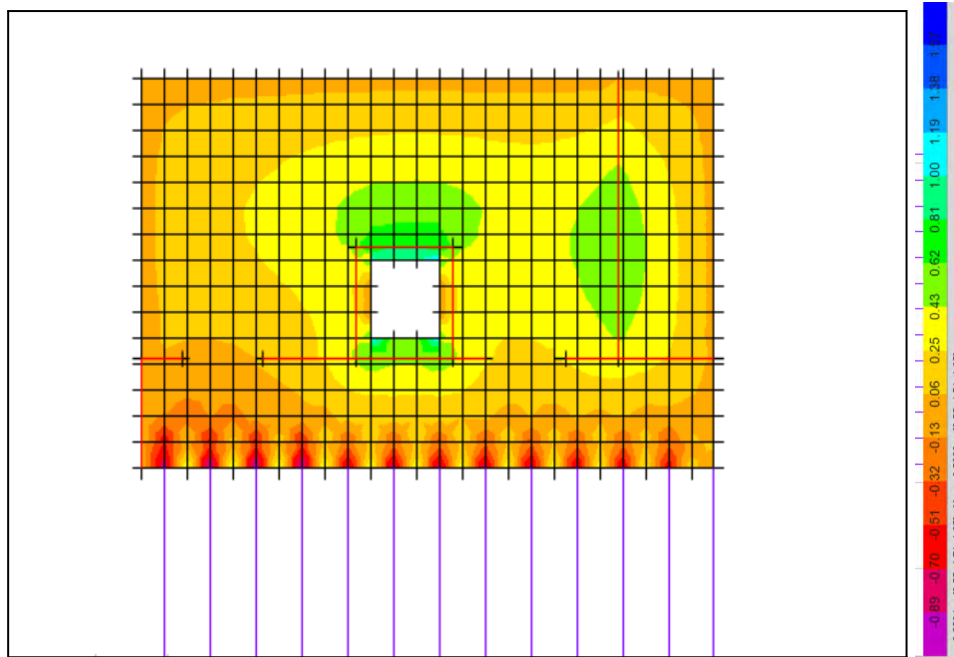


Figura 15. Modelo de losa maciza DMF eje X-X.(Fuente:propia).

Tal como se muestra en la Figura 11 para la dirección XX(M11), cumple con la malla de temperatura que se asignó, por lo que no necesita refuerzo alguno en esa dirección.

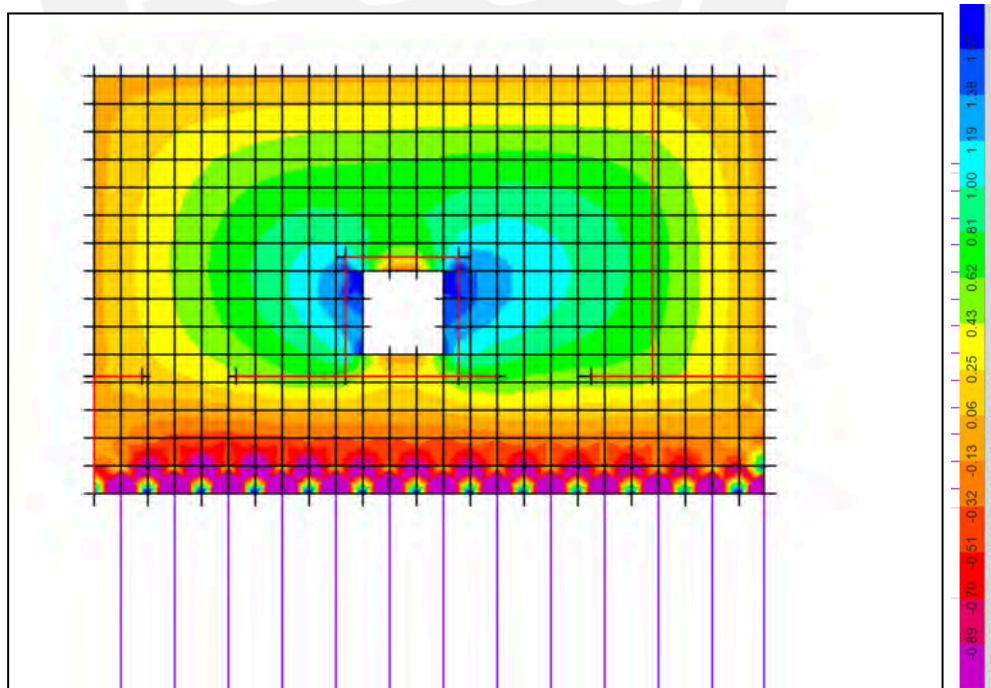


Figura 16. Modelo de losa maciza DMF eje Y-Y.(Fuente:propia)

Como se observa en la Figura 12 para la dirección YY(M22), cumple con la malla de temperatura en malla inferior; sin embargo, en malla superior no cumple, debido al apoyo continuo con la losa aligerada.

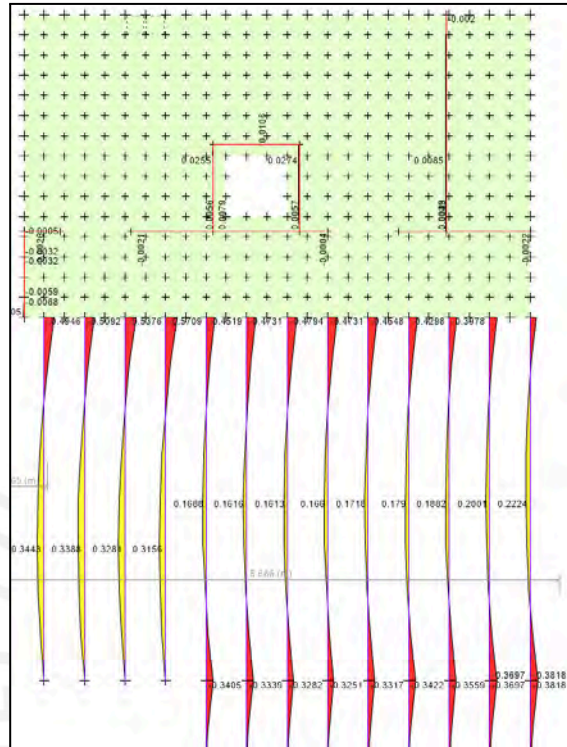


Figura 17. Modelo de viguetas DMF eje Y-Y.(Fuente:propia)

Estos bastones negativos se hallaran con los momentos que nos entreguen las viguetas en dicho apoyo y se compara con los momentos negativos calculados de la losa maciza y se escoge el que requiera mayor acero.

$$M^- \text{ maciza} = 1.8 \text{ ton.m} \Rightarrow A_s = 3.5 \text{ cm}^2 ; M^- \text{ aligerado} = 0.51 \text{ ton.m} \Rightarrow A_s = \frac{0.84}{0.4} = 2.1 \text{ cm}^2$$

Se necesita  $1.57 \text{ cm}^2$ , por lo que se elige :  $\frac{3}{8}'' @ 20 \text{ cm}$ .

Diametro	Área(cm2)	As usado(cm2)	a	Mu(ton.m)	e (cm)	e elegido (cm)
3/8"	0.71	3.50	0.82	1.80	0.20	0.20

Tabla 43. Acero de refuerzo en el sentido negativo.(Fuente:propia).

Solo en esta parte de la losa se necesitan los bastones, en los demás bordes y en el centro de la losa, solo basta con las mallas de temperatura calculada.

### Diseño por fuerza cortante

Las losas macizas no llevan refuerzo para cortante, debido a que la resistencia del concreto es suficiente.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times 100 \times 14 \times \sqrt{210} = 9.14 \text{ ton (para 1m de ancho)}$$

Se presentan los diagramas de fuerzas cortantes para las 2 direcciones: X-X y en el eje Y-Y.

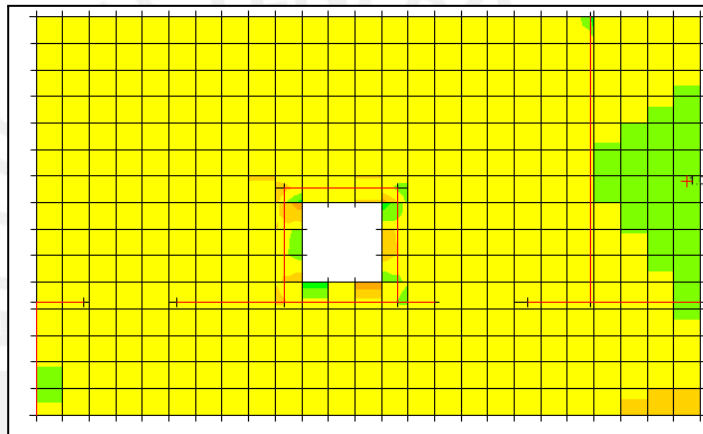


Figura 18. Modelo de losa maciza DFC eje X-X.(Fuente:propia)

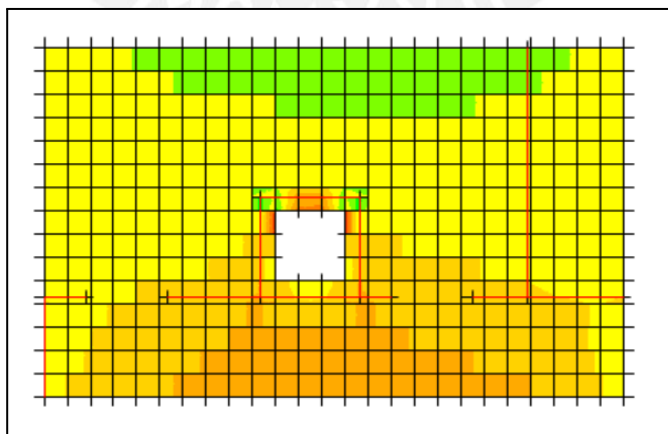


Figura 19. Modelo correspondiente a la losa maciza DFC eje Y-Y.(Fuente:propia)

Las cortante últimas para cada dirección fueron las siguientes:

En el eje X-X:

$$V_u = 1.1 \text{ ton}$$

En el eje Y-Y:

$$V_u = 3.65 \text{ ton}$$

Según estos valores hallados, ambos valores son menores al aporte del concreto por cortante:  $V_u < \phi V_c$ . Por lo que, la losa maciza no necesitará refuerzo por cortante en ninguna dirección.

### **Fisuración**

Se realizó la comprobación de si cumplen con las condiciones de servicio en la zona con un mayor momento actuante.

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c * Act}$$

$$f_s = \frac{1.2}{0.9 \times 14 \times 4.9} = 1943.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$Act = \frac{2 \times 3 \times 100}{10} = 60 \text{ cm}^2$$

Con los valores calculados, se obtiene el parámetro "Z":

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c * Act} = 1943.63 * \sqrt[3]{3 * 60} = 10979.59 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente, se comprueba que el valor Z no excede el valor de 26 000 kg/cm<sup>2</sup>, según la norma E.60, y no ocasiona fisuras.

### **Deflexiones**

Se extrae las deflexiones del ETABS:

$$\delta_m = 0.06 \text{ cm}$$

$$\delta_v = 0.007 \text{ cm}$$

Se hallan las deflexiones diferidas:

$$\delta_{im} = 0.06 * 1 = 0.06 \text{ cm}$$

$$\delta_{iv} = 0.007 * 1 = 0.007 \text{ cm}$$

$$\delta(30\%iv) = 0.007 * 0.3 = 0.0021 \text{ cm}$$

Se hallan las deflexiones diferidas:

$$\lambda\Delta = \frac{2}{1+50*0.0008} = 1.92$$

$$\delta_{dm} = 0.06 * 1.92 = 0.11 \text{ cm}$$

$$\delta_{dcv} = 0.0021 * 1.92 = 0.004 \text{ cm}$$

Deflexiones totales:

$$\delta_t (\delta_{dm} + \delta_{iv} + \delta_{im} + \delta_d(30\%cv)) = 0.06 + 0.007 + 0.11 + 0.004 = 0.18 \text{ cm}$$

$$\delta(\text{perm}) = L/480 = 260/480 = 0.54 \text{ cm}$$

Por lo tanto cumple con las deflexiones máximas.

## 5. DISEÑO DE VIGAS

Según la Norma E.060 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019), para diseñar vigas se utilizará la envolvente de los momentos flectores y fuerzas cortantes de las combinaciones que se creen en el programa ETABS 2018: 1.4Carga Muerta + 1.7Carga Viva, 1.25 (Carga Muerta + Carga Viva)  $\pm$  Sismo y 0.9Carga Muerta  $\pm$  Sismo. Estos elementos estructurales serán diseñados por cortante, a flexión y finalmente por capacidad. Todo este procedimiento estará basado respecto al capítulo 21 de la norma técnica peruana de concreto armado E.060 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019).

### 5.1. Diseño por flexión

Se obtendrán los momentos últimos por el programa ETABS, se realiza el cálculo de los aceros longitudinales requeridos que trabajan a flexión ; asimismo, este acero requerido deberá estar con los límites de área máxima y mínima de acero de la sección, correspondientes al análisis realizado.



## 5.2. Diseño por cortante

En el análisis estructural que se ejecuta a las vigas, las fuerzas cortantes son muy influyentes, por lo que se debe controlar, ya que se quiere evitar las fallas frágiles en estas estructuras, por lo que la colocación de estribos brindará mayor resistencia de corte a la viga. Para ello se hallará cortante del concreto que puede resistir; si es que la cortante última brindada de la envolvente supera esta capacidad, se le asignan estribos. Sin embargo, así no se requiera de estribos se coloca una cantidad mínima.

### Resistencia a fuerza cortante del concreto

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

Cada sección debe cumplir con las siguientes condiciones:

$$\phi V_n \geq V_u$$

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

Se tiene:

- $V_u$ : Resistencia requerida por corte (ubicada a “d” de la cara)
- $V_n$ : Resistencia a corte de la sección
- $V_c$ : Aporte del concreto a la resistencia a corte
- $V_s$ : Aporte del acero a la resistencia a corte
- $s$ : espaciamiento entre los estribos
- $\phi$ : Factor de reducción

Pasos a seguir para realizar el diseño por carga de corte:

1. Ubicar la carga última tomándola a una distancia “d” de la cara del apoyo en la envolvente brindada por el programa ETABS.
2. Luego se halla el  $V_c$  para observar si se cumple que  $0.5\phi V_c < V_u < \phi V_c$  el espaciamiento no debe exceder de :

$$S \text{ máx} = \frac{A_v * f_y}{3.5 * b_w}$$

3. Si  $\phi V_c < V_u$ , se exige la presencia de estribos  $V_s$

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

4. Se calcula un espaciamiento máximo dependiendo del  $V_s$  límite.

$$s_{\text{máx}} = d/2 \text{ ó } 60 \text{ cm; si } V_s \leq 1.1\sqrt{f'_c} * c * bw * d$$

$$s_{\text{máx}} = d/4 \text{ ó } 30 \text{ cm; si } V_s > 1.1\sqrt{f'_c} * c * bw * d$$

5. Por último, se realiza el cálculo de los espaciamientos

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

Donde:

\*  $A_v$ : Área de acero del estribo

### 5.3. Diseño por capacidad

El análisis sísmico aplicado a nuestra edificación implica a que esta incurriera en rangos inelásticos, por lo que se debe asegurar que estas estructuras sismorresistentes como las vigas tengan la suficiente capacidad de resistir a corte y que si la viga fallaría por tener una falla dúctil; es decir, por diseño de flexión y así evitar fallas frágiles. Por ende, la resistencia a corte se debe amplificar en el diseño.

La fuerza de corte de diseño ( $V_u$ ) de las vigas sísmicas, no tienen que ser menores a los valores obtenidos en (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2019):

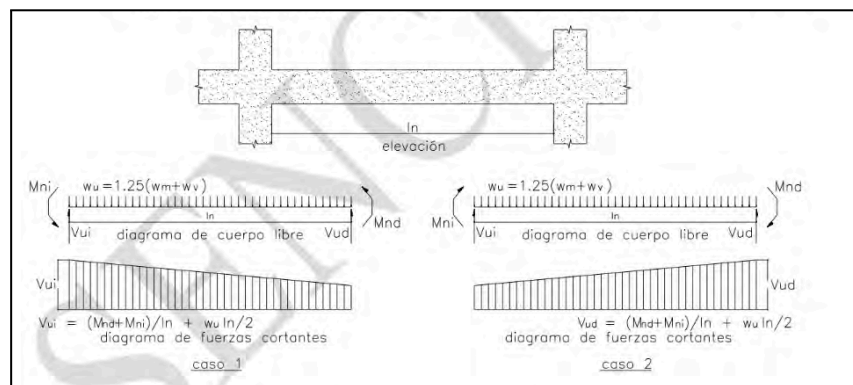


Figura 21. Diseño por capacidad de una viga

- $Vud\ 1 = \frac{Mnd+Mni}{ln} + 1.25(CM + CV)$  [Isostático]
- $Vud\ 2 = 1.25(CM+CV) + 2.5SISMO$

De estos dos valores hallados se escoge el menor para el diseño.

#### **5.4. Verificación en condiciones de servicio**

##### **5.4.1. Control de deflexiones**

Se controla de la misma manera explicada que en el capítulo de losas, la cual se explica en la sección 4.1.5.

##### **5.4.2. Control de fisuración**

Se controlará de la misma manera que los elementos de losa, la cual se explica en la sección 4.1.4.

#### **5.5. Ejemplo de diseño**

Como ejemplo para análisis se seleccionará a la viga V-22(0.25x 0.50) ubicada en el eje G-G, la cual se presenta a continuación:

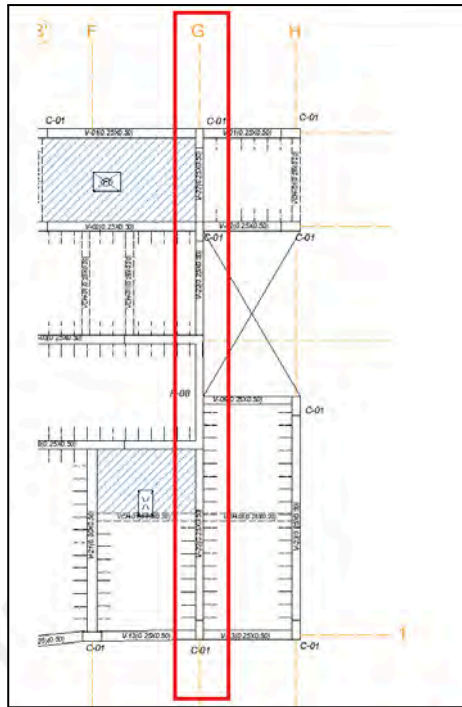


Figura 22. Vista en planta de la viga diseñada

### Metrado de cargas

Se observa en la Figura N°23 el modelo en vista planta con sus áreas tributarias para cada tramo perteneciente a la viga V-22.

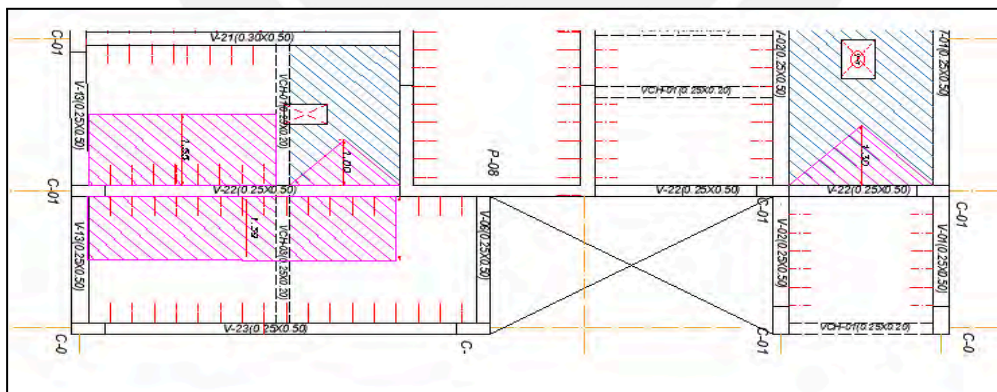


Figura 23. Área tributaria de la viga V-22

Se metran las cargas muertas y vivas para cada tramo:

### Primer tramo:

CM:

Peso propio:  $0.25 \times 0.5 \times 2.4 = 0.3 \text{ ton/m}$

Losa aligerada(arriba):  $1.55 \times 0.38 = 0.29 \text{ ton/m}$

Losa aligerada(abajo):  $1.39 \times 0.38 = 0.26 \text{ ton/m}$

- Losa maciza:  $1 \times 0.51 = 0.51 \text{ ton/ml}$
- Tabique1:  $0.15 \times 2.45 \times 1.8 \times 0.5 \times (0.25/3.07) = 0.027 \text{ ton}$
- Tabique2:  $0.15 \times 2.45 \times 1.8 \times 1.62 \times (2.02/3.07) = 0.71 \text{ ton}$
- Viga chata(Superior):  $0.25 \times 0.2 \times 2.4 \times (3.07/2) = 0.18 \text{ ton}$
- Tabique(inferior) :  $0.15 \times 2.45 \times 1.8 \times 2.1 \times (0.98/3) = 0.45 \text{ ton}$
- Viga chata(inferior):  $0.25 \times 0.2 \times 2.4 \times (3/2) = 0.18 \text{ ton}$

**CV:**

- Sobrecarga[ viga+aligerada] (s/c):  $(0.25+1.55+1.39) \times 0.2 = 0.64 \text{ ton/m}$
- Sobrecarga[ maciza](s/c):  $1 \times 0.2 = 0.2 \text{ ton/m}$

**Segundo tramo:**

**CM:**

- Peso propio:  $0.25 \times 0.5 \times 2.4 = 0.3 \text{ ton/m}$
- PT:  $0.25 \times 0.1 = 0.025 \text{ ton/m}$

**CV:**

- s/c:  $0.25 \times 0.2 = 0.05 \text{ ton/m}$

**Tercer tramo:**

**CM:**

- Peso propio:  $0.25 \times 0.5 \times 2.4 = 0.3 \text{ ton/m}$
- PT:  $0.25 \times 0.1 = 0.025 \text{ ton/m}$
- Losa maciza:  $1.3 \times 0.51 = 0.66 \text{ ton/m}$

**CV:**

s/c (maciza):  $1.3 \times 0.17 = 0.22 \text{ ton/m}$

s/c (viga) :  $0.25 \times 0.2 = 0.05 \text{ ton/m}$

Se presenta la distribución de las cargas de gravedad (muertas y vivas) en el pórtico:

**CM**

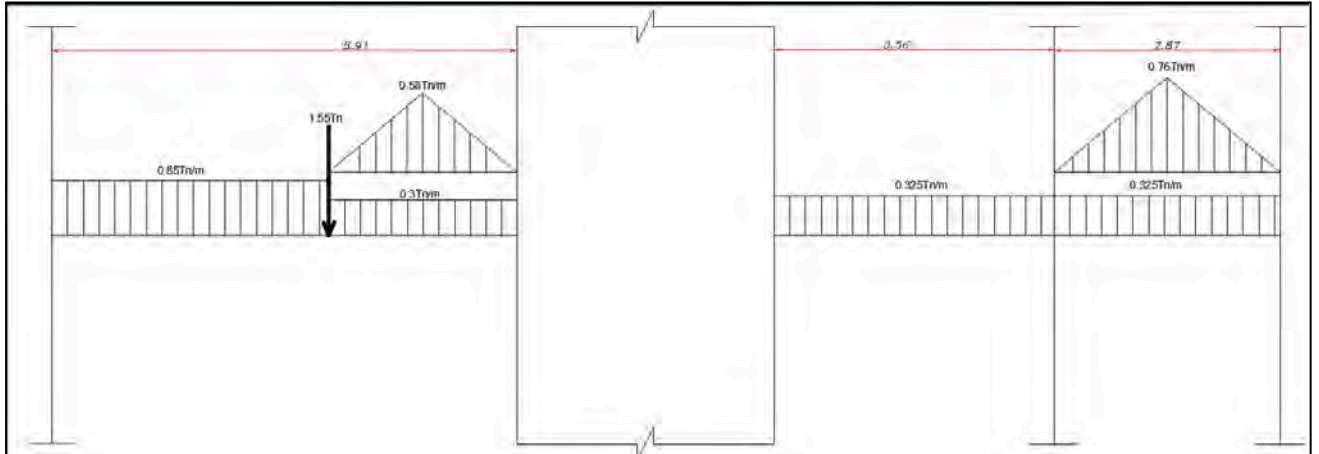


Figura 24. Reparto de las cargas muertas sobre la viga V-22

**CV**

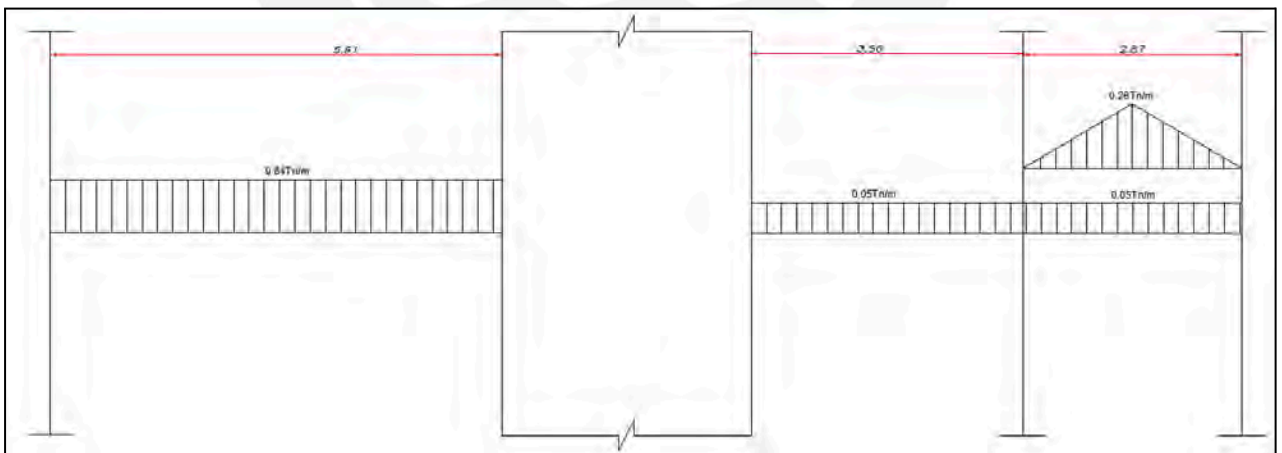
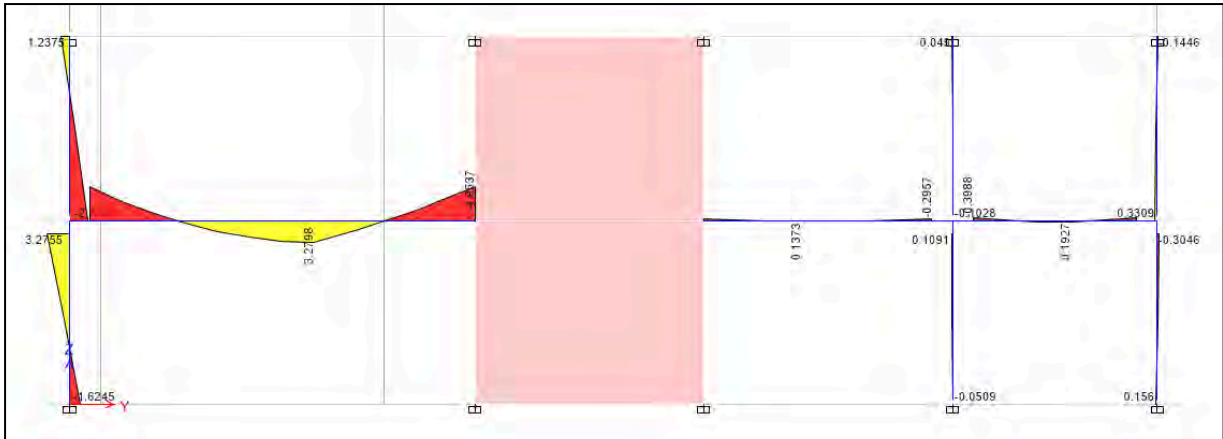


Figura 25. Distribución de la carga viva en la viga V-22.(Fuente:propia)

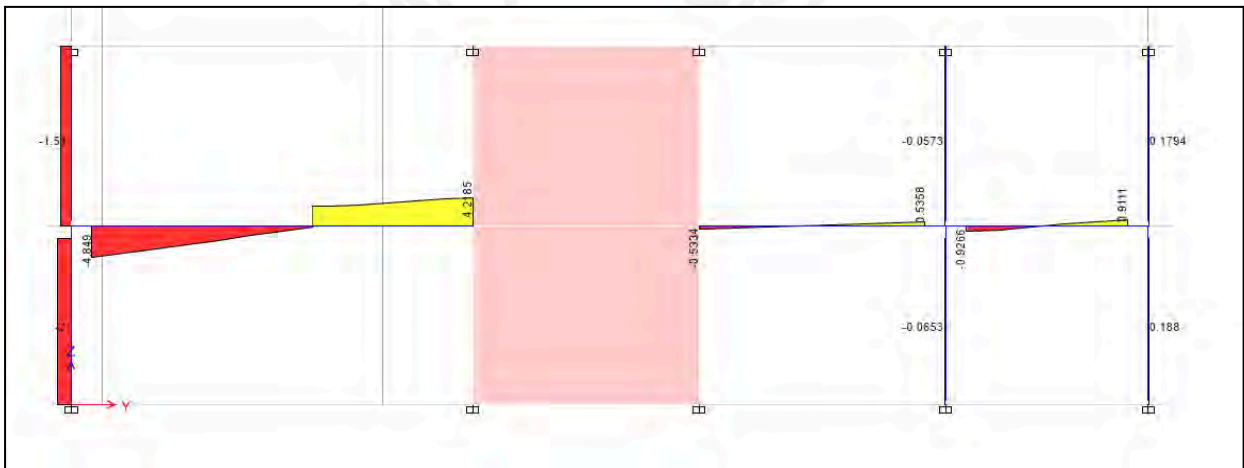
**Diseño por flexión**

Con las cargas que se muestran en la imagen N°24, se consiguen los momentos flectores, DFC para CM, CV y sismo, que se presentan a continuación:



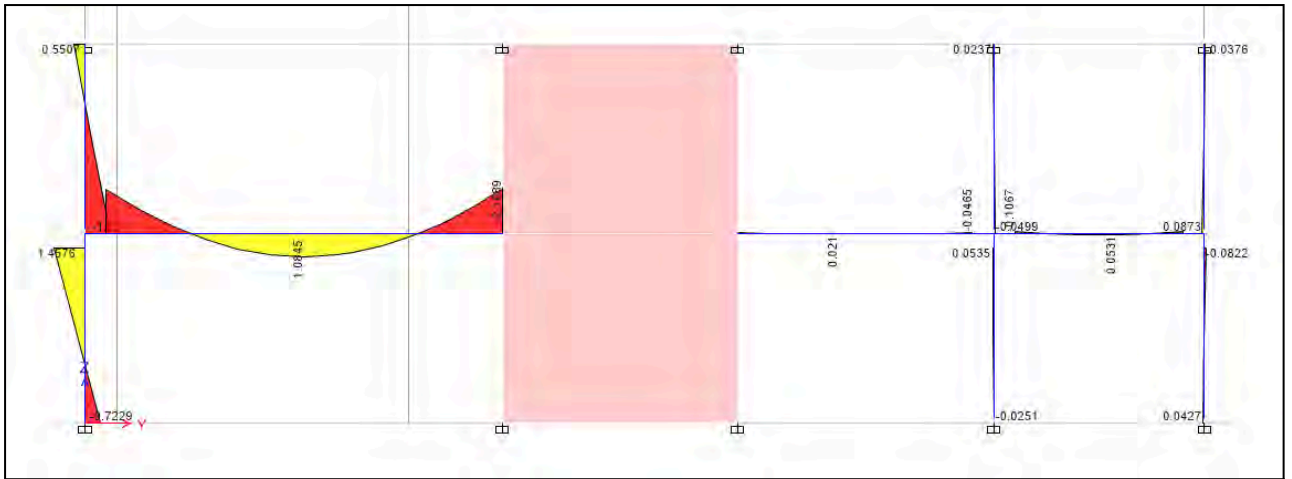
**DMF-CARGA MUERTA**

Figura 26. DMF pertenecientes a las cargas muertass en la viga.(Fuente:propia)



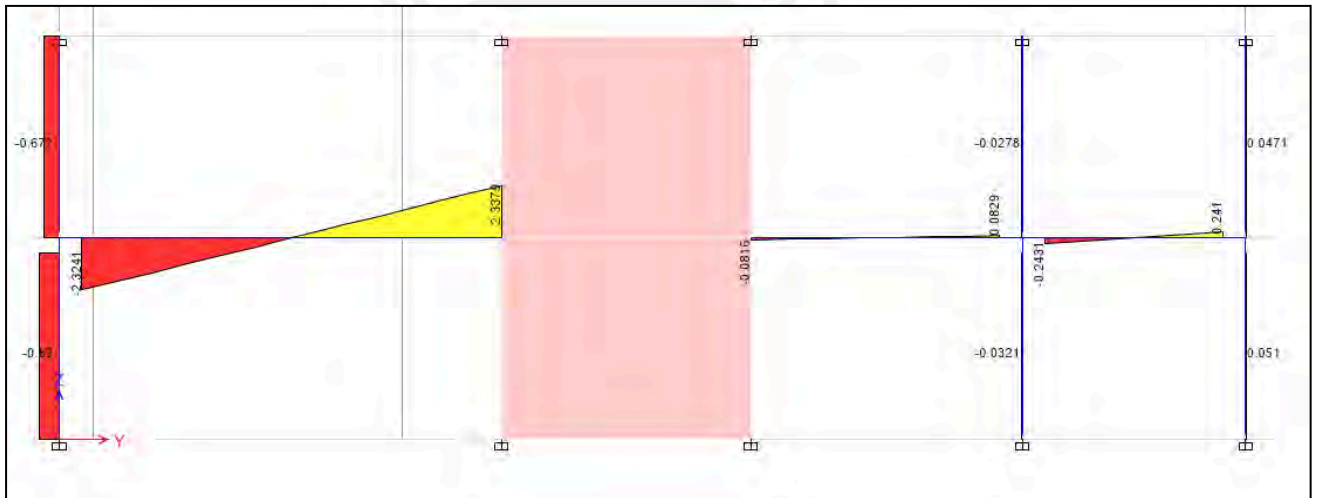
**DFC-CARGA MUERTA**

Figura 27. DFC para cargas muertas en el elemento.(Fuente:propia)



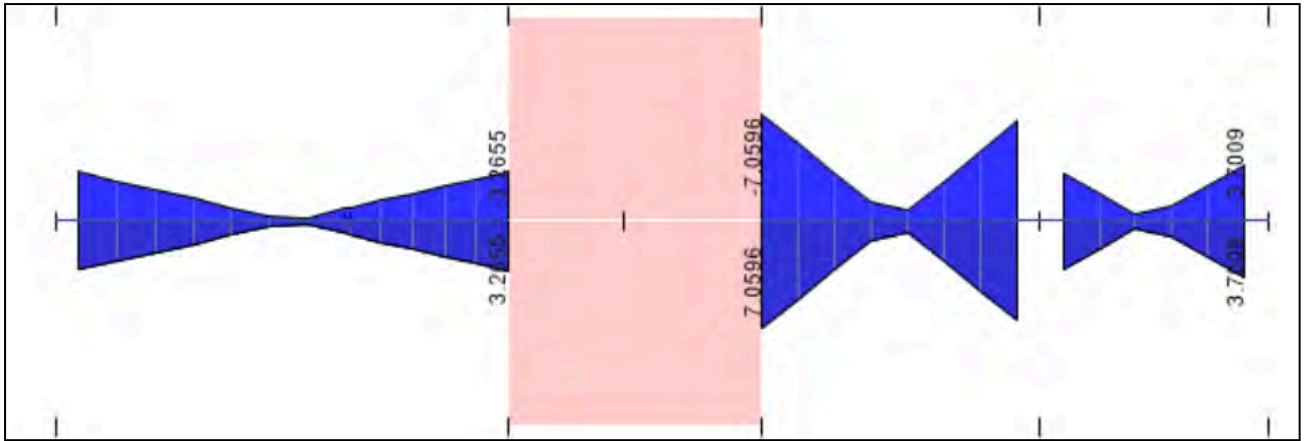
**DM|F- CARGA VIVA**

Figura 28. DFC pertenecientes a las cargas vivas en la viga.(Fuente:propia)



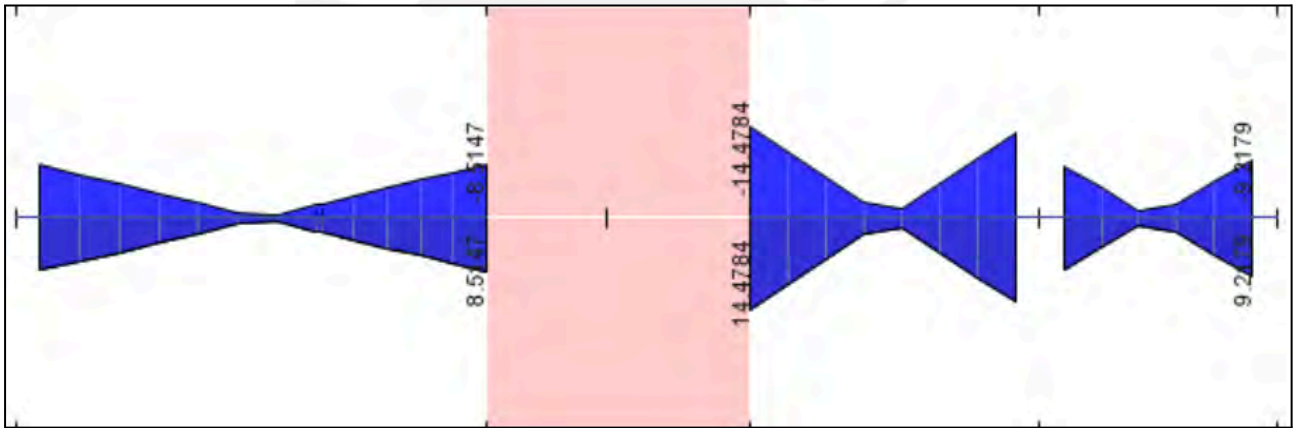
**DFC- CARGA VIVA**

Figura 29. DFC para sobrecarga en el elemento.(Fuente:propia)



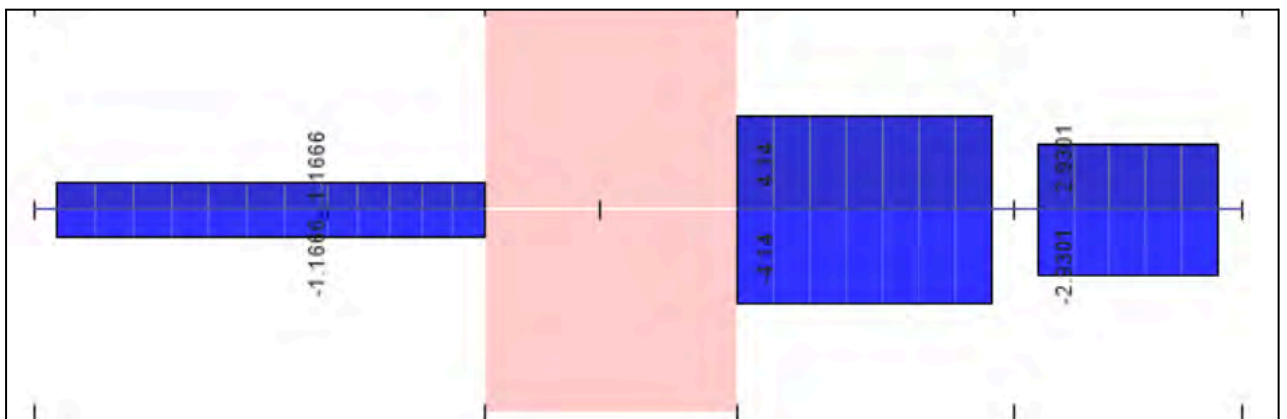
**DMF- SISMO X**

Figura 30. Diagrama de Momentos flectores en el caso de sismo en el eje X.(Fuente:propia)



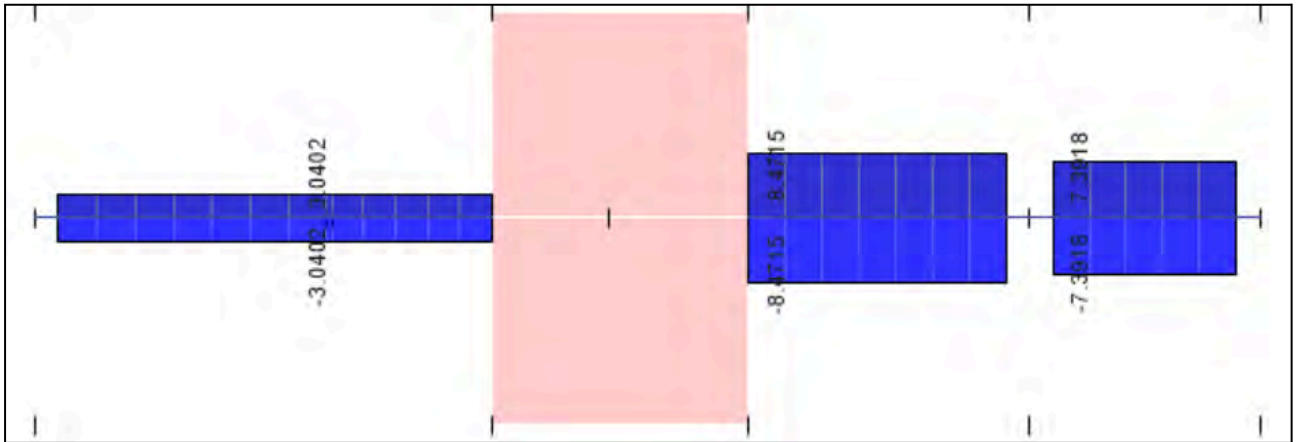
**DMF- SISMO Y**

Figura 31. Diagrama de Momentos flectores en el caso de sismo en el eje Y.(Fuente:propia)



**DFC- SISMO X**

Figura 32. Diagrama de Fuerzas cortantes en el caso de sismo en el eje X.(Fuente:propia)



### DFC- SISMO Y

Figura 33. Diagrama de Fuerzas cortantes en el caso de sismo en el eje Y.(Fuente:propia)

Se presenta en la Figura 34 la envolvente resultado de todos los combos de carga:

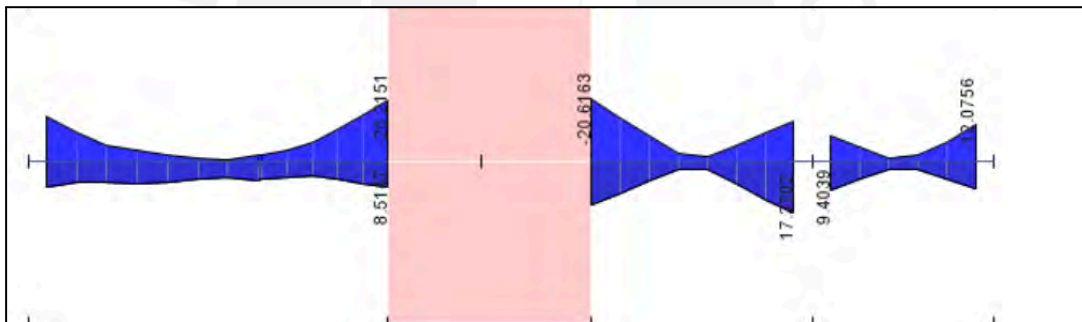


Figura 34. Diagrama de Momentos flectores para la envolvente.(Fuente:propia)

Se obtiene el área de acero mínimo y máximo de la sección:

$$As_{min} \pm = 0.7x \frac{\sqrt{210}}{4200} x 25x42 = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$Cb = \frac{0.003x42}{0.003 + \left(\frac{4200}{2000000}\right)} = 24.71 \text{ cm}$$

$$As_{max} \pm = \frac{0.75x0.85x210x25x0.85x24.71}{4200} = 16.73 \text{ cm}^2$$

Con los momentos hallados en los apoyos y en la sección central de la viga en cada tramo se realiza el diseño por momentos flectores, colocando el acero que se requiera para que satisfaga la demanda.

Tabla 44. Diseño a flexión del elemento V-22. (Fuente: propia).

VIGA 22		Mu(tn.m)	d(cm)	a(cm)	As(cm <sup>2</sup> )	DISTRIBUCIÓN DE ACEROS	As colocado(cm <sup>2</sup> )
TRAMO 1	M-	14.85	42	9.99	10.62	2Φ 3/4" corridos y 2 bastones de Φ 3/4"	11.36
Extremos	M+	8.36	44	5.02	5.33	2Φ 3/4" corridos	5.68
		8.51	44	5.11	5.43	2Φ 3/4" corridos	5.68
	M-	20.2	42	14.47	15.37	2Φ 3/4" corridos y 2 bastones de Φ 1"	15.88
TRAMO 2	M-	20.63	42	14.86	15.79	2Φ 3/4" corridos y 2 bastones de Φ 1"	15.88
Extremos	M+	14.5	42	9.72	10.33	2Φ 3/4" corridos y 2 bastones de Φ 3/4"	11.36
		17.4	42	12.04	12.79	2Φ 3/4" corridos y 3 bastones de Φ 3/4"	14.2
	M-	13.4	42	8.88	9.44	2Φ 3/4" corridos y 2 bastones de Φ 3/4"	11.36
TRAMO 3	M-	8.7	44	5.23	5.56	2Φ 3/4" corridos	5.68
Extremos	M+	8.97	44	5.41	5.75	2Φ 3/4" corridos y 3 bastones de Φ 3/4"	8.52
		9.36	44	5.66	6.01	2Φ 3/4" corridos y 1 bastones de Φ 3/4"	8.52
	M-	12.1	42	7.92	8.41	2Φ 3/4" corridos y 1 bastones de Φ 3/4"	8.52

En la tabla N°45, todos los aceros tienen incluido los aceros corridos de  $2\Phi 3/4"$  y lo restante son bastones donde se requiera.

Luego, se hallan los cortes de los bastones con los puntos teóricos de corte en la envolvente de la viga V-22. Se presenta el primer tramo de dicha viga:

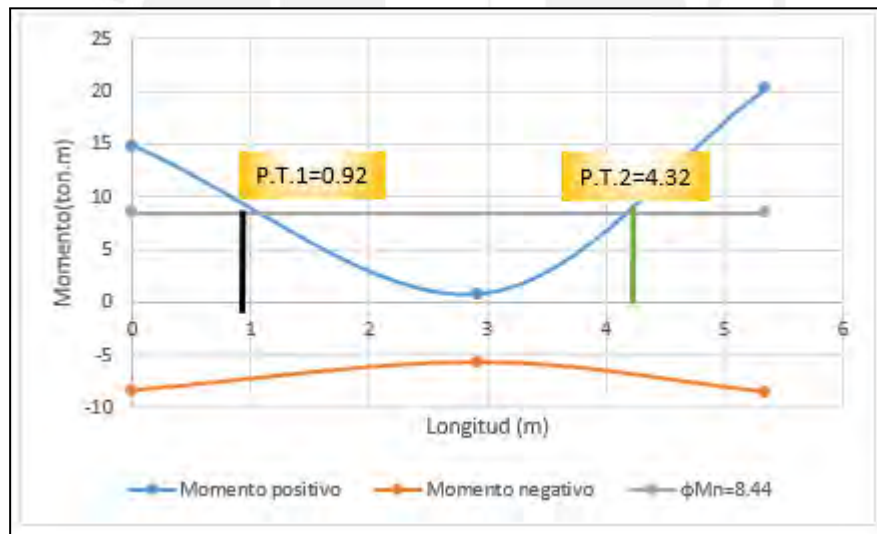


Gráfico 3. Corte teórico de bastones en primer tramo de viga V-22. (Fuente: propia)

La norma menciona que se debe añadir una distancia de "d" o "12db", dependiendo cual sea el más crítico; seguidamente, se presentan las distancias para corte de cada tramo.

Tabla 45. Distancia de cortes de bastones de la viga V-22. (Fuente: propia).

VIGA 22		Corte teorico	12db	d	Longitud de desarrollo	Corte real
TRAMO 1	M-	0.62	0.3408	0.42	0.88	1.1
extremos	M+	NO NECESITA			0.88	
		NO NECESITA			0.88	
	M-	1.03			0.88	1.5
TRAMO 2	M-	0.96	0.3408	0.42	0.88	1.4
extremos	M+	0.72			0.88	1.2
		0.89			0.88	1.35
	M-	0.6			0.88	1.05
TRAMO 3	M-	NO NECESITA	0.3408	0.42	0.88	
extremos	M+	0.1			0.88	0.55
		0.1			0.88	0.55
	M-	0.3			0.88	0.75

### Diseño por cortante

Se determina el acero requerido para la carga cortante actuante a una distancia 2h desde la cara del apoyo. Se muestra, a continuación, el DFC con la envolvente correspondiente a la viga V-22.

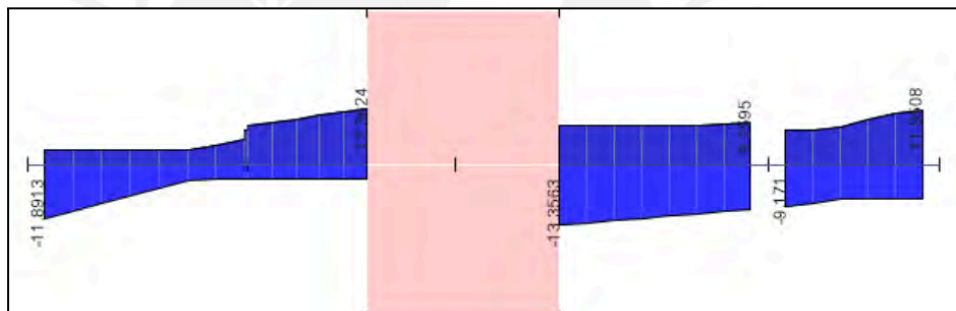


Figura 35. Diagrama de Fuerzas cortantes para la envolvente.(Fuente:propia)

Tabla 46. Diseño por cortante a 2h de la cara del apoyo.

Tramo	Vu a 2h(ton)	$\phi Vc$ (ton)	$\phi Vs$ (ton)	$\phi Vn$ (ton)	S(cm)	¿CUMPLE?
Primero	10.37	6.85	10.65	17.50	20	CUMPLE
Segundo	12.37	6.85	10.65	17.50	20	CUMPLE
Tercero	10.05	6.85	10.65	17.50	20	CUMPLE

### Diseño por capacidad

Se enseña la cortante estática debido a cargas por gravedad amplificadas (x1.25).

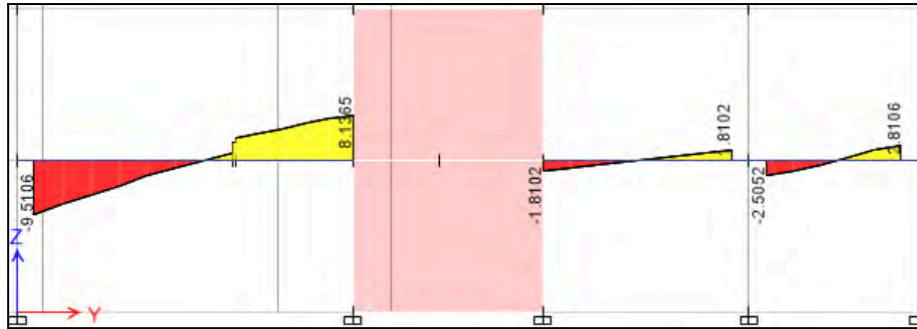


Figura 36. Diagrama de Fuerzas cortantes estáticas como consecuencia a las cargas de gravedad tributarias amplificadas por 1.25.

Luego, se hallan los momentos nominales para cada apoyo negativo y positivo. Se hallará la cortante por capacidad y se escogerá el máximo entre las cortantes halladas. A continuación, en la tabla 47, se enseña la carga cortante escogida en cada parte del elemento.

Tabla 47. Fuerza de corte escogida en cada tramo.

	TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3	
	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha
Acero(cm2)	11.36	5.68	15.88	14.2	8.52	8.52
a	10.69	5.35	14.95	13.36	8.02	8.02
Mn	17.49	9.38	23.03	21.06	13.59	13.59
$\phi V_n$ max	34.02		34.02		34.02	
Ln(m)	5.35		2.95		2.30	
Vud1	14.53		16.76		14.63	
Vud2	16.84		26.27		22.8	
Vud elegido	14.53		16.76		14.63	
Vu(análisis)	11.55		13.47		11.39	
Vu escogido	14.53		16.76		14.63	

Se escoge la cortante de diseño comparando el diseño por cortante y de capacidad y se escoge el más crítico.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 24 * 42 = 6.85 \text{ ton}$$

$\phi V_c < V_u$ , por lo que se necesita estribos.

Se calculó  $V_s$  y se verificó que:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 9.03 \text{ ton}$$

El espaciamiento “s” máximo es  $d/2$  o 60cm para una zona fuera de confinamiento, si se cumple que:

$$V_s \leq 1.1 * b_w * d * \sqrt{210}$$

$$9.03 \text{ ton} \leq 16.74 \text{ ton};$$

$$21 \text{ cm} \geq s$$

Tabla 48. Cálculo de los espaciamientos.

Tramo	$\phi V_c$ (ton)	$V_u$ (ton)	$V_s$	$1.1b_w d(f'c)^{0.5}$	$\phi V_s < 1.1b_w d(f'c)^{0.5}$ ?	S(cm)
Primero	6.85	14.53	9.03	16.74	CUMPLE	27.7
Segundo	6.85	16.75	11.64	16.74	CUMPLE	21.5
Tercero	6.85	14.62	9.14	16.74	CUMPLE	27.4

En la zona de confinamiento debe tener una extensión de 2H y con una separación máxima de:

Tabla 49. Cálculo de los espaciamientos en la zona de confinamiento.

1) $d/4$	10.50
2) 10db long	19.1
3) 24db	22.8
4) 30cm	30

En la zona de confinamiento se escoge un espaciamiento que no sobrepase los 10.5cm, por lo que se elige 10 cm de espaciamiento en esta zona y en la zona fuera de confinamiento se colocará 20cm.

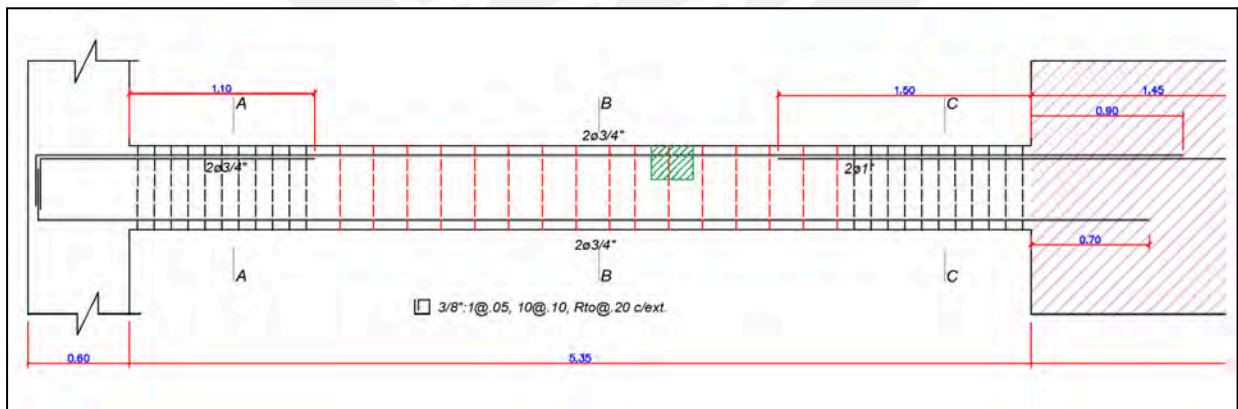


Figura 37. Diseño final viga V-22(Primer tramo).(Fuente:propia)

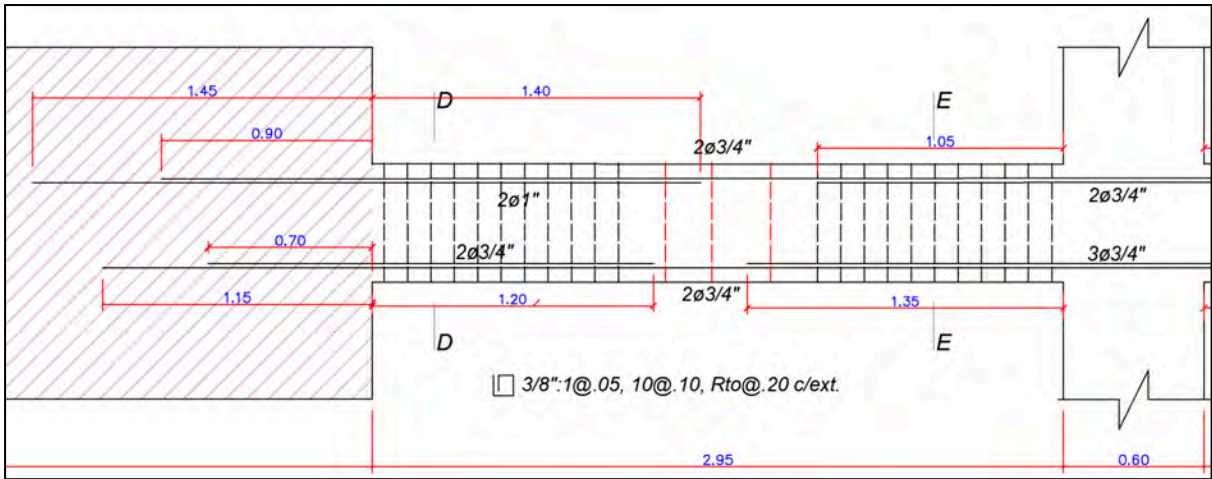


Figura 38. Diseño final viga V-22(Segundo tramo).(Fuente:propia)

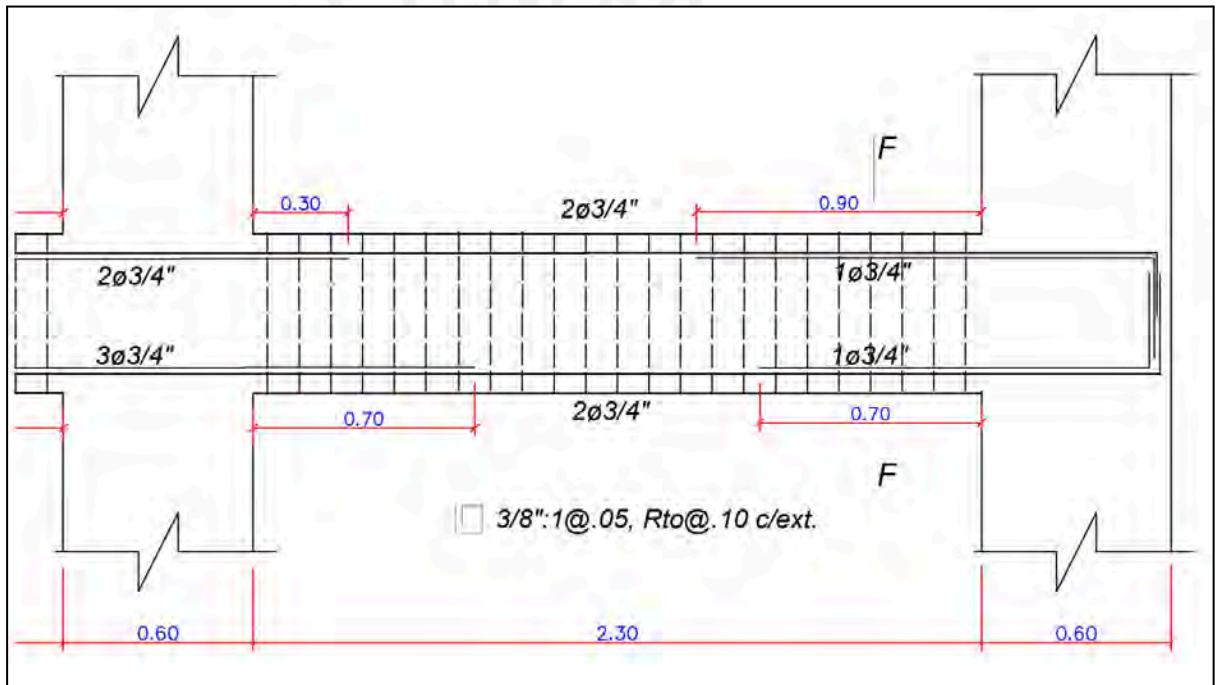


Figura 39. Diseño final viga V-22(Tercer tramo).(Fuente:propia)

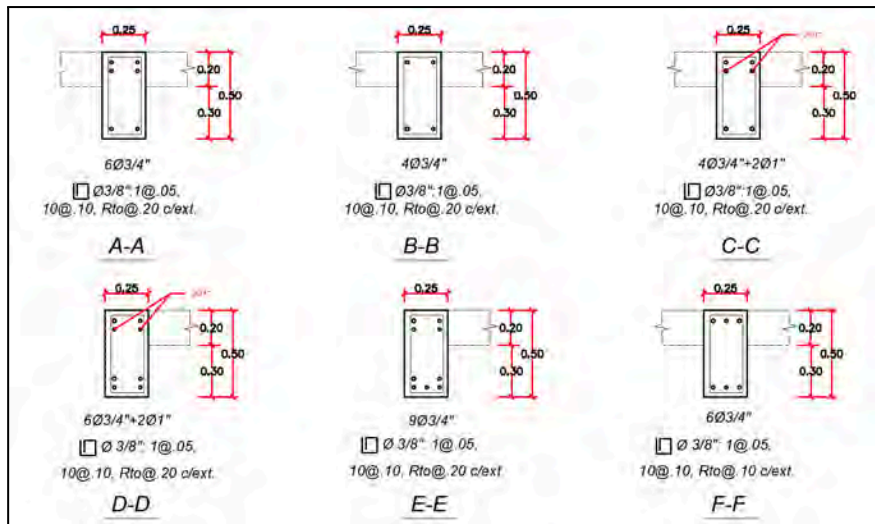


Figura 40. Diseño final viga V-22(Corte de las secciones).(Fuente:propia)

### Control de deflexiones

Se calculó el control de deflexiones en el primer intervalo de la viga V-22, ya que es el tramo donde las cargas por gravedad actuantes son mayores.

Se calculan las deflexiones inmediatas en los extremos y en el medio del tramo.

$$n: \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{15000 \sqrt{210}} = 9.2$$

$$2n-1 = 17.4$$

Luego, se realiza el cálculo del momento de agrietamiento.

$$M_{cr} = \frac{(2\sqrt{210}) \times 260417}{10^5 \times 25} = 3.02 \text{ tn.m}; M_{\text{servicio}} = 9.36 \text{ tn.m}$$

Como el momento de servicio excede al momento de agrietamiento bajo cargas en servicio, la sección se encontrará fisurada.

Se halla la inercia efectiva para viga con extremos continuos:

$$\diamond I_{cr}(\text{centro}) = 70445 \text{ cm}^4$$

$$\diamond I_{cr}(\text{extremo izquierdo}) = 109701 \text{ cm}^4$$

$$\diamond I_{cr}(\text{extremo derecho}) = 110518 \text{ cm}^4$$

$$\diamond I_{efec} = \frac{2 \times 70445 + 109701 + 110518}{4} = 90277 \text{ cm}^4$$

$$\diamond \text{ Factor}(I_g/I_{efec}) = 2.88$$

Las deflexiones inmediatas se extraen del programa ETABS y se amplifican con el factor( $I_g/I_{efec}$ ):

Tabla 50. Deflexiones inmediatas amplificadas.

$\delta_i \text{ CM}$	0.12	<b>0.34</b>	cm
$\delta_i \text{ CV}$	0.03	<b>0.09</b>	cm

Se halla  $\delta_{inmediata}$ :

$$\delta_{inmediata} : \delta_{CM} + \delta_{CV} = 0.43 \text{ cm}$$

$\delta$  sostenida:

$$\delta_{CM} + 30\%CV = 0.37 \text{ cm}$$

Deflexión diferida:

$$\rho' = \frac{5.68}{25 \times 44} = 0.0052$$

$$\lambda \Delta = \frac{2}{1 + 50 \times 0.0052} = 1.59$$

$$\delta_t (\delta_{dm} + \delta_{iv}) = 0.55 + 0.10 = 0.65 \text{ cm}$$

$$\delta_t (\delta_{dm} + \delta_{iv} + \delta_{30dv}) = 0.69 \text{ cm}$$

La norma limita la condición de la viga a analizar:

$$\delta_{\text{límite}} = 535/480 = 1.11$$

Como se puede observar  $\delta(\delta_{dm} + \delta_{iv} + \delta_{30dv}) < \delta_{\text{límite}}$ , cumple con los requisitos de deflexión.

### **Control de fisuración**

Para este cálculo, se obtendrán los diagramas de momentos flectores (DMF) producidos por cargas de servicio.

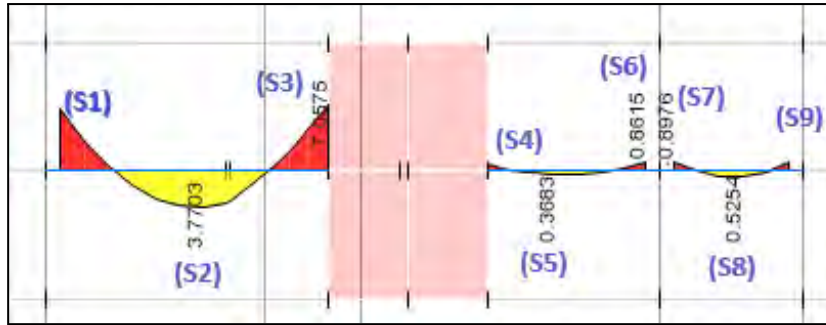


Figura 41. Diagrama de momento flector en condiciones de servicio..(Fuente:propia)

Tabla 51. Control de la fisuración.(Fuente:propia)

	SECCIONES								
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9
As(cm <sup>2</sup> )	11.36	5.68	15.88	15.88	5.68	11.36	5.68	5.68	8.52
Ms(ton.m)	6.55	3.77	7.06	0.75	0.37	0.86	0.9	0.52	0.86
Ys	8	6	8	8	8	8	8	8	8
N barras	4	2	4	4	2	4	2	3	3
fs(kg/cm <sup>2</sup> )	1525.36	1755.91	1176.15	124.95	172.33	200.28	419.18	242.19	267.03
Act(cm <sup>2</sup> )	100	150	100	100	200	100	200	133	133
dc(cm)	8	6	8	8	8	8	8	8	8
Z(kg/cm)	14160	16953	10918	1160	2016	1859	4903	2475	2728
Z/26000	54.46%	65.20%	41.99%	4.46%	7.75%	7.15%	18.86%	9.52%	10.49%

Como se visualiza en la tabla, los parámetros Z no exceden 26000 kg/cm, según la norma, por lo que se cumple los requisitos.

## 6. DISEÑO DE COLUMNAS

### 6.1. Diseño en flexocompresión

La columna será sometida simultáneamente a carga axial y momentos flectores . Por ende, se realizará un diagrama de interacción que nos ayudará a poder a observar si las los momentos y cargas axiales de diseño generadas por las cargas últimas se encuentran dentro del rango permisible de diseño.

Para la construcción de este diagrama se comienza colocando una cantidad mínima de acero longitudinal en la sección y verificar que los momentos y fuerza axial de diseño se encuentren dentro del diagrama de diseño. Si es que estos puntos se encontrarán fuera se

aumenta la cuantía de acero hasta un máximo de 6%, lo cual no es recomendable llegar a este límite, ya que tendría problemas constructivos en los nudos (columna-viga).

Asimismo, la carga axial varía dependiendo los pisos y el momento flector también ; por ende, es recomendable cambiar la distribución de aceros cada cierta cantidad de pisos. Se presenta , a continuación, el diagrama de interacción:

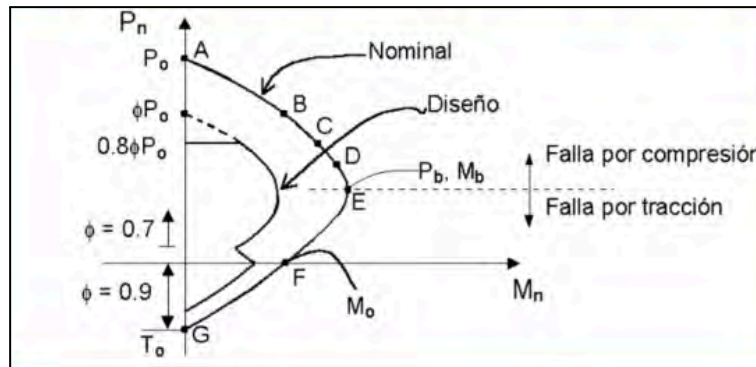


Figura 42. Diagrama de diseño y nominal en columna .(Fuente:Norma E.060)

Como se observa en la Figura 59, según la Norma E.060, con los  $\phi$  que varían dependiendo de que se encuentre en tracción ( $\phi=0.9$ ) o compresión( $\phi=0.7$ ) y si es que se encuentra en zona de transición( $\phi$ =varía entre 0.7 y 0.9).

## **6.2. Diseño por fuerza cortante**

Este diseño se realizará con el aporte de la CM, CV y sismo en ambas direcciones, y todas sus combinaciones, para así calcular un espaciamiento adecuado que cumpla con la norma E.060. Dicha norma propone la siguiente fórmula:

$$Vc = 0.53 x \sqrt{f'c} x (1 + \frac{Nu}{140Ag}) x bw x d$$

Se tiene:

Ag: Área bruta de la sección de la columna.

Nu: Carga axial aplicada (kg)

Se calcula el aporte de estribos, si es que el aporte del concreto no fuera suficiente para que resistan el diseño por cortante.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c ; \quad s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

Las longitudes que se encuentran en la zona de confinamiento y de la zona central se mostrarán a continuación (Norma E.060):

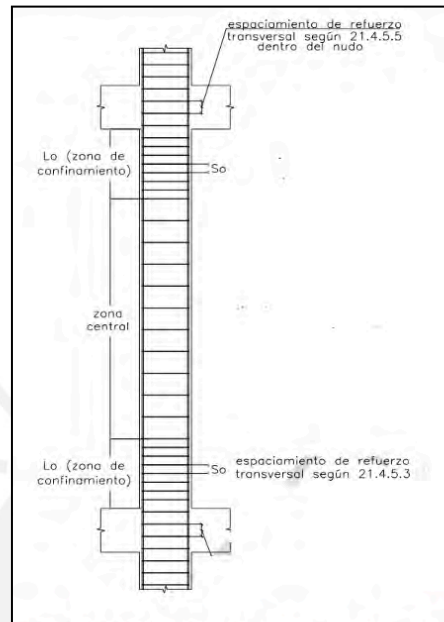


Figura 43. Detalle de confinamiento en columnas.

La longitud de confinamiento “Lo” no deberá sobrepasar los valores de:

- $L_n/6$
- La dimensión de mayor longitud de la sección transversal
- 50 cm

El espaciamiento “So” no podrá ser mayor a el menor valor de:

- 8db (barra longitudinal)
- La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal
- 10 cm

Fuera de la zona de confinamiento no podrá exceder el valor más bajo de:

- 16db longitudinales

- 48db (diámetro de los estribos)
- La menor dimensión de la sección transversal
- 30cm

### 6.3. Diseño por capacidad

Se deberá escoger entre el menor valor de la cortante última entre estos criterios(Norma E.60):

1. Suma de momentos nominales de cada extremo dividido entre la luz libre:

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{h_n}$$

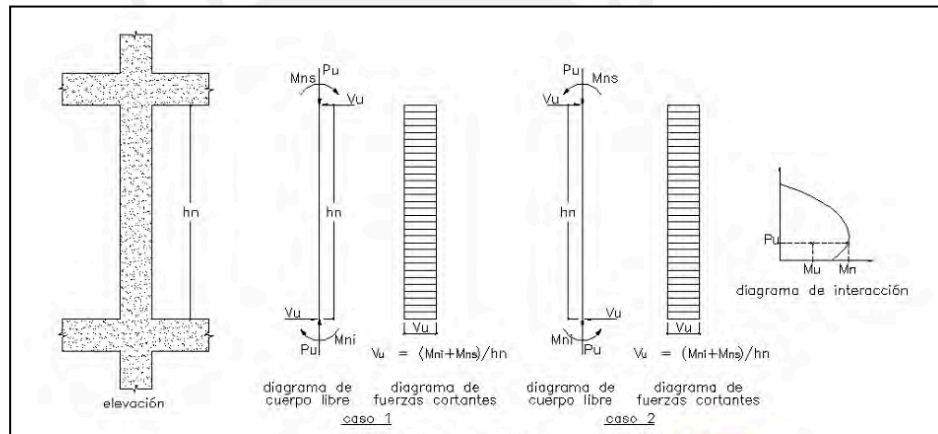


Figura 44. Diseño por capacidad en columnas.

Nota. Tomado de “Norma E.060”.

2. La fuerza cortante máxima obtenida será afectada por 2.5 al sismo.

### 6.4. Ejemplo de diseño

#### C-04 (B'-6)

Se realizará el análisis y diseño de la columna C-04, la cual se ubica en la intersección de los ejes (B'-6).

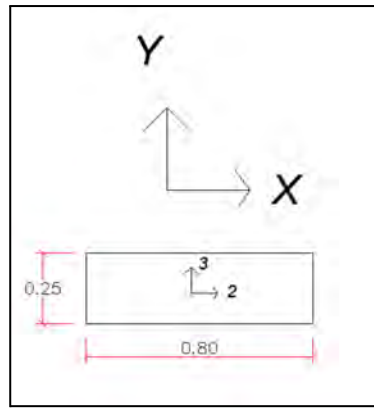


Figura 45. Ejes locales de C-04 diseñada.

### Metrado de cargas

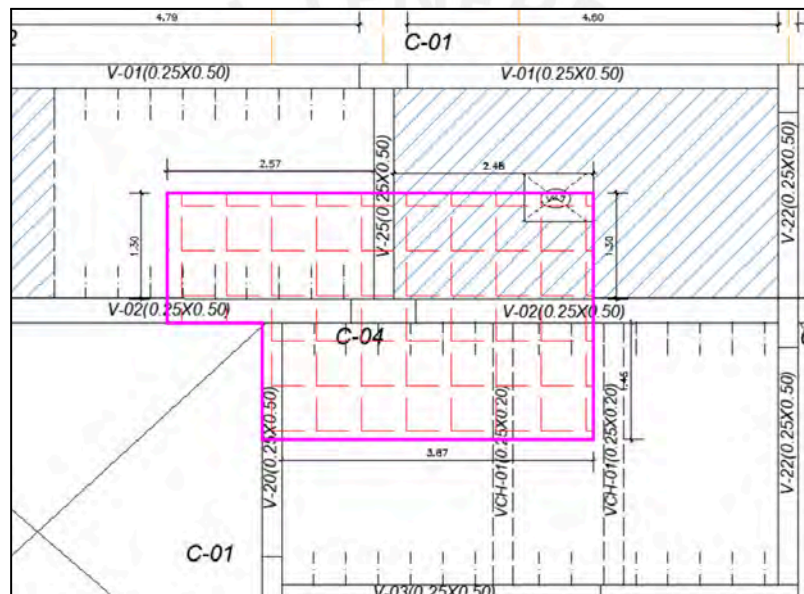


Figura 46. Columna C-01 tomada para ejemplo.(Fuente:propia)

- ❖ Área tributaria :  $14.4 - (0.25 \times 0.8) = 14.2 \text{ m}^2$
- ❖ Área losa aligerada :  $1.3 \times 2.57 + 3.87 \times 1.45 = 8.95 \text{ m}^2$
- ❖ Área losa maciza :  $2.48 \times 1.3 = 3.22 \text{ m}^2$

CM:

- Losa Maciza:  $1.3 \times 2.48 \times 0.17 \times 2.4 = 1.55 \text{ ton}$
- Vigas :  $0.25 \times 0.5 \times (1.3+2.3+2.2+1.45) \times 2.4 = 2.18 \text{ ton}$
- Columna:  $2.65 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.4 = 1.27 \text{ ton}$

- Tabique encima de la losa maciza =  $0.35 \times 0.15 \times 2.45 \times 1.8 + 1.42 \times 0.15 \times 2.45 \times 1.8$   
= 1.17 ton
- Tabiques sobre vigas :  $0.15 \times 1.8 \times 2.15 \times (2.3+1.45+2.2+0.49) = 3.73$  ton
- Losa aligerada :  $8.95 \times 0.3 = 2.69$  ton
- Losa maciza :  $3.22 \times 0.2 \times 2.4 = 1.55$  ton
- Viga chata:  $1.45 \times 0.17 \times 0.25 = 0.07$
- Piso terminado :  $14.2 \times 0.1 = 1.42$  ton
- CM total = 15.63 ton

CV :

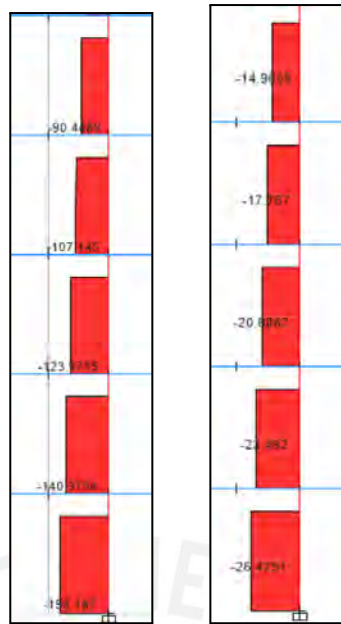
- Sobrecarga :  $14.2 \times 0.2 = 2.84$  ton

CM:

- Vigas :  $0.25 \times 0.5 \times (1.3+2.3+2.2+1.45) \times 2.4 = 2.18$  ton
- Columna =  $2.65 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.4 = 1.27$  ton
- Losa aligerada :  $12.17 \times 0.280 = 3.65$  ton
- Piso terminado :  $(14.2+0.25 \times 0.8) \times 0.1 = 1.44$  ton
- CM total = 8.54 ton

CV :

- Sobrecarga :  $(14.2+0.25 \times 0.8) \times 0.1 = 1.44$  ton



**CM**

**CV**

Figura 47. CM y CV de los 5 primeros pisos de todo el edificio.(Fuente:propia)

PISO	CM(TN)	CV(TN)	CM TOTAL (TN)	CV TOTAL(TN)	AT(M2)	AI(M2)	FR	CV RED_TOTAL(TN)
10	8.52	1.42	8.52	1.42	14.4	28.8	1.00	1.42
9	15.63	2.84	24.15	4.26	28.6	57.2	0.86	2.44
8	15.63	2.84	39.78	7.1	42.8	85.6	0.75	2.12
7	15.63	2.84	55.41	9.94	57	114	0.68	1.93
6	15.63	2.84	71.04	12.78	71.2	142.4	0.64	1.80
5	15.63	2.84	86.67	15.62	85.4	170.8	0.60	1.71
4	15.63	2.84	102.3	18.46	99.6	199.2	0.58	1.64
3	15.63	2.84	117.93	21.3	113.8	227.6	0.55	1.58
2	15.63	2.84	133.56	24.14	128	256	0.54	1.53
1	15.63	2.84	149.19	26.98	142.2	284.4	0.52	1.48

Tabla 52. CM y CV de los 10 pisos de todo el edificio.(Fuente:propia)

Como se puede observar los valores son muy similares hallados de manera manual y por el programa ETABS; sin embargo, se utilizará el método de ETABS ,ya que es mucho más preciso y no tan simplificado con un análisis isostático a comparación del programa: hiperestático.

De la Tabla N°53 se pueden evidenciar las fuerzas internas brindadas por el programa ETABS en el nivel 1.

Tabla 53. Cargas obtenidas para el primer nivel de la columna.(Fuente:propia)

Caso	Station	P (ton)	V2 (ton)	V3(ton)	M2(ton)	M3(ton)
Live	0	-26.40	-0.22	-0.01	-0.005	-0.32
AutoSeq	0	-159.94	-2.51	-0.11	-0.083	-2.35
Sisdiseño X	0	-2.66	3.20	-0.01	-0.005	7.98
SisdiseñoY	0	-3.67	-0.29	0.17	0.600	-0.26

Con las fuerzas obtenidas se realizan las cargas últimas. Las combinaciones realizadas se muestran a continuación con cada dirección de sismo:

Tabla 54. Fuerzas internas por cargas últimas para el sismo en X.(Fuente:propia)

		P	M2	M3	V22	V33
SISMOXX	1.4CM+1.7CV	268.79	-0.12	-3.83	-3.64	-0.16
	1.25CM+1.25CV+SX	230.26	-0.11	4.64	-0.21	-0.16
	1.25CM+1.25CV-SX	235.58	-0.10	-11.31	-6.61	-0.14
	0.9CM+SX	141.28	-0.08	5.86	0.94	-0.11
	0.9CM-SX	146.61	-0.07	-10.09	-5.46	-0.09

Tabla 55. Fuerzas internas por cargas últimas para el sismo en Y.(Fuente:propia)

		P	M2	M3	V22	V33
SISMOYY	1.4CM+1.7CV	268.79	-0.12	-3.83	-3.89	-0.17
	1.25CM+1.25CV+SY	229.25	0.49	-3.59	-3.70	0.03
	1.25CM+1.25CV-SY	236.59	-0.71	-3.07	-3.13	-0.32
	0.9CM+SY	140.28	0.53	-2.37	-2.54	0.07
	0.9CM-SY	147.61	-0.67	-1.85	-1.97	-0.27

### Diseño por Flexocompresión

Se colocó una cuantía mínima para observar si cumple o necesita un aumento de cuantía, para así hacer las columnas más económicas. Pero, al colocar esta cuantía y obtener los diagramas de interacción, no se obtuvo los resultados deseados, por lo que se colocó 4  $\phi$  de 1" y 6  $\phi$  de 3/4", la cual equivale una cuantía ( $\rho$ ) de 1.87%. Se realizó con dichos aceros el siguiente diagrama de interacción :

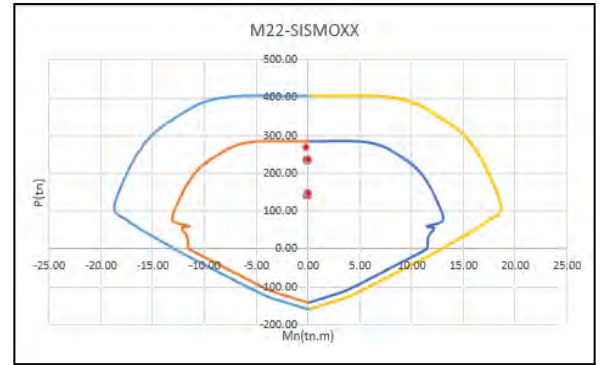
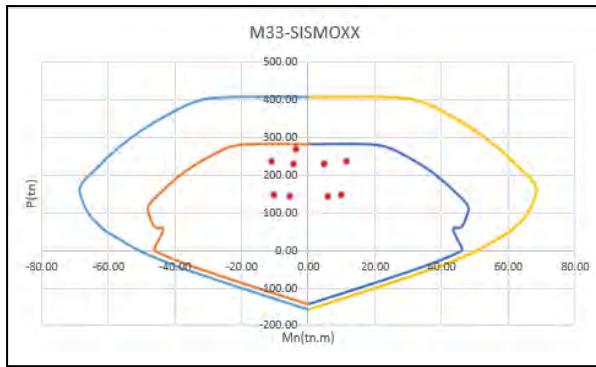


Figura 48. Diagramas de interacción de C-04 en la dirección de sismo X.

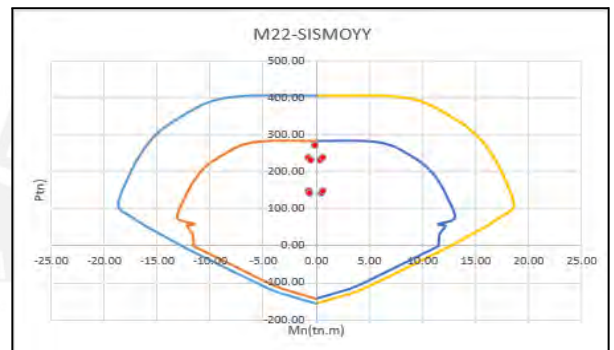
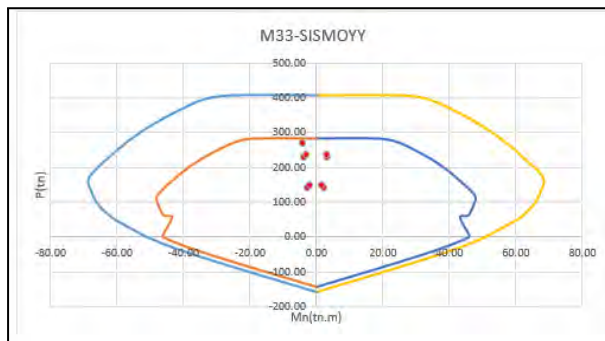


Figura 49. Diagramas de interacción de C-04 en la dirección de sismo Y.

Las curvas de color celeste y amarillo son las respuestas nominales  $M_n$  y  $P_n$ , y los de color anaranjado y azul corresponden a los respuestas de  $\phi P_n$  y  $\phi M_n$ . De las figuras N°48 y N°49 se concluye que los puntos que corresponden a los valores de momentos y fuerza axial se ubican dentro del diagrama de interacción, por lo que, nuestro diseño por flexocompresión es correcto.

### **Diseño por cortante**

De las combinaciones mencionadas, se elige la mayor cortante ( $V_u$ ). Se muestra la fuerza axial aplicada en esa combinación, ya que este parámetro influye en la cortante.

Datos de la sección:

**Dirección Y:**

$$b = 80\text{cm} ; d = 19\text{cm}$$

Tabla 56. Diseño por cortante en el eje Y. (Fuente:propia)

	Nu	Vu	$\Phi Vc$ (ton)	Vs	s (cm)
<b>1.25CM+1.25CV-SY</b>	236.60	0.32	18.31	-17.93	NO REQUIERE

Dirección X:

b= 25cm ; d= 74cm

Tabla 57. Diseño por cortante en el eje X.(Fuente:propia)

	Nu	Vu	$\Phi Vc$ (ton)	Vs	s (cm)
<b>1.25CM+1.25CV-SX</b>	235.58	6.61	22.24	-14.46	NO REQUIERE

Debido a que no se requieren refuerzos transversales, se colocan estribos mínimos solicitados por la norma técnica peruana E.060.

Diseño por capacidad

Método 1:

Se halla el Mn más crítico llevando los puntos de la combinaciones hacia un momento nominal para ambas direcciones X e Y(V22 y V33):

V22:

Tabla 58. Diseño por capacidad para el eje 22.(Fuente:propia)

1.25CM+1.25CV-SX	
<b>Mni</b>	62.58
<b>Mns</b>	62.58
<b>Hc</b>	2.15
<b>Vu22</b>	<b>58.21</b>

V33:

Tabla 59. Diseño por capacidad para el eje 33.(Fuente:propia)

0.9CM-SY	
<b>Mni</b>	18.2
<b>Mns</b>	18.2
<b>Hc</b>	2.15
<b>Vu33</b>	<b>16.93</b>

Método 2:

Se amplificaron las fuerzas de sismo por 2.5, para obtener un cortante máximo amplificado:

V22:

- $V_u = 1.25V_{22cm} + 1.25V_{22cv} + 2.5V_{22sismo}$

Tabla 60. Cortante elegida para el eje 22.(Fuente:propia)

V22cm	-2.51
V22cv	-0.22
V22sismo	3.20
Vu22 (opción 1)	4.59
Vu22 (opción 2)	-11.41
Vu22	11.41

Vu22 elegido	11.41
--------------	-------

V33:

- $V_u = 1.25V_{33cm} + 1.25V_{33cv} + 2.5V_{33sismo}$

Tabla 61. Cortante elegida para el eje 33.(Fuente:propia)

V33cm	-0.11
V33cv	-0.01
V33sismo	0.17
Vu33 (opción 1)	0.28
Vu33 (opción 2)	-0.58
Vu33	0.58

Vu33 elegido	0.58
--------------	------

Por lo tanto, se elige el cortante del método 2 para ambas direcciones y se calcula si necesitan estribos:

Dirección Y:

Tabla 62. Diseño por cortante en el eje Y.(Fuente:propia)

	Nu	Vu	$\Phi V_c$ (ton)	Vs	s (cm)
0.9CM-SY	147.61	0.58	15.58	-14.90	NO REQUIERE

Dirección X:

Tabla 63. Verificación por cortante para la dirección X.(Fuente:propia)

	Nu	Vu	$\Phi Vc$ (ton)	Vs	s (cm)
1.25CM+1.25CV-SX	235.58	11.41	22.24	-8.82	NO REQUIERE

En consecuencia, se tomó la fuerza cortante obtenida por segundo método, entonces solo se colocaron estribos mínimos. Se muestra el detalle de la columna C-04 para sus primeros niveles:

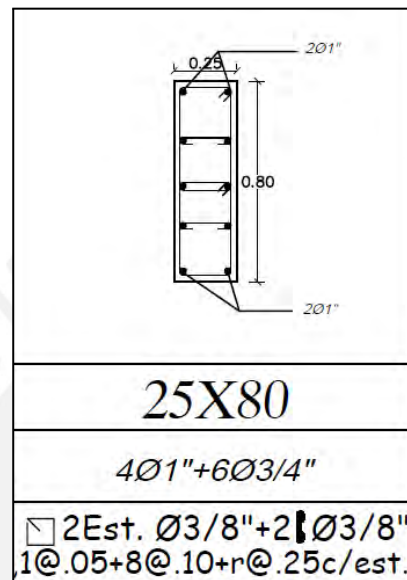


Figura 50. Detalle de la columna C-04 para sus primeros niveles.(Fuente:propia)

## 7.DISEÑO DE PLACAS

### 7.1. Diseño en flexocompresión

El diseño de placas se realizará con la misma teoría asignada en el capítulo 6.1.

### 7.2. Bordes de confinamiento

Según la norma E.060, se debe cumplir lo siguiente para bordes de confinamiento:

- En la zona de compresión de los elementos de borde se debe tener una profundidad del eje neutro menor a la profundidad límite que brinda la norma:

$$c \geq \frac{l_m}{600 * (\frac{\delta u}{h_m})} \quad , \quad \frac{\delta u}{h_m} \geq 0.005$$

Donde:

$l_m$ : Longitud del muro

$h_m$ : altura total del muro

$\delta u$ : Desplazamiento lateral inelástico en la dirección a analizar

$c$ : Distancia al eje neutro desde la fibra del extremo.

Si la placa necesita bordes de confinamiento se debe cumplir:

- El refuerzo de esta placa debe extenderse a una altura mayor de  $l_m$  y  $M_u/(4V_u)$ .
- La longitud a confinar se hallará de la siguiente manera, y se elige el mayor de estos dos:

$$L = (c - 0.1)l_m \quad \text{y} \quad L = c/2$$

- La separación entre estribos no debe exceder:
  - i) 8db del menor diámetro confinado
  - ii) Menor dimensión de la sección del elemento de borde
  - iii) 25cm.

Se muestran las disposiciones de los elementos de borde:

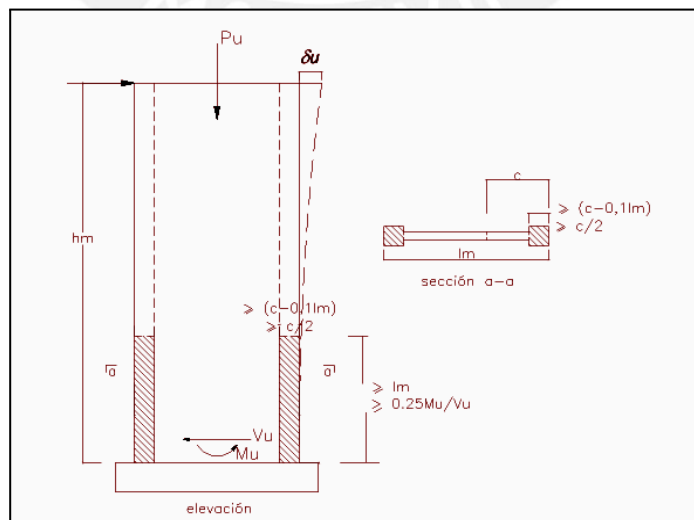


Figura 51. Requerimientos para elemento de borde.

### 7.3. Diseño por corte

- La resistencia del concreto a cortante se expresa con la siguiente fórmula:

$$V_c = \alpha \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot 0.8l$$

Donde  $\alpha = 0.53$  si  $(h_m/l_m \geq 2)$ , y  $\alpha = 0.8$  para placas con una esbeltez con  $h_m/l_m \leq 1.5$ .

- El aporte de los estribos por resistencia a corte :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad \text{y} \quad s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

- Se debe de cumplir por diseño de cortante por capacidad:

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \frac{M_n}{M_{ua}}$$

Donde:

- ❖  $M_{ua}$ : Momento último.
  - ❖  $V_{ua}$ : Fuerza cortante última.
  - ❖  $M_n$ : Momento nominal.
  - ❖  $\frac{M_n}{M_{ua}}$ : Factor de amplificación menor al coeficiente de reducción R.
- El diseño por capacidad se llevará a cabo hasta una altura seleccionando el valor más alto de las siguientes solicitaciones:
    - ❖ Longitud del muro
    - ❖  $M_u/4V_u$
    - ❖ 2 pisos

### 7.4. Ejemplo de diseño

#### PLACA 8

Metrado de carga:

Placa:  $1.97 \times 2.65 \times 2.4 = 12.52 \text{ tn}$

Losa aligerada superior:  $4.19 \times 1.62 = 2.71 \text{ tn}$

Losa aligerada media :  $4.19 \times 3.05 = 5.11 \text{ tn}$

Losa aligerada inferior:  $0.82 \times 2.67 + 1.31 = 1.4 \text{ tn}$

Losa aligerada derecha:  $1.39 \times 4.08 = 2.27 \text{ tn}$

Losa maciza:  $2 \times 3.07 \times 0.17 = 2.95 \text{ tn}$

Vigas:  $(1.99 \times 2 + 1.39 + 2.67 \times 2 + 1.62) \times 0.25 \times 0.5 \times 2.4 = 3.7 \text{ tn}$

Tabla 64. Metrado de cargas por nivel para la placa

Piso	Peso aligerada(ton)	Peso vigas(ton)	Losa maciza(ton)	Tabiques(ton)	Peso propio	S/C (ton)	CM(ton)	CV(ton)	CM acumulada(ton)	CV acumulado(ton)
10	16.41	3.7	0	0	12.52	3.88	32.63	3.88	32.63	3.88
9	14.44	3.7	2.95	16.66	12.52	7.77	50.27	7.77	82.9	11.65
8	14.44	3.7	2.95	16.66	12.52	7.77	50.27	7.77	133.17	19.42
7	14.44	3.7	2.95	16.66	12.52	7.77	50.27	7.77	183.44	27.19
6	14.44	3.7	2.95	16.66	12.52	7.77	50.27	7.77	233.71	34.96
5	14.44	3.7	2.95	16.66	12.52	7.77	50.27	7.77	283.98	42.73
4	14.44	3.7	2.95	16.66	12.52	7.77	50.27	7.77	334.25	50.5
3	14.44	3.7	2.95	16.66	12.52	7.77	50.27	7.77	384.52	58.27
2	14.44	3.7	2.95	16.66	12.52	7.77	50.27	7.77	434.79	66.04
1	14.44	3.7	2.95	16.66	12.52	7.77	50.27	7.77	485.06	73.81

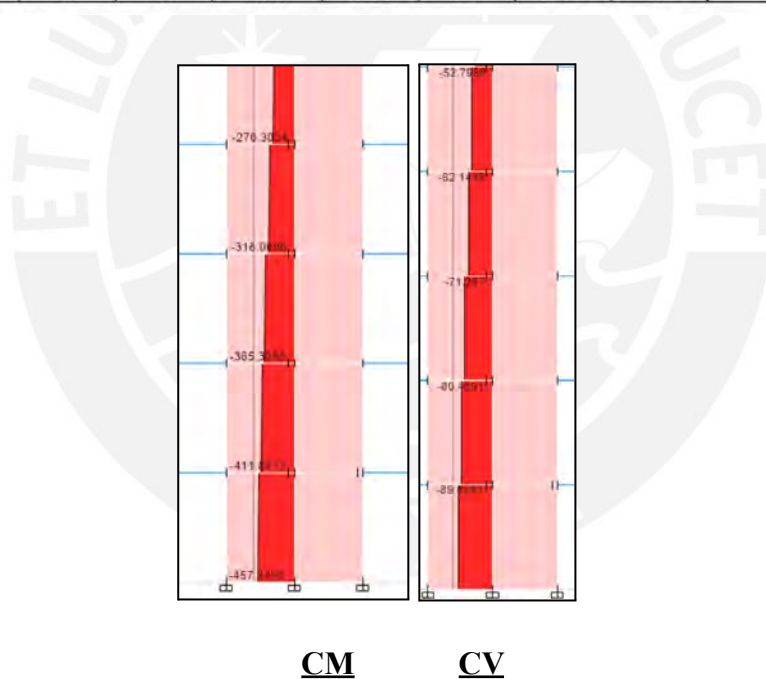


Figura 52. Diagramas de cargas muertas y vivas para la placa

Se deberá analizar la placa en forma de C por ala electiva para cada dirección de análisis. Se escoge entre:

- 10% de la altura de la placa
- La mitad de la distancia al alma de un muro adyacente

**Análisis del ala superior:**

Se extraen las fuerzas internas de la ala superior hasta la mitad del alma:

Tabla 65. Cargas obtenidas para la placa en el primer nivel en el ala superior

PLACA	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
PL8_SUP	Dead	LinStatic		0	-234.31	1.8451	1.5811	0.0329	8.5322	-42.9632
PL8_SUP	Live	LinStatic		0	-41.4106	0.2441	0.3297	0.1181	4.1303	-7.8749
PL8_SUP	Sisdiseño X	Combination	Max	0	156.4347	40.0419	20.1511	22.1147	110.3148	291.9138
PL8_SUP	SisdiseñoY	Combination	Max	0	392.8388	26.8628	64.8626	51.6524	173.2633	130.4566

Luego, se prueba una cierta cantidad de acero, para esta ocasión se colocaron  $12\phi 1''$  para el ala izquierda y para el lado derecho se colocó  $14\phi 3/4''$ , para así cumplir las solicitaciones de esta ala superior.

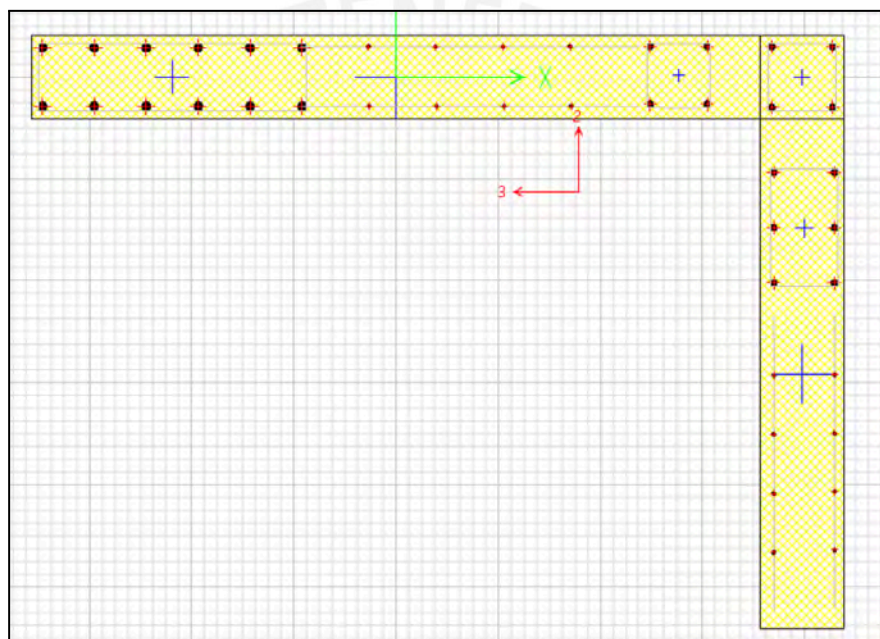


Figura 53. Sección a analizar en el ala superior PL-8. (Fuente: propia)

Solo se analizó la dirección del sismo en X, ya que es donde se quiere hallar el acero requerido.

Tabla 66. Combinaciones de cargas en la dirección X

		P	M2	M3
SISMOXX	1.4CM+1.7CV	398.43	18.97	-73.54
	1.25CM+1.25CV+SX	501.09	126.14	228.37
	1.25CM+1.25CV-SX	188.22	-94.49	-355.46
	0.9CM+SX	367.31	117.99	253.25
	0.9CM-SX	54.44	-102.64	-330.58
		501.09	-126.14	-228.37
		188.22	94.49	355.46
		367.31	-117.99	-253.25
		54.44	102.64	330.58

Se colocaron estos valores en el diagrama de interacción para los momentos generados en dirección del eje X(M33).

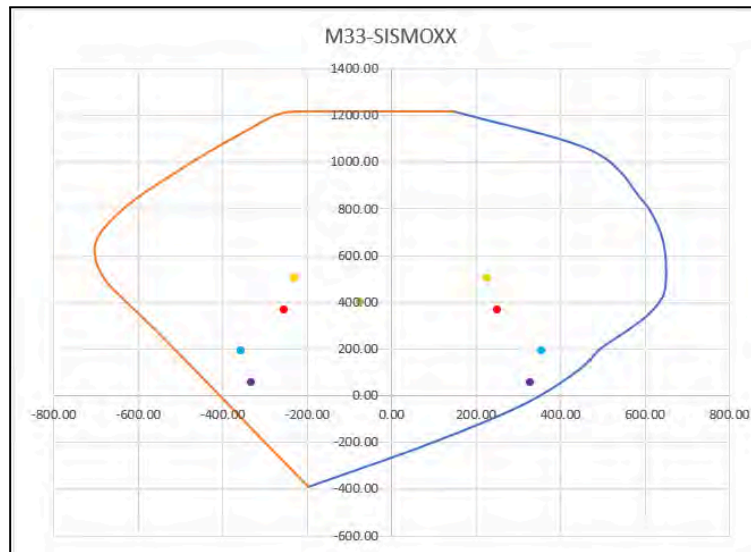


Figura 54. Diagrama de interacción para los momentos generados en la dirección X. (Fuente: propia)  
 Como se ve en el diagrama la placa en la parte superior cumple con la demanda establecida, por lo que se procede a verificar los bordes de confinamiento.

Tabla 67. Verificación de bordes de confinamiento

<b>Lm(m)</b>	2.45
<b>hm(m)</b>	26.5
<b><math>\delta_{u(m)}</math></b>	0.103
<b><math>\delta u/hm</math></b>	0.0039
<b><math>\delta u/hm</math> mín</b>	0.005
<b><math>\delta u/hm_{cal}</math></b>	0.005
<b>C límite</b>	0.82

Se coloca la carga axial última y curvatura para una deformación unitaria del concreto de 0.003:

Tabla 68. Verificación de los bordes de confinamiento

1.25CM+1.25CV+SX	
<b>90°</b>	
Pu(tn)	517.4
$\epsilon_c$	0.003
$\phi$	0.0024
C	1.25
CONFINAR?	SÍ
L confinamiento	1.01
<b>270°</b>	
$\epsilon_c$	0.003
$\phi$	0.0073
C	0.41
CONFINAR?	NO
L confinamiento	NO NECESITA

Se necesita un borde de confinamiento de 1m, por lo que se confinara lo faltante.

### Diseño por corte

Se considera como datos la fuerza cortante última de todas las combinaciones, así como la longitud del muro y su altura hasta el último piso:

- $V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 0.25 * 0.8 * 2.45 = 37.63 \text{ ton}$

Tabla 69. Diseño por fuerza cortante

Vu=	42.65
f'c=	210
lm=	2.45
d=0.8lm	1.96
t=	0.25
hm=	26.5
hm/lm=	10.82
alfa	0.53
phiVc =	31.99

Como  $\phi V_c < V_u$ , se escoge cuantía mínima de 0.0025 horizontalmente y verticalmente:

### Diseño por capacidad

Se ubican los momentos amplificados por los combos para la dirección en X y su momento nominal:

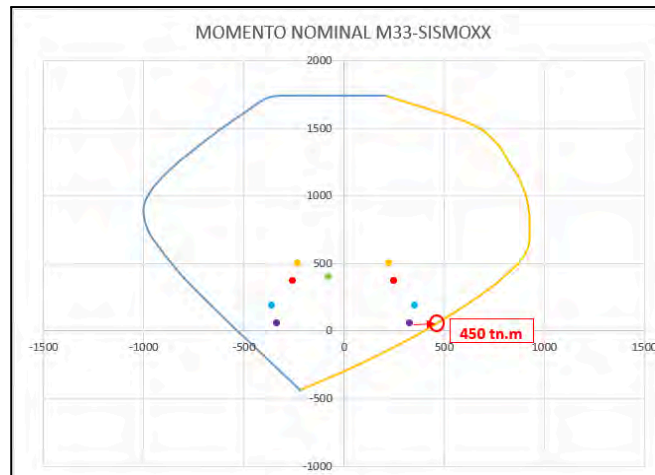


Figura 55. Diagrama de momento nominal por el sismo XX.

Se extrae el momento nominal para 343.04 tn.m del diagrama mostrado, por lo que ya se podría amplificar la cortante última:

Tabla 70. Diseño por capacidad. (Fuente: propia)

<b>Vu(CAPACIDAD)</b>	<b>58.06</b>
<b>Mn</b>	450
<b>Mua</b>	330.58

$$Vu(\text{análisis}) = 42.65 * \frac{450}{330.58} = \mathbf{58.06tn}$$

El aporte de estribos:

$$Vs = 58.06/0.85 - 31.99/0.85 = \mathbf{30.67tn}$$

Si se considera estribos de barras de  $\phi^{3/8}$  ( $A_v = 1.42\text{cm}^2$ ).

Se halla el espaciamiento de estribos:

$$S = \frac{1.42 * 4200 * 0.8 * 2.45 * 100}{30.67 * 1000} = 38.1 \text{ cm.}$$

Por requerimientos de cuantía mínima se utiliza en el refuerzo horizontal  $\phi^{3/8}$ @0.2m.

Como  $h_m/l_m > 2$ , se usa cuantía mínima verticalmente:  $\phi^{3/8}$ @0.2m.

### **Análisis del ala inferior:**

Se extraen las fuerzas internas de la ala inferior hasta la mitad del alma:

Tabla 71. Cargas obtenidas para el primer nivel del ala inferior.(Fuente:propia)

PLACA	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
PL8_INF	Dead	LinStatic		0	-199.0142	3.4088	3.452	3.9213	-8.796	-33.1261
PL8_INF	Live	LinStatic		0	-35.9092	0.4491	0.6635	0.6204	-1.6227	-6.2015
PL8_INF	Sisdiseño X	Combination	Max	0	169.0011	42.4344	25.8035	29.7887	144.9776	311.7882
PL8_INF	Sisdiseño Y	Combination	Max	0	432.3884	19.2967	63.2357	47.9448	154.3736	88.9885

Luego, se prueba una cierta cantidad de acero, para esta ocasión se colocaron  $4\phi 1'' + 14\phi 3/4''$  para el ala izquierda y para el lado derecho se colocó  $12\phi 3/4''$ , para así cumplir las sollicitaciones de esta ala inferior.

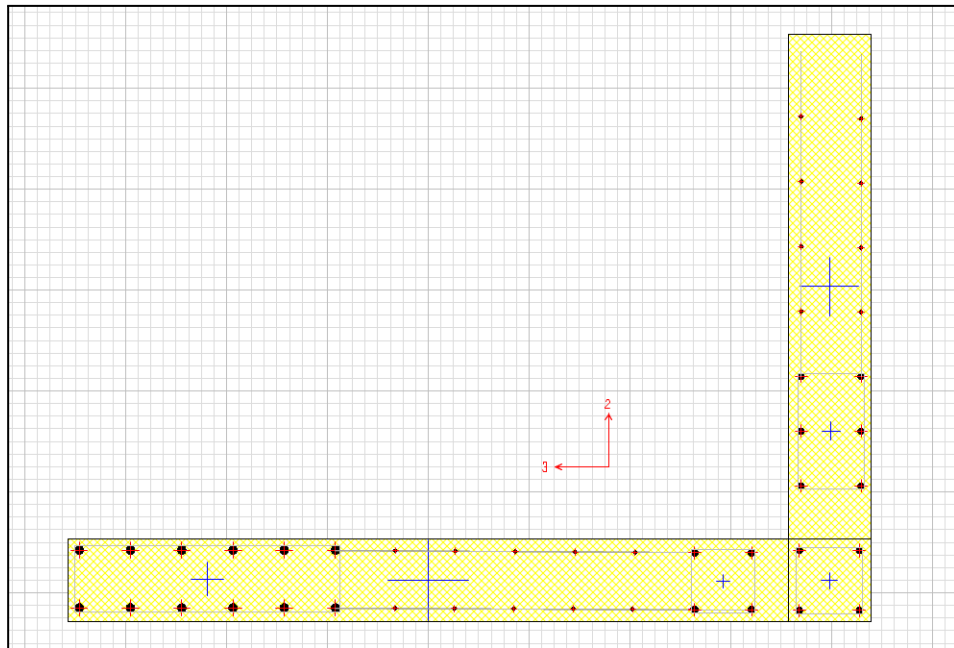


Figura 56. Sección a analizarse para el ala inferior de la placa PL-8. (Fuente: propia)

Solo se analizó la dirección del sismo en X, ya que es donde se quiere hallar el acero requerido.

Tabla 72. Resultados por cargas últimas generadas por sismo en X (Fuente: propia)

		P	M2	M3
SISMOXX	1.4CM+1.7CV	339.67	-15.07	-56.92
	1.25CM+1.25CV+SX	462.66	131.95	262.63
	1.25CM+1.25CV-SX	124.65	-158.00	-360.95
	0.9CM+SX	348.11	137.06	281.97
	0.9CM-SX	10.11	-152.89	-341.60
		462.66	-131.95	-262.63
		124.65	158.00	360.95
		348.11	-137.06	-281.97
		10.11	152.89	341.60

Se colocaron estos valores en el diagrama de interacción para los momentos (M33).

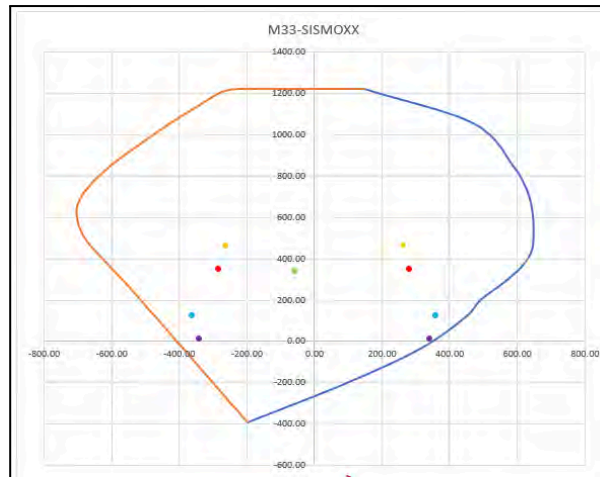


Figura 57. Diagrama de interacción de la sección para sismo en X.(Fuente:propia)

Tal como se muestra en el diagrama la placa en la parte inferior cumple con la demanda establecida, por lo que se procede a verificar los bordes de confinamiento.

Tabla 73. Verificación de bordes de confinamiento.(Fuente:propia)

<b>Lm(m)</b>	2.45
<b>hm(m)</b>	26.5
<b><math>\delta_{u(m)}</math></b>	0.103
<b><math>\delta u/hm</math></b>	0.0039
<b><math>\delta u/hm</math> mín</b>	0.005
<b><math>\delta u/hmcal</math></b>	0.005
<b>C límite</b>	0.82

Tabla 74. Verificación de bordes de confinamiento.(Fuente:propia)

1.25CM+1.25CV+SX	
<b>90°</b>	
<b>Pu(tn)</b>	<b>462.66</b>
<b><math>\epsilon_c</math></b>	0.003
<b><math>\Phi</math></b>	0.0025
<b>C</b>	1.20
<b>CONFINAR?</b>	SÍ
<b>L confinamiento</b>	0.96
<b>270°</b>	
<b><math>\epsilon_c</math></b>	0.003
<b><math>\Phi</math></b>	0.0084
<b>C</b>	0.36
<b>CONFINAR?</b>	NO
<b>L confinamiento</b>	NO NECESITA

Con los bordes asignados cumple el borde de confinamiento en la parte izquierda, ya que se le asignó un borde de confinamiento de 1.4m desde un principio.

### Diseño por corte

Se toma como datos la fuerza cortante última de todas las combinaciones, así como la longitud del muro y su altura hasta el último piso:

- $V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 0.25 * 0.8 * 2.45 = 37.63 \text{ ton}$

Tabla 75. Diseño por fuerza cortante.(Fuente:propia)

$V_u =$	47.36
$f_c =$	210
$l_m =$	2.45
$d = 0.8l_m$	1.96
$t =$	0.25
$h_m =$	26.5
$h_m/l_m =$	10.82
$\alpha =$	0.53
$\phi V_c =$	31.99

Como  $\phi V_c < V_u$ , se escoge cuantía mínima de 0.0025 horizontalmente y verticalmente:

### Diseño por capacidad

Se ubican los momentos requeridos de las combinaciones para la dirección en X y su momento nominal:

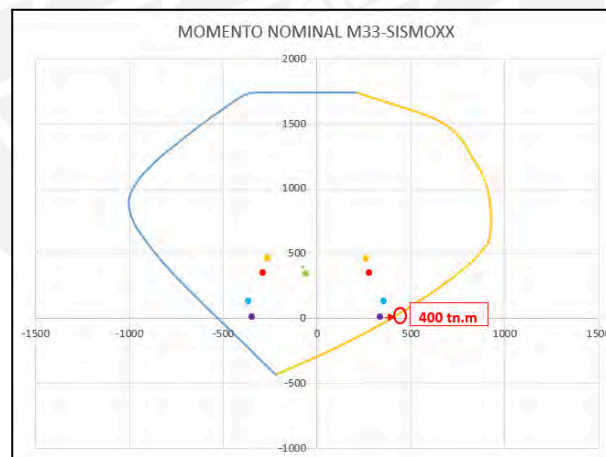


Figura 58. Diagrama de momento nominal de la sección para sismo en X.

Se extrae el momento nominal para 341.6 tn.m del diagrama mostrado, por lo que ya se podría amplificar la cortante última:

Tabla 76. Diseño por capacidad.(Fuente:propia)

<b>Vu(CAPACIDAD)</b>	<b>55.46</b>
<b>Mn</b>	400
<b>Mua</b>	341.6

$$Vu(\text{análisis}) = 47.36 * \frac{400}{341.6} = 55.46 \text{ tn}$$

El aporte de estribos:

$$V_s = 55.46/0.85 - 31.99/0.85 = 27.61 \text{ tn}$$

Si se considera estribos de barras de  $\phi^{3/8}$ " ( $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$ ).

Se halla el espaciamiento de estribos:

$$S = \frac{1.42 * 4200 * 0.8 * 2.45 * 100}{27.61 * 1000} = 42.3 \text{ cm.}$$

Por requerimientos de cuantía mínima se utiliza en el refuerzo horizontal  $\phi^{3/8}$ "@0.2m.

Como  $h_m/l_m > 2$ , se usa cuantía mínima verticalmente:  $\phi^{3/8}$ "@0.2m.

### Análisis del alma:

Se extraen las fuerzas internas de todo el elemento estructural, ya que el ala efectiva (10%  $26.5 = 2.65 \text{ m}$ ) es mayor a 2.45, por lo que se toma en el análisis toda la ala.

Tabla 77. Cargas obtenidas para el alma en el primer nivel de la placa. (Fuente: propia)

PLACA	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
PL8	Dead	LinStatic		0	-436.3804	5.0805	-6.1839	6.5042	19.2595	2.8402
PL8	Live	LinStatic		0	-77.2682	0.9927	-0.6927	1.0051	14.1012	9.7026
PL8	Sisdiseño X	Combination	Max	0	14.9475	46.021	74.8505	60.5141	567.9774	557.5888
PL8	Sisdiseño Y	Combination	Max	0	39.883	127.8684	18.5375	155.5166	145.1383	1392.3911

Luego, se prueba una cierta cantidad de acero, para esta ocasión se colocaron  $12\phi 1"$  para el ala izquierda en la parte inferior;  $12\phi 1"$  para el lado izquierdo del ala superior; por último, en el alma se colocó  $28\phi 3/4"$ , para así cumplir las sollicitaciones del alma y toda la placa.

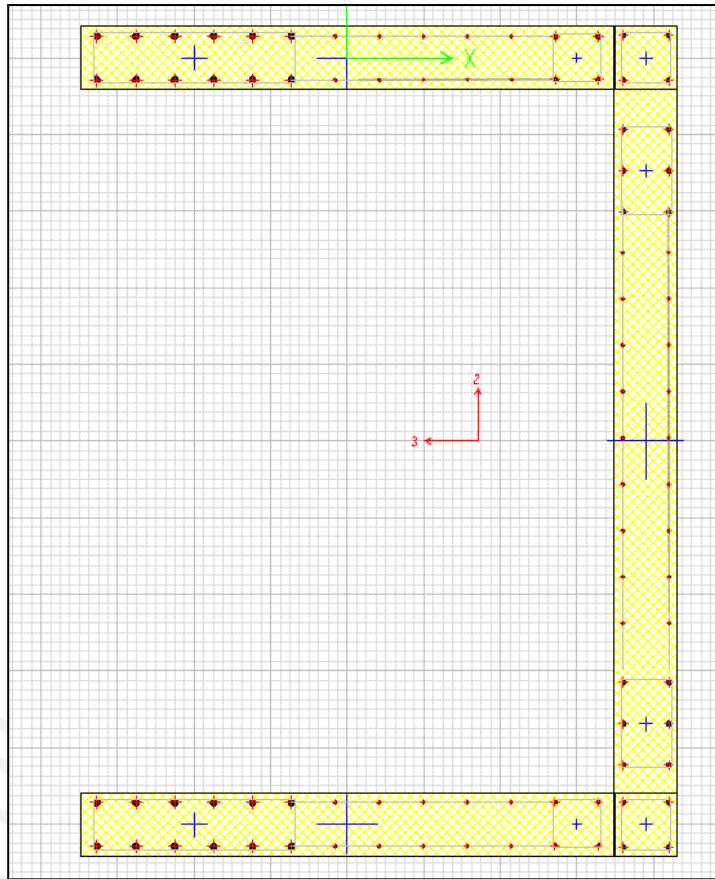


Figura 59. Sección analizada en el alma de la placa. (Fuente: propia)

Solo se analizó la dirección del sismo en Y ,ya que es donde se quiere hallar el acero requerido.

Tabla 78. Resultados por cargas últimas generadas por sismo en Y. (Fuente: propia)

		P	M2	M3
SISMOY	1.4CM+1.7CV	742.29	50.94	20.47
	1.25CM+1.25CV+SY	681.94	186.84	1408.07
	1.25CM+1.25CV-SY	602.18	-103.44	-1376.71
	0.9CM+SY	432.63	162.47	1394.95
	0.9CM-SY	352.86	-127.80	-1389.83

Se colocaron estos valores dentro del diagrama de interacción para el momento generado en el eje X(M33).

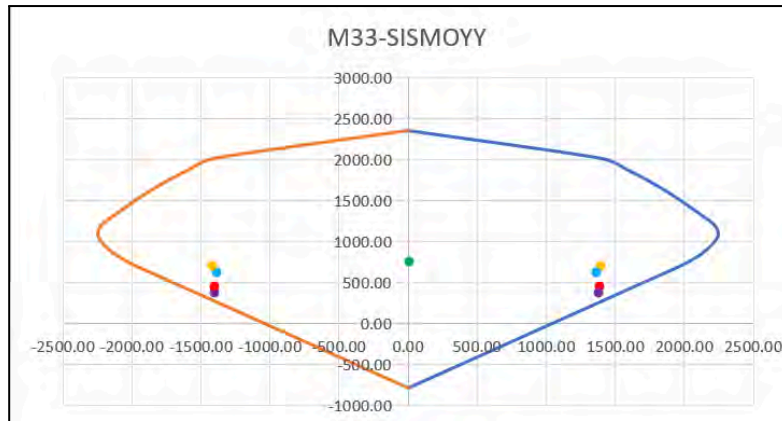


Figura 60. Diagrama de interacción de la sección para sismo en Y.(Fuente:propia)

Como se observa en el diagrama la placa en la parte inferior cumple con la demanda establecida, por lo que se procede a verificar los bordes de confinamiento.

Tabla 79. Verificación de bordes de confinamiento.

<b>Lm(m)</b>	3.55
<b>hm(m)</b>	26.5
<b>δu(m)</b>	0.103
<b>δu/hm</b>	0.00389
<b>δu/hm mín</b>	0.005
<b>δu/hmcal</b>	0.005
<b>C límite</b>	1.18
<b>Pu(tonf)</b>	326.9

Tabla 80. Verificación de bordes de confinamiento.

1.25CM+1.25CV+SY	
<b>0°</b>	
<b>Pu(tn)</b>	<b>681.94</b>
<b>εc</b>	0.003
<b>Φ</b>	0.0034
<b>C</b>	0.88
<b>CONFINAR?</b>	NO
<b>L confinamiento</b>	NO NECESITA
<b>180°</b>	
<b>εc</b>	0.003
<b>Φ</b>	0.0034
<b>C</b>	0.88
<b>CONFINAR?</b>	NO
<b>L confinamiento</b>	NO NECESITA

Con los resultados obtenidos, no es necesario el uso de bordes de confinamiento, aunque igual se le asignó debido a refuerzos por flexocompresión.

### Diseño por corte

Se toma como datos la fuerza cortante más crítica de todas las combinaciones, así como la longitud del muro y su altura hasta el último piso:

- $V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 0.25 * 0.8 * 3.55 = 54.53 \text{ ton}$

Tabla 81. Diseño por fuerza cortante.(Fuente:propia)

$V_u =$	135.46
$f'_c =$	210
$l_m =$	3.55
$d = 0.8l_m$	2.84
$t =$	0.25
$h_m =$	26.5
$h_m/l_m =$	7.46
alfa	0.53
$\phi V_c =$	46.35

Como  $\phi V_c < V_u$ , se escoge cuantía mínima de 0.0025 horizontalmente y verticalmente:

### Diseño por capacidad

Se ubica el momento requerido más crítico para la dirección en Y y su momento nominal:

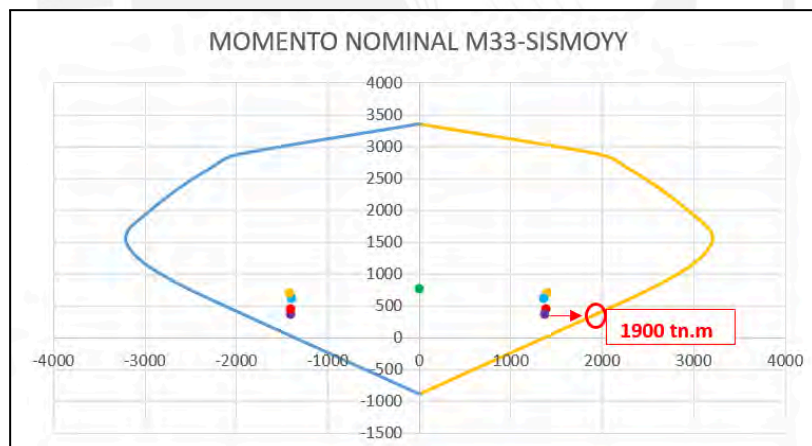


Figura 61. Diagrama de momento nominal de la sección para sismo en Y.(Fuente:propia)

Se extrae el momento nominal para 341.6 tn.m del diagrama mostrado, por lo que ya se podría amplificar la cortante última:

Tabla 82. Diseño por capacidad.(Fuente:propia)

Vu(CAPACIDAD)	185.18
Mn	1900
Mua	1389.83

$$Vu(\text{análisis}) = 135.46 * \frac{1900}{1389.83} = 185.18 \text{ tn}$$

El aporte de estribos:

$$Vs = 185.18/0.85 - 46.35/0.85 = 166.3 \text{ tn}$$

Si se considera estribos de barras de  $\phi 1/2''$  ( $A_v = 2.58 \text{ cm}^2$ ).

Se halla el espaciamiento de estribos:

$$S = \frac{2.58 * 4200 * 0.8 * 3.55 * 100}{166.3 * 1000} = 18.8 \text{ cm.}$$

Por requerimientos de cuantía mínima se utiliza en el refuerzo horizontal  $\phi 1/2'' @ 0.15 \text{ m}$ .

Como  $h_m/l_m > 2$ , se usa cuantía mínima verticalmente:  $\phi 3/8'' @ 0.2 \text{ m}$ .

## 8. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Las cimentaciones son componentes estructurales responsables de que se transmitan las cargas de todo el edificio, las cuales serán repartidas en el área de la cimentación como esfuerzos, debido a los momentos flectores generados por excentricidades. Estos esfuerzos se deben comparar con el esfuerzo admisible del suelo, el cual para este proyecto como se detalla en el inciso 7.1. es ( $q_{adm} = 4 \text{ kg/cm}^2$ ).

Las cimentaciones que se diseñarán en este proyecto son superficiales.

### 8.1. Características de la cimentación

Se muestran los resultados del estudio de suelo:

- Perfil de suelo: Tipos S1
- Esfuerzo admisible:  $4 \text{ kg/cm}^2$

- Ángulo de fricción del suelo: 35°
- Profundidad mínima de cimentación (Df): 1.5m
- Peso específico del suelo: 1.8 ton/m<sup>3</sup>

## **8.2. Dimensionamiento**

Se calcula un área preliminar de la zapata con fórmulas empíricas, las cuales no nos permita exceder del esfuerzo admisible del suelo.

Se considera las siguientes sollicitaciones:

- Cargas en servicio( CSer = CM+CV)
- Peso propio(PP) : 5% de la carga axial en servicio para un suelo tipo S1.
- Se considera una reducción al 90% $\sigma_{adm}$ , ya que no se consideró los momentos flectores para este predimensionamiento.

$$A = \frac{CSer+PP}{0.9*\sigma_{adm}}$$

Los esfuerzos se hallaran de las siguientes cargas y cumplir las restricciones:

- $\sigma_1 = CM + CV \leq \sigma_{adm}$
- $\sigma_2 = CM + CV + 0.8CS \leq 1.3\sigma_{adm}$
- $\sigma_3 = CM + CV - 0.8CS \leq 1.3\sigma_{adm}$

## **8.3. Diseño por punzonamiento**

Se obtienen las cargas amplificadas con los siguientes combos:

- CU1= 1.4CM + 1.7CV
- CU2= 0.9CM + CS
- CU3= 0.9CM - CS
- CU4= 1.25(CM + CV) + CS
- CU5= 1.25(CM + CV) - CS

Se crea una envolvente de todas estas combinaciones donde se analizan los máximos y mínimos resultados.

Se hace la verificación por punzonamiento, ya que las zapatas no presentan estribos. A una distancia “d/2” de la sección del elemento vertical se ubica la sección más crítica. Luego, se hallará el perímetro crítico o de punzonamiento “bo”, con lo que se podrá hallar el área de punzonamiento “Ao”.

- $\phi V_c = 0.85 * (1 + \frac{2}{\beta}) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$
- $V_u = \sigma_{ult} * (A - A_o)$
- $b_o = 2 * (h_1 + d + h_2 + d)$
- $A_o = (h_1 + d) * (h_2 + d)$

Se comprueba que cumpla el diseño por resistencia ( $\phi V_c \geq V_u$ ), si no es así, el peralte de la zapata deberá ser mayor, hasta que cumpla.

#### **8.4. Diseño por corte**

A “d” de la cara de la placa o columna se ubica la sección crítica al igual que se realiza con vigas y columnas.

- $\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$
- $V_u = \sigma_{ult} * B * X$

Se comprueba que cumpla el diseño por resistencia ( $\phi V_c \geq V_u$ ), si no es así, el peralte de la zapata deberá ser mayor, hasta que cumpla.

#### **8.5. Diseño por flexión**

Este diseño se realiza para obtener el acero longitudinal y transversal que tendrá la cimentación .

$$M_u = \frac{\sigma_{ult} * B * X^2}{2}$$

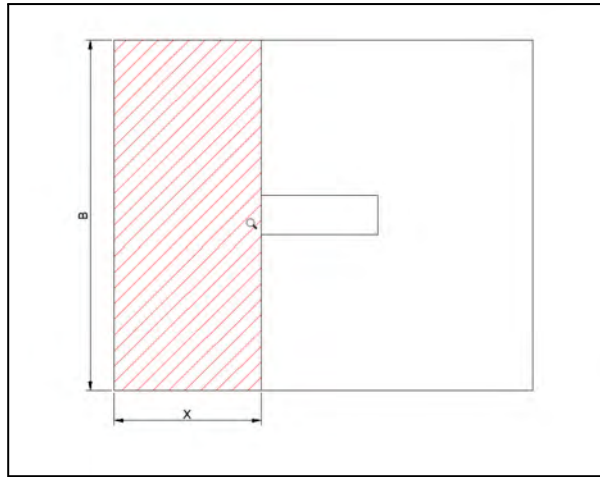


Figura 62. Esquema flexión flexión en zapata centrada.(Fuente:propia)

### **8.6. Modelado de la cimentación**

Se realizó el análisis estructural de las cimentaciones en el programa computacional SAFE 2016. Para ello, se exportaron los momentos y cargas de cada “joint” del ETABS 2018. Asimismo, se asignaron a los elementos verticales tipo “Stiff”, en caso de las placas también se le asignó los elementos tipo “Wall”. Debido a algunas placas en la esquina se decidió colocar vigas de cimentación para tener control sobre los momentos de tracción.

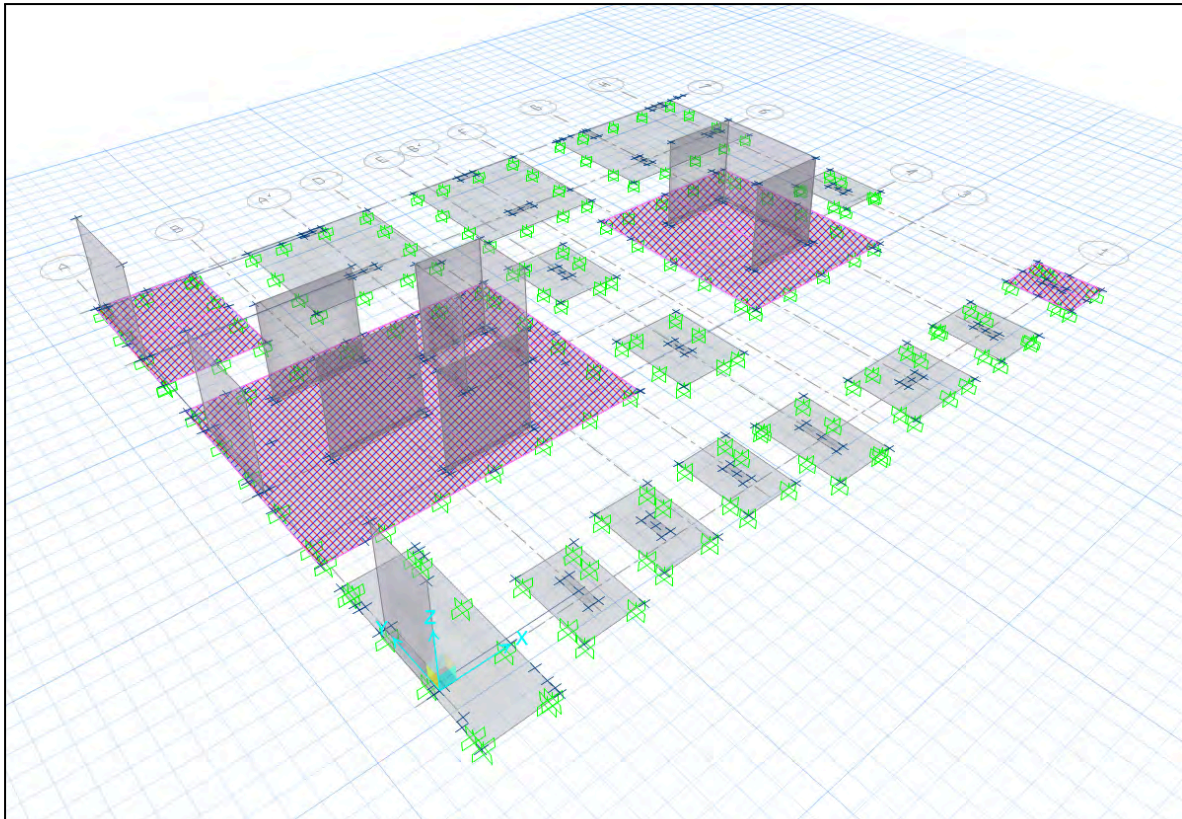


Figura 63. Modelado de la cimentación en el programa SAFE. (Fuente:propia)

### **8.7. Ejemplo de diseño**

#### **Diseño zapata aislada Z-09 (Eje E - 3).**

Columna : 25cm x 60cm.

Se predimensiona la zapata:

$$A = \frac{1.05 \cdot (111.72 + 20.72)}{0.9 \cdot 4} = 38.63 \text{ cm}^2$$

Entonces, se elige un volado de 75cm, por lo que se utilizará unas zapatas con las siguientes longitudes:

- Lx = 1.85 m
- Ly = 2.2 m
- Área asumida = 40.7 cm<sup>2</sup> = 4.07m<sup>2</sup>

A continuación, se verifican los esfuerzos en el suelo con las siguientes solicitaciones:

- Cargas de gravedad

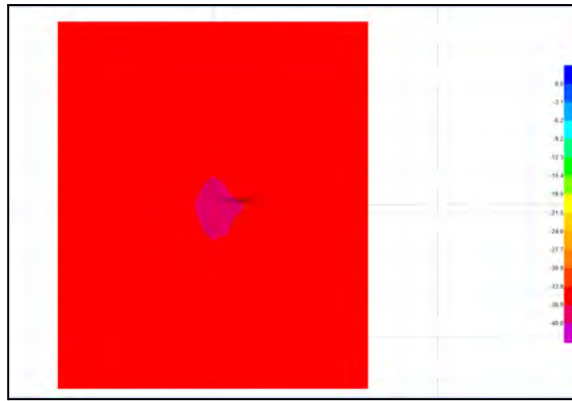


Figura 64. Modelo de zapata aislada Z-09 por cargas de gravedad (Fuente:propia)

Se obtuvo como esfuerzo máximo  $\sigma_{\text{máx}}=37.45 \text{ ton/m}^2$

Como se tiene un  $\sigma_{\text{admisible}} = 40 \text{ ton/m}^2$ ; cumple con la sollicitación requerida.

- Cargas por los sismos

En la combinación:

**CM+CV+0.8SisX**

**CM+CV-0.8SisX**

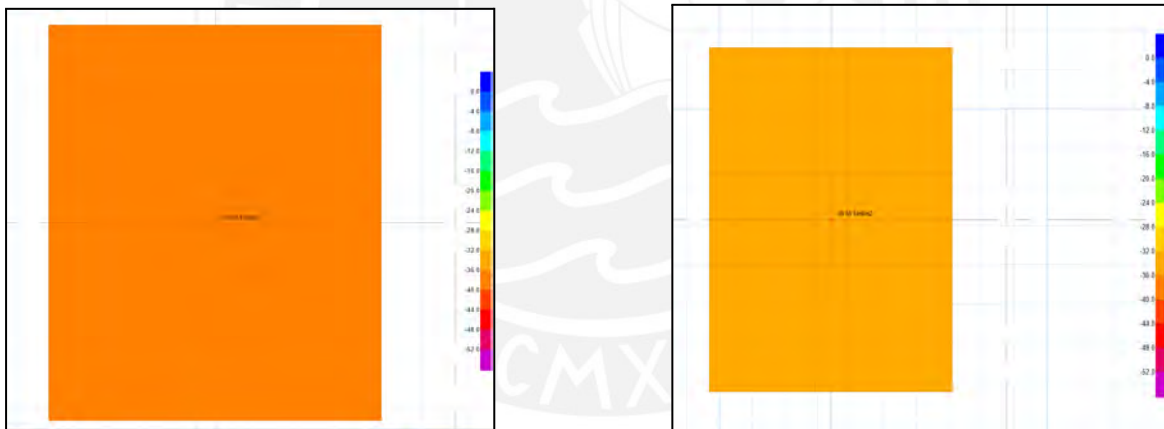


Figura 65. Modelo de zapata aislada Z-09 por combinaciones con sismo en X. (Fuente:propia)

Se observa que se obtiene un  $\sigma_{\text{máx}}=35.55 \text{ ton/m}^2$  para la combinación CM+CV-0.8SX, y para la combinación CM+CV+0.8SX el  $\sigma_{\text{máx}}=39.35 \text{ ton/m}^2$ , por lo que cumplen, ya que son menores al  $\sigma_{\text{adm}}= 52 \text{ ton/m}^2$ .

**CM+CV+0.8SisY**

**CM+CV-0.8SisY**

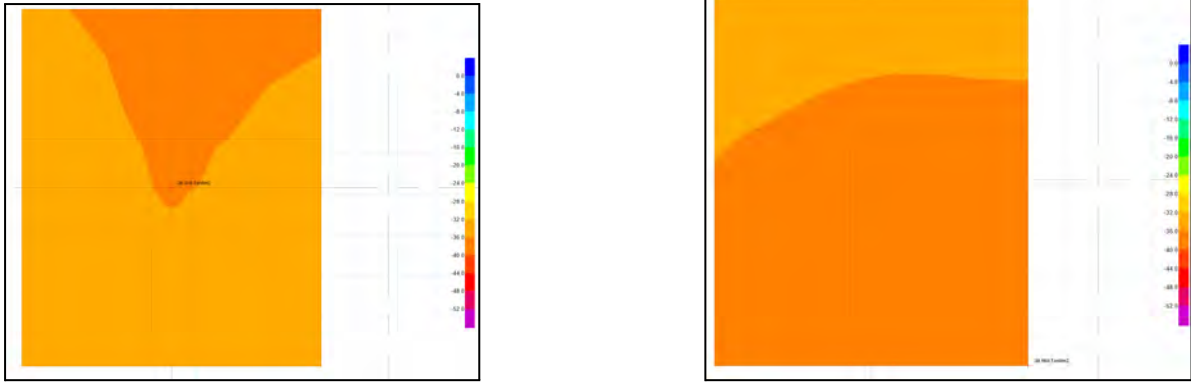


Figura 66. Modelo de zapata aislada Z-09 por combinaciones de sismo en el eje Y. (Fuente:propia)

Se puede notar que se obtiene un  $\sigma_{\text{máx}}=38.97 \text{ ton/m}^2$  para la combinación CM+CV-0.8SY, y para la combinación CM+CV+0.8SX el  $\sigma_{\text{máx}}=36.52 \text{ ton/m}^2$ , por lo que cumplen, ya que son menores al  $\sigma_{\text{adm}}= 52 \text{ ton/m}^2$ .

### **Diseño por corte**

Se analiza la zapata con la envolvente entre todos las combinaciones últimas, en el cual se obtiene como  $V_u = 41.44 \text{ ton}$

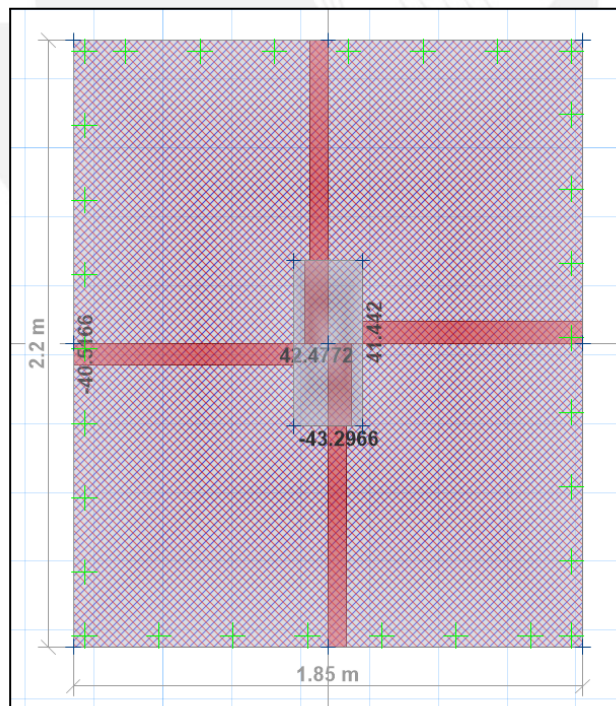


Figura 67. Fuerzas cortantes en zapata aislada Z-09. (Fuente:propia)

### **A. Diseño por punzonamiento**

Se usó:  $d= 50 \text{ cm}$  ,  $a= 25\text{cm}$ ,  $b=60\text{cm}$ .

Se halla la resistencia del concreto por sus 3 expresiones:

$$b_o = 2(25+50+50+60) = 370 \text{ cm}$$

$$\diamond \phi V_{c1} = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 370 * 50 = \mathbf{241.54 \text{ ton}}$$

$$\diamond \phi V_{c2} = 0.85 * \left(1 + \frac{2}{\frac{60}{25}}\right) * (0.53 * \sqrt{210} * 370 * 50) = \mathbf{217.24 \text{ ton}}$$

$$\diamond \phi V_{c3} = 0.85 * 0.27 * \left(\frac{40 * 50}{370} + 2\right) * 370 * 50 * \sqrt{210} = \mathbf{455.63 \text{ ton}}$$

Luego, se halla la cortante última:

$$V_u = \sigma_u * (A_{\text{zapata}} - A_{\text{punzonamiento}})$$

$$V_u = 51.02 * (2.2 * 1.85 - 0.825) = 165.56 \text{ ton}$$

Se usa el  $\phi V_{c2}$  (crítico) y se corrobora que  $\phi V_c > V_u$ , ya que  $V_u = 165.56 \text{ ton}$ .

## **B. Cortante**

Se usó  $d=50\text{cm}$   $b=220\text{cm}$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 220 * 50 = 71.81 \text{ ton.}$$

$V_u$  del análisis en SAFE = 41.44 ton.

Se comprueba que  $\phi V_c > V_u$ . En consecuencia, el peralte escogido resulta ser correcto.

## **Diseño por flexión**

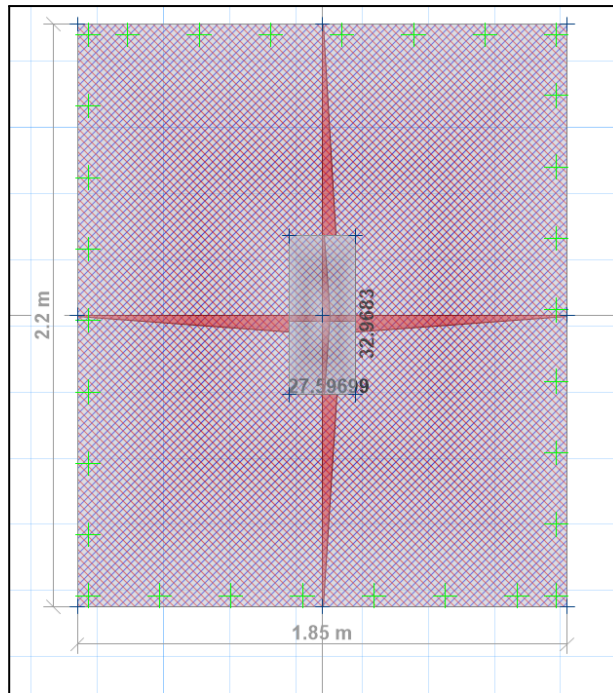


Figura 68. Momento flector en zapata aislada Z-09. (Fuente:propia)

Para 1 metro de ancho se diseña:

$b = 1\text{ m}$ ,  $h = 0.6\text{ m}$ .

- ❖  $A_s \text{ mín} = 0.0018 \times b \times h = 10.8\text{ cm}^2/\text{m}$
- ❖  $M_u = 32.97 / 2.20 = 14.99\text{ ton.m}$
- ❖  $A_s = 11.4\text{ cm}^2/\text{m}$

Se usa  $\phi 3/4'' @ 25\text{ cm}$  en cada dirección.

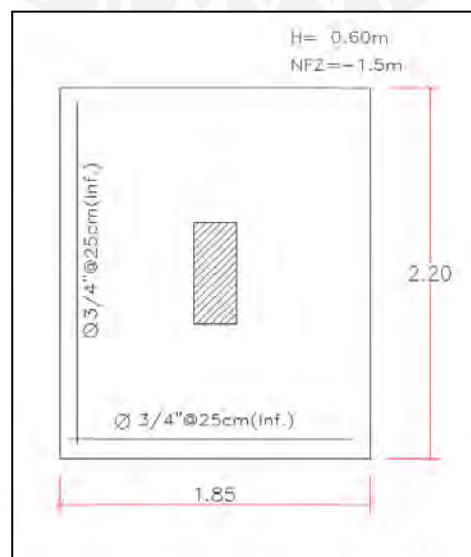


Figura 69. Diseño final de zapata aislada Z-09. (Fuente:propia)

**Diseño de zapata combinada**

Esta zapata sostiene las placas: PL07, PL05, PL04, PL06 y PL02.

Tabla 83. Cargas de placas en zapata Z-09.(Fuente:propia)

	Combinación	P(ton)	M2(ton.m)	M3(ton.m)
PL-02	Muerta	-147.0606	0.0881	-3.4573
	Viva	-21.7772	0.0554	-1.059
	Sismo X	133.8491	-2.2306	107.8439
	Sismo Y	38.9716	-0.5555	-300.2792
PL-04	Muerta	-125.8721	-0.019	-21.3765
	Viva	-16.84	-0.0071	-4.2428
	Sismo X	52.0462	0.7883	168.187
	Sismo Y	82.839	-2.3164	44.5292
PL-05	Muerta	-84.9059	-0.019	-19.4567
	Viva	-10.0333	-0.0071	-4.048
	Sismo X	-37.4324	0.7884	163.6975
	Sismo Y	-37.4318	-2.3163	40.1715
PL-06	Muerta	-171.751	0.5962	-19.3071
	Viva	-28.2854	0.1083	-3.5347
	Sismo X	-10.9178	1.0183	148.6416
	Sismo Y	27.4814	-3.7275	46.5625
PL-07	Muerta	-180.3652	8.1714	-0.2892
	Viva	-17.6498	11.4445	-0.6073
	Sismo X	-126.8785	-370.0713	-84.6993
	Sismo Y	-60.3604	-93.2042	-281.5582

Se realizó un predimensionamiento con las cargas de servicio , pero un factor de disminución de la q admisible de 0.45, ya que las cargas de sismo son mayores, debido a que son placas.

$$A_{zapata} = \frac{1.05 * 804.42}{0.45 * 40} = 46.92 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, se utilizó una zapata de 8.3x 6.25m, la cual tiene una área de 51.88 m2. Sus esfuerzos se realizaron en el programa SAFE 2016.

- Cargas de gravedad

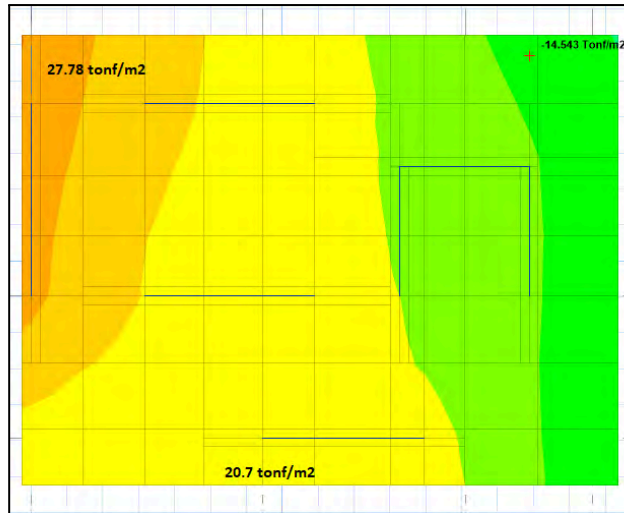


Figura 70. Esfuerzos por gravedad en zapata Z-05.

- Cargas de sismo

En la combinación:

CM+CV+0.8SisX

CM+CV-0.8SisX

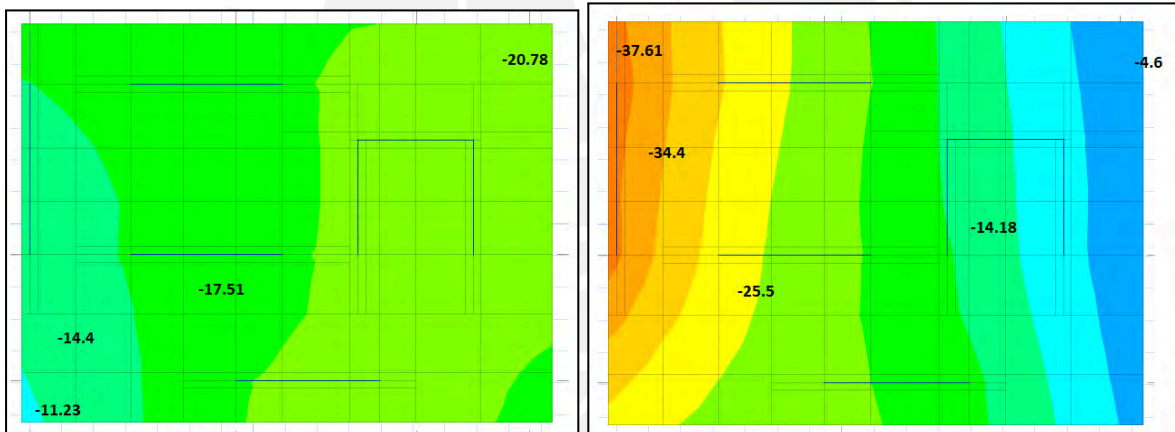


Figura 71. Cargas combinadas por sismo en X en zapata Z-05.(Fuente:propia)

Se observa que se obtiene un  $\sigma_{\text{máx}}=37.61 \text{ ton/m}^2$  para la combinación CM+CV-0.8SX, y para la combinación CM+CV+0.8SX el  $\sigma_{\text{máx}}=20.78 \text{ ton/m}^2$ , por lo que cumplen, ya que son menores al  $\sigma_{\text{adm}}= 52 \text{ ton/m}^2$ .

CM+CV+0.8SisY

CM+CV-0.8SisY

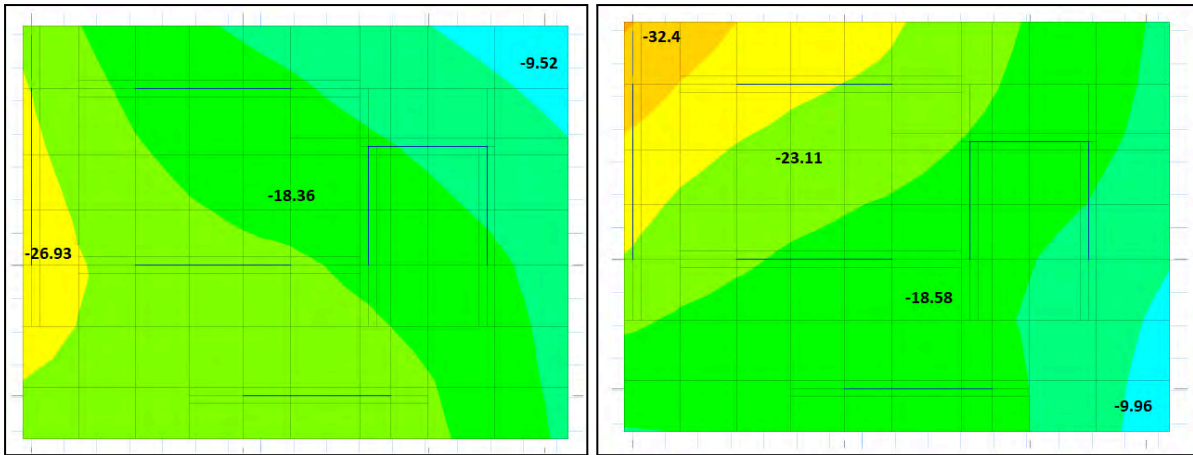


Figura 72. Cargas combinadas por sismo en Y en zapata Z-05.(Fuente:propia)

Se observa que se obtiene un  $\sigma_{\text{máx}}=32.4 \text{ ton/m}^2$  para la combinación CM+CV-0.8SY, y para la combinación CM+CV+0.8SY el  $\sigma_{\text{máx}}=26.93 \text{ tn/m}^2$ , por lo que cumplen, ya que son menores al  $\sigma_{\text{adm}}= 52 \text{ ton/m}^2$ .

### **Diseño por punzonamiento**

Se escogió un peralte de 100cm, y se comprobó por punzonamiento. Se muestra en la Tabla N°84 las cargas últimas por corte de punzonamiento y la resistencia al concreto.

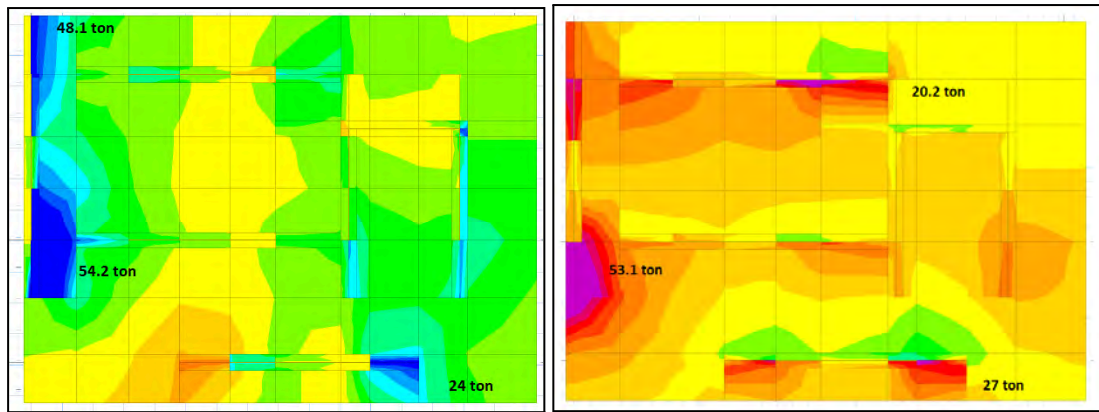
Tabla 84. Fuerzas cortantes aplicadas en la zapata Z-05.(Fuente:propia)

	PL-02	PL-04	PL-05	PL-06	PL-07
<b>Bo (m)</b>	4.98	8.84	8.84	8.6	14.9
<b>A-Ao(m2)</b>	3.58775	4.543125	4.543125	8.368094	9.786656
<b>Vu(ton)</b>	<b>138.48715</b>	<b>151.740375</b>	<b>146.742938</b>	<b>227.612157</b>	<b>267.175709</b>
<b><math>\Phi V_c</math> (ton)</b>	346.9068	628.524	628.524	617.652	949.428

Según la Tabla N°84, se cumple que ( $V_u < \Phi V_c$ ) para cada caso, por lo que el peralte escogido es el indicado.

### **Diseño por cortante**

Se muestran las fuerzas cortantes en toda la zapata para ambas direcciones:



Dirección XX

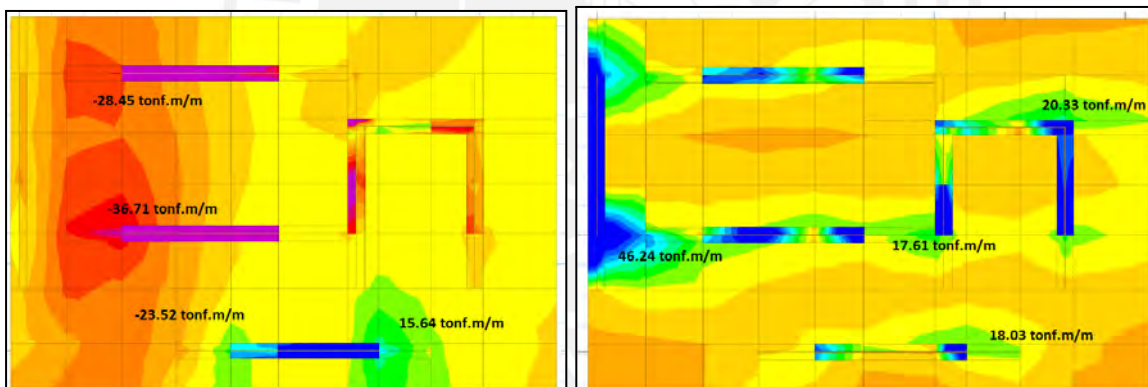
Dirección YY

Figura 73. Fuerzas cortantes en ambas direcciones en zapata Z-05. (Fuente: propia)

Como se observa en los valores son menor al  $\phi V_c = 58.75 \text{ ton/m}$ ; por ende, el peralte de la zapata es correcto.

### Diseño por flexión

Se muestran los momentos flectores para ambas direcciones en toda el área de la zapata:



Dirección XX

Dirección YY

Figura 74. Momentos flectores en ambas direcciones en zapata Z-05. (Fuente: propia)

Como se observa en las Figuras, la carga máxima generada por la envolvente es de  $-36.71 \text{ tonf.m/m}$  en la parte negativa y en la positiva es de  $46.24 \text{ tonf.m/m}$ . Lo cual es admisible, ya que esta losa de peralte de  $1 \text{ m}$  tiene como resistencia:  $\phi Mn = 47.41 \text{ tonf.m/m}$  para una distribución de  $\phi 3/4" @ 0.2 \text{ m}$  en ambas direcciones, la cual tiene un acero de  $14.2 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

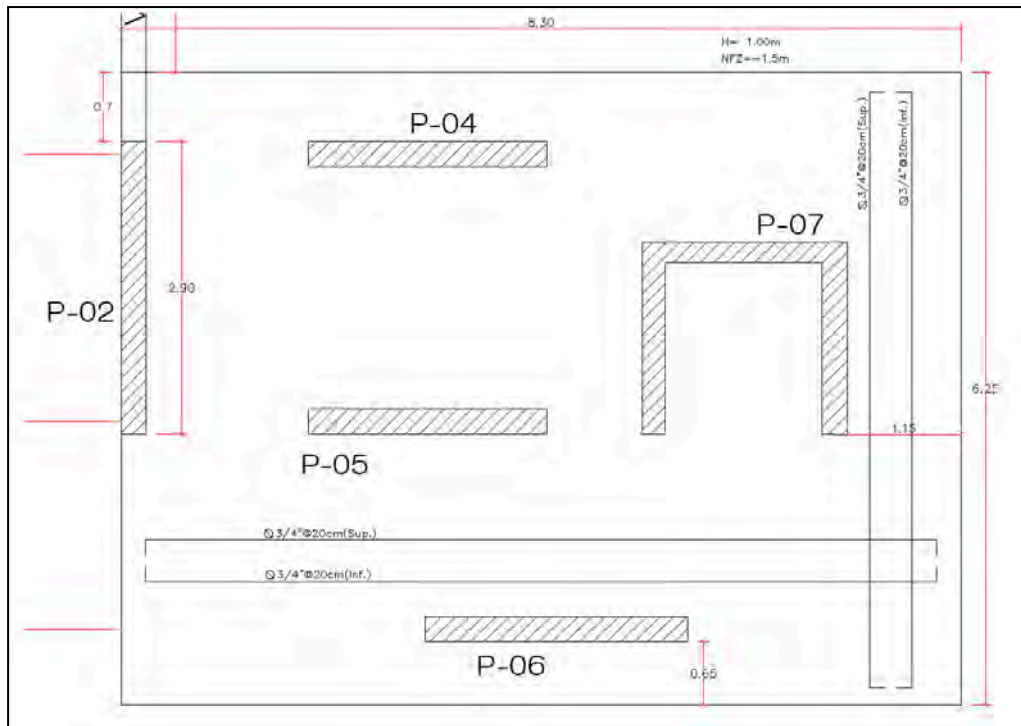


Figura 75. Detalle de acero de la zapata aislada Z-05.

### Diseño de la viga de cimentación (VC-01)

Se utilizó un peralte de 1m, para el diseño por flexión, debido a los altos momentos generados por la envolvente.. Seguidamente, se analizará la VC-01 con área 0.25x1.00 m

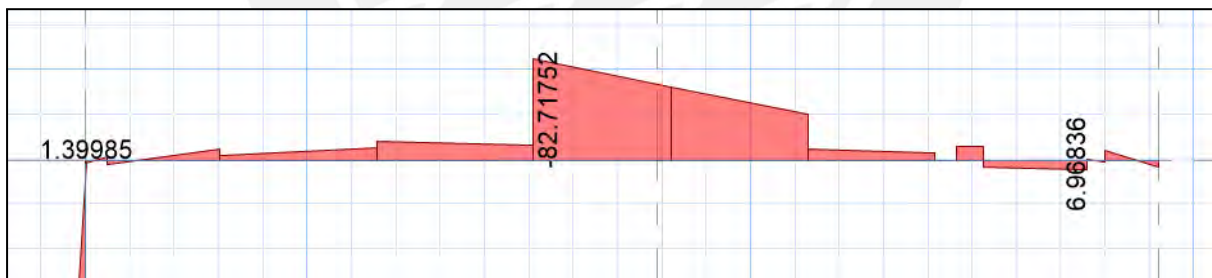


Figura 76. DMF de la viga de cimentación VC-01.

Como se observa el momento último es de 82.71 tonf.m, por lo que se utilizaron 6 $\phi$ 1" en la parte que se generan momentos negativos, lo que nos genera un  $\phi M_n = 88.72$  ton.m.

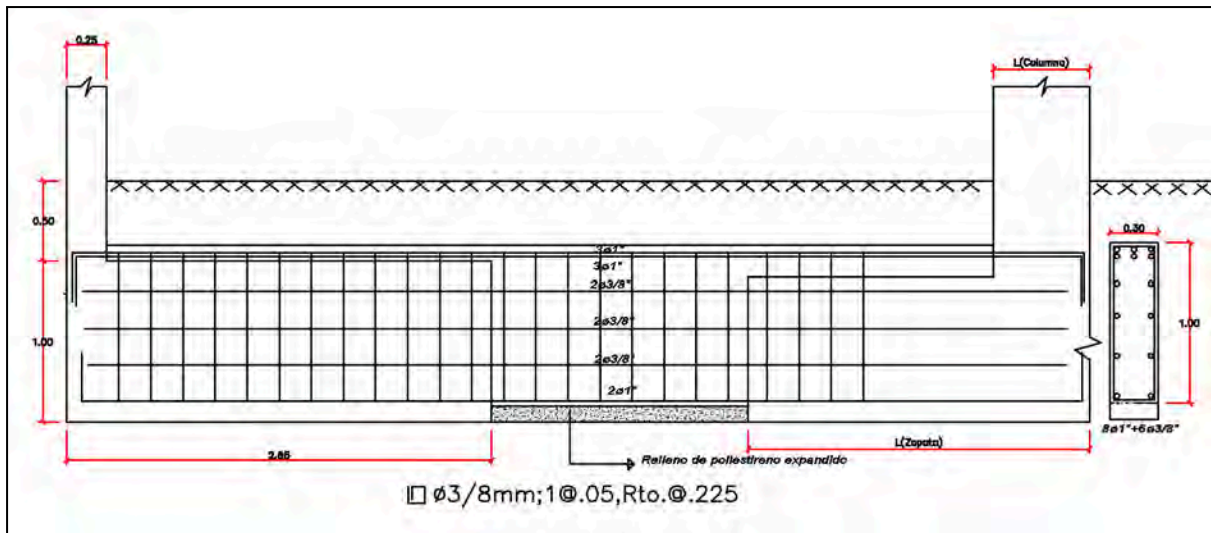


Figura 77. Detalle de la viga de cimentación VC-01.

## 9. DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

### 9.1. Diseño de escaleras

El análisis y diseño de estos elementos se realizan considerándolos como losas macizas en una dirección inclinadas. La escalera se encuentra apoyada sobre losas macizas en cada piso de la edificación. A manera de ejemplo, se diseñará la escalera en dos tramos de uno de los niveles de nuestro edificio.

Se presentan las especificaciones de nuestras escaleras:

- Contrapasos (cp):  $265/16=18$  cm
- Paso (p): 25 cm
- Garganta de escalera: 15 cm

Se calcularon las cargas que actuarán sobre la escalera:

- Tramo inclinado de la escalera:

Tabla 85. Cargas en el tramo inclinado.(Fuente:propia)

CARGA VIVA	0.2*1	0.2	ton/m
	wcv	0.2	ton/m
CARGA MUERTA	0.1*1	0.1	ton/m
	2.4*1*0.26	0.624	ton/m
	wcm	0.724	ton/m

- Descanso de la escalera:

Tabla 86. Cargas en el descanso.(Fuente:propia)

CARGA VIVA	0.2*1	0.2	ton/m
	wcv	0.2	ton/m
CARGA MUERTA	0.1*1	0.1	ton/m
	2.4*1*0.18	0.432	ton/m
	wcm	0.532	ton/m

Se colocaron las cargas tanto muertas y vivas en la escalera , como se observa en la imagen:

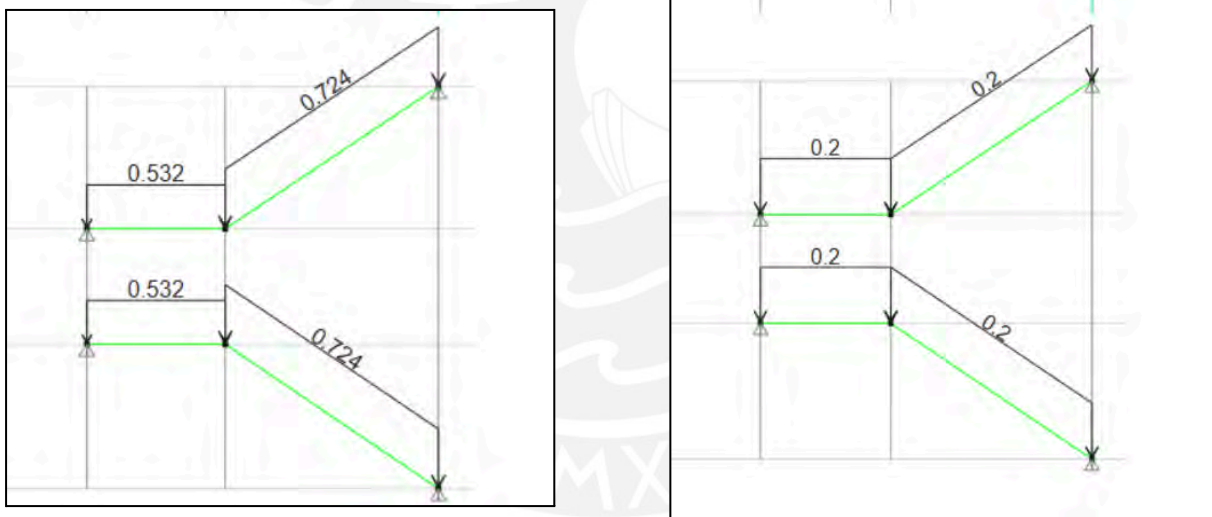


Figura 78. Cargas aplicadas (CM y CV) al modelo de ETABS. (Fuente:propia)

Una vez aplicadas las cargas, se obtienen los resultados del análisis estructural, tanto para momentos flectores y fuerzas cortantes:

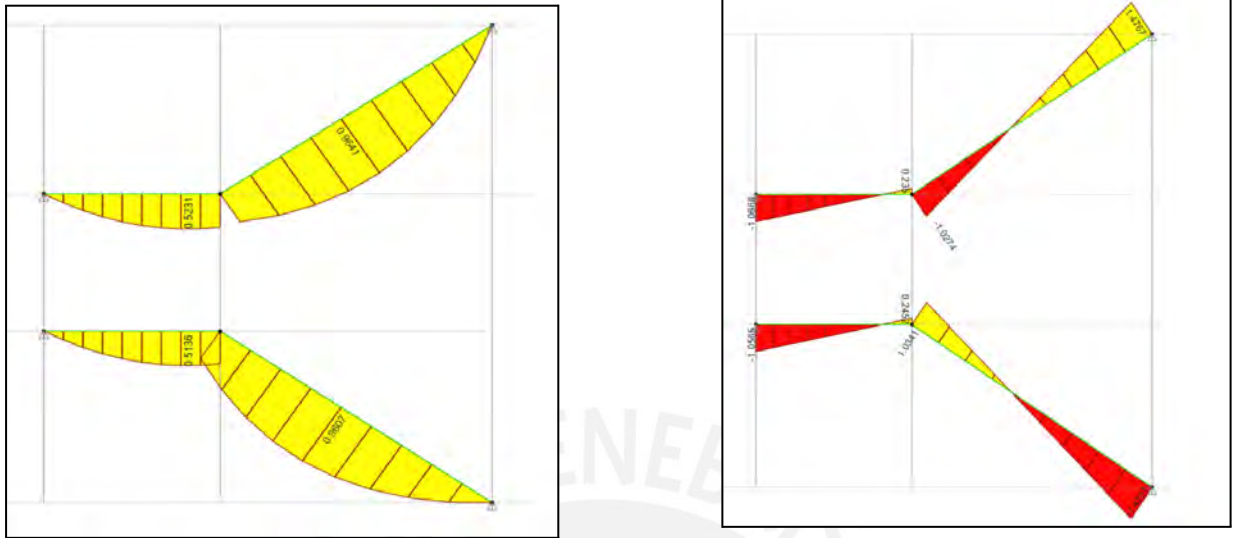


Figura 79. DFC y DMF de la escalera. (Fuente:propia)

Se calculó el acero mínimo de la sección:

Tabla 87. Acero mínimo por flexión.(Fuente:propia)

b	100
h	15
As min	2.7

En la parte superior de la sección el acero requerido va a ser el mínimo. Se colocarán aceros de Ø3/8", con un distanciamiento "S":

$$S=0.71/2.43=25 \text{ cm}$$

Para el tramo inclinado del elemento, se halla el acero requerido con el momento solicitado.

Tabla 88. Diseño por flexión en la escalera.(Fuente:propia)

Mu(tn.m)	a(cm)	As req(cm2)
0.97	0.24	0.26

Ya que la cuantía es menor al acero mínimo, se va a colocar la cuantía mínima requerida para la sección, por lo que se tendrá aceros de Ø3/8", con un distanciamiento "S":

$$S=0.71/2.43=25 \text{ cm}$$

Para el cálculo del acero transversal, usando aceros  $\text{Ø}3/8$ ", con un distanciamiento "S":

$$S=0.71/2.7=25 \text{ cm}$$

Por lo que el diseño final de nuestra escalera sería como el que se presenta :

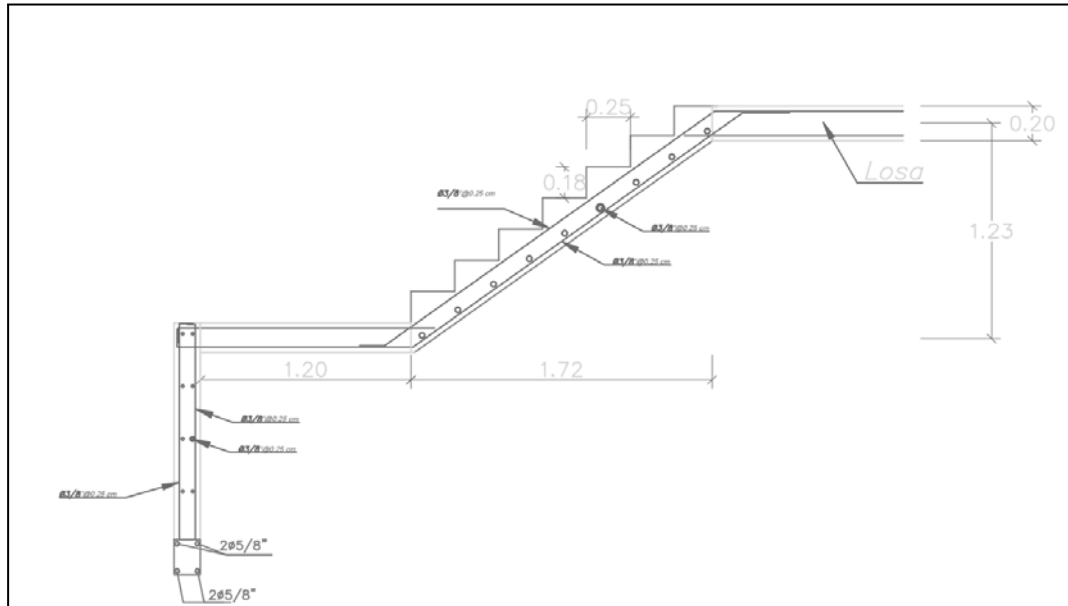


Figura 80. Detalle de escalera(piso típico). (Fuente:propia)

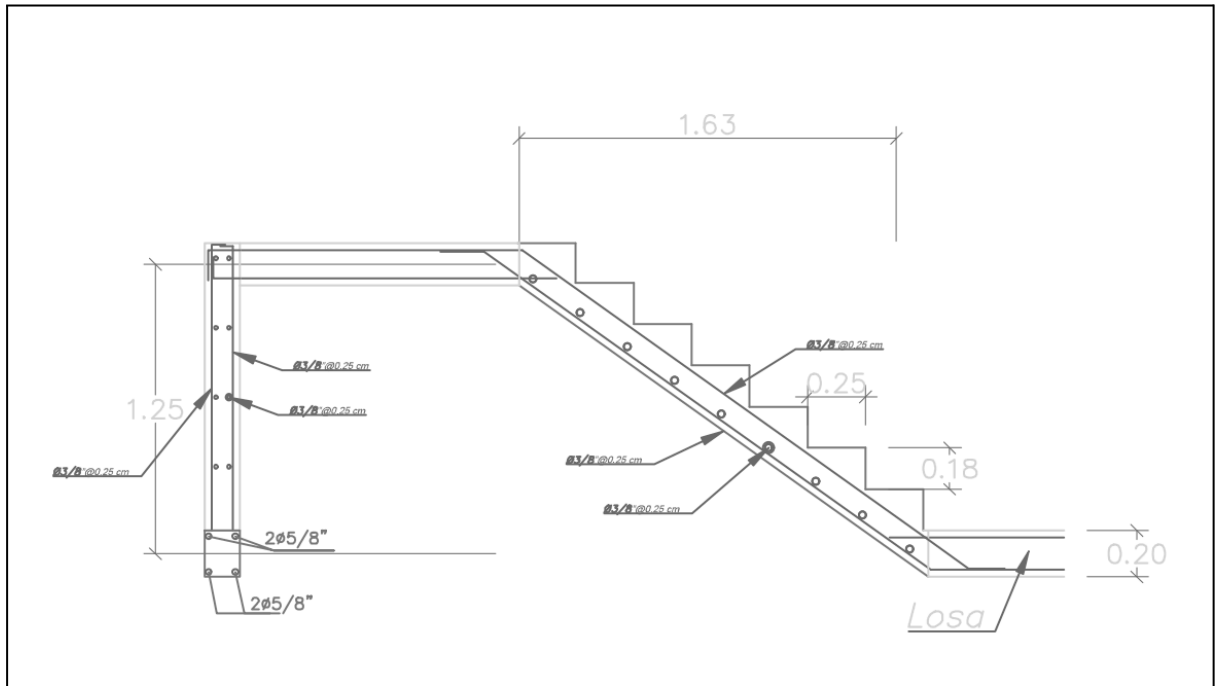


Figura 81. Detalle de escalera(piso típico). (Fuente:propia)

## 9.2. Diseño de tabiquería

La tabiquería es considerado un elemento no estructural para nuestro proyecto, por lo que serán diseñados de manera aislada del sistema estructural de concreto armado para que no interactúen y se dañen ante un posible sismo.

Con base de la norma E.030 se diseñan bordes de confinamiento y con la Norma E.070 para evitar volteos de la tabiques, debido a las fuerzas perpendiculares que se presentan en el plano. Dichas fuerzas se calculan de la siguiente manera:

$$V = \frac{F_i}{P_i} * C1 * P_e$$

Donde:

C1: valores tomados de la Tabla N°12 del capítulo 6 de la norma E.030.

P: Peso de todo el tabique (incluye vigas y columnetas)

Z y U: Parámetros del análisis sísmico.

Reemplazando en las expresiones, se obtiene lo siguiente:

- $V = \frac{50.26}{327.69} * 3 * 2.825 * 1.95 * 0.13 * 1.8 = 593.13 \text{ kg}$
- $V \text{ mín} = 0.5 * 0.45 * 1 * 1 * 2.825 * 1.95 * 0.13 * 1.8 = 290 \text{ kg}$
- $w = 0.4 * 0.45 * 1 * 1 * 0.15 * 1800 = 48.6 \text{ kg/m}^2$

Luego, se halla el momento flector que se reparte en toda la dimensión del muro.

$$M_s = m * w * a^2$$

Donde:

$M_s$ : Momento por unidad de longitud.

$m$ : coeficiente de momento (extraído de la Tabla 12)

$a$ : dimensión crítica del muro (extraído de la Tabla 12)

La norma E.030 establece un coeficiente de momento “ $m$ ” y una dimensión crítica “ $a$ ” para muros arriostrados dependiendo de su cantidad de arriostres.

Tabla 89. Valores de coeficientes de momentos.(Fuente:Tomada de “Norma E.030)

TABLA 12 VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS "m" y DIMENSION CRITICA "a"								
<b>CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS</b>								
a = Menor dimensión								
b/a = 1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞	
m = 0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125	
<b>CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS</b>								
a = Longitud del borde libre								
b/a = 0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0	∞
m = 0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128	0,132	0,133
<b>CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES</b>								
a = Altura del muro								
m = 0,125								
<b>CASO 4. MURO EN VOLADIZO</b>								
a = Altura del muro								
m = 0,5								

Para el caso de esta edificación se usará arriostrado en sus 4 lados del muro, para que no se produzcan casos de volcamientos.

Se tiene para el muro a analizar:

- $a = 1.95$
- $b = 2.825$
- $b/a = 1.45$

Por ende, se obtiene el “m” de 0.078 extraído de la Tabla. Luego, se reemplaza en la siguiente expresión:

$$M_s = 0.078 * 48.6 * 1.95^2 = 14.41 \text{ kg.m/m}$$

Se halla el esfuerzo generado por el momento del muro:

$$f_m = \frac{6 * M_t}{t^2} = \frac{6 * 14.41}{15^2} = 0.38 \text{ kg/cm}^2$$

La norma E.070 especifica que el esfuerzo normal no debe exceder a  $1.5 \text{ kg/cm}^2$  para muros de albañilería simple.

Por ende, se cumple lo establecido ya que  $0.38 \text{ kg/cm}^2 < 1.5 \text{ kg/cm}^2$ .

### 9.2.2. Diseño de viga de arriostre

Se consideró una viga de arriostre de  $0.15 \times 0.17 \text{ m}$ . Se considera el aporte de la propia viga solera sobre el muro ,y de la carga distribuida del muro hacia el muro.

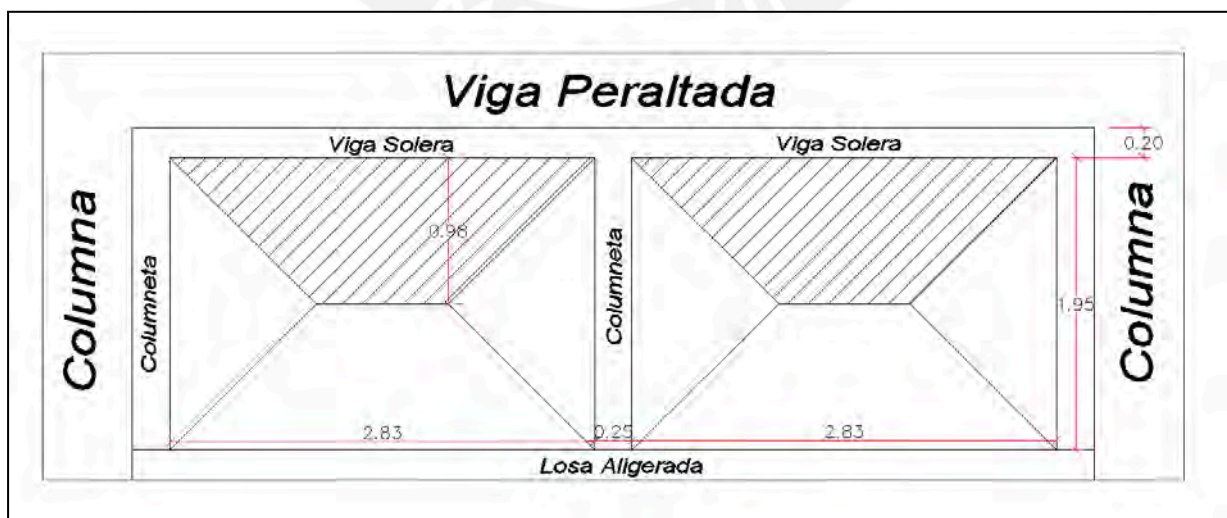


Figura 82. Distribución de cargas para viga solera. (Fuente:propia)

Metrado de cargas

- $W \text{ viga} = 0.4 * Z * U * S * t_v * \gamma * h = 0.4 * 0.45 * 1 * 1 * 0.15 * 2400 * 0.2 = 12.96 \text{ kg/m}$
- $W \text{ muro} = 48.6 * 0.975 = 47.3 \text{ kg/m}$

Finalmente, se amplifican las cargas :

- $W_u \text{ viga} = 1.25 * 12.96 = 16.2 \text{ kg/m}$
- $W_u \text{ muro} = 1.25 * 47.3 = 59.13 \text{ kg/m}$

### Carga distribuida

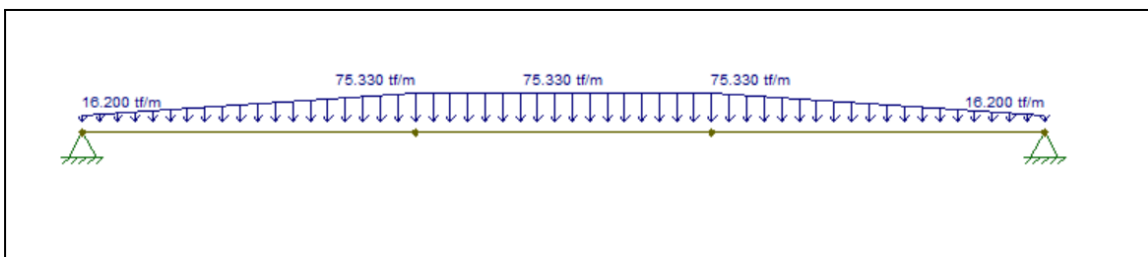


Figura 83. Distribución de cargas para viga solera. (Fuente:propia)

### DMF (kg)



Figura 84. Distribución de momento flector para viga solera. (Fuente:propia)

### DFC (kg)

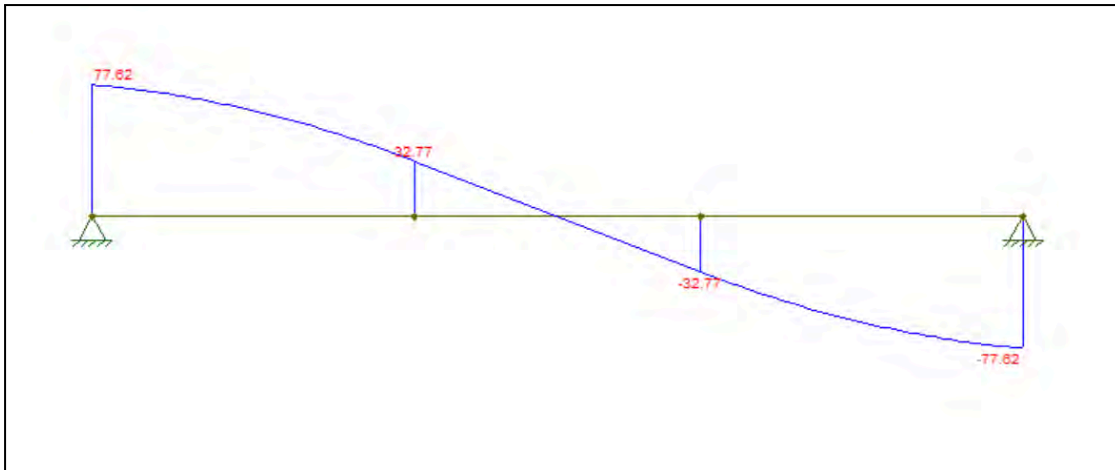


Figura 85. Diagrama de fuerza cortante de la viga solera. (Fuente:propia)

### Diseño por flexión

- $b=17$  cm
- $d= 15-3 = 12$  cm
- $M_u= 65.95$  kg.m
- $A_s \text{ min} = 0.543$  cm<sup>2</sup>
- $\phi M_n = 293.58$  kg.m
- $A_s \text{ colocado } (2\phi^{3/8})= 0.71$  cm<sup>2</sup>

Por ende, se estimará colocar  $1\phi^{3/8}$  en ambos sentidos de la sección de esta viga solera.

### Diseño por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{175} * 17 * 12 = 1566.81 \text{ kg} = 1.43 \text{ ton}$$

Como se observa del resultado y de la Figura de DFC:  $\phi V_c > V_u$  ( $1430.29 \text{ kg} > 77.62 \text{ kg}$ )

Por ende, el uso de estribos no sería necesario; sin embargo, se estima colocar un estribaje mínimo.

**$\phi 6\text{mm}$** :  $1@.05, 4@.10, \text{Rto.}@.25$ .

### 9.2.3. Diseño de columneta de arriostre

Se utilizó una sección de 0.15 x 0.25 m, se utilizó el mismo método de diseño que para la viga solera en donde actuaban las cargas del peso propio como cargas perpendiculares, se muestra el método del sobre que se realizó sobre el muro:

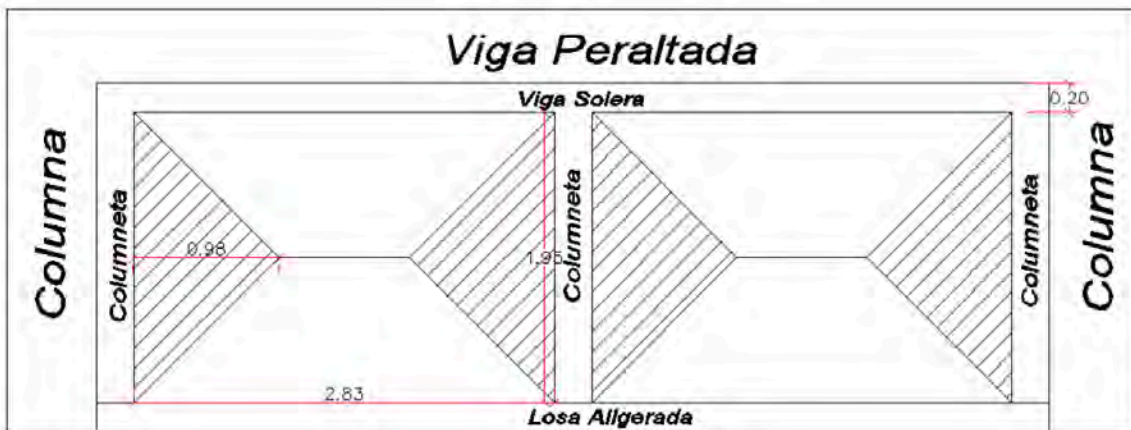


Figura 86. Distribución de cargas para columnetas. (Fuente:propia)

#### **Metrado de cargas**

$$W_{col} = 1.25 * (0.4 * 0.45 * 1 * 1 * 0.15 * 2400 * 0.25) = 20.25 \text{ kg/m}$$

$$W_{muro} = 1.25 ( 48.6 * 0.975) = 59.23 \text{ kg/m}$$

$$P_{viga} = 77.62 \text{ kg.}$$

Se muestran las cargas aplicadas al elementos, así como su análisis estructural:

**Carga distribuida**

**DMF (kg.m)**

**DFC (kg)**

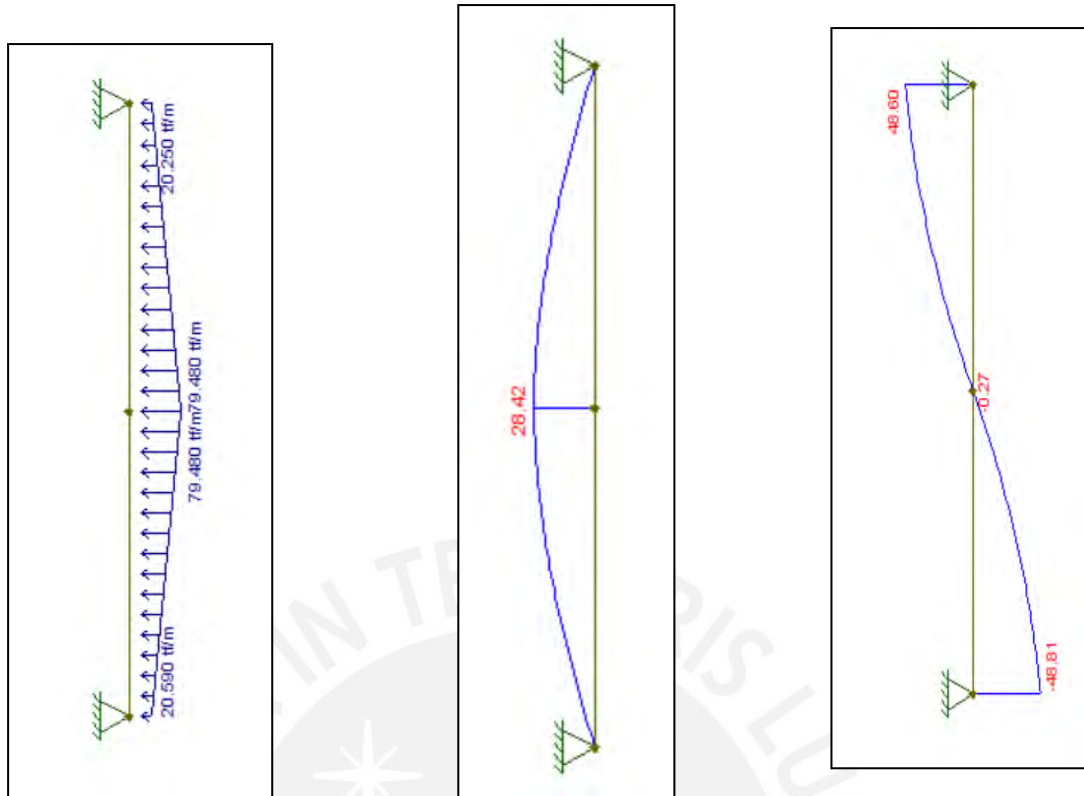


Figura 87. Distribución de carga distribuida, DMF y DFC en columneta. (Fuente:propia)

### Diseño por flexión

- $b = 0.25 \text{ m}$
- $d = 0.15 - 0.3 = 0.12 \text{ m}$
- $M_u = 28.42 \text{ kg.m}$
- $A_s \text{ min} = 0.725 \text{ cm}^2$
- $\phi M_n = 570.45 \text{ kg.m}$
- $A_s \text{ colocado } (4\phi^{3/8}) = 1.42 \text{ cm}^2$

Por ende, se estimará colocar  $2\phi^{3/8}$  en ambos sentidos de la sección de la columneta.

### Diseño por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{175} * 25 * 12 = 1787.8 \text{ kg} = 1.78 \text{ ton}$$

Como se observa del resultado y de la Figura de DFC:  $\phi V_c > V_u$  ( $1787.8 \text{ kg} > 28.42 \text{ kg}$ )

Por ende, el uso de estribos no sería necesario; sin embargo, se estima colocar un estribaje mínimo.

$\phi 6\text{mm}$ : 1@.05,4@.10,Rto.@.25.

### Diseño de cimiento corrido

- N° pisos = 1
- $\sigma$  suelo =  $4\text{kg/cm}^2$
- $D_f = 1.5\text{ m}$
- sobrecimiento =  $(15 \times 50)\text{ cm}$
- $\gamma_{\text{suelo}} = 1.8\text{ kg/m}^2$

### Carga muerta

- Muros:  $1800 \times 0.15 \times 0.2 \times 1 = 526.5\text{ kg/m}$
- Vigas :  $2400 \times 0.15 \times 0.2 \times 1 = 72\text{ kg/m}$
- Sobrecimiento:  $2300 \times 0.15 \times 0.5 = 172.5\text{ kg/m}$
- Cimiento corrido:  $2300 \times 0.5 \times 0.3 = 345\text{kg/m}$
- $H_{\text{cimiento}} \geq l_d + r_e$

$$\phi^{3/8} = 0.71$$

$$L_{d1} = \left(0.075 \times \frac{4200}{\sqrt{100}}\right) \times 0.71 = 22.36$$

$$L_{d2} = 0.0044 \times 4200 \times 0.71 = 13.12$$

$$H = 22.36 + 7.5 = 29.86\text{cm}$$

$$\text{Carga última} = 1.4 \times 111.6 = 1562.4\text{ kg/m} = 1.56\text{ tn/m}$$

$$\sigma_{\text{neto}} = 40 - 1.8 \times 1.5 = 37.3\text{ tn/m}^2$$

### Dimensiones del cimiento

$$A_{\text{cimiento}} = \frac{C u}{\sigma_{\text{neto}}} = \frac{1.56}{37.37} = 0.05\text{m}^2$$

De largo se asume 1m, entonces el ancho requerido es 5cm, pero se escoge un ancho mínimo de 40 cm.

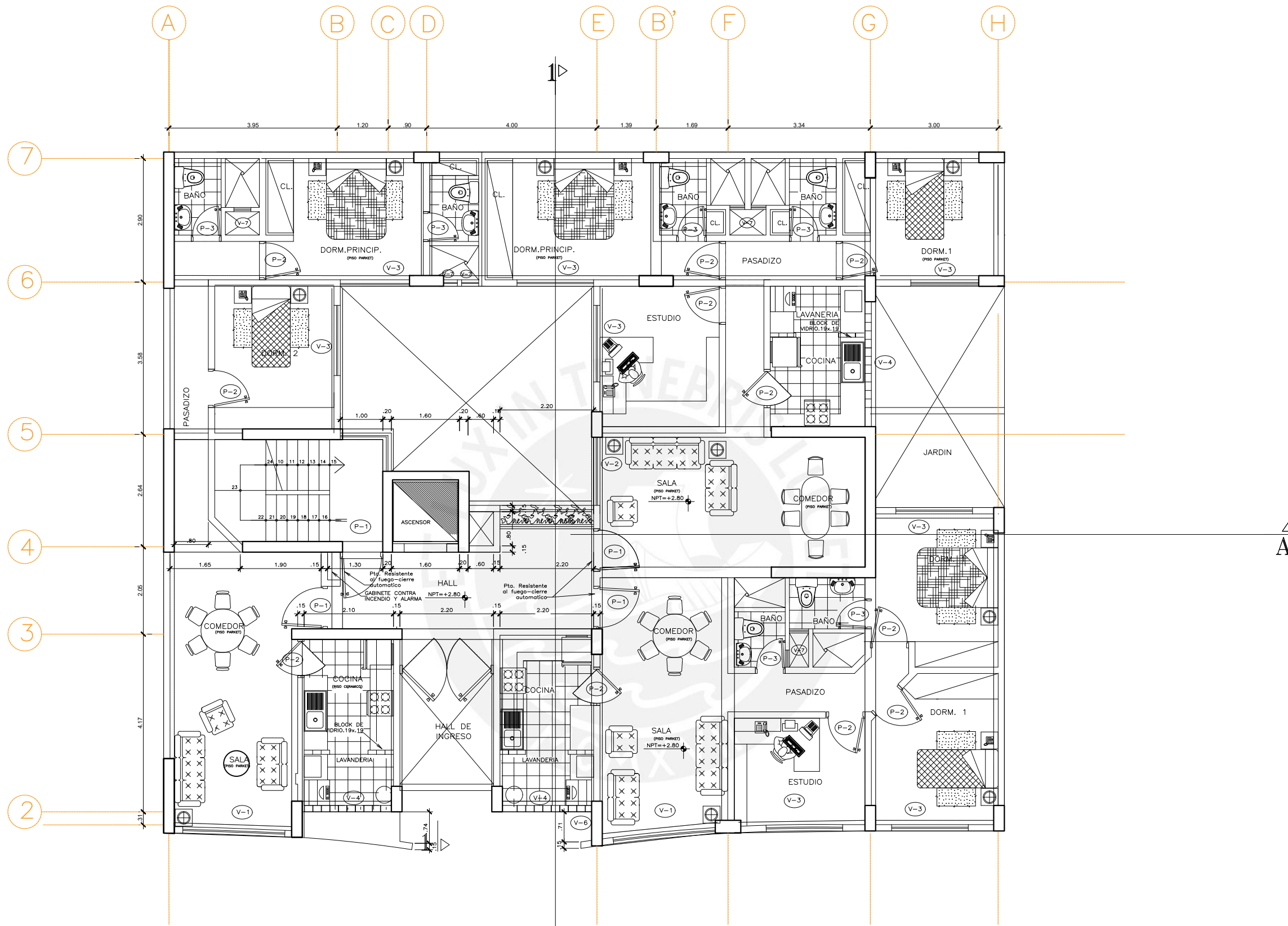
## 10. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

- Los metrados de cargas obtenidos por el programa ETABS son muy similares a los obtenidos manualmente, por lo que es posible confiar en los valores obtenidos por el programa.
- En la mayoría de las vigas, la variable determinante para el diseño fue la influencia de las cargas de gravedad, a excepción de las vigas 4, 7 y 14, donde debido a su corta longitud, prevaleció el diseño por capacidad.
- En las losas macizas, se estableció un peralte de 17 cm debido a la presencia de instalaciones, y esta dimensión se conservó uniformemente en todas las demás losas con el objetivo de optimizar el proceso de encofrado.
- ❖ Los resultados brindan peraltes altos debido a que no se tienen sótanos; por ende, los esfuerzos cortantes y de punzonamiento son elevados en ciertas zapatas.
- ❖ Debido a que la edificación se encuentra en una esquina, las placas colindantes a los vecinos necesitaron de vigas de cimentación por las excentricidades.
- ❖ En la mayor parte de las columnas del edificio solo se requirió de cuantía mínima ( $\rho=1\%$ ), a pesar de que se requería de menos, por lo que indica que es un diseño conservador.
- ❖ La estructura es regular, por lo que los resultados de análisis espectral, por lo que las cortantes basales se tuvieron que escalar al 80% del estático. Los factores de escala a multiplicar fueron en dirección X: 1.08(MY+), 1.04(MY-) y en dirección Y: 1.19(MX+), 1.27(MX-).
- ❖ Para determinar el acero necesario en vigas, no se consideró el acero en compresión, salvo en el caso de la viga 14, en la que se le consideró porque en caso contrario, el acero requerido excedía el acero máximo de la sección.

- ❖ Se asumió como valor de Ro el correspondiente al sistema de muros estructurales. Luego se verificó que esta asunción fue correcta, ya que como los muros toman más del 70 % de la cortante basal, se pudo concluir que se tenía un sistema de muros estructurales en las dos direcciones.

## 11. BIBLIOGRAFÍA

- Blanco, A. (1997). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú, Colección del Ingeniero Civil.
- Loa, G. (2017). Diseño estructural de un edificio de concreto armado de seis pisos y dos sótanos. Lima: Repositorio digital de tesis PUCP.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. 2019 Norma E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. 2018 Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. 2006 Norma E.020 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. 2018 Norma E.050 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. 2019 Norma E.070 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ottazzi, G. (2014). Apuntes del Curso Concreto Armado 1. Lima: Fondo Editorial PUCP.



PLANTA PRIMER PISO

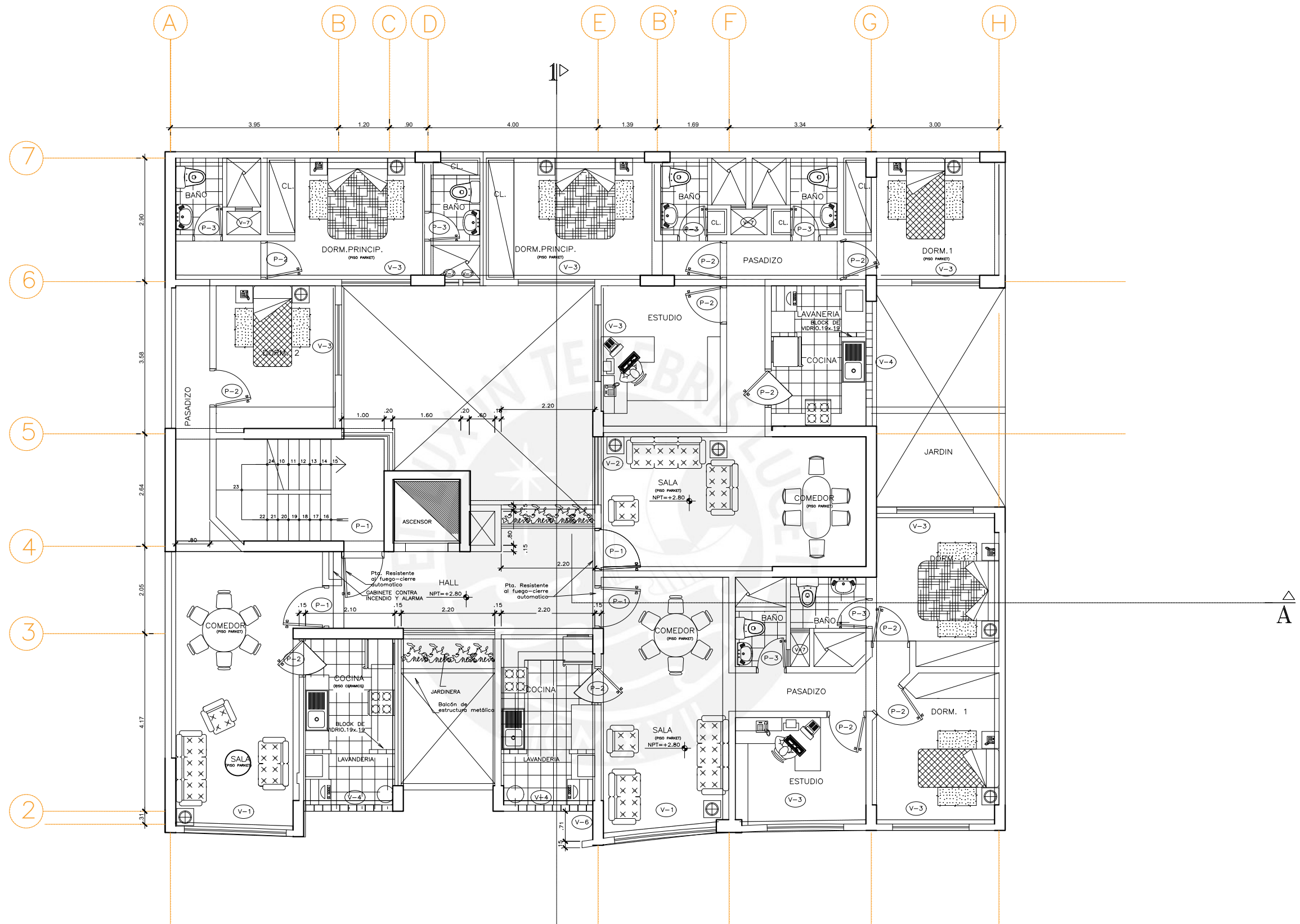


**PUCP**

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR

ASESOR: PAULO MEJIA TREJO

PLANO:	PLANTA DE PRIMER PISO	ESCALA:	1/50	<b>A-01</b>
DISÑO:	BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO	FORMATO:	A3	



PLANTA PISO TÍPICO:



**PUCP**

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR

ASESOR: PAULO MEJIA TREJO

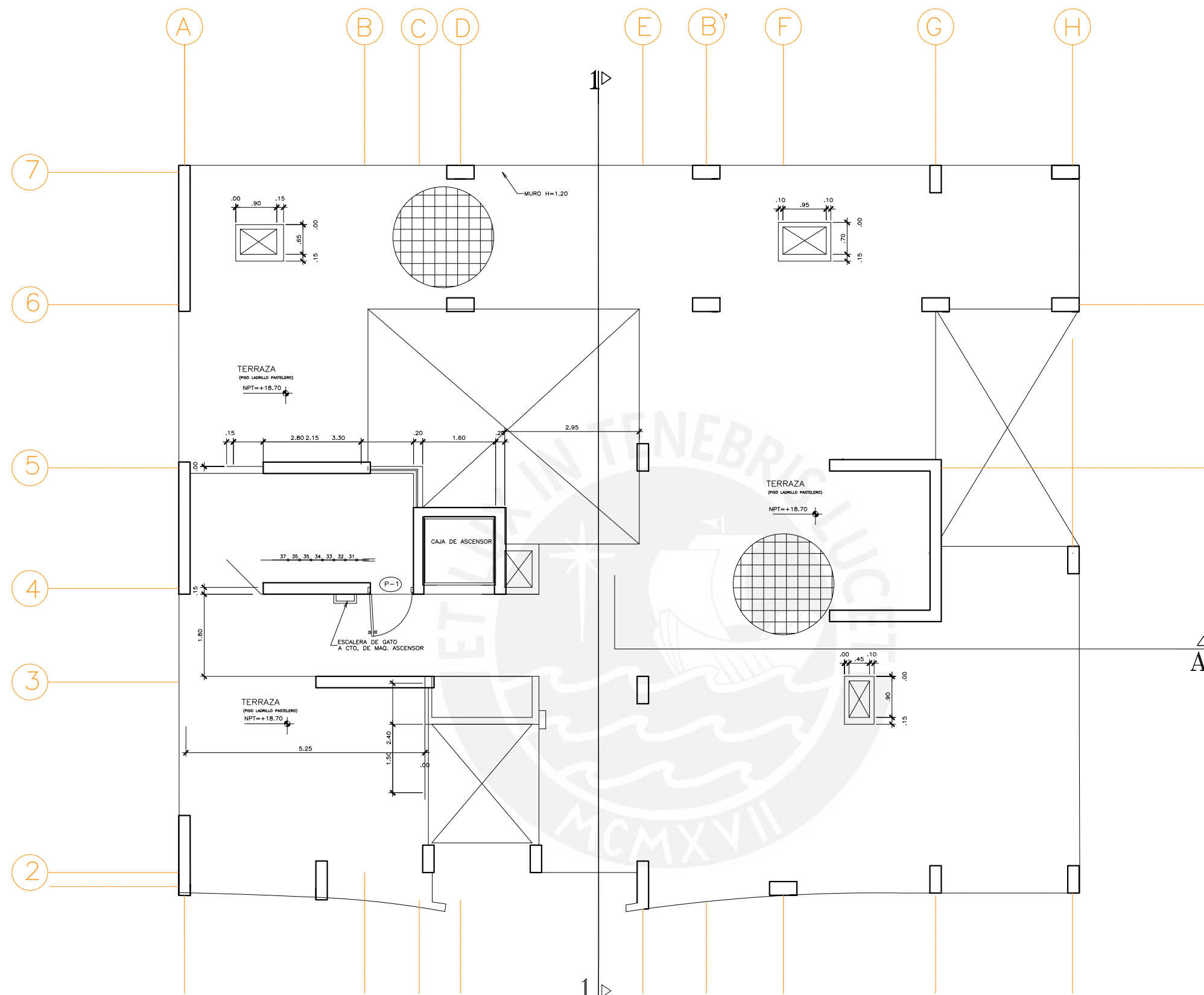
PLANO: PLANTA DE PISO TÍPICO

ESCALA: 1/50

A-02

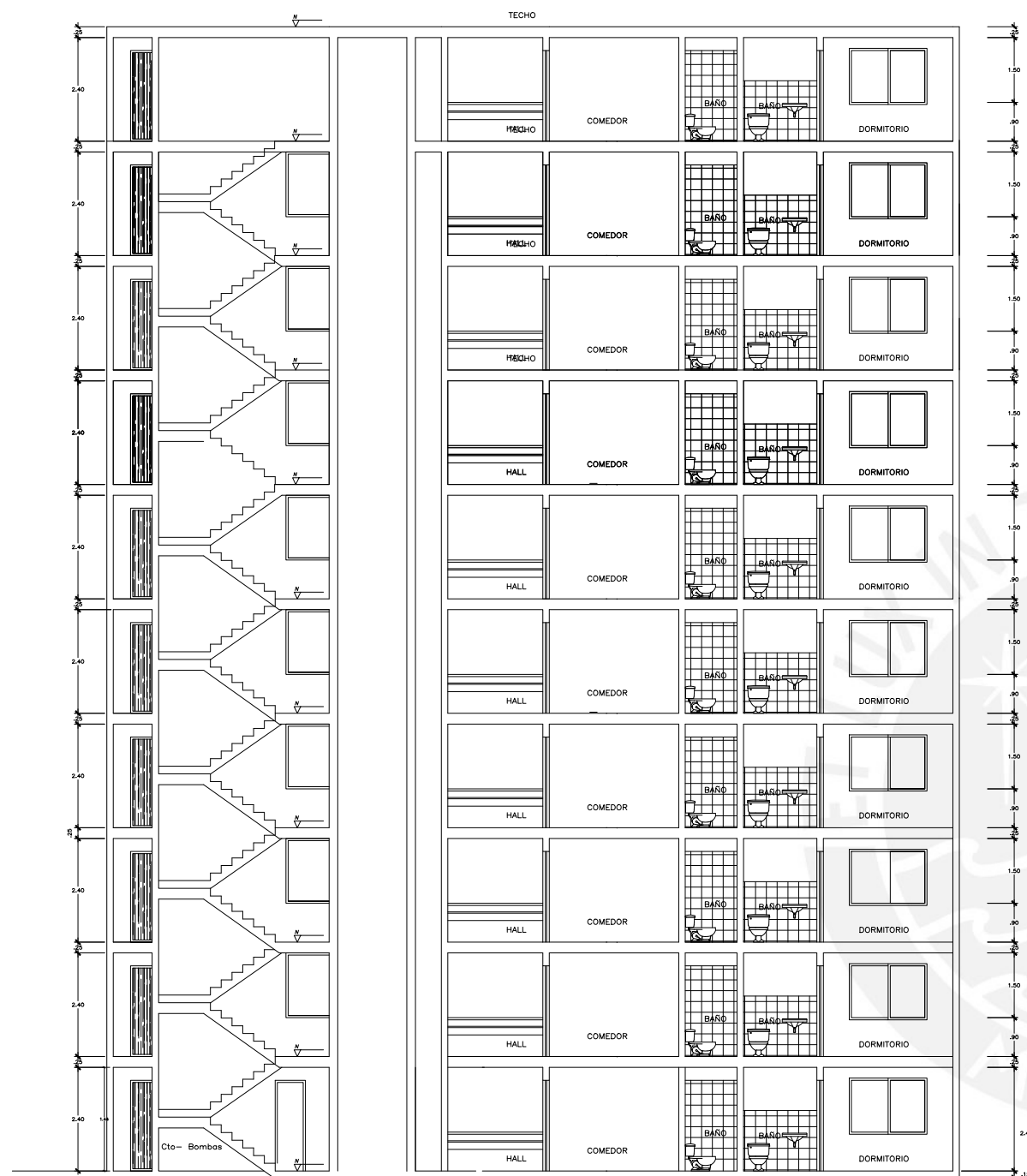
DISÑO: BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO

FORMATO: A3

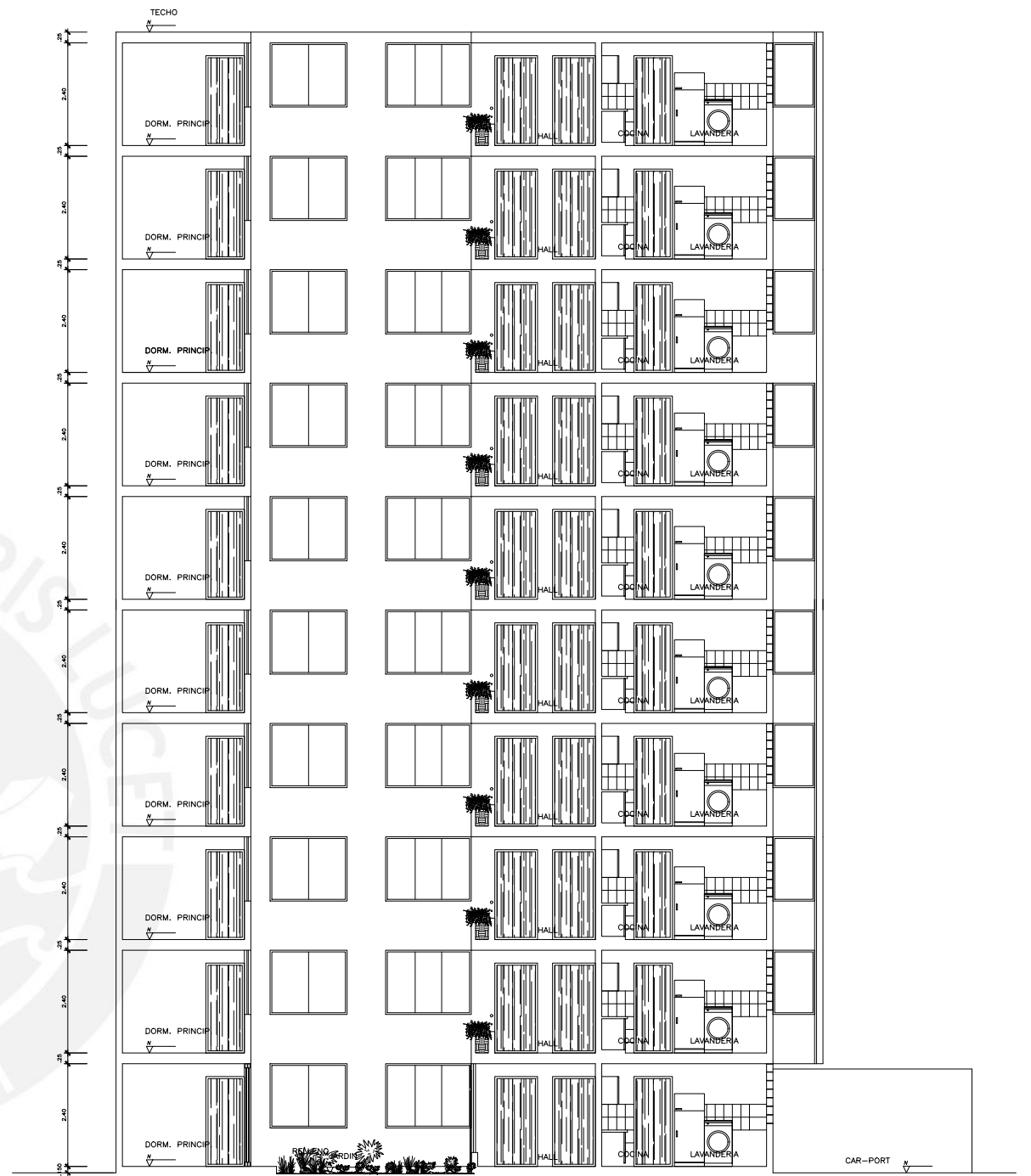


PLANTA AZOTEA:

	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR	<b>A-03</b>
	ASESOR:	PAULO MEJIA TREJO	
PLANO:	PLANTA DE AZOTEA	ESCALA: SE ESPECIFICA	
DISEÑO:	BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO	FORMATO: A3	



CORTE A-A



CORTE 1-1



**PUCP**

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR

ASESOR: PAULO MEJIA TREJO

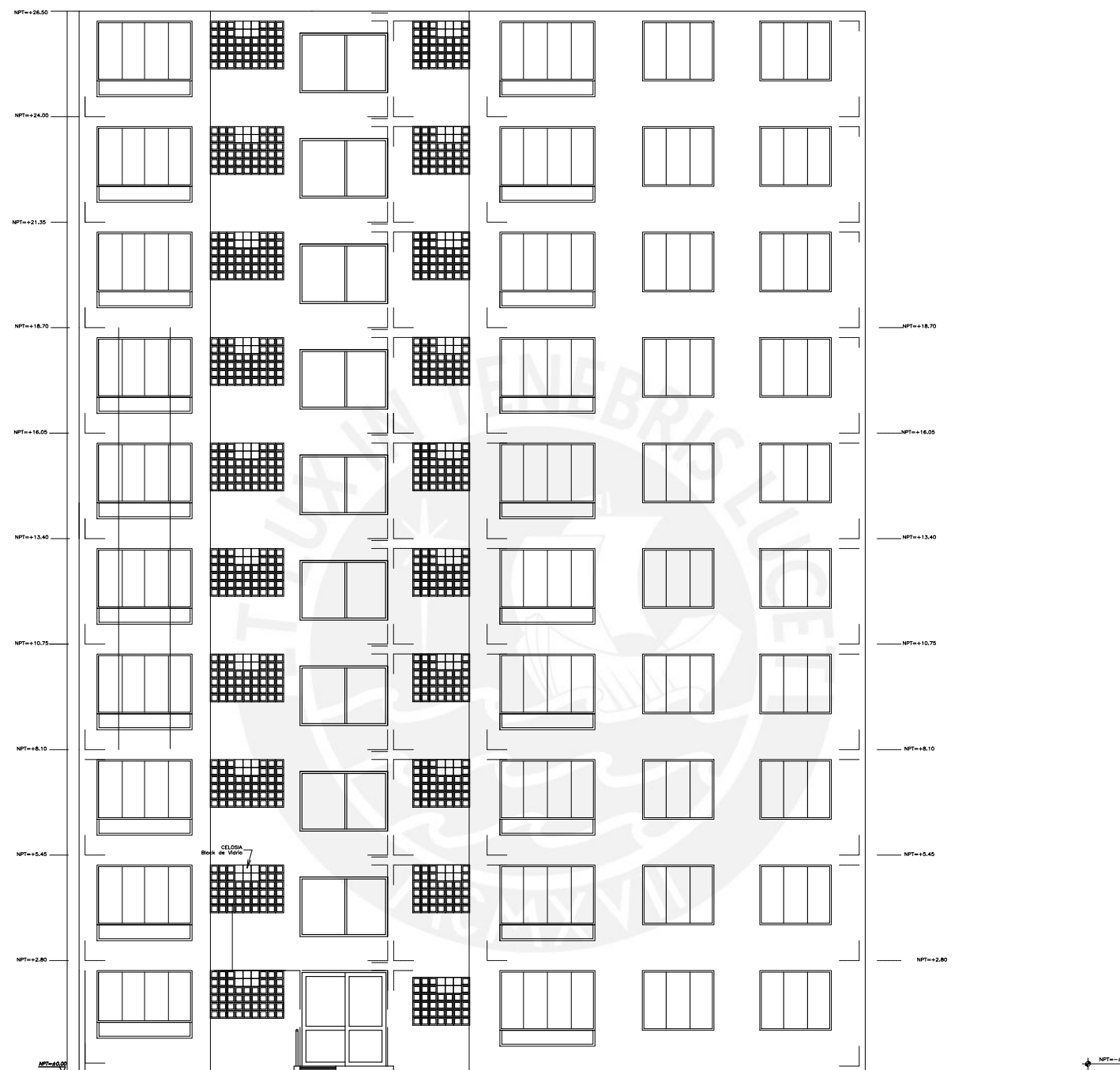
PLANO: CORTE TRANSVERSAL

ESCALA: SE ESPECIFICA


A-04

DISÑO: BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO

A3



ELEVACION PRINCIPAL (Jr. CUZCO)

	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR		<b>A-05</b>
	ASESOR: PAULO MEJIA TREJO		
PLANO:	PLANO DE ELEVACIÓN		ESCALA: SE ESPECIFICA
DISEÑO:	BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO		A3

## RELACION DE PLANOS

PLANO No.	TITULO
E-01	ESPECIFICACIONES GENERALES
E-02	DETALLES Y ESTRUCTURAS TÍPICAS I
E-03	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
E-04	PLANTA DE CIMENTACIÓN Y CORTES
E-05	VIGAS DE CIMENTACIÓN
E-06	PLACAS Y CUADRO DE COLUMNAS I
E-07	PLACAS Y CUADRO DE COLUMNAS II
E-08	PLACAS Y CUADRO DE COLUMNAS III
E-09	PLACAS Y CUADRO DE COLUMNAS IV
E-10	PLACAS Y CUADRO DE COLUMNAS V
E-11	ENCOFRADO DE PRIMER PISO Y PISO TÍPICO
E-12	ENCOFRADO DE AZOTEA
E-13-20	VIGAS
E-21	DETALLE DE ESCALERA

## ESPECIFICACIONES GENERALES

- ESTOS PLANOS DEBEN SER LEIDOS EN CONJUNTO CON TODOS LOS PLANOS DE LAS DISTINTAS ESPECIALIDADES.
- ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS CUALQUIER DISCREPANCIA EN LOS PLANOS DEBE SER REPORTADA OPORTUNAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
- LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES NO DEBEN SER OBTENIDOS POR MEDICIÓN DIRECTA DE ESTOS PLANOS.
- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBEN SER CONSTATADAS POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
- DURANTE LAS OBRAS, EL CONTRATISTA DEBE SER RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN Y ERECCIÓN DE LA ESTRUCTURA. CONSULTAR PREVIAMENTE LAS ESPECIFICACIONES DE CADA MATERIAL.
- LOS MATERIALES Y MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS DE LAS EDICIONES VIGENTES DE LOS REGLAMENTOS RELEVANTES DEL PERÚ.

## CARGAS

CARGAS VIVAS:-	
REGLAMENTO:-	E-0.20
VIVIENDAS, CORRIDORES	200 kg/m <sup>2</sup>
AZOTEA	100 kg/m <sup>2</sup>
NOTA: VER INDICACIONES EN PLANTA DE CARGAS VIVAS ESPECIALES	

## PARAMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

### SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:

Sistema de muros de concreto armado

- $S_a$  ACCELERACION ESPECTRAL  $S_a = \frac{ZUSC}{R} g$
- C FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA  $C = 2.5x(T_p/T), C < 2.5$
- Z FACTOR DE ZONA  $Z = 0.45$  (Zona 4)
- U FACTOR DE CATEGORIA DE EDIFICACION  $U = 1.0$  Categoría "C"
- S PARAMETRO DE SUELO  $S = 1.00$
- $T_p$  PERIODO LIMITE DE LA PLATAFORMA DEL ESPECTRO, EN SEGUNDOS  $T_p = 0.40$   
 $T = 2.50$
- R COEFICIENTE DE REDUCCION
- |   |   |
|---|---|
| Sistema Estructural Muros Estructurales | Sistema Estructural Muros Estructurales |
| $R_x = 6.0$                             | $R_y = 6.0$                             |
| Factor Irregularidad                    | Factor Irregularidad                    |
| $I_a = 1.0$                             | $I_a = 1.0$                             |
| $I_p = 1.0$                             | $I_p = 1.0$                             |
| $R_x - x = R_x \cdot I_a \cdot I_p$     | $R_y - y = R_y \cdot I_a \cdot I_p$     |
| $R_x - x = 6$                           | $R_y - y = 6$                           |
- D DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS  
 Direc. X-X: 12.44 cm.  
 Direc. Y-Y: 11.49 cm.
- δ DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO (d/h)  
 Direc. X-X: 0.0058  
 Direc. Y-Y: 0.0055
- S Separación Sísmica desde el límite del terreno  
 $S_x - x : 10.00$  cm.  
 $S_y - y : 10.00$  cm.

## CIMENTACIONES

- REFERIRSE AL ESTUDIO DE SUELOS DESARROLLADO POR EL INGENIERO RESPONSABLE
- RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION-

TIPO DE CIMENTACION	CIMENTACION SUPERFICIAL MEDIANTE ZAPATAS CUADRADAS Y/O CIMENTOS CORRIDOS.
ESTRATO DE APOYO	GRAVA
PROFUNDIDAD MIN. DE CIMENTACION	Df=150
PRESION ADMISIBLE	4.00 kg/cm <sup>2</sup>
MAXIMO ASENTAMIENTO ESPERADO	1.95 cm
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO	NO ENCONTRADO
RECOMENDACIONES ADICIONALES:	NO SE ENCONTRÓ PRESENCIA DE SULFATOS NI SALES AGRESIVAS. USAR CEMENTO PORTLAND TIPO V

- NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGANICO, TIERRA VEGETAL, DESMONTES, RELLENO SANITARIO O RELLENO ARTIFICIAL. ESTOS MATERIALES INADECUADOS SERAN REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACION Y SERAN REEMPLAZADOS CON MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.

## CONCRETO Y REFUERZOS

### 1. COLOCACION:-

- EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACION FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACION DEBIDA A SU MANIPULACION O TRANSPORTE.
- LA COLOCACION DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLASTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FACILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE EL REFUERZO.
- NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE, O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRAÑOS.
- NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUES DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO DESPUES DE SU FRAGUADO INICIAL.
- UNA VEZ INICIADA LA COLOCACION DEL CONCRETO, ESTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACION CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCION DEFINIDA POR SUS LIMITES O JUNTAS ESPECIFICADAS.
- LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS COLOCADAS ENTRE ENCOFRADOS VERTICALES POR LO GENERAL DEBE ESTAR A NIVEL.
- TODO CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACION, Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO, DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DE LOS ENCOFRADOS.

### 2. CURADO:-

- A MENOS QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCION 5.11.3 DEL ACI-318-02, EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10° C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DIAS DESPUES DE LA COLOCACION (EXCEPTO PARA CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).
- EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL DEBE MANTENERSE POR ENCIMA DE 10° C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS LOS 3 PRIMEROS DIAS, EXCEPTO CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCION 5.11.3 DEL ACI-318-02.

### 3. ENCOFRADO:-

- LOS ENCOFRADOS PARA CONCRETO DEBEN SER DISEÑADOS Y CONSTRUIDOS POR UN PROFESIONAL RESPONSABLE DE ACUERDO A LOS REGLAMENTOS VIGENTES. EL CONSTRUCTOR DEBERA SER RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCION DE LA ESTRUCTURA, INCLUYENDO ENCOFRADOS Y ACABADOS.

### 4. CALIDAD DEL CONCRETO:-

#### CONCRETO SIMPLE

ELEMENTO	RESISTENCIA A COMPRESION DE CILINDROS A LOS 28 DIAS, f'c	TAMANO MAXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MAXIMO
CIMENTO CORRIDO (CONCRETO CICLOPEO 1:10 +30% DE PIEDRA GRANDE)	-	6"	-
SOBRECIMIENTO (CONCRETO CICLOPEO 1:8 +25% DE PIEDRA MEDIANA)	-	3"	-
FALSO PISO (CONCRETO CICLOPEO 1:8 (e=4"))	-	4"	-

#### CONCRETO ARMADO

ELEMENTO	RESISTENCIA A COMPRESION DE CILINDROS A LOS 28 DIAS, f'c	TAMANO MAXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MAXIMO
ZAPATAS Y VIGAS DE CIMENTACIÓN	210 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
VIGAS, LOSAS Y ESCALERAS	210 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
PLACAS Y COLUMNAS	210 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
COLUMNETAS Y VIGAS DE AMARRE	175 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"
MUROS DE CISTERNA	280 kg/cm <sup>2</sup>	1"	4"

### 5. ACERO DE REFUERZO:-

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA, f <sub>y</sub>
ACERO LONGITUDINAL	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>
ESTRIBOS	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm <sup>2</sup>

### 6. RECUBRIMIENTOS:-

LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DEL REFUERZO (MEDIDOS DESDE ESTRIBOS Y VARILLAS DE CONFINAMIENTO) SERAN LOS SIGUIENTES, A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE LO CONTRARIO EN PLANOS Y DETALLES:

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
ZAPATAS	7.0 cm
MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA Y/O TERRENO	4.0cm EN CARA HUMEDA Y/O CON TERRENO 2.0cm EN CARA SECA
PLACAS Y LOSAS	2.0cm
COLUMNAS	4.0cm
VIGAS	4.0cm

### 7. LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO NO INCLUYEN LOS ESPESORES DE LOS ACABADOS:

### 8. NO SE PERMITE UTILIZAR ACERO OXIDADO O CON ACEITE O CON CUALQUIER OTRO MATERIAL QUE DISMINUYA SU ADHERENCIA.

### 9. TODAS LAS BARRAS DEBEN SER DOBLADAS EN FRIJO

### 10. LAS EMPALMES DEL REFUERZO DEBERAN EFECTUARSE SOLAMENTE EN LAS POSICIONES MOSTRADAS EN ESTOS PLANOS. CUANDO LOS EMPALMES NO SE ENCUENTREN ESPECIFICADOS EN LOS PLANOS, ESTOS DEBERAN SER EFECTUADOS PARA DESARROLLAR TODA LA RESISTENCIA DEL REFUERZO.

### 11. SE DEBE EVITAR TRASLAPES DE VARILLAS DENTRO DE LOS NUDOS, EN UNA ZONA IGUAL A DOS VECES EL PERALTE EFECTIVO.

### 12. EL PRIMER ESTRIBO SE DEBE COLOCAR A 50 mm DE LA CARA DEL APOYO EN TODAS LAS VIGAS.

### 13. DONDE SE EFECTUE UN TRASLAPE SE DEBERA COLOCAR UN ESTRIBO EXTRA.

### 14. NO SE PERMITE TRASLAPE DEL REFUERZO MEDIANTE SOLDADURA. SE USARAN CONECTORES MECANICOS O TRASLAPES EN CUMPLIMIENTO CON EL ACI 318-02 PREVIA CONSULTA CON EL ING. ESTRUCTURAL.

### 15. LOS TRASLAPES DEBERAN ALTERNARSE PARA TENER MENOS DEL 50% DE VARILLAS TRASLAPADAS EN UNA MISMA SECCION.

### 16. LAS JUNTAS DE CONSTRUCCION O DE VACIADO QUE NO ESTEN ESPECIFICADAS EN PLANTAS O DETALLES EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES, DEBERAN SER UBICADAS Y APROBADAS POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.

### 17. NO SE EFECTUARAN DUCTOS O PENETRACIONES ADICIONALES A LOS MOSTRADOS EN LOS PLANOS, EN ELEMENTOS DE CONCRETO SIN LA APROBACION PREVIA DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.

### 18. EL REFUERZO EN ESTOS PLANOS ESTA REPRESENTADO DIAGRAMATICAMENTE. NO ESTA NECESARIAMENTE MOSTRADO EN SU PROYECCION REAL.


### 19. NOTIFICAR AL SUPERVISOR CON 24 HORAS DE ANTICIPACION AL VACIADO. EL CONCRETO NO DEBERA SER VACIADO SIN LA APROBACION DEL SUPERVISOR.

### 20. EL REFUERZO NO SERA CONTINUO EN LAS JUNTAS DE CONTRACCION.

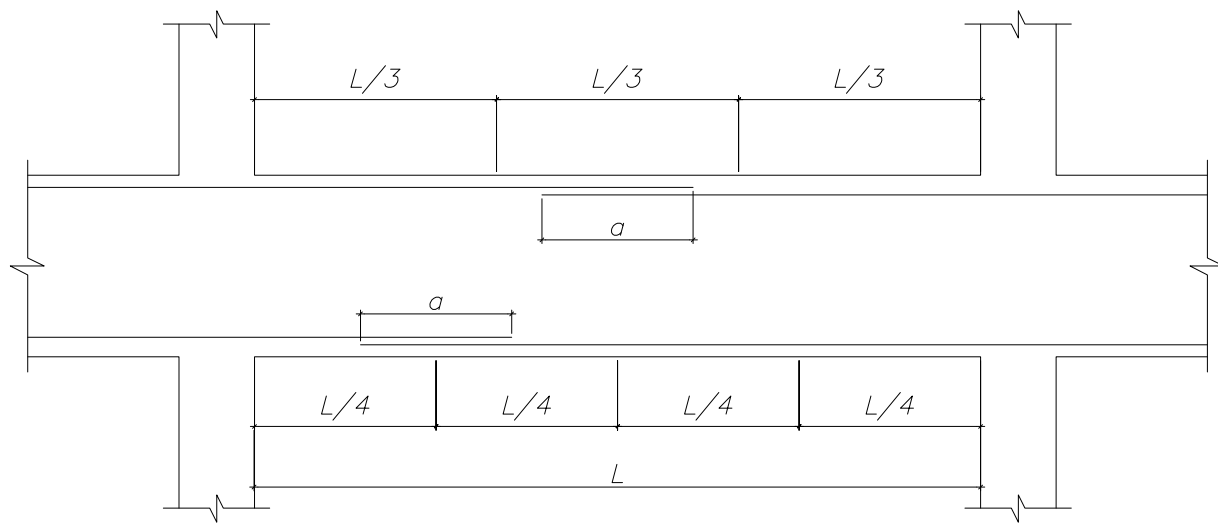
## ALBANILERIA

UNIDADES DE ALBANILERIA: LADRILLO DE ARCILLA TIPO IV	
RESISTENCIA MINIMA DEL LADRILLO	f'm = 85 kg/cm <sup>2</sup>
DIMENSIONES (MINIMAS)	24x13x9 cm
% MAXIMO DE VACIOS	30%
MORTERO P1 (CEMENTO/ARENA)	1/5
ESPOSOR JUNTA ENTRE HILADAS	10 cm (Min.) 15 cm (Max.)

NOTA:  
NO SE MUESTRA TABIQUERIA EN LOS PLANOS DE TECHO DE ENCOFRADO

	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR	
	ASESOR:	PAULO MEJIA TREJO	
PLANO:	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS		ESCALA: SE ESPECIFICA
DISEÑO:	BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO		FORMAÑO: A3

E-01

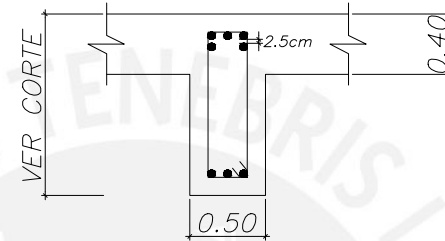


VALORES DE $a$ (m)		
$\phi$	$a$ inferior	$a$ superior
8mm	0.40	0.50
3/8"	0.50	0.60
1/2"	0.60	0.75
5/8"	0.75	0.95
3/4"	0.90	1.15
1"	1.45	1.90

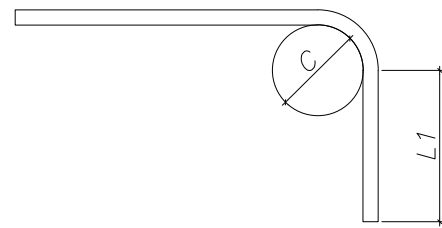
EMPALME POR TRASLAPES PARA VIGAS, LOSAS Y ALIGERADOS

NOTA:

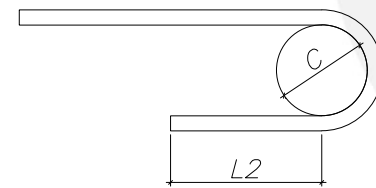
- NO EMPALMAR MÁS DEL 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS, EL ACERO INFERIOR SE EMPALMA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A LAS INDICADAS.



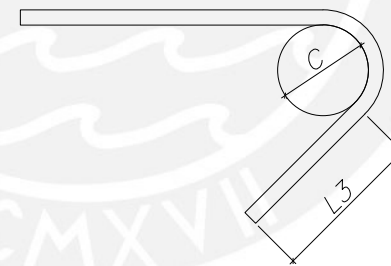
DETALLES DE SEPARACIÓN DE ACERO EN VIGAS



GANCHO A 90°



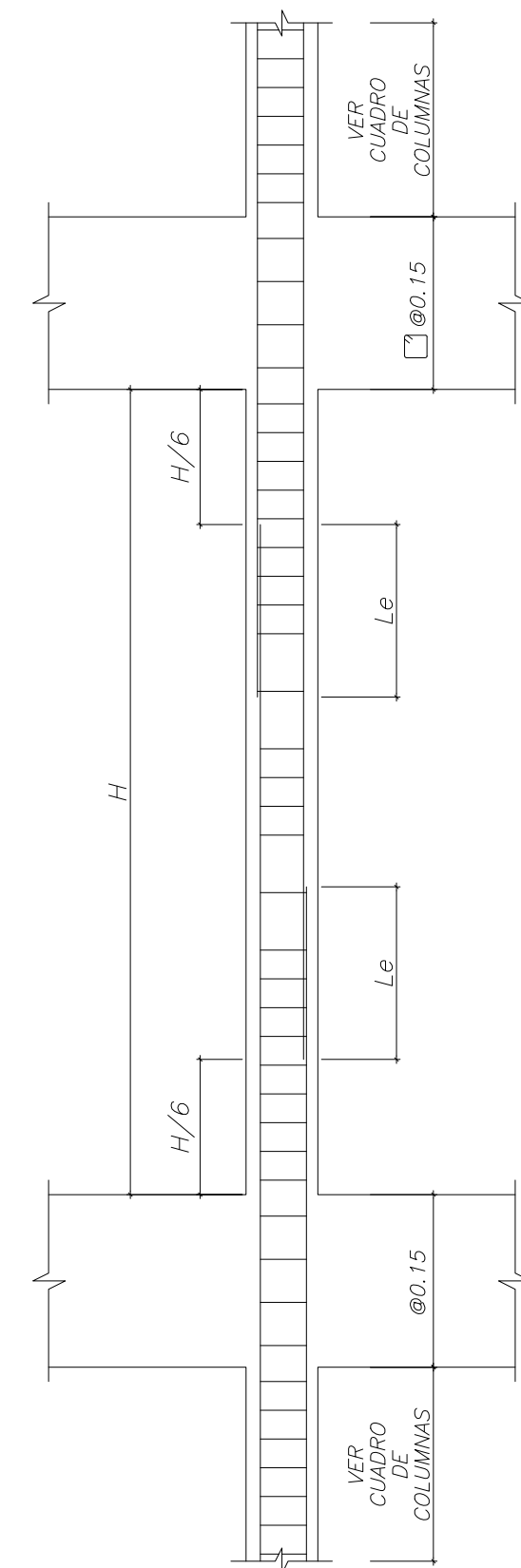
GANCHO A 180°



GANCHO A 135°

$\phi$	D (cm)	L1 (cm)	L2 (cm)	L3 (cm)
8mm	5	10	7	8
3/8"	6	12	7	8
1/2"	8	16	7	8
5/8"	10	19	7	10
3/4"	12	23	8	12
1"	16	31	11	16

NOTA: LAS DIMENSIONES INDICADAS SON VALORES MÍNIMOS QUE SE DEBEN CUMPLIR.



$\phi$	$Le$ (m)
8mm	0.50
3/8"	0.60
1/2"	0.75
5/8"	0.95
3/4"	1.15
1"	1.90

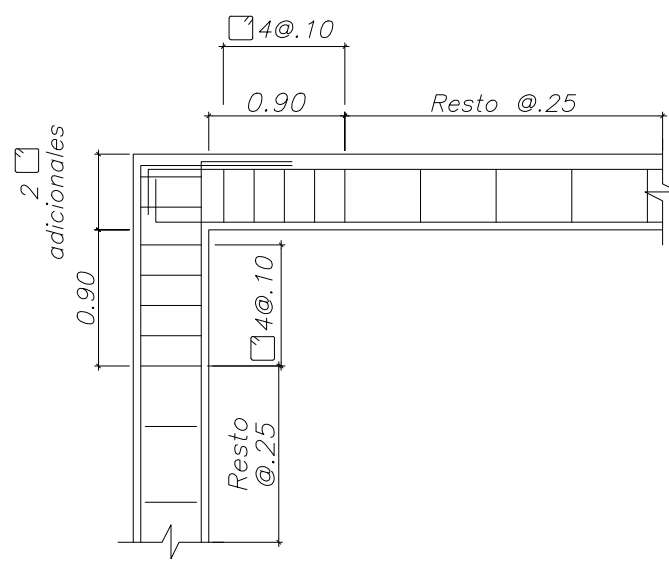
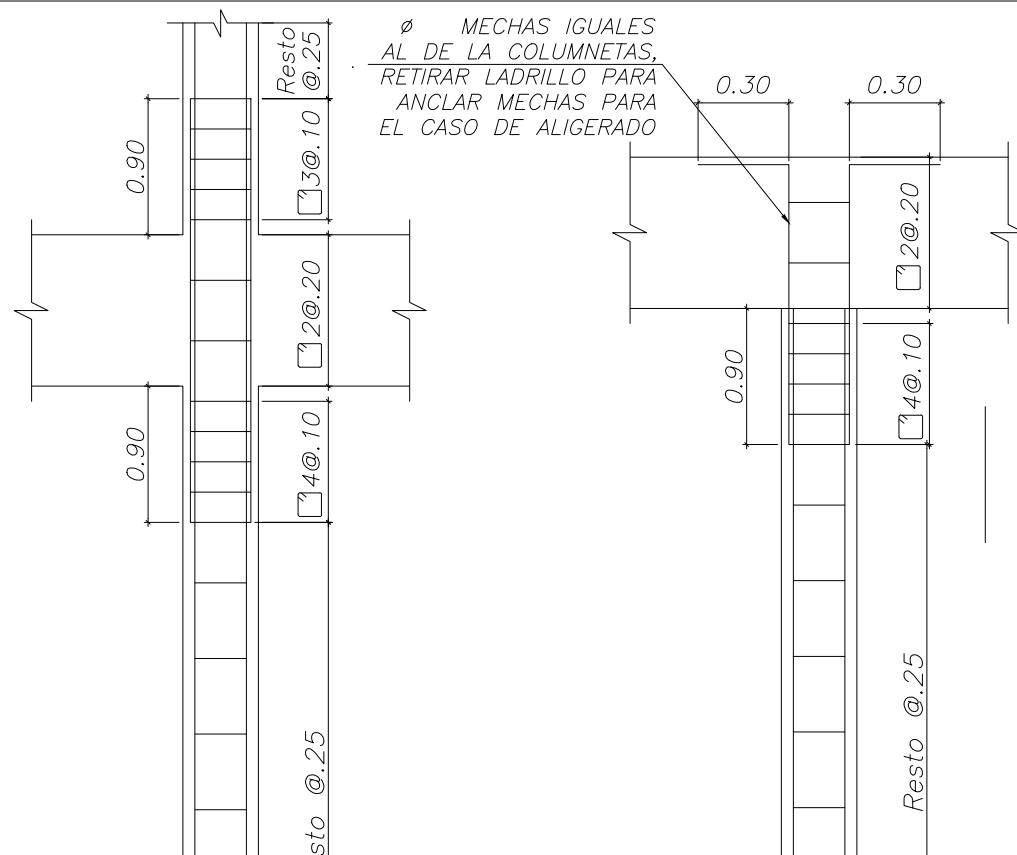
NOTA:

ALTERNAR LOS EMPALMES EN DIFERENTES PISOS Y EMPALMAR COMO MÁXIMO 50% DEL REFUERZO EN UNA MISMA ZONA

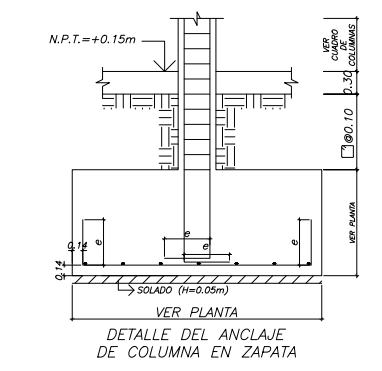
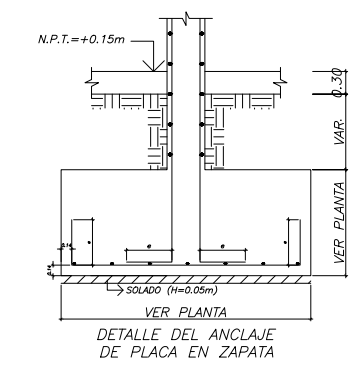
EMPALME POR TRASLAPES PARA REFUERZO VERTICAL EN COLUMNAS

	<b>PUCP</b>	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR ASESOR: PAULO MEJIA TREJO	<b>E-02</b>
	PLANO: DETALLES Y ESTRUCTURAS TÍPICAS I DISEÑO: BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO	ESCALA: S/E FORMATO: A3	

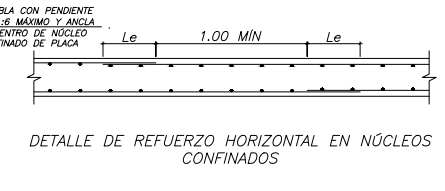
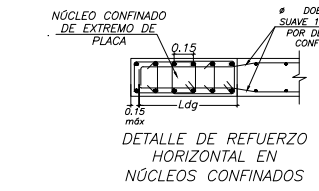
Ø MECHAS IGUALES AL DE LA COLUMNETAS, RETIRAR LADRILLO PARA ANCLAR MECHAS PARA EL CASO DE ALIGERADO



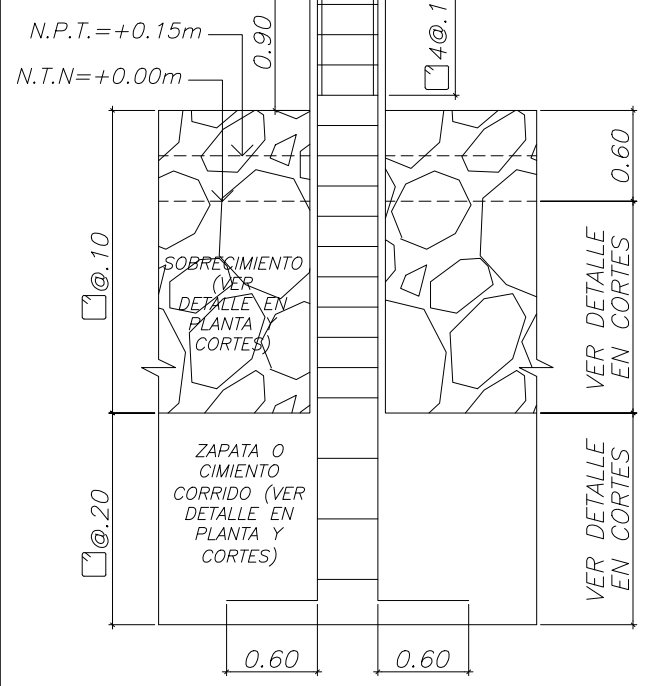
DETALLES DE UNIÓN DE COLUMNETA Y VIGA SOLERA PARA ALFEIZER



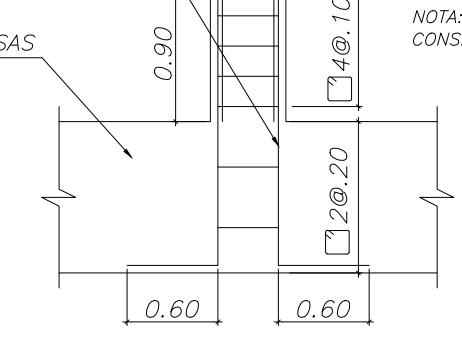
ESCALA: 1/50



Ø MECHAS IGUALES AL DE LA COLUMNETAS, RETIRAR LADRILLO PARA ANCLAR MECHAS PARA EL CASO DE ALIGERADO



ESCALA: 1/100



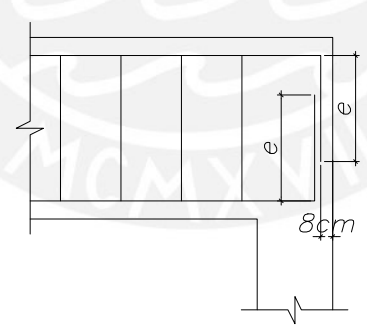
DETALLES DE COLUMNETAS PARA TABIQUERÍA  
ESCALA: 1/100

6mmØ: 1@0.05, 4@.10, resto@.25 c/extremo  
6mmØ: 1@0.05, 4@.10, resto@.25 c/extremo

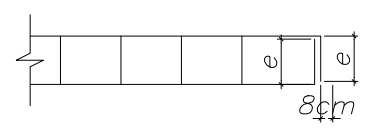
COLUMNETA Ca VIGA SOLERA Vsa

NOTA: EL ESPESOR DE 0.15m PUEDE VARIAR DE ACUERDO AL ESPESOR DEL MURO, CONSERVANDO LA MISMA CONFIGURACIÓN DE ACERO LONGITUDINAL Y ESTRIBOS

ESCALA: 1/100



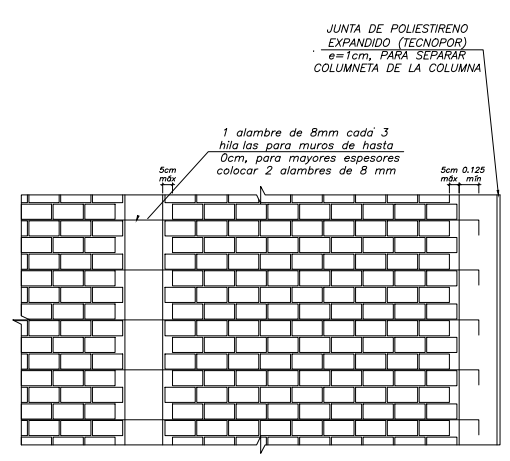
VIGAS PERALTADAS



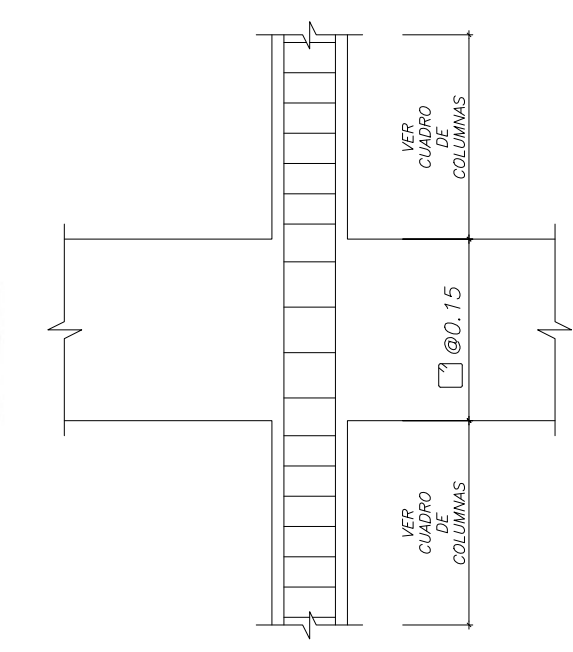
VIGAS CHATAS

ANCLAJES TÍPICOS DE VIGAS EN COLUMNAS O PLACAS EXTREMAS

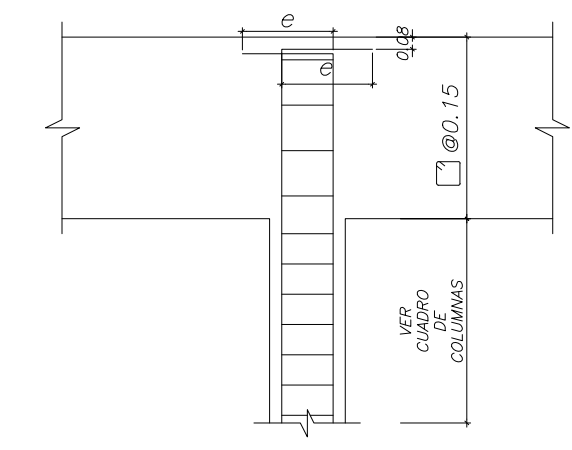
ESCALA: 1/100



AMARRE DE TABIQUES DE ALBAÑILERÍA EN COLUMNETAS  
ESCALA: 1/50



DETALLE DE LA UNIÓN VIGA Y COLUMNA



DETALLE DEL REMATE DE LA COLUMNA

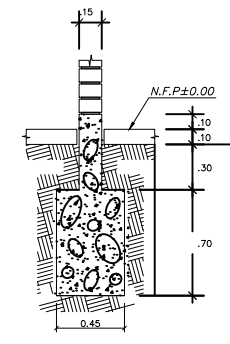
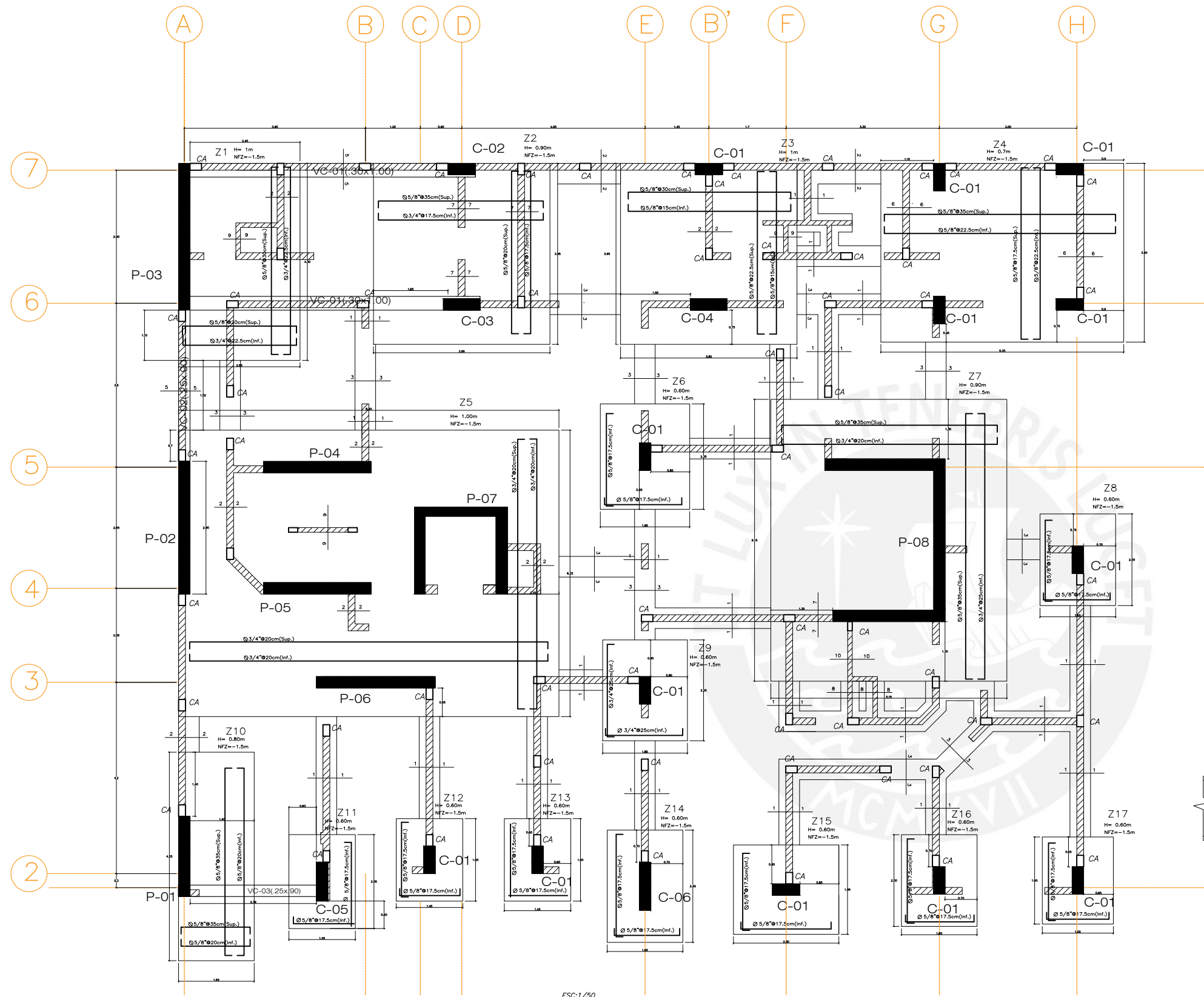
ESCALA: 1/100

Ø	Ldg(m)
8mm	0.18
3/8"	0.21
1/2"	0.28
5/8"	0.35
3/4"	0.42
1"	0.56

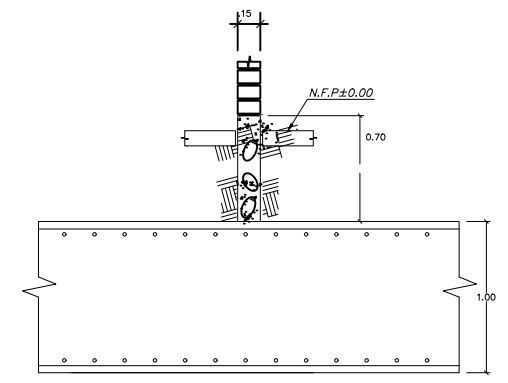
Ø	e(m)
8mm	0.13
3/8"	0.16
1/2"	0.21
5/8"	0.26
3/4"	0.31
1"	0.41

	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR	<p style="text-align: right; font-size: 24pt; font-weight: bold;">E-03</p>
	ASESOR:	PAULO MEJIA TREJO	
PLANO:	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS		ESCALA:
DISEÑO:	BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO		SE ESPECIFICA
			A3

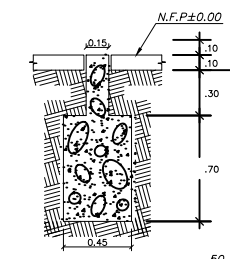
SECCIONES DE CIMENTOS



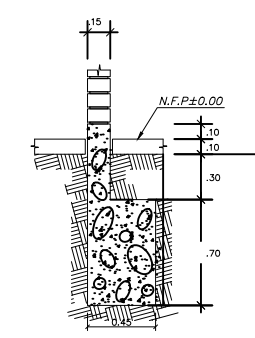
CORTE 1-1  
(ELEVACION)  
ESC: 1/25



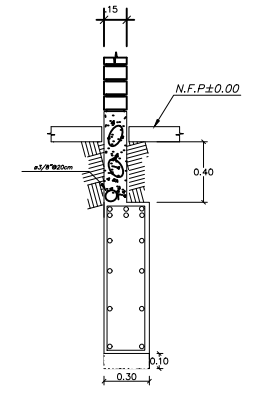
CORTE 2-2  
(ELEVACION)  
ESC: 1/25



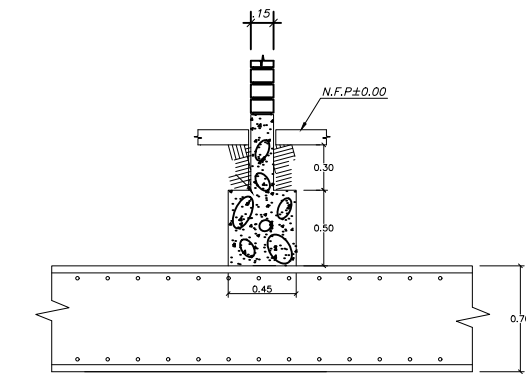
CORTE 3-3  
(ELEVACION)  
ESC: 1/25



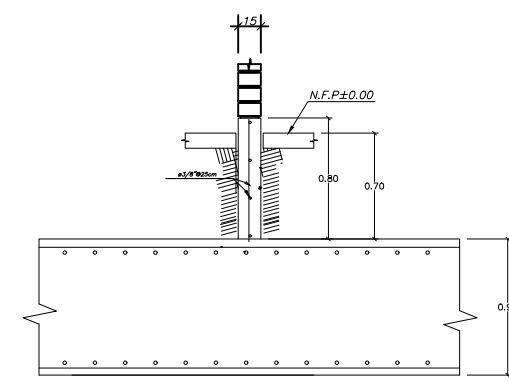
CORTE 4-4  
(ELEVACION)  
ESC: 1/25



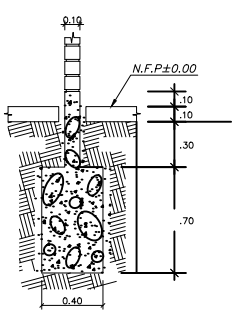
CORTE 5-5  
(ELEVACION)  
ESC: 1/25



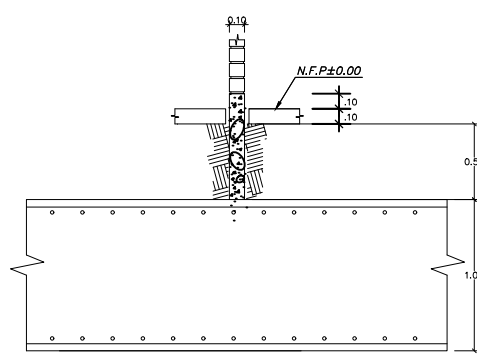
CORTE 6-6  
(ELEVACION)  
ESC: 1/25



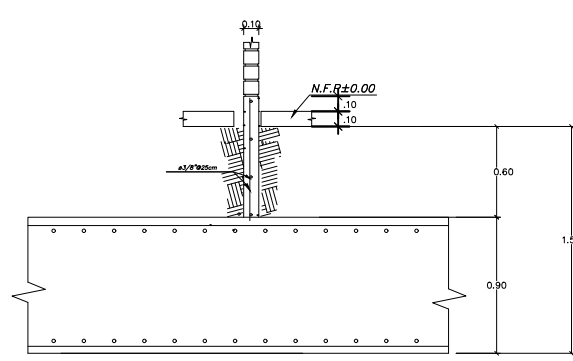
CORTE 7-7  
(ELEVACION)  
ESC: 1/25




CORTE 8-8  
(ELEVACION)  
ESC: 1/25

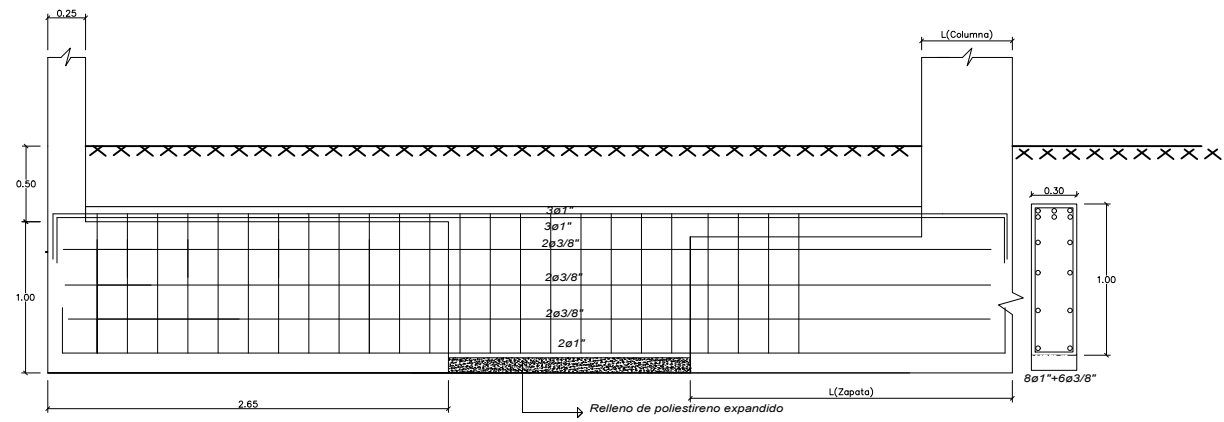


CORTE 9-9  
(ELEVACION)  
ESC: 1/25



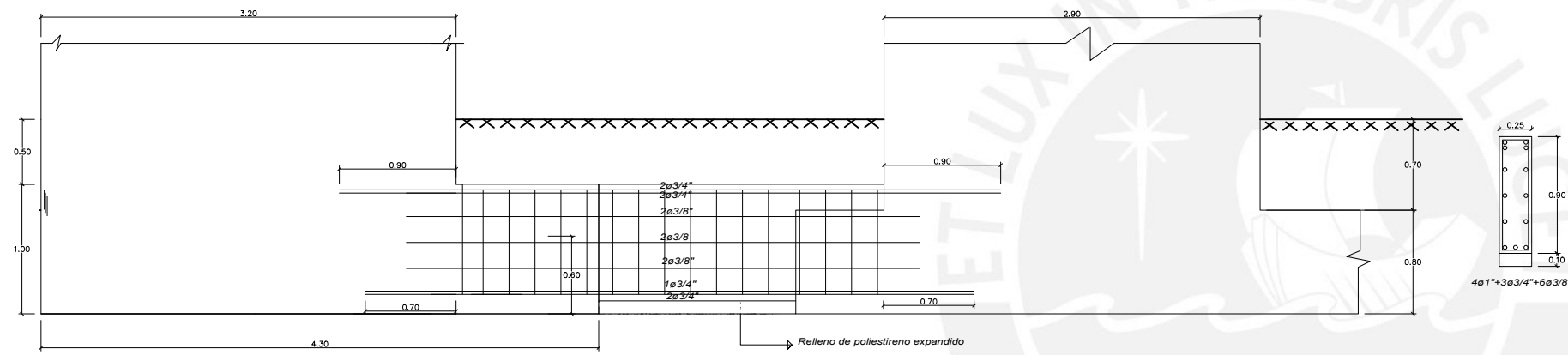
CORTE 10-10  
(ELEVACION)  
ESC: 1/25

	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR	ESCALA: SE ESPECIFICA	<b>E-04</b>
	ASESOR:	PAULO MEJIA TREJO		
PLANO:	PLANTA DE CIMENTACIÓN Y CORTES			
DISEÑO:	BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO			



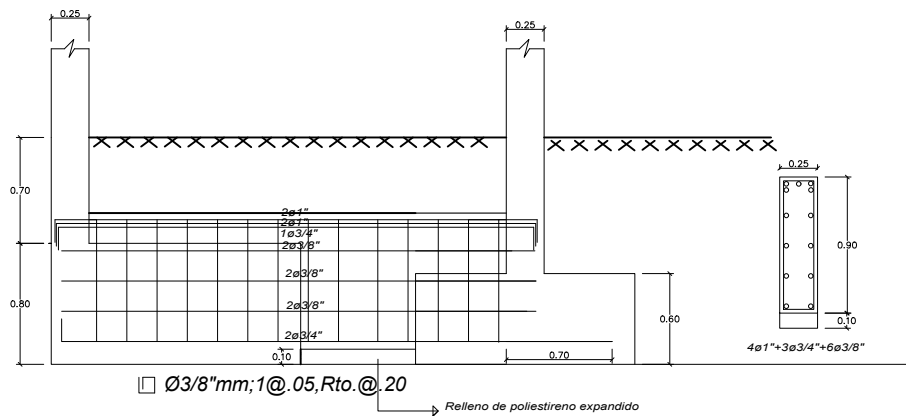
□ Ø3/8mm;1@.05,Rto.@.225

VC-01(0.30X1.00)




□ Ø3/8mm;1@.05,Rto.@.20

VC-02(0.25X0.90)



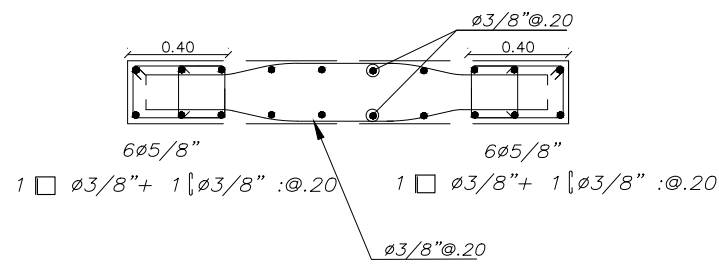
□ Ø3/8"mm;1@.05,Rto.@.20

VC-03(0.25X0.90)

 <b>PUCP</b>	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR	
	ASESOR:	PAULO MEJIA TREJO	
PLANO:	VIGAS DE CIMENTACIÓN	ESCALA:	1/25
DISERO:	BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO	FORMATO:	A3
			<b>E-05</b>

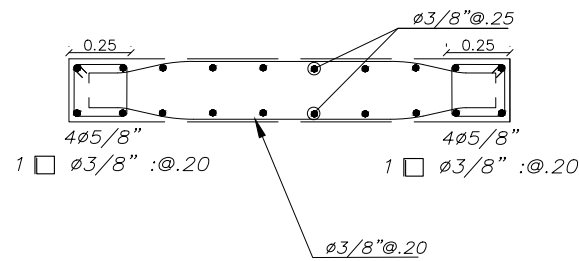
PLACA 1 ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )

(1°-3°) PISO



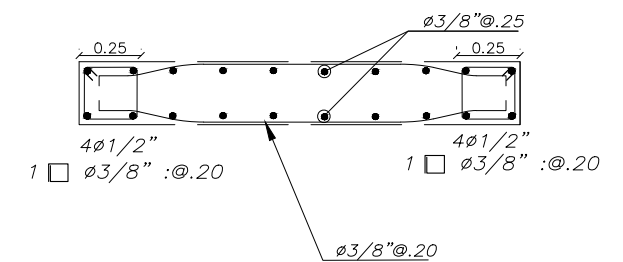
PLACA 1 ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )

(4°-6°) PISO



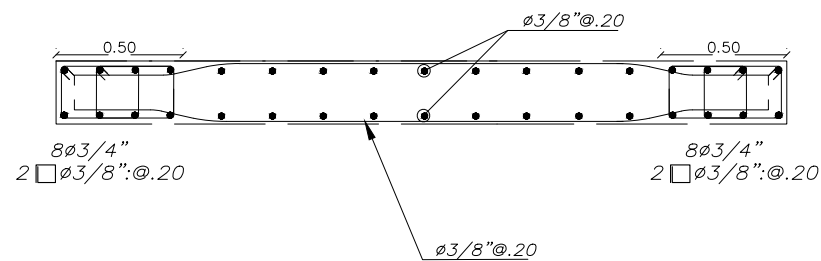
PLACA 1 ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )

(7°-10°) PISO



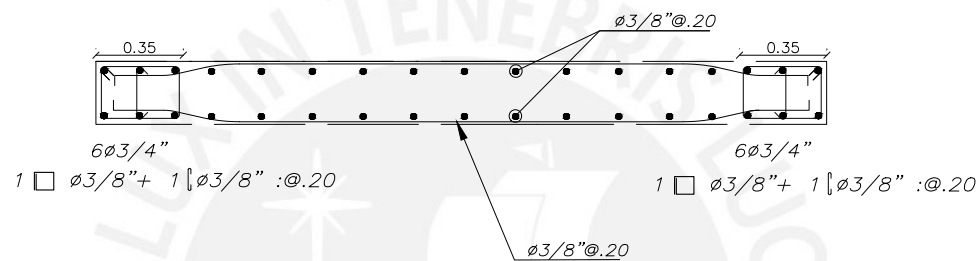
PLACA 2 ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )

(1°-3°) PISO



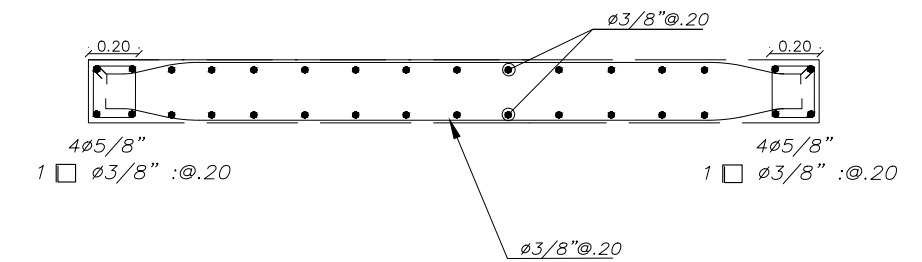
PLACA 2 ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )

(4°-6°) PISO



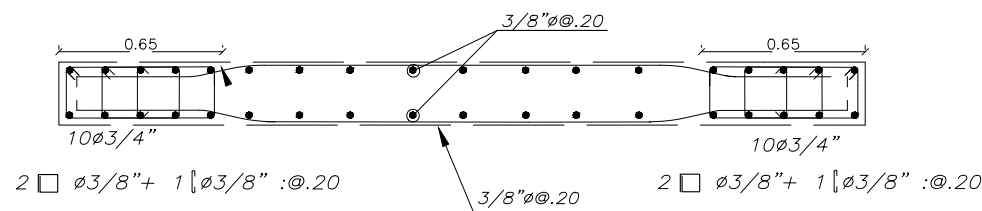
PLACA 2 ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )

(7°-10°) PISO



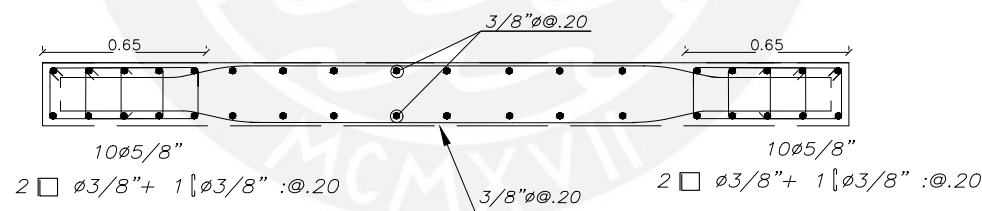
PLACA 3 ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )

1°-3° PISO



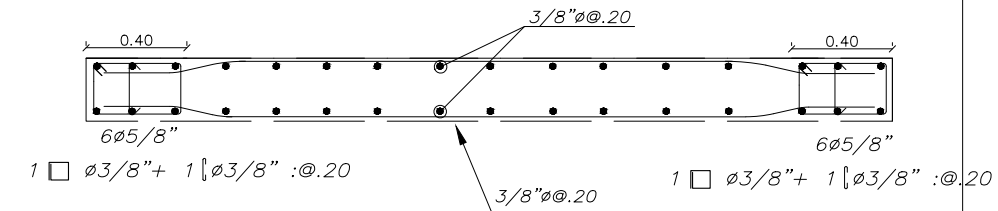
PLACA 3 ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )

4°-6° PISO



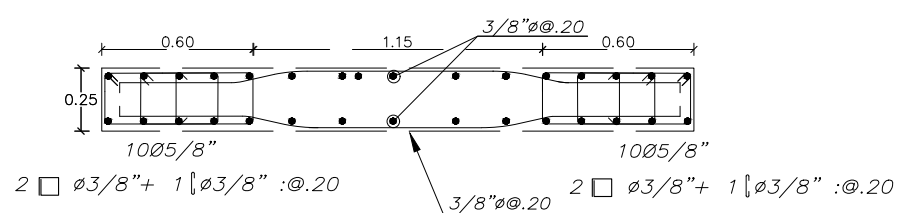
PLACA 3 ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )

7°-10° PISO



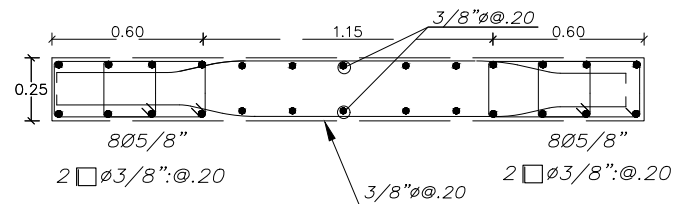
PLACA 4 ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )

(1°-3°) PISO



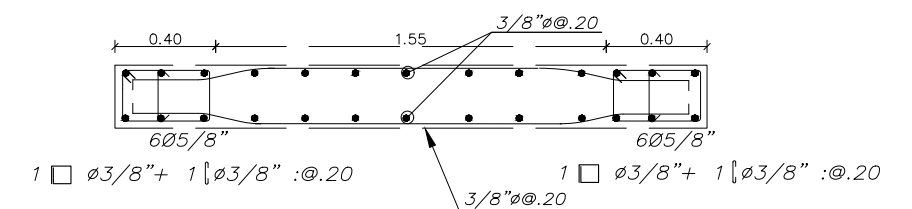
PLACA 4 ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )



4°-6° PISO



PLACA 4 ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )

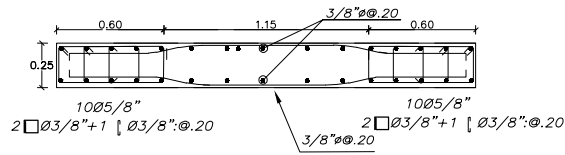
7°-10° PISO



 	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR	ESCALA: 1/30 FORMATO: A3	E-06
	ASESOR: PAULO MEJIA TREJO		
PLANO: PLACAS Y CUADRO DE COLUMNAS I			
DISEÑO: BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO			

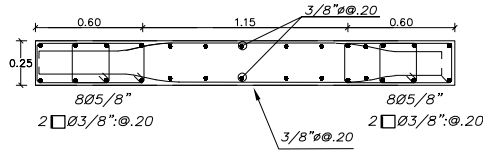
PLACA 5 ( $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ )

(1°-3°) PISO



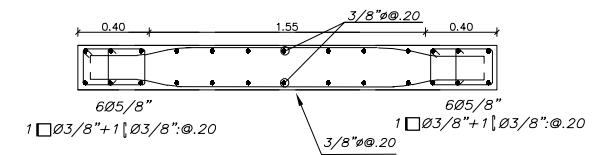
PLACA 5 ( $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ )

4°-6° PISO



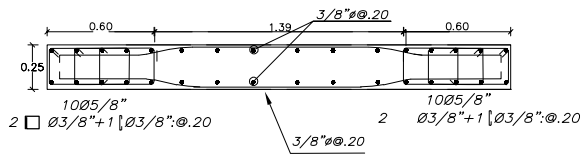
PLACA 5 ( $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ )

7°-10° PISO



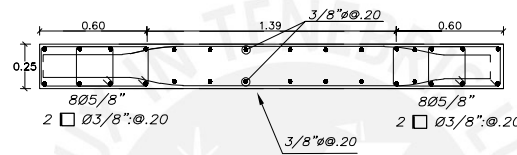
PLACA 6 ( $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ )

(1°-3°) PISO



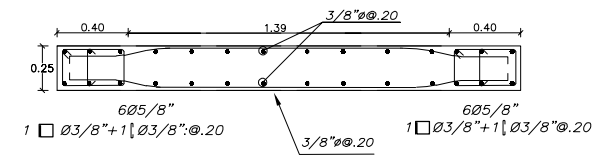
PLACA 6 ( $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ )

4°-6° PISO



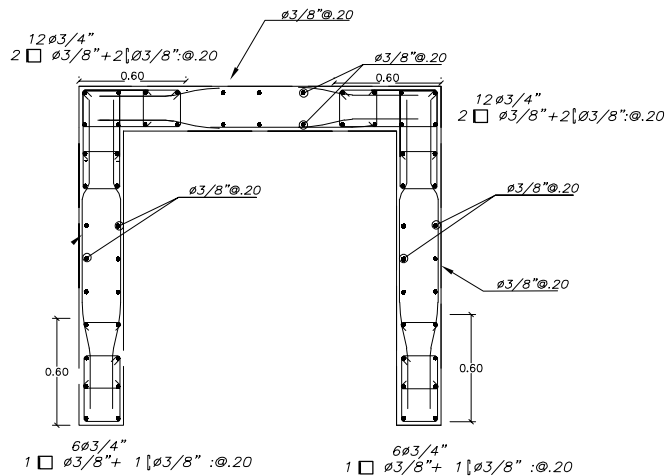
PLACA 6 ( $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ )

7°-10° PISO



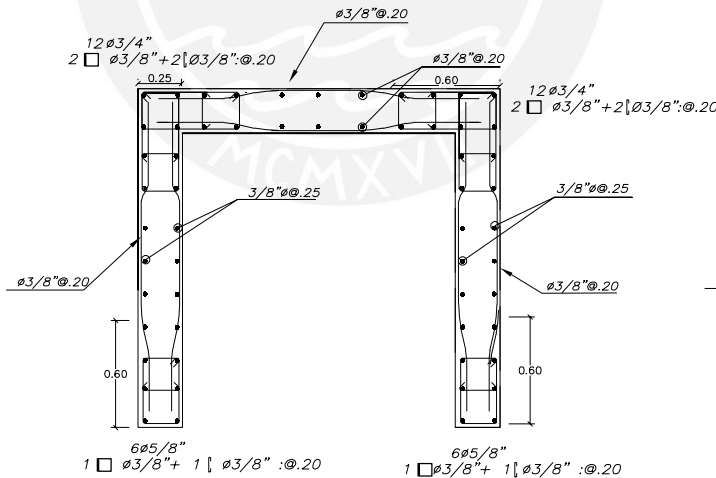
PLACA 7 ( $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ )

(1°-3°) PISO



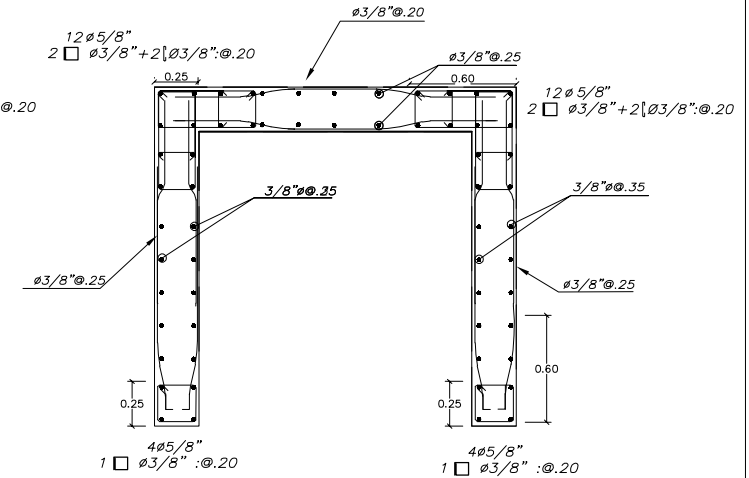
PLACA 7 ( $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ )


(4°-6°) PISO



PLACA 7 ( $f'_c=210\text{kg/cm}^2$ )

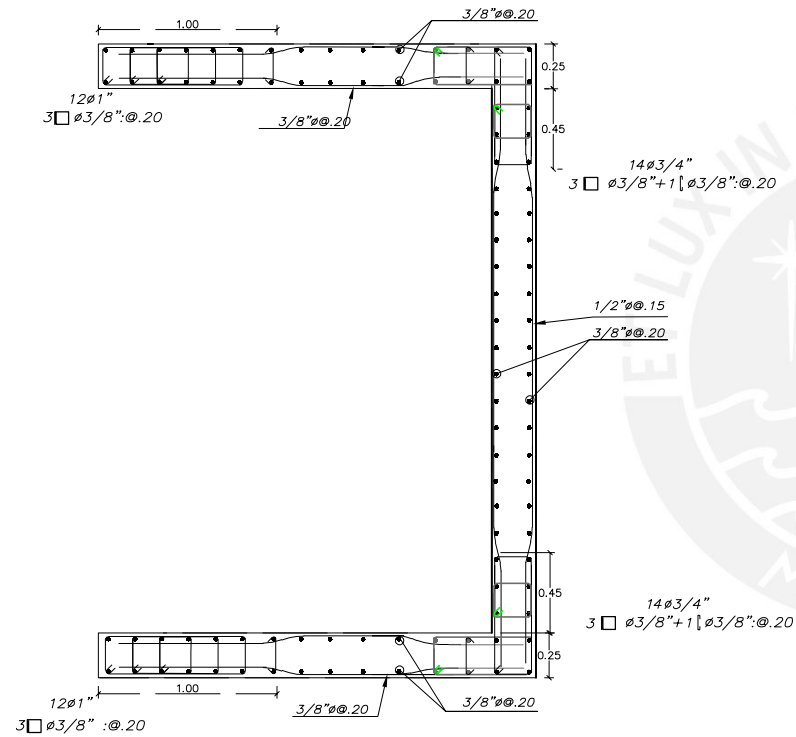
(7°-10°) PISO



	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR	
	ASESOR:	PAULO MEJIA TREJO	
PLANO:	PLACAS Y CUADRO DE COLUMNAS II	ESCALA:	1/30
DISEÑO:	BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO	FORMATO:	A3

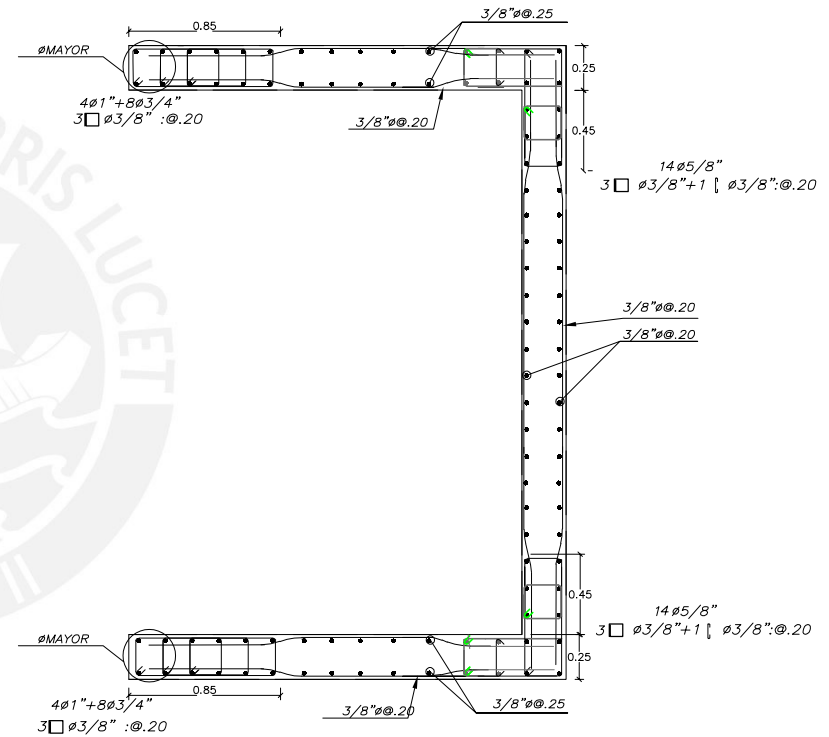
PLACA 8 ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )


1° Y 2° PISO



PLACA 8 ( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )

(3° - 5°) PISO

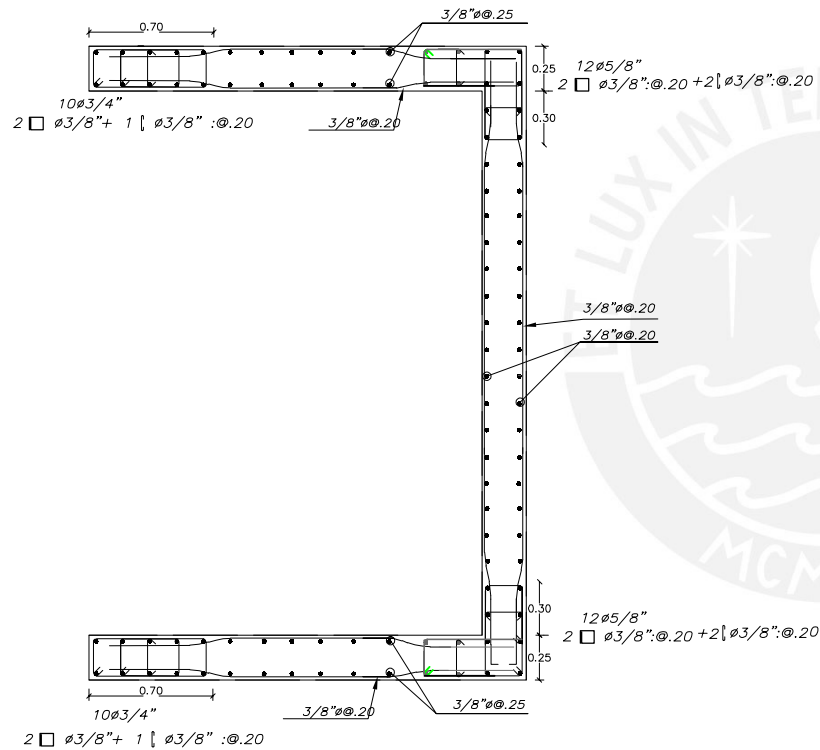


	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR	
	ASESOR:	PAULO MEJIA TREJO	
PLANO:	PLACAS Y CUADRO DE COLUMNAS III	ESCALA:	1/30
DISEÑO:	BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO	FORMATO:	A3

E-08

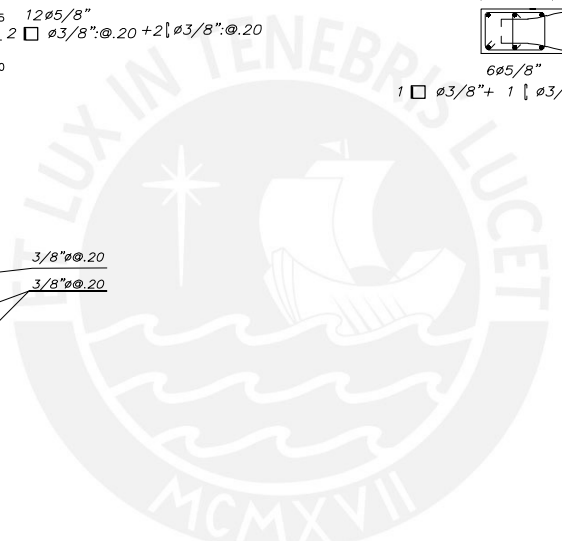
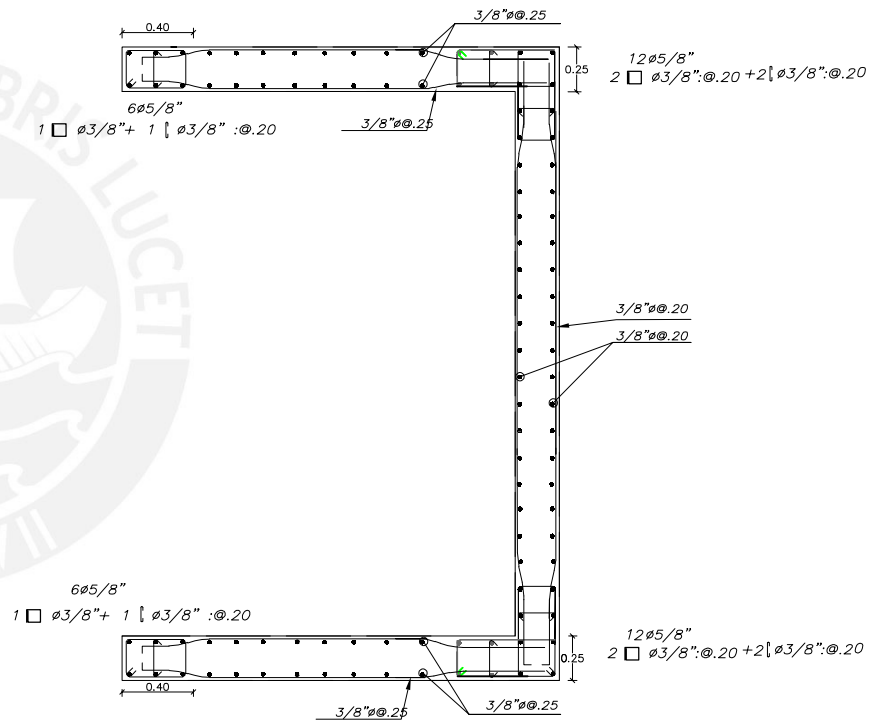
PLACA 8( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )


(6°-7°) PISO



PLACA 8( $f'c=210\text{kg/cm}^2$ )

(8°-10°) PISO



	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR	
	ASESOR:	PAULO MEJIA TREJO	
PLANO:	PLACAS Y CUADRO DE COLUMNAS IV	ESCALA:	1/30
DISEÑO:	BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO	FORMATO:	A3

E-09

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

TIPO	C-01	C-02	C-03	C-04	C-05	C-05
1°-3° PISO						
<i>bxt</i>	25X60	25X60	25X80	25X80	25X85	25X105
$\emptyset$	8 $\phi$ 5/8"	4 $\phi$ 1"+4 $\phi$ 3/4"	10 $\phi$ 3/4"	4 $\phi$ 1"+6 $\phi$ 3/4"	12 $\phi$ 5/8"	14 $\phi$ 5/8"
	2Est. $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+6 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+6 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8"+1 $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+8 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8"+2 $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+8 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8"+2 $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+8 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8"+3 $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+8 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.
4°-5°PISO						
<i>bxt</i>	25X60	25X60	25X80	25X80	25X85	25X105
$\emptyset$	8 $\phi$ 5/8"	8 $\phi$ 3/4"	10 $\phi$ 5/8"	10 $\phi$ 3/4"	12 $\phi$ 5/8"	14 $\phi$ 5/8"
	2Est. $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+6 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+6 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8"+1 $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+8 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8"+2 $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+8 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8"+2 $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+8 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8"+3 $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+8 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.
6°-7°PISO						
<i>bxt</i>	25X60	25X60	25X80	25X80	25X85	25X105
$\emptyset$	8 $\phi$ 5/8"	4 $\phi$ 3/4"+4 $\phi$ 5/8"	10 $\phi$ 5/8"	4 $\phi$ 3/4"+6 $\phi$ 5/8"	12 $\phi$ 5/8"	14 $\phi$ 5/8"
	2Est. $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+6 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+6 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8"+1 $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+8 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8"+2 $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+8 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8"+2 $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+8 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8"+3 $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+8 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.
8°-10°PISO						
<i>bxt</i>	25X60	25X60	25X80	25X80	25X85	25X105
$\emptyset$	8 $\phi$ 5/8"	8 $\phi$ 5/8"	10 $\phi$ 5/8"	10 $\phi$ 5/8"	12 $\phi$ 5/8"	14 $\phi$ 5/8"
	2Est. $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+6 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+6 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8"+1 $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+8 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8"+2 $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+8 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8"+2 $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+8 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.	2Est. $\emptyset$ 3/8"+3 $\emptyset$ 3/8", 1 $\emptyset$ .05+8 $\emptyset$ .10+r $\emptyset$ .25c/est.

CUADRO DE COLUMNAS



**PUCP**

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR

ASESOR: PAULO MEJIA TREJO

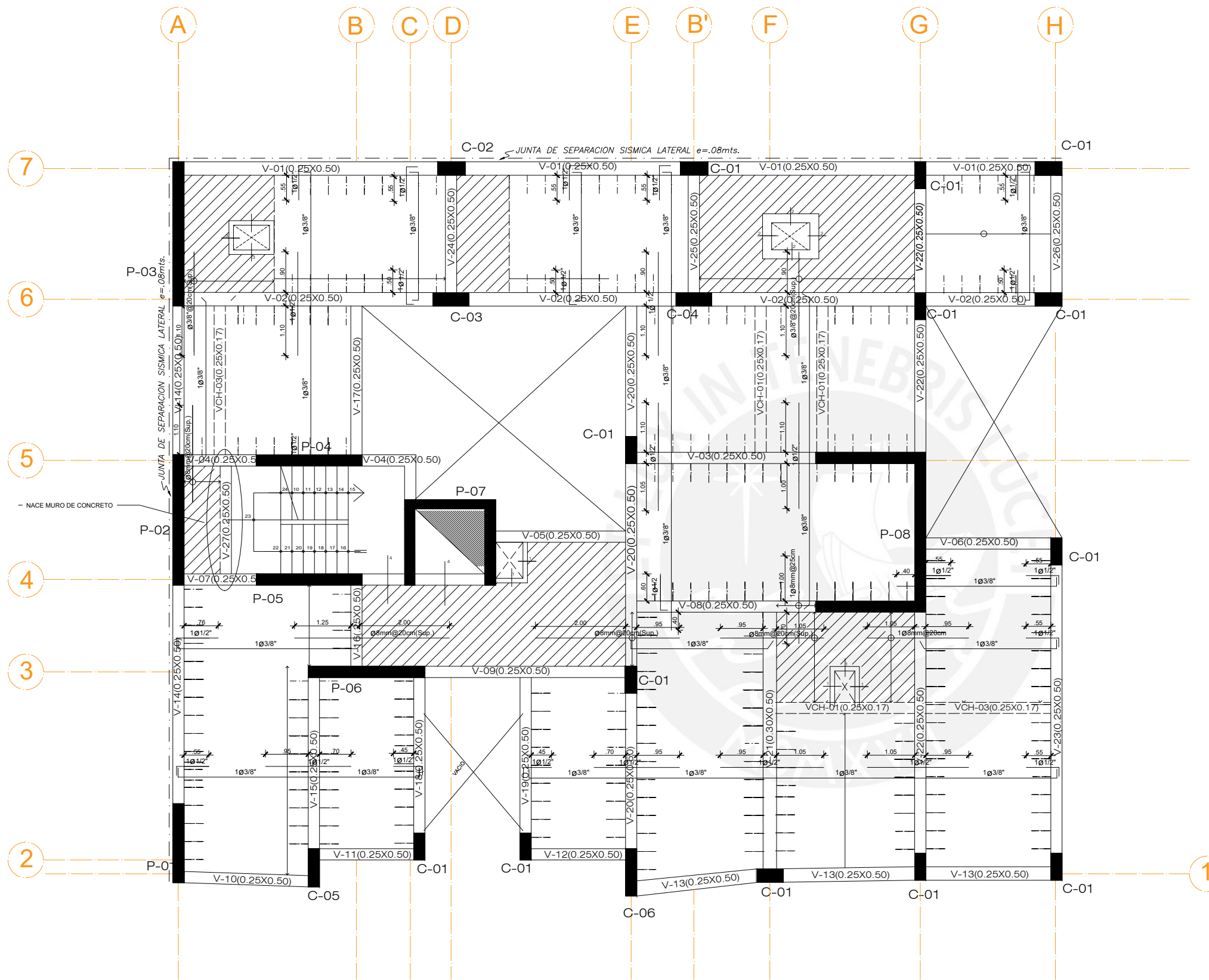
PLANO: PLACAS Y CUADRO DE COLUMNAS V

ESCALA: 1/30

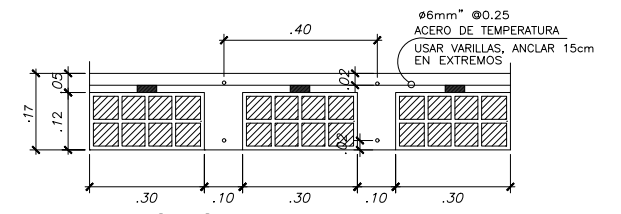
E-10

DISEÑO: BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO

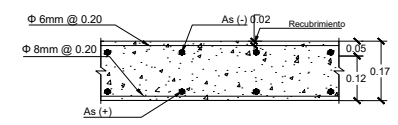
FORMATO: A3



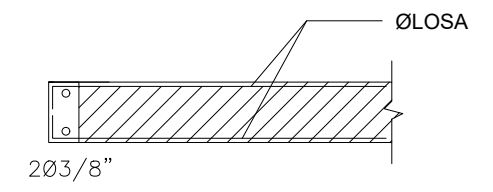
$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$



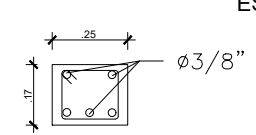
**SECCIÓN TÍPICA LOSA ALIGERADA  $h = 0.17$**   
 ESCALA : 1/10



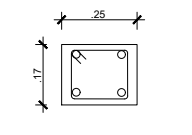
**SECCIÓN TÍPICA LOSA MACIZA  $h = 0.17$**   
 ESCALA : 1/10



**1-1**  
 ESCALA : 1/25

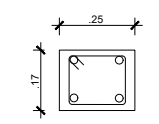


**VCH-01(0.25x0.17)**  
 2Ø1/2"+3Ø3/8"  
 □ Ø8mm;Rto.@.25



**VCH-03(0.25x0.17)**  
 □ Ø8mm;Rto.@.25

ESCALA : 1/25



**VCH-02(0.25x0.17)**  
 □ Ø8mm;Rto.@.25

**2-2**

ESCALA : 1/25

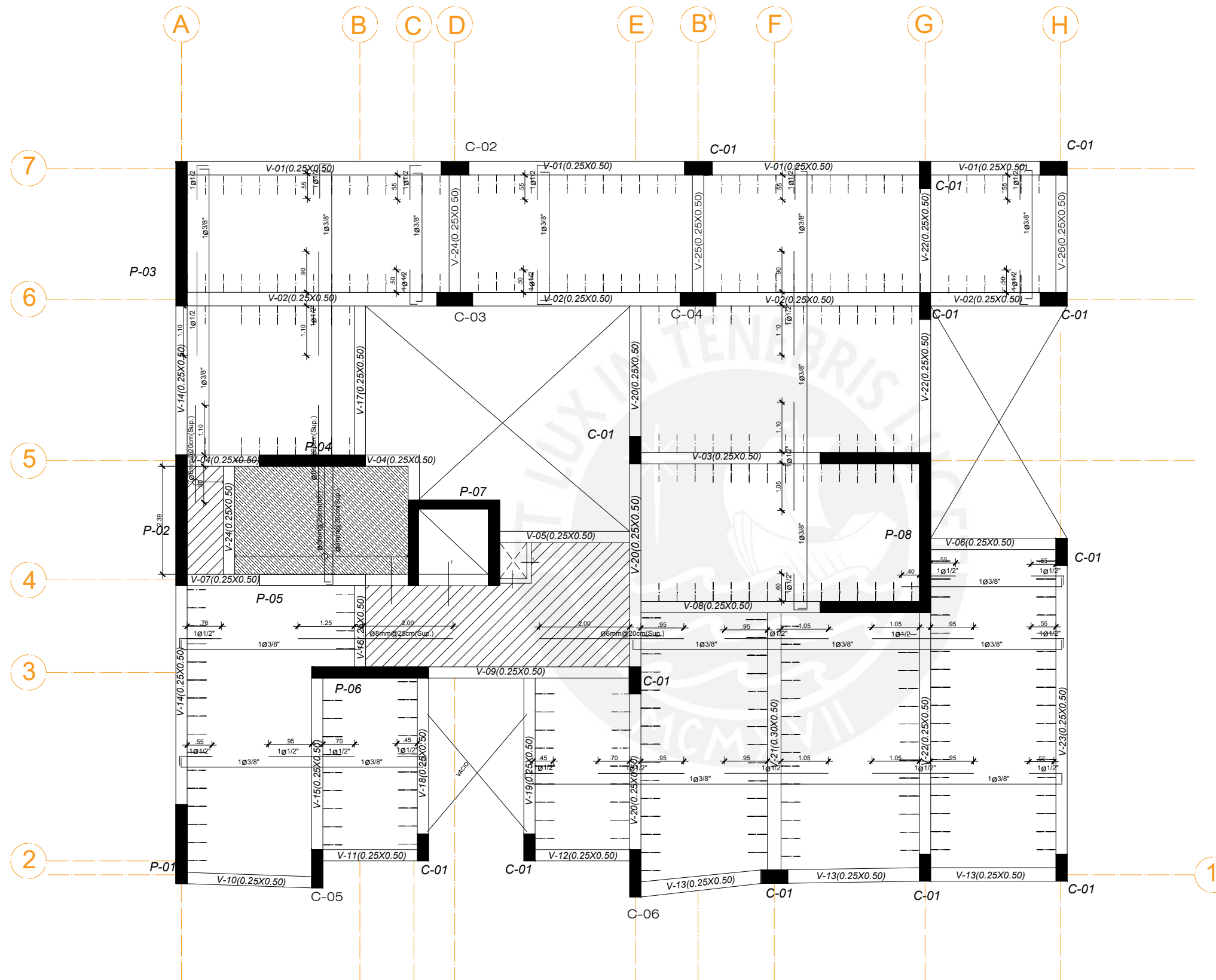
**Encofrado de techo de piso típico**

	Losa maciza	Malla en dos direcciones superior 6mm @ 0.20
	Losa aligerada convencional $h = 17\text{cm}$ con viguetas espaciadas @ 0.40	Malla en dos direcciones inferior 8mm @ 0.20

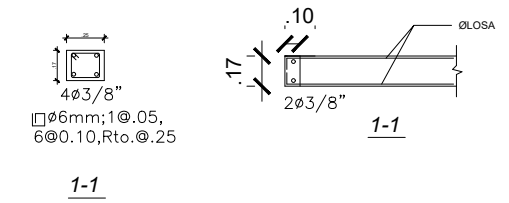
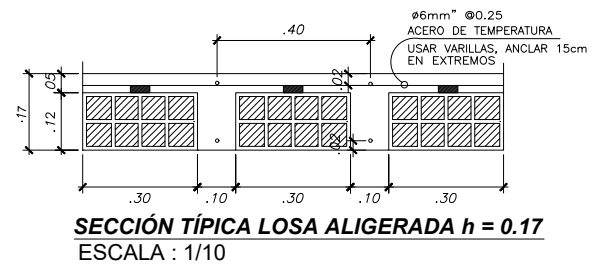


PROYECTO: **EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR**  
 ASESOR: **PAULO MEJIA TREJO**

PLANO:	ENCOFRADO DE PRIMER PISO Y PISO TÍPICO	ESCALA:	1/30	<b>E-11</b>
DISERO:	BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO	FORMATO:	A3	

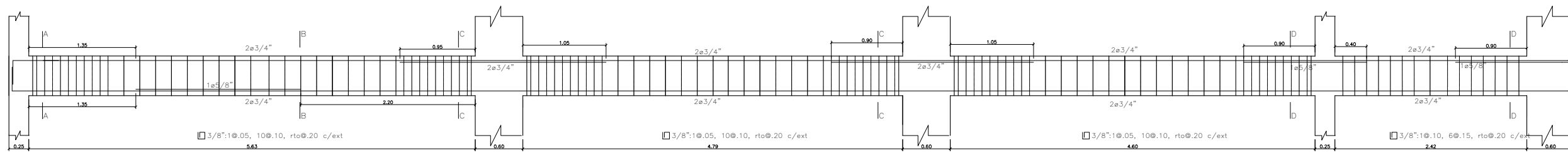


$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

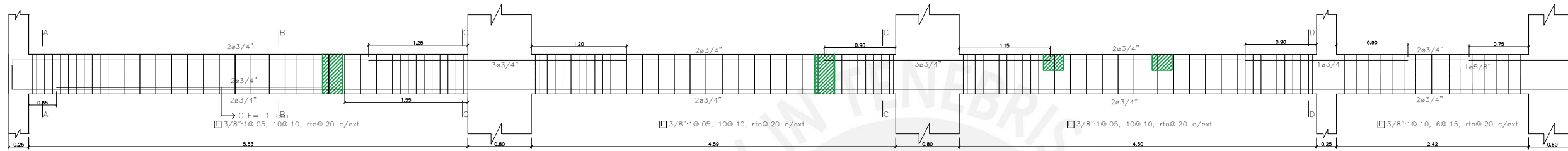
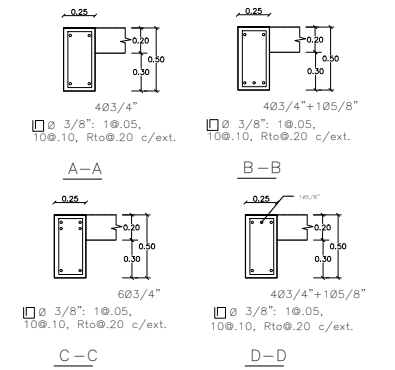


Encofrado de techo de Azotea	
	Losa aligerada convencional $h = 17 \text{ cm}$ con viguetas espaciadas @ 0.40
	Losa maciza $h = 17 \text{ cm}$ Malla en dos direcciones superior 6mm @ 0.20 Malla en dos direcciones inferior 8mm @ 0.20

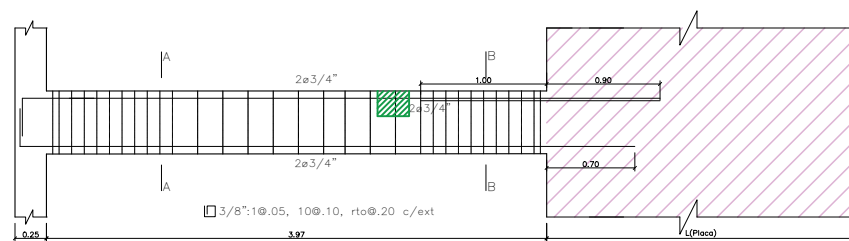
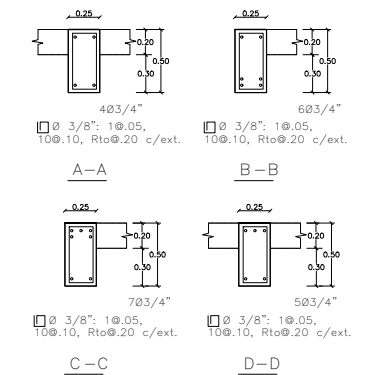
	PROYECTO: <b>EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR</b>	<b>E-12</b>
	ASESOR: <b>PAULO MEJIA TREJO</b>	
PLANO: <b>ENCOFRADO DE AZOTEA</b>	ESCALA: <b>1/30</b>	
DISÑO: <b>BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO</b>	FORMATO: <b>A3</b>	



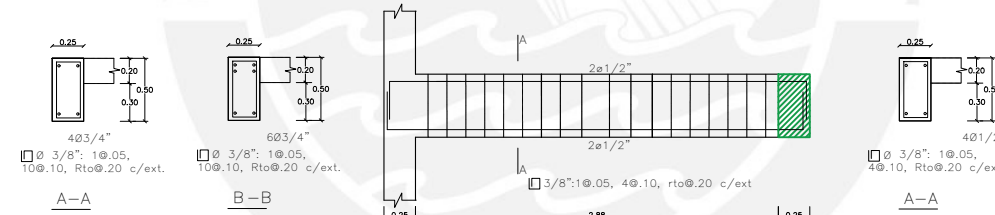
V-01 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO



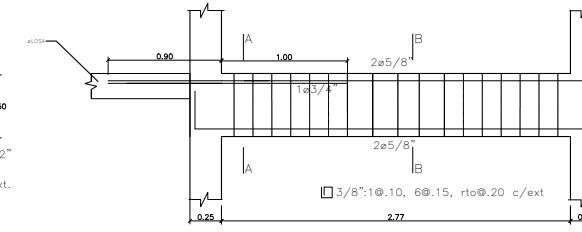
V-02 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO



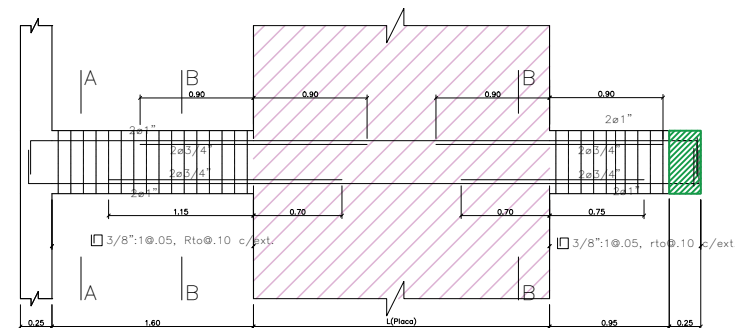
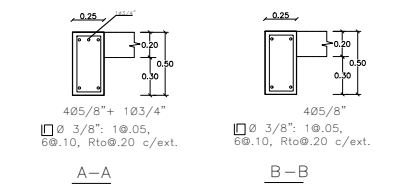
V-03 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO



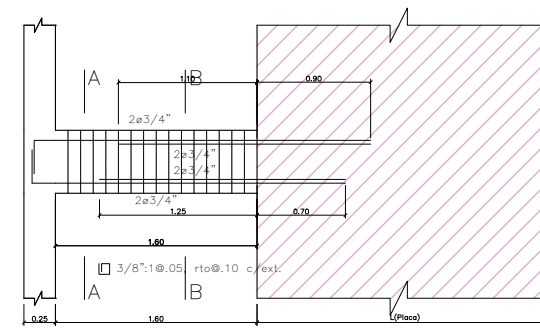
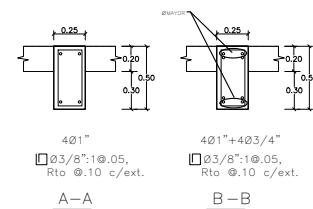
V-05 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO



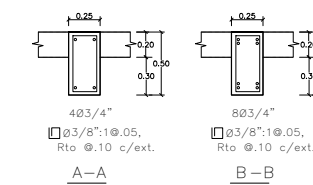
V-06 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO



V-04 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO



V-07 (0.30X0.50) - 1°@9°PISO



**PUCP**

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR

ASESOR: PAULO MEJIA TREJO

PLANO:

VIGAS DE PLANTA TÍPICA I

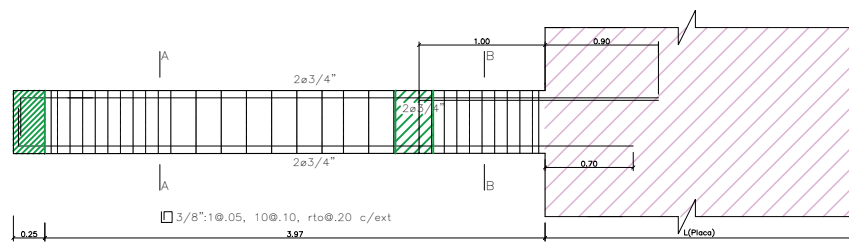
ESCALA: 1/30

E-13

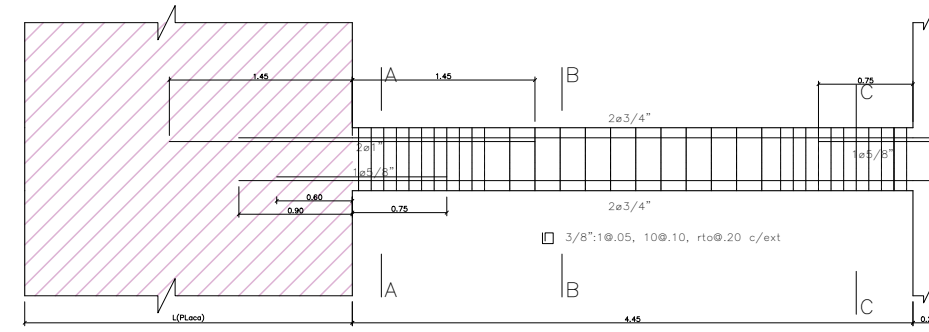
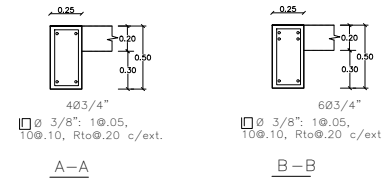
DISÑO:

BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO

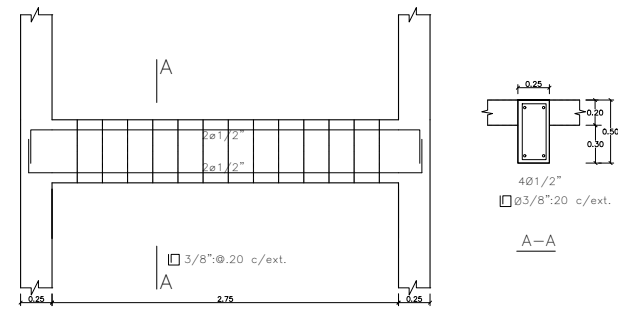
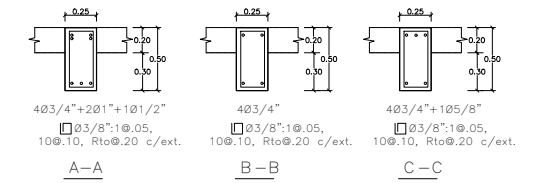
FORMATO: A3



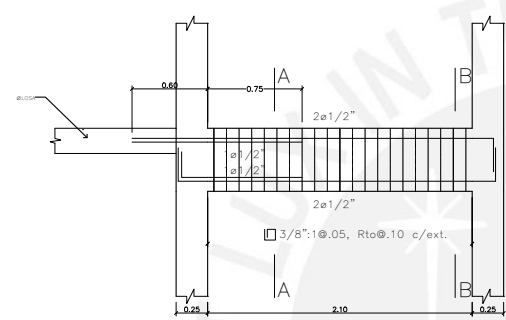
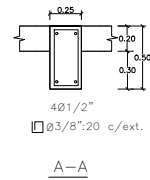
V-08 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO



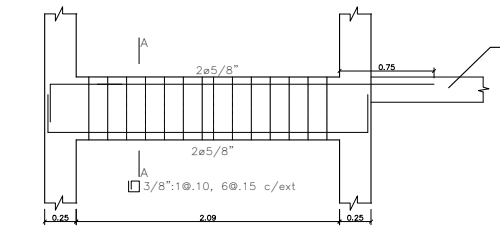
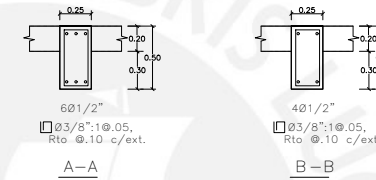
V-09 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO



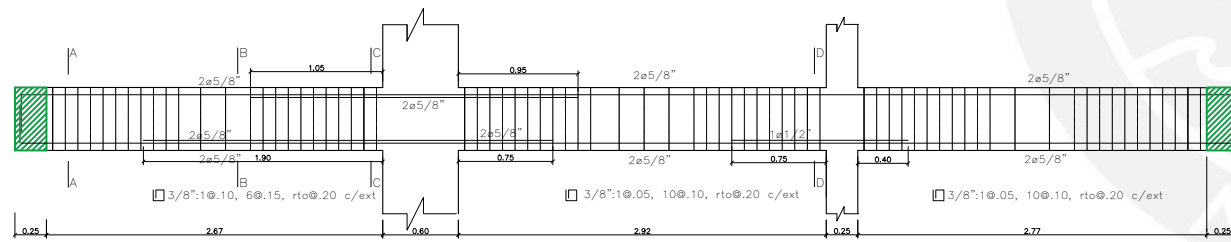
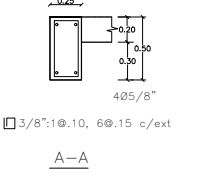
V-10 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO



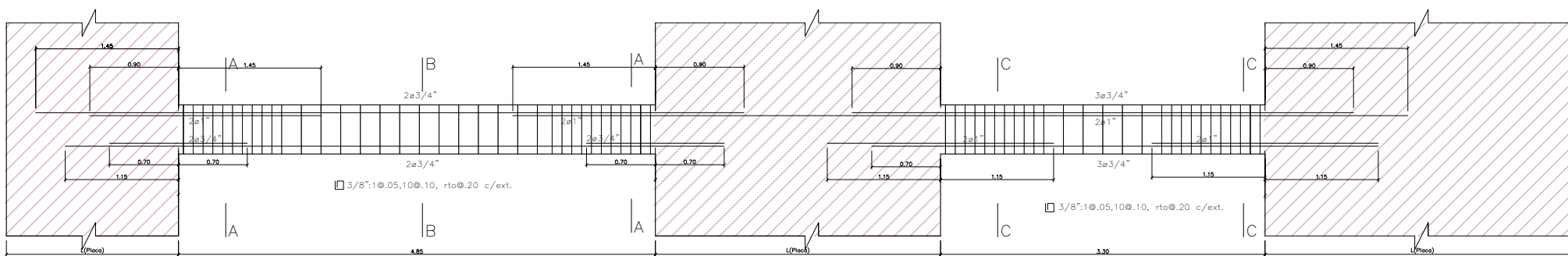
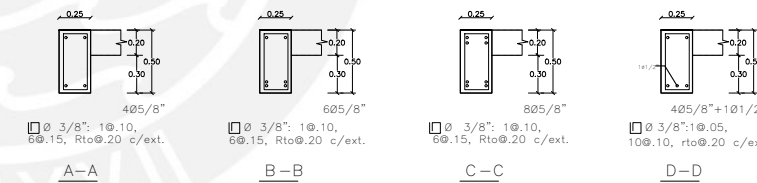
V-11 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO



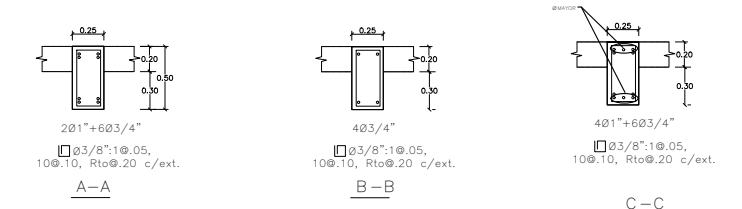
V-12 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO



V-13 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO



V-14 (0.25X0.50) - PISO 1°@9°PISO



**PUCP**

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR

ASESOR: PAULO MEJIA TREJO

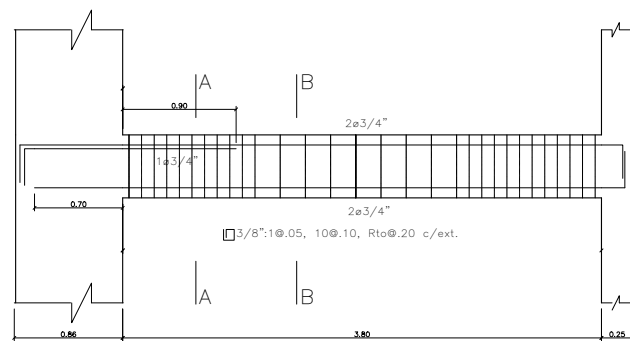
PLANO: VIGAS DE PLANTA TÍPICA II

ESCALA: 1/30

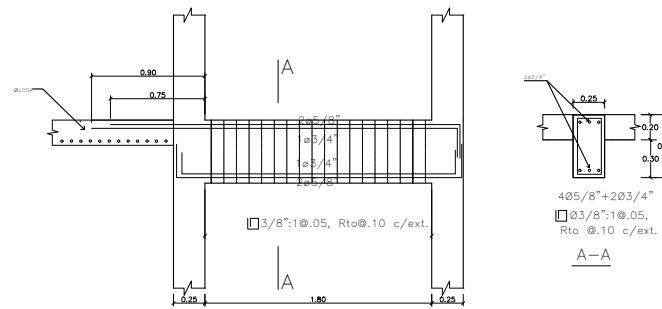
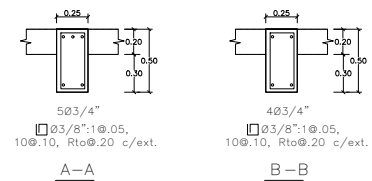
E-14

DISERNO: BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO

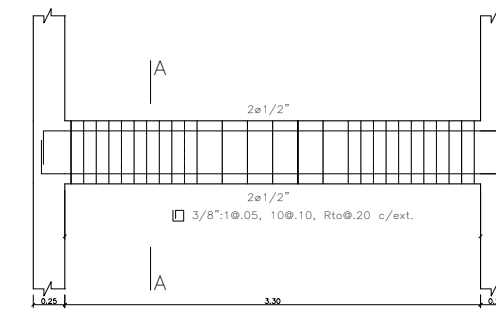
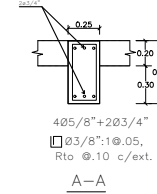
FORMATO: A3



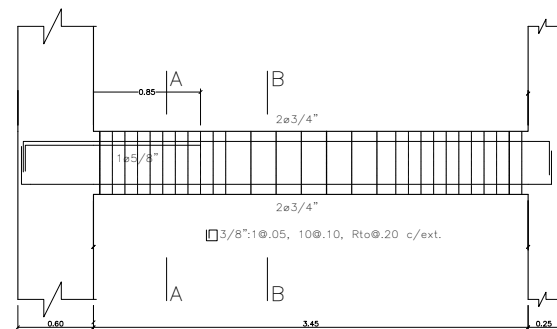
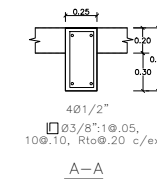
V-15 (0.25X0.50) - PISO 1°@9°PISO



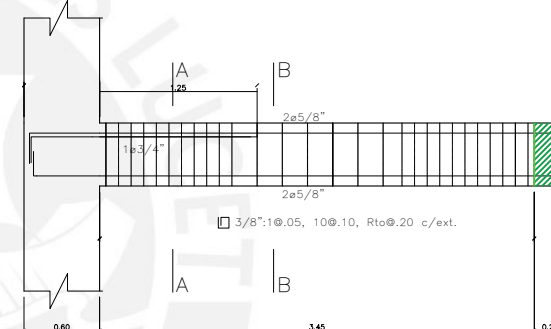
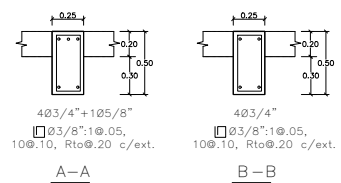
V-16 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO



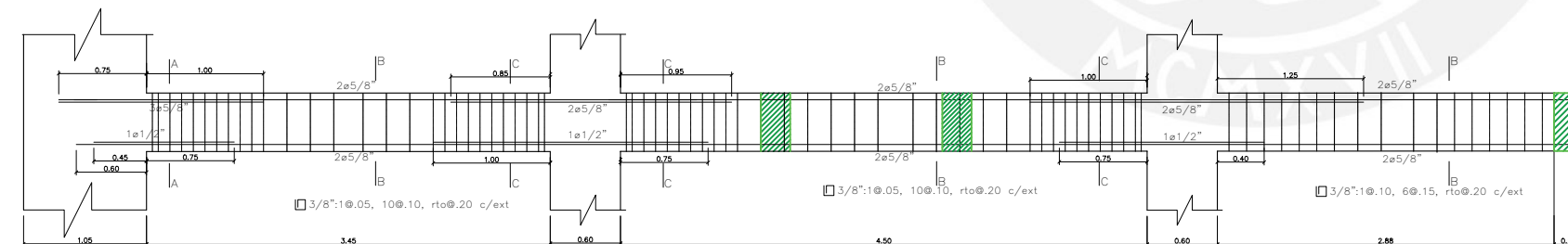
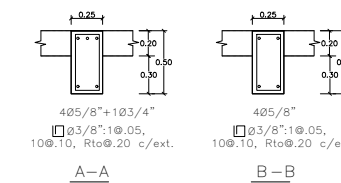
V-17 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO



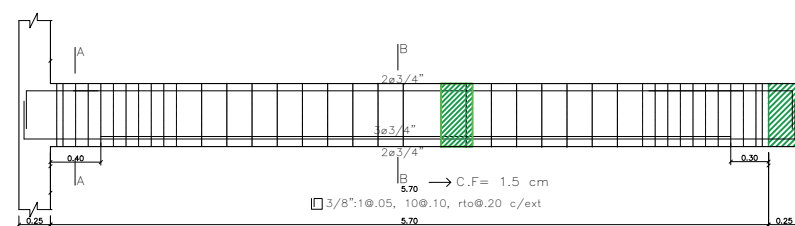
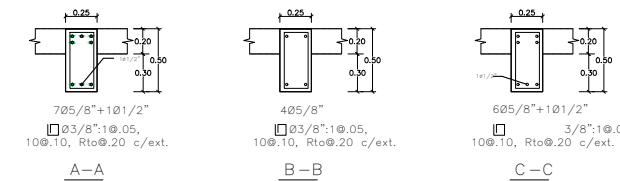
V-18 (0.25X0.50) - PISO 1°@9°PISO



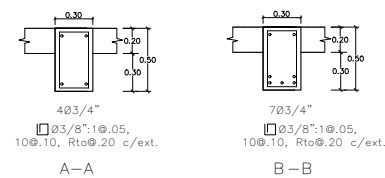
V-19 (0.25X0.50) - PISO 1°@9°PISO



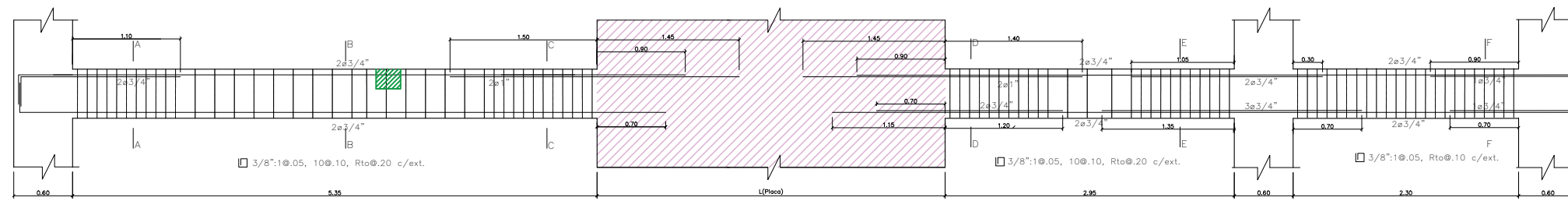
V-20 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO



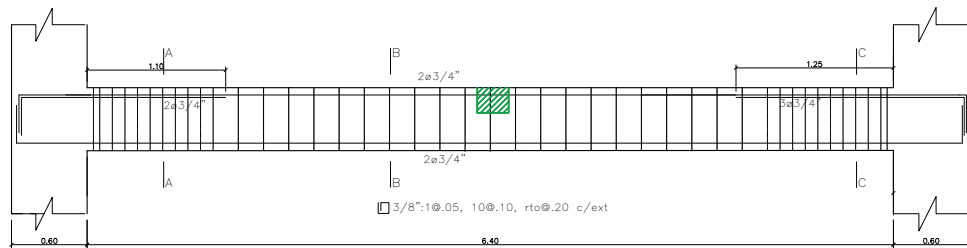
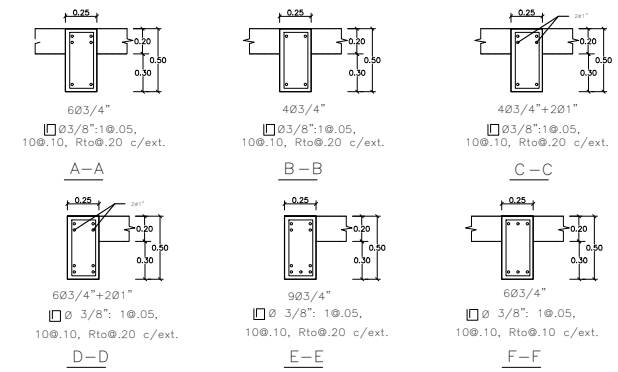
V-21 (0.30X0.50) - 1°@9°PISO



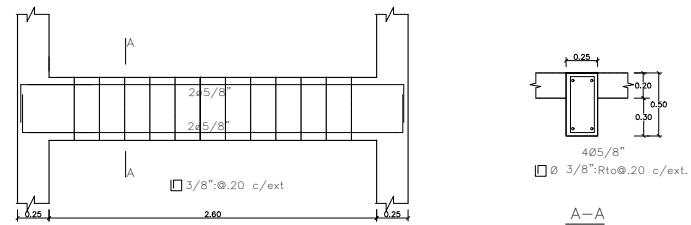
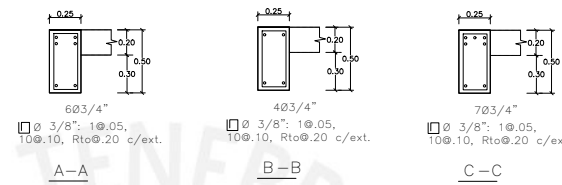
	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR	<b>E-15</b>
	ASESOR: PAULO MEJIA TREJO	
PLANO: VIGAS DE PLANTA TÍPICA III	ESCALA: 1/30	<b>E-15</b>
DISEÑO: BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO	FORMATO: A3	



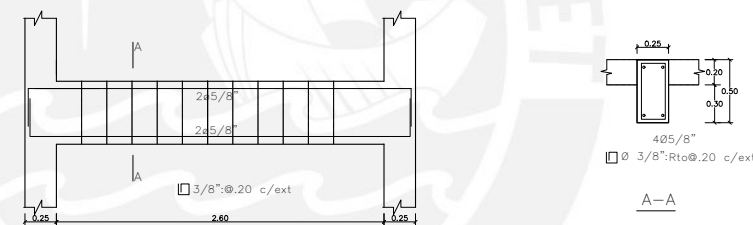
V-22 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO



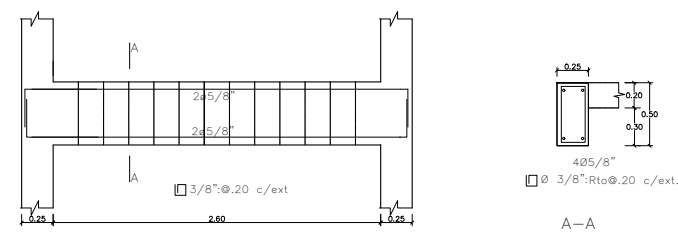
V-23 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO



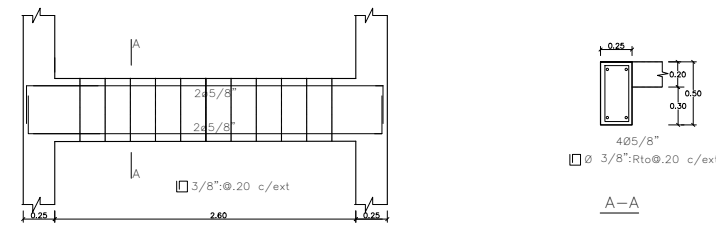
V-24 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO



V-25 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO

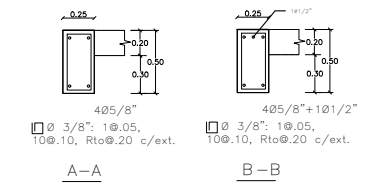
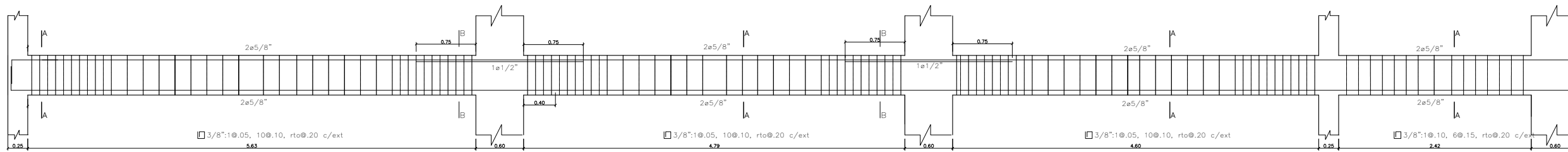


V-26 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO

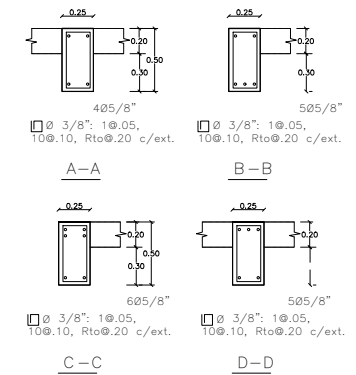
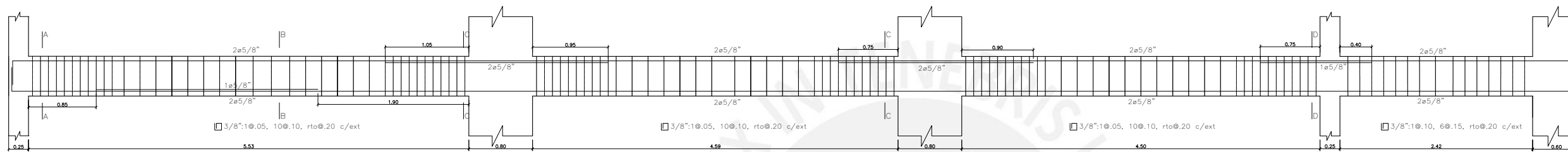


V-27 (0.25X0.50) - 1°@9°PISO

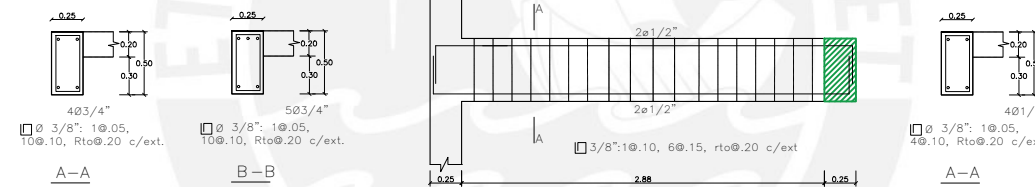
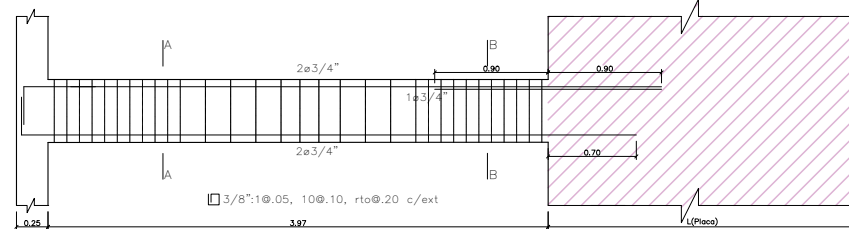
 	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR ASESOR: PAULO MEJIA TREJO	<b>E-16</b>
	PLANO: VIGAS DE PLANTA TÍPICA IV DISEÑO: BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO	



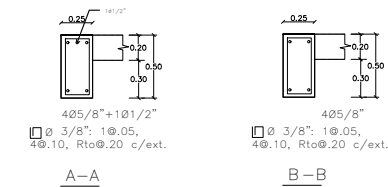
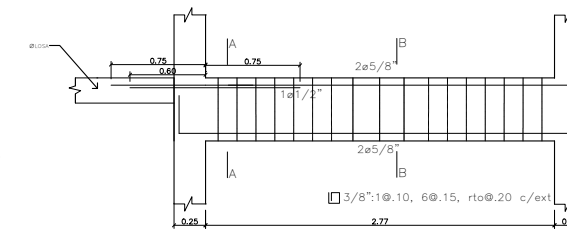
V-01 (0.25X0.50) - AZOTEA



V-02 (0.25X0.50) - AZOTEA

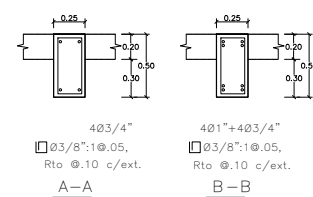
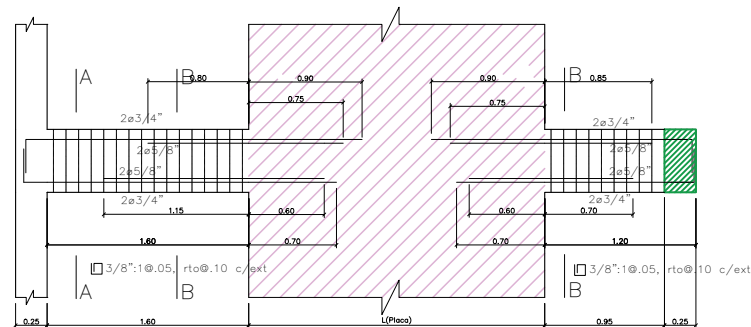


V-05 (0.25X0.50) - AZOTEA

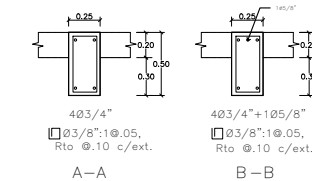
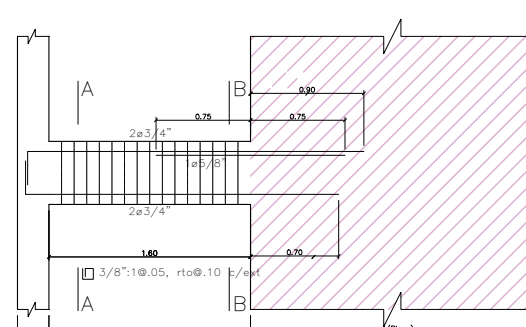


V-06 (0.25X0.50) - AZOTEA


V-03 (0.25X0.50) - AZOTEA

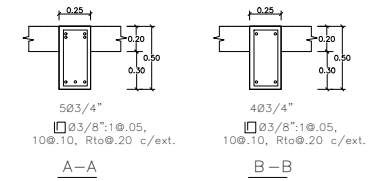
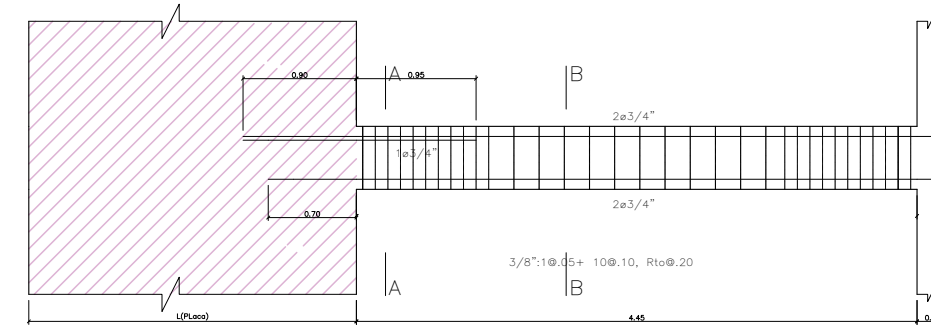
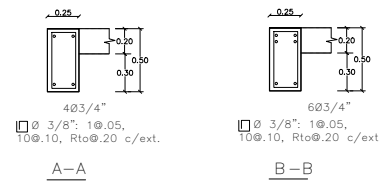
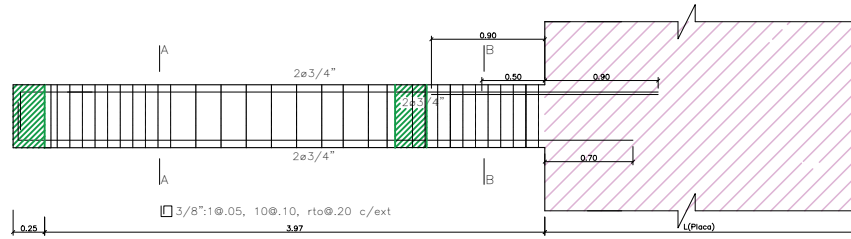


V-04 (0.30X0.50) - AZOTEA



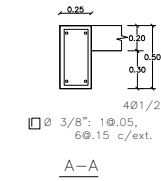
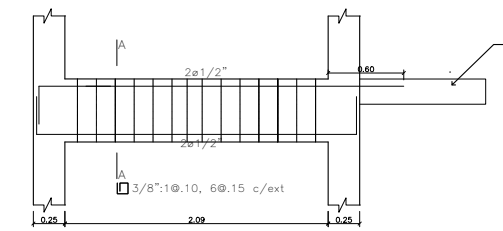
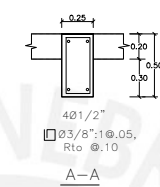
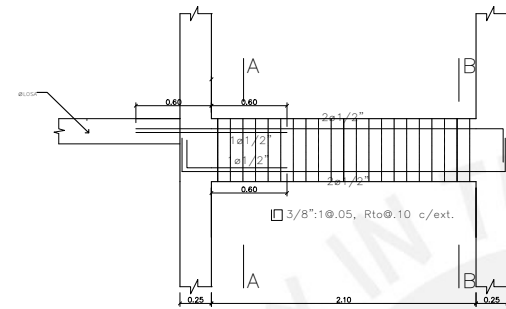
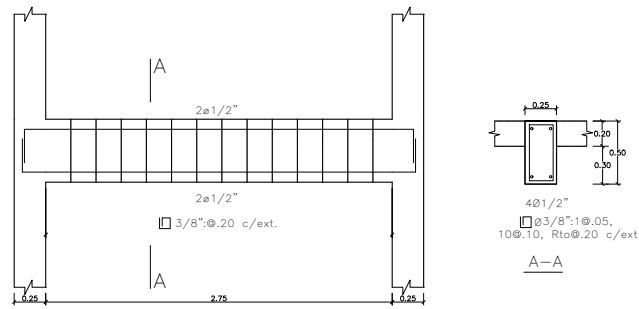
V-07 (0.30X0.50) - AZOTEA

	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR	
	ASESOR:	PAULO MEJIA TREJO	
PLANO:	VIGAS DE AZOTEA I	ESCALA:	1/30
DISEÑO:	BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO	FORMATO:	A3
			<b>E-17</b>



V-08 (0.25X0.50) - AZOTEA

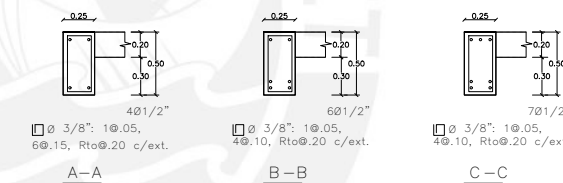
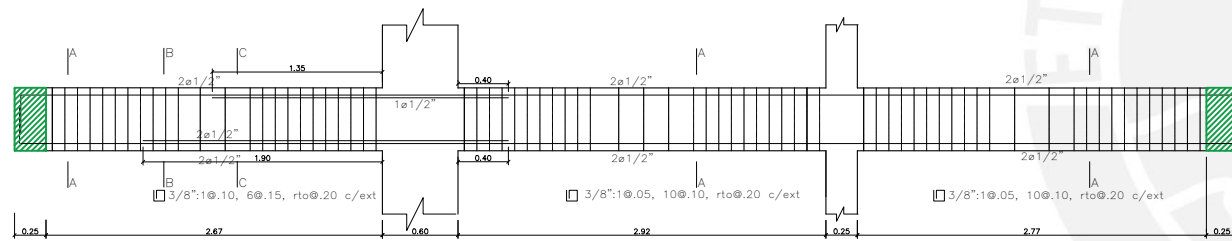
V-09 (0.25X0.50) - AZOTEA



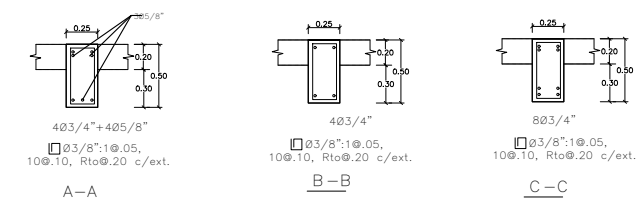
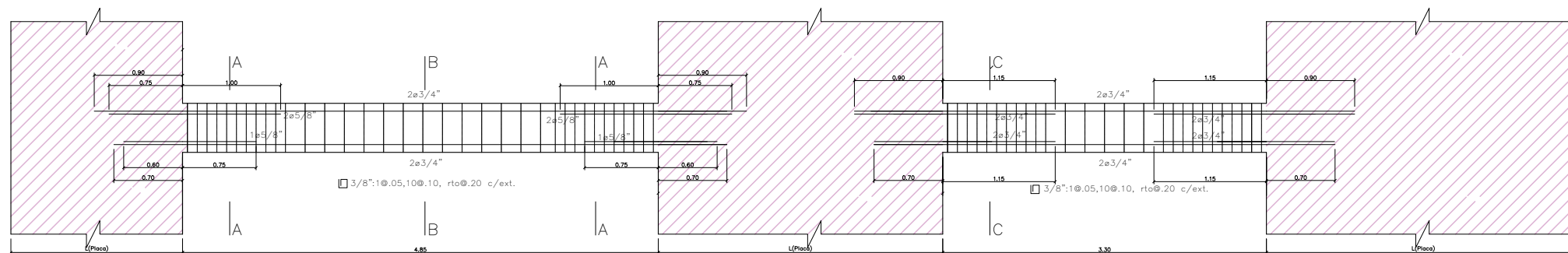
V-10 (0.25X0.50) - AZOTEA

V-11 (0.25X0.50) - AZOTEA


V-12 (0.25X0.50) - AZOTEA

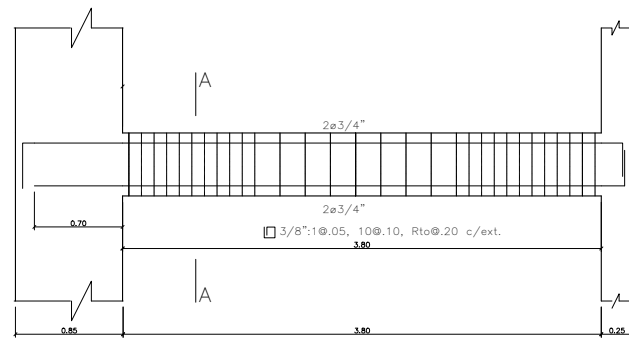


V-13 (0.25X0.50) - AZOTEA

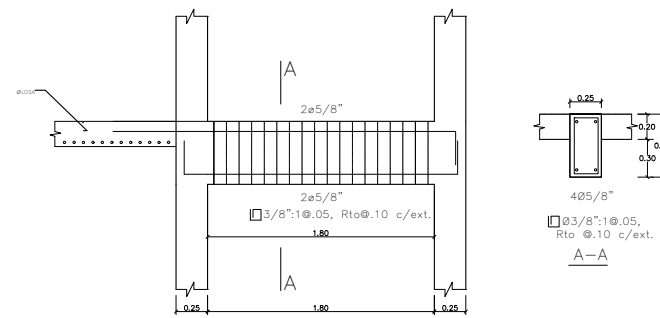


V-14 (0.25X0.50) - AZOTEA

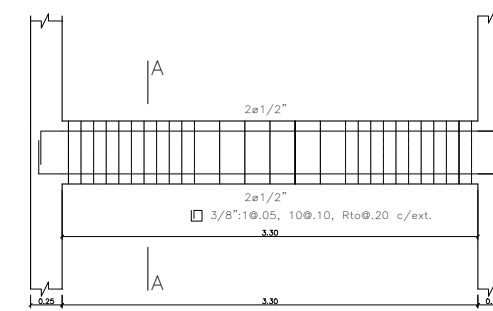
 	PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR	ESCALA: 1/30	E-18
	ASESOR:	PAULO MEJIA TREJO		
PLANO:	VIGAS DE AZOTEA II		FORMATO: A3	
DISENO:	BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO			



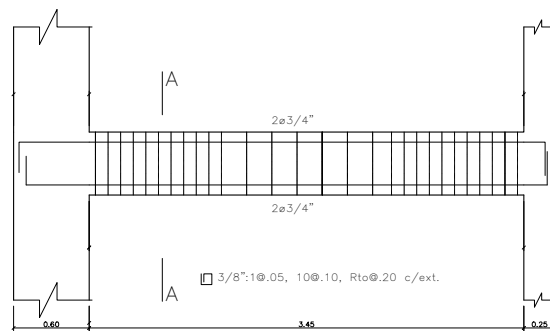
V-15 (0.25X0.50) - AZOTEA



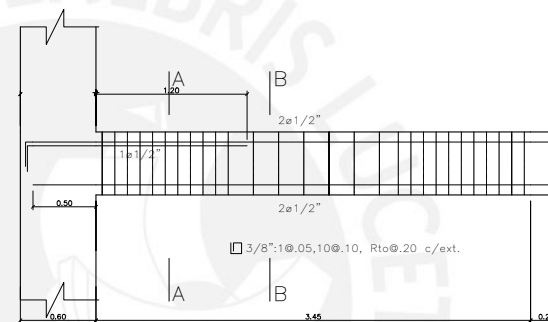
V-16 (0.25X0.50) - AZOTEA



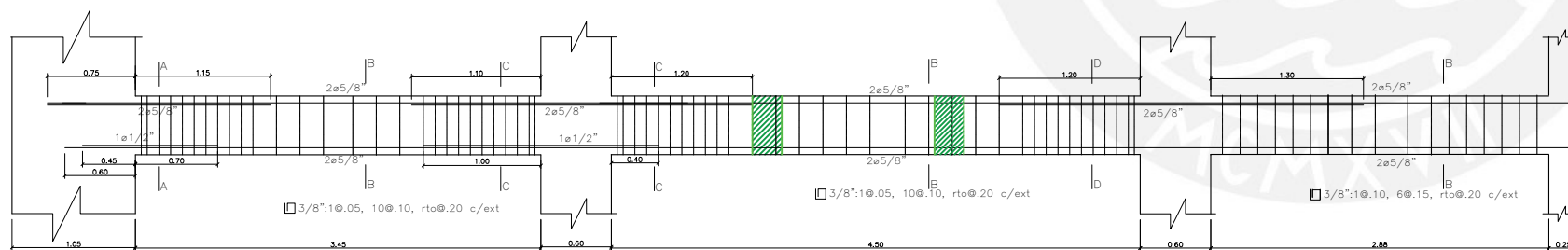
V-17 (0.25X0.50) - AZOTEA



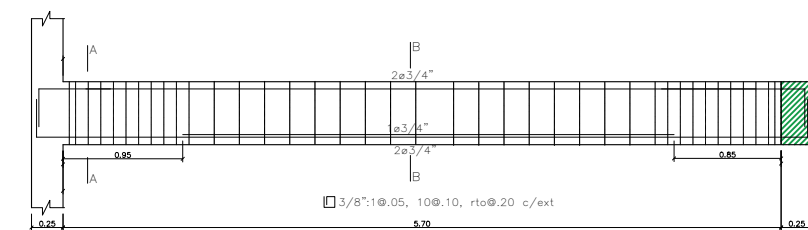
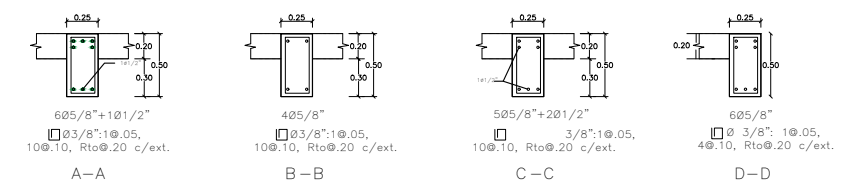
V-18 (0.25X0.50) - AZOTEA



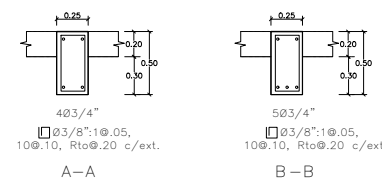
V-19 (0.25X0.50) - AZOTEA




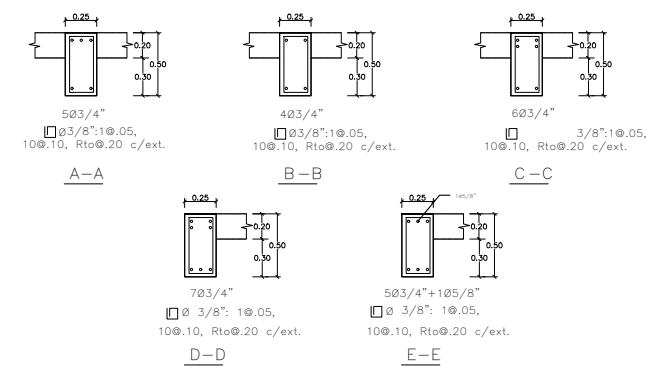
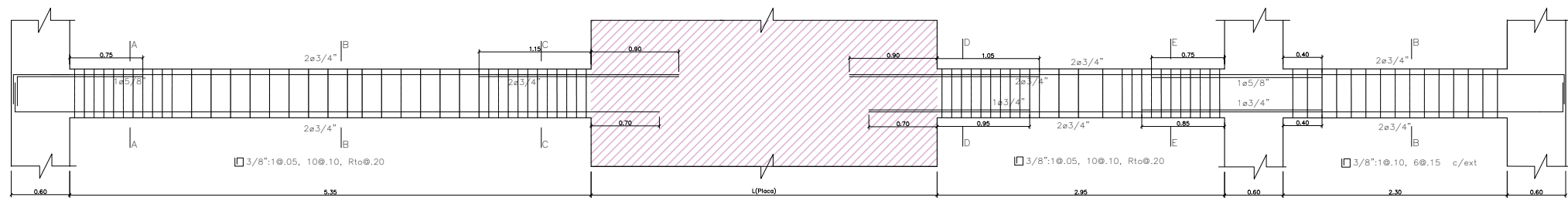
V-20 (0.25X0.50) - AZOTEA



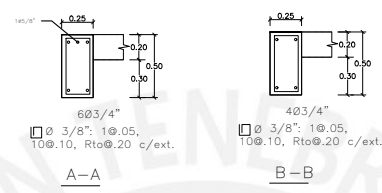
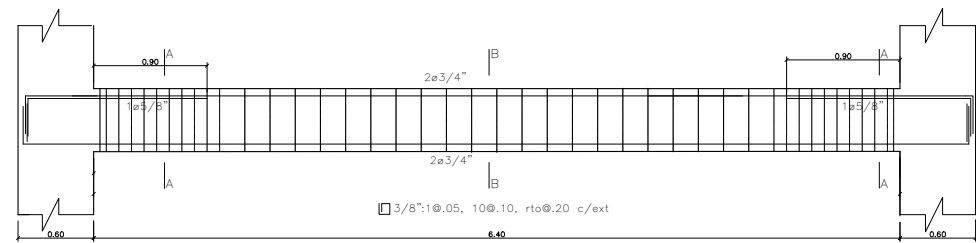
V-21 (0.30X0.50) - AZOTEA



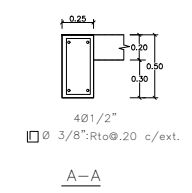
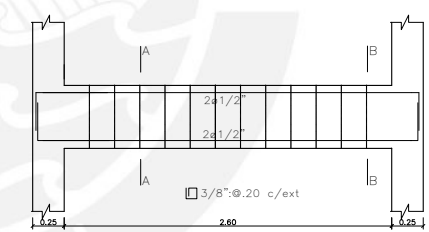
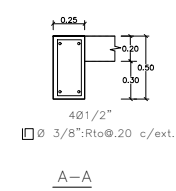
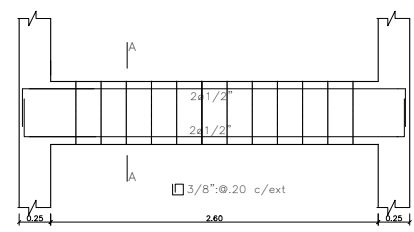
	<b>PROYECTO:</b> EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR	<h1 style="margin: 0;">E-19</h1>
	<b>ASESOR:</b> PAULO MEJIA TREJO	
<b>PLANO:</b> VIGAS DE AZOTEA III	<b>ESCALA:</b> 1/30	<h1 style="margin: 0;">E-19</h1>
<b>DISEÑO:</b> BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO	<b>FORMATO:</b> A3	



V-22 (0.25X0.50) - AZOTEA

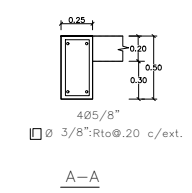
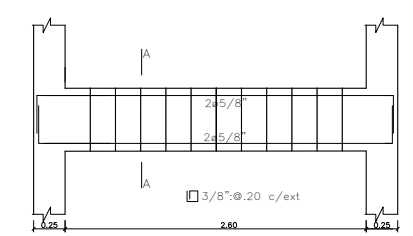
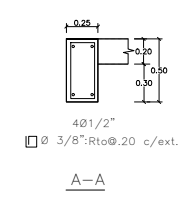
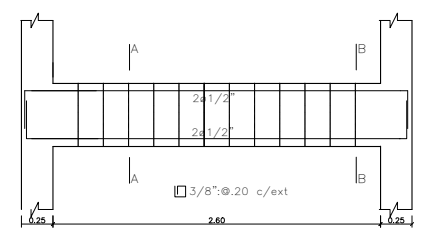


V-23 (0.25X0.50) - AZOTEA



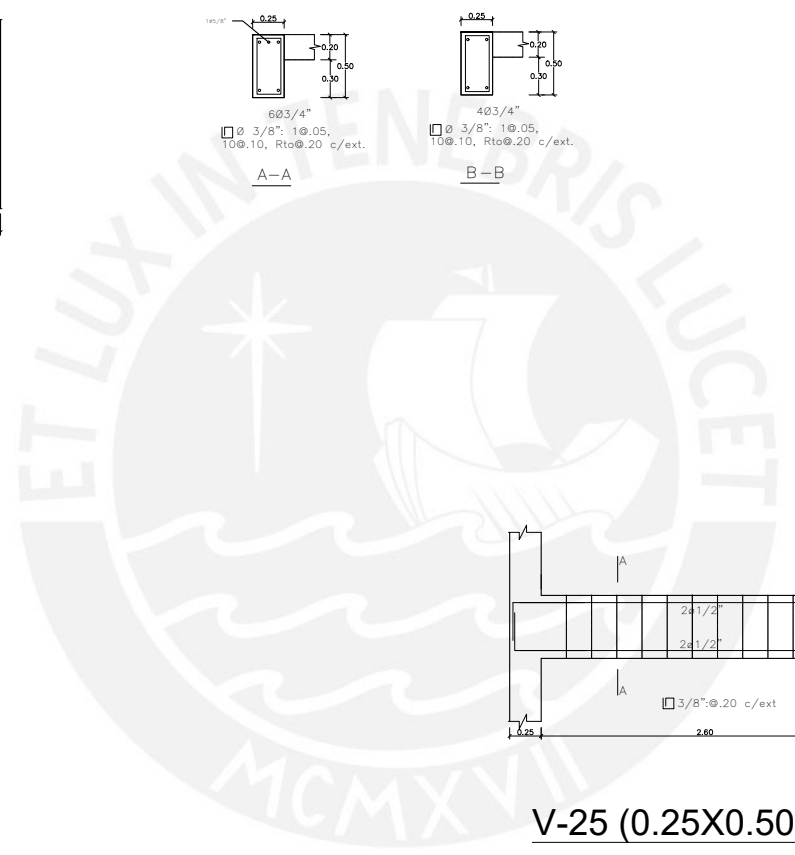
V-24 (0.25X0.50) -AZOTEA



V-25 (0.25X0.50) -AZOTEA



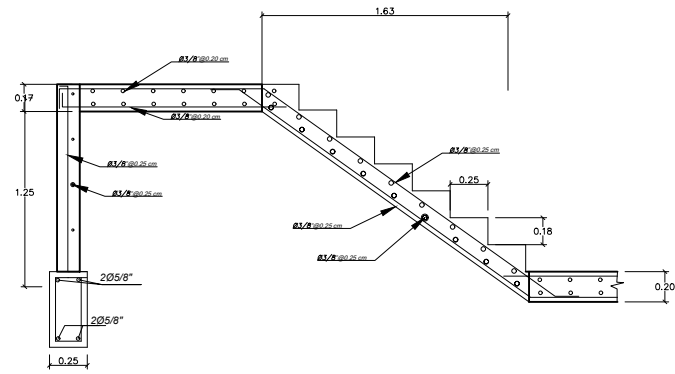
V-26 (0.25X0.50) -AZOTEA

V-27 (0.25X0.50) -AZOTEA

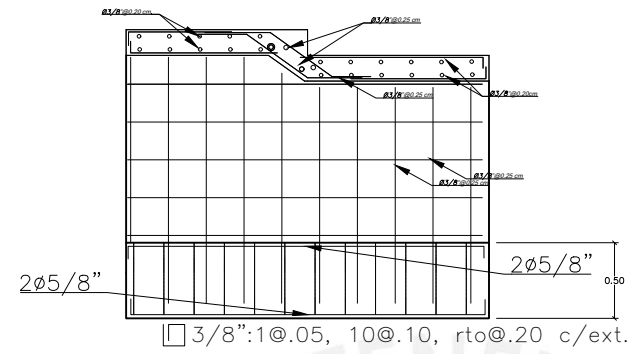


 	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR ASESOR: PAULO MEJIA TREJO	ESCALA: 1/30 FORMATO: A3	<b>E-20</b>
	PLANO: VIGAS DE AZOTEA IV DISEÑO: BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO		

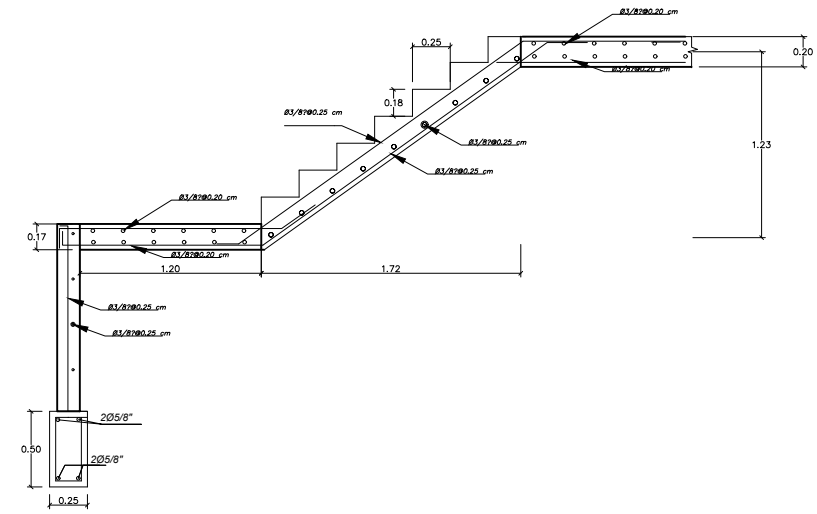
Tramo 1



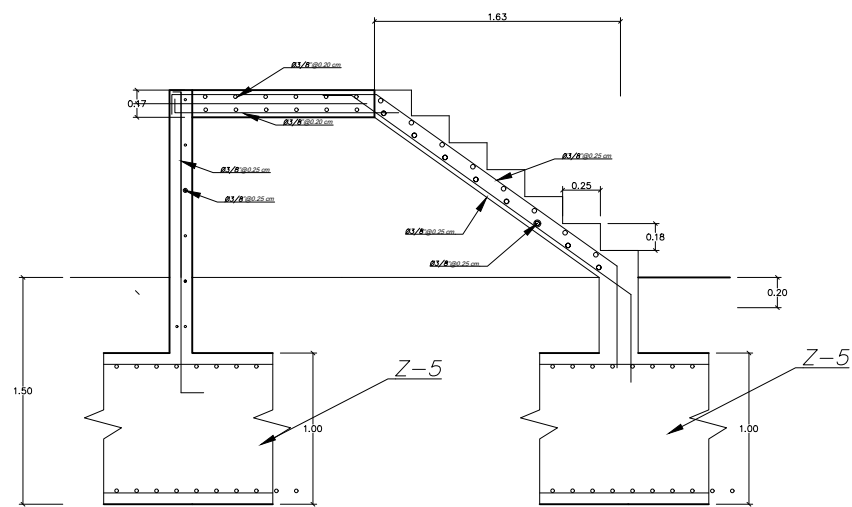
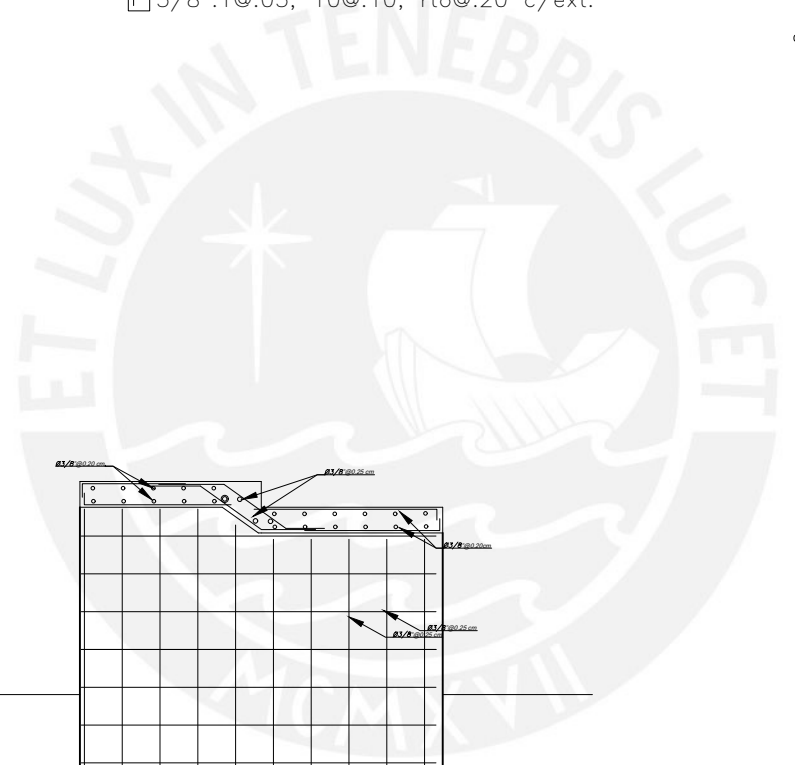
Tramo 2



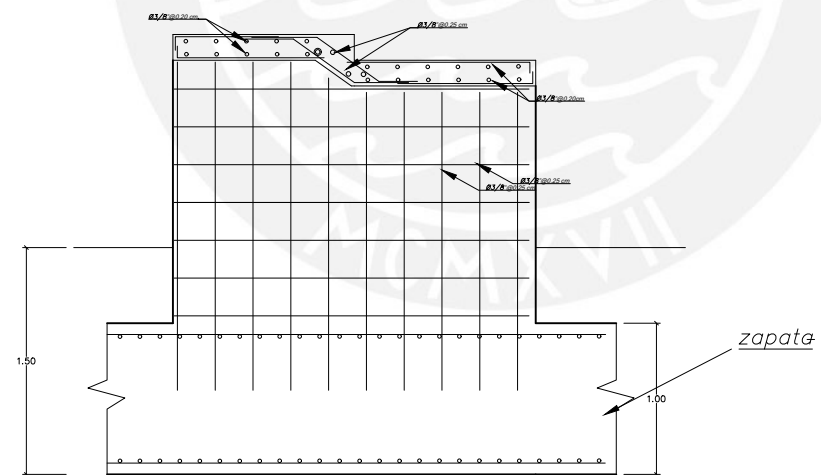
Tramo 3



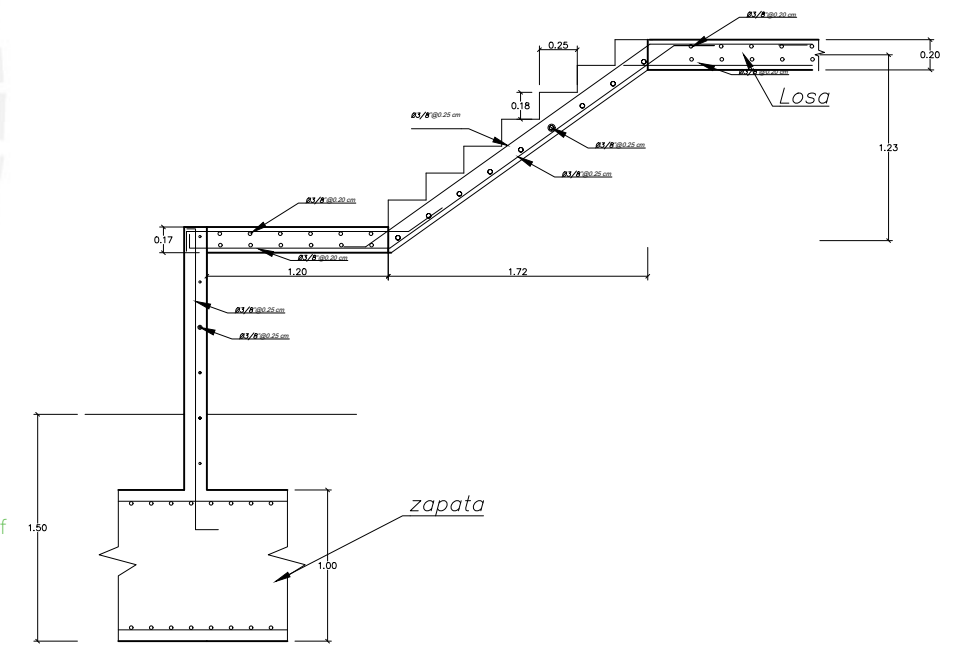
Escalera del piso típico



Tramo 2



Tramo 3



Escalera del primer nivel



**PUCP**

EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 10 NIVELES EN MAGDALENA DEL MAR

PAULO MEJIA TREJO

DETALLE DE ESCALERAS

ESCALA: 1/25

E-21

BACH. DANIEL AYALA Y BACH. MARCO ESPINO

FORMATO: A3