

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE  
SEIS NIVELES EN EL DISTRITO CORONEL GREGORIO  
ALBARRACÍN LANCHIPA, TACNA 2022”**

**PARA OPTAR:**

**TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR:**

**Bach. CLAUDIA ESTHER POMACOSI CHAMBILLA**

**Bach. JORDAN ALEXANDER ZAVALA QUISPE**

**TACNA – PERÚ**

**2023**

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**TESIS**

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES EN EL DISTRITO CORONEL GREGORIO ALBARRACÍN LANCHIPA, TACNA 2022”**

**Tesis sustentada y aprobada el 11 de Marzo del 2023; estando el jurado calificador integrado por:**

**PRESIDENTA: Mtra. DINA MARLENE COTRADO FLORES**

**SECRETARIO: Mtro. GIANCARLOS JAVIER MACHACA FRÍAS**

**VOCAL: Mtro. EDGAR HIPÓLITO CHAPARRO QUISPE**

**ASESOR: Mtro. JORGE ENRIQUE ALVAREZ RUFFRÁN**

## DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Nosotros, Claudia Esther Pomacosi Chambilla y Jordán Alexander Zavala Quispe, en calidad de bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificado con DNI 46980955 y 70429475 respectivamente.

Declaramos bajo juramento que:

1. Somos autores de la tesis titulada: *“Análisis Y Diseño Estructural De Un Edificio De Seis Niveles En El Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa, Tacna 2022”* la misma que presento para optar Título Profesional de Ingeniero Civil.
2. La tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente, para la cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas.
3. La tesis presentada no atenta contra derechos de terceros.
4. La tesis no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
5. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falsificados, ni duplicados, ni copiados.

Por lo expuesto, mediante la presente asumo frente a la Universidad cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre la obra presentada. En consecuencia, nos hacemos responsables frente a La universidad y a terceros, de cualquier daño que pudiera ocasionar, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar como causa del trabajo presentado, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontrasen causa en el contenido de la tesis.

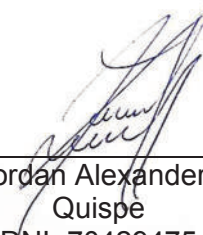
De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumimos las consecuencias y sanciones que nuestra acción se deriven, sometiéndonos a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Tacna, 16 de Marzo del 2023



---

Bach. Claudia Esther Pomacosi  
Chambilla  
DNI: 46980955



---

Bach. Jordan Alexander Zavala  
Quispe  
DNI: 70429475



**UPT**  
**UNIDAD DE INVESTIGACIÓN FAING**

*Sin fines de lucro*

*CONSTANCIA*

**QUIEN SUSCRIBE COODINADOR DE LA UNIDAD DE  
INVESTIGACIÓN DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA  
UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA, HACE CONSTAR:**

Que, los bachilleres; CLAUDIA ESTHER POMACOSI CHAMBILLA y JORDAN ALEXANDER ZAVALA QUISPE de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, han presentado la Tesis titulada "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES EN EL DISTRITO CORONEL GREGORIO ALBARRACÍN LANCHIPA, TACNA 2022" el cual presenta un 11 % de similitud, comprobada por el software Turnitin. Se adjunta el recibo digital.

Se expide la presente, para trámites del Título Profesional.

Tacna, 27 de marzo de 2023



**Coordinador**  
**Unidad de Investigación – FAING**

# "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES EN EL DISTRITO CORONEL GREGORIO ALBARRACÍN LANCHIPA, TACNA 2022"

## INFORME DE ORIGINALIDAD

11%

INDICE DE SIMILITUD

11%

FUENTES DE INTERNET

1%

PUBLICACIONES

4%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

## FUENTES PRIMARIAS

1

[hdl.handle.net](http://hdl.handle.net)

Fuente de Internet

2%

2

[repositorio.upt.edu.pe](http://repositorio.upt.edu.pe)

Fuente de Internet

1%

3

[repositorio.ucv.edu.pe](http://repositorio.ucv.edu.pe)

Fuente de Internet

1%

4

[pdfcoffee.com](http://pdfcoffee.com)

Fuente de Internet

1%

5

[repositorio.unsa.edu.pe](http://repositorio.unsa.edu.pe)

Fuente de Internet

1%

6

[documents.mx](http://documents.mx)

Fuente de Internet

<1%

7

[es.scribd.com](http://es.scribd.com)

Fuente de Internet

<1%

8

Submitted to University of Southern Queensland

Trabajo del estudiante

<1%

9

[vsip.info](http://vsip.info)

Fuente de Internet

<1%





## Recibo digital

Este recibo confirma que su trabajo ha sido recibido por Turnitin. A continuación podrá ver la información del recibo con respecto a su entrega.

La primera página de tus entregas se muestra abajo.

Autor de la entrega: Claudia Esther Pomacosi Chambilla - Jordan Alexander Zaval...  
Título del ejercicio: INGENIERÍA CIVIL  
Título de la entrega: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS ...  
Nombre del archivo: TESIS\_FINAL\_2.pdf  
Tamaño del archivo: 18.89M  
Total páginas: 302  
Total de palabras: 106,172  
Total de caracteres: 380,847  
Fecha de entrega: 27-mar.-2023 12:16p. m. (UTC-0500)  
Identificador de la entre... 2048207435



## **DEDICATORIA**

A Dios por cada día de vida que me regala.

A mis padres que hicieron y siguen haciendo todo lo posible para que sus hijos se superen profesionalmente apoyando no solo económicamente, sino moralmente en cada paso que damos.

A mis hermanos que son un apoyo en mi vida.

**Bach. Claudia Esther Pomacosi Chambilla**

A Dios que me permite culminar mi anhelada carrera.

A mis padres que me brindan su apoyo y amor en todo momento, siendo este el motor de motivación y disciplina que ha regido en mi vida.

**Bach. Jordan Alexander Zavala Quispe**



## **AGRADECIMIENTO**

Quiero dar gracias a Dios por cada día de aprendizaje, por darnos la oportunidad de conocer a muy buenas amistades y compañeros de estudio.

Agradezco el apoyo incondicional por parte de mis padres, su apoyo en cada paso de mi vida, por confiar en mí y en cada paso que doy. De igual manera agradezco a mis hermanos que han sido un soporte en mi vida.

Quiero agradecer a nuestro asesor de tesis por su apoyo para alcanzar el objetivo de la realización de esta tesis.

Deseo agradecer a nuestra Universidad Privada De Tacna que nos acogió estos cinco años en sus instalaciones, donde se tuvo muy gratos momentos. Agradecer a nuestros catedráticos de la facultad de ingeniería civil, por todos los conocimientos que nos brindaron a lo largo de nuestra instrucción académica.

**Bach. Claudia Esther Pomacosi Chambilla**

**Bach. Jordan Alexander Zavala Quispe**

## ÍNDICE GENERAL

PÁGINA DE JURADOS.....	ii
DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD .....	iii
DEDICATORIA.....	v
AGRADECIMIENTO.....	vi
ÍNDICE GENERAL .....	vii
ÍNDICE DE TABLAS .....	x
ÍNDICE DE FIGURAS .....	xv
ÍNDICE DE ANEXOS .....	xviii
RESUMEN .....	xix
ABSTRACT .....	xx
INTRODUCCIÓN .....	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.1    Descripción del problema .....	2
1.2    Formulación del problema .....	3
1.2.1.    Problema general .....	3
1.2.2.    Problemas específicos.....	3
1.3.    Justificación e importancia de la investigación .....	3
1.4.    Objetivos .....	3
1.4.1.    Objetivo general .....	3
1.4.2.    Objetivos específicos.....	4
1.5.    Hipótesis.....	4
1.5.1.    Hipótesis general.....	4
1.5.2.    Hipótesis específicas .....	4
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO .....	5
2.1.    Antecedentes de la investigación .....	5
2.1.1.    A nivel internacional .....	5
2.1.2.    A nivel nacional .....	6
2.1.3.    A nivel regional .....	7
2.2.    Bases teóricas .....	8
2.2.1.    Sistema estructural de edificación .....	8
2.2.2.    Zonificación .....	9
2.2.3.    Categoría de las edificaciones y factor de uso (U) .....	10
2.2.4.    Perfiles de suelo .....	11

2.2.5.	Parámetros de sitio.....	11
2.2.6.	Estimación de peso .....	12
2.2.7.	Centro de masa .....	12
2.2.8.	Centro de rigidez .....	13
2.2.9.	Definición de carga viva.....	13
2.2.10.	Análisis estático.....	13
2.2.11.	Análisis dinámico modal espectral.....	15
2.2.12.	Modos de vibración .....	15
2.2.13.	Aceleración espectral .....	15
2.2.14.	Características del suelo .....	17
2.3.	Definición de términos .....	17
2.3.1.	Estructura .....	17
2.3.2.	Sismo .....	17
2.3.3.	Concreto armado.....	18
2.3.4.	Deformación .....	18
2.3.5.	Modos de vibración .....	18
2.3.6.	Rigidez .....	18
2.3.7.	Distorsión de entre piso.....	18
2.3.8.	Capacidad portante admisible .....	18
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO.....		19
3.1.	Tipo y nivel de la investigación .....	19
3.1.1.	Tipo de investigación .....	19
3.1.2.	Nivel de investigación .....	19
3.2.	Población y/o muestra de estudio.....	19
3.2.1.	Población.....	19
3.2.2.	Muestra .....	19
3.3.	Operacionalización de variables .....	19
3.4.	Técnicas e instrumentos para la recolección de datos .....	20
3.5.	Procedimientos.....	22
3.6.	Procesamiento y análisis de datos .....	22
CAPÍTULO IV: RESULTADOS.....		24
4.1.	Descripción del proyecto .....	24
4.1.1.	Ubicación del proyecto .....	24
4.1.2.	Descripción arquitectónica del proyecto .....	24
4.1.3.	Propiedades de los materiales utilizados.....	30
4.2.	Predimensionamiento de elementos estructurales .....	31
4.2.1.	Predimensionamiento de losa aligerada.....	31

4.2.2.	Predimensionamiento de vigas.....	32
4.2.3.	Predimensionamiento de columnas.....	35
4.2.4.	Predimensionamiento de placas.....	37
4.2.5.	Predimensionamiento de escaleras.....	38
4.3.	Modelamiento y estructuración.....	38
4.3.1.	Cargas aplicadas.....	42
4.3.2.	Aplicación de parámetros sísmicos.....	45
4.3.3.	Verificación de cortante.....	48
4.3.4.	Obtención de derivas.....	49
4.3.5.	Obtención de modos de vibración.....	50
4.3.6.	Sistema estructural.....	51
4.4.	Análisis sísmico.....	51
4.4.1.	Parámetros sísmicos aplicados.....	51
4.4.2.	Verificación de irregularidades estructurales en altura.....	51
4.4.3.	Verificación de irregularidades estructurales en planta.....	54
4.4.4.	Resumen de irregularidades.....	57
4.5.	Diseño estructural.....	58
4.5.1.	Diseño de losa aligerada.....	58
4.5.2.	Diseño de columnas.....	63
4.5.3.	Diseño de vigas.....	77
4.5.4.	Diseño de placas.....	97
4.5.5.	Diseño de escalera.....	126
4.5.6.	Diseño de cimentaciones.....	133
CAPÍTULO V: DISCUSIONES.....		153
CONCLUSIONES.....		154
RECOMENDACIONES.....		155
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		156
ANEXOS.....		159

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factores de zona del Perú.....	10
Tabla 2. Categoría de las edificaciones y factor de uso (U) .....	10
Tabla 3. Clasificación de los perfiles de suelo .....	11
Tabla 4. Factor de suelo "S" .....	11
Tabla 5. Periodos "Tp" y "TL" .....	12
Tabla 6. Estimación de peso .....	12
Tabla 7. Límites para la distorsión de entrepiso .....	16
Tabla 8. Estudio de mecánica de suelos Coronel Gregorio Albarracín.....	17
Tabla 9. Matriz de operacionalización de variables .....	20
Tabla 10. Técnicas e instrumentos para recolección de datos .....	21
Tabla 11. Distribución de la edificación de seis niveles .....	25
Tabla 12. Espesores o peraltes mínimos h .....	31
Tabla 13. Criterio por uso.....	32
Tabla 14. Cálculo del predimensionamiento de vigas .....	32
Tabla 15. Cargas de servicio de uso práctico.....	35
Tabla 16. Criterio de predimensionamiento.....	35
Tabla 17. Predimensionamiento De Columnas .....	35
Tabla 18. Criterio de predimensionamiento de espesor de placas .....	37
Tabla 19. Predimensionamiento de espesor mínimo de placa .....	37
Tabla 20. Predimensionamiento de espesor de garganta .....	38
Tabla 21. Cargas muertas en el modelado.....	42
Tabla 22. Cargas vivas en el modelado .....	44
Tabla 23. Modos de participación modal en la contribución de masa.....	47
Tabla 24. Verificación de cortante en la base.....	48
Tabla 25. Escalamiento de la verificación de cortante en la base .....	48
Tabla 26. Derivas inelásticas por sismo X-X dinámico .....	49
Tabla 27. Derivas inelásticas por sismo Y-Y dinámico .....	49
Tabla 28. Modos de vibración .....	50
Tabla 29. Verificación de tipo de sistema estructural .....	51
Tabla 30. Parámetros sísmicos .....	51
Tabla 31. Irregularidad de rigidez dirección X-X.....	52
Tabla 32. Irregularidad de rigidez dirección Y-Y .....	52
Tabla 33. Irregularidad de masa dirección X-Y.....	52

Tabla 34. Irregularidad de geometría vertical dirección X.....	53
Tabla 35. Irregularidad de geometría vertical dirección Y.....	54
Tabla 36. Irregularidad torsional dirección X .....	54
Tabla 37. Irregularidad torsional dirección Y .....	56
Tabla 38. Irregularidad por esquina entrante dirección X .....	57
Tabla 39. Irregularidad por esquina entrante dirección Y .....	57
Tabla 40. Resumen de irregularidades.....	57
Tabla 41. Dimensiones de losa aligerada.....	59
Tabla 42. Propiedades de los materiales .....	59
Tabla 43. Metrado de cargas de losa aligerada.....	59
Tabla 44. Cálculo de acero de refuerzo.....	61
Tabla 45. Área de refuerzo a flexión mínima y máxima.....	61
Tabla 46. Verificación por corte .....	62
Tabla 47. Acero de temperatura para losa aligerada.....	62
Tabla 48. Determinación de diagrama de iteración de diseño ( $\phi R_n$ ) .....	65
Tabla 49. Determinación de la resistencia requerida ( $R_u$ ).....	65
Tabla 50. Combinaciones en resistencia requerida en sismo X .....	66
Tabla 51. Combinaciones en resistencia requerida en sismo Y .....	66
Tabla 52. Combinaciones de sismo en X y Y .....	68
Tabla 53. Características de columna C1.....	69
Tabla 54. Determinación del aporte del concreto( $V_c$ ) y aporte del acero a corte ( $V_s$ ) .....	69
Tabla 55. Determinación de diagrama de iteración de diseño C2 .....	71
Tabla 56. Determinación de la resistencia requerida en C2 .....	72
Tabla 57. Combinaciones de resistencia requerida en sismo X .....	72
Tabla 58. Combinaciones de resistencia requerida en sismo Y .....	73
Tabla 59. Combinaciones de sismo en X y Y .....	74
Tabla 60. Características de columna C2.....	76
Tabla 61. Determinación del aporte del concreto y aporte del acero a corte.....	76
Tabla 62. Propiedades de los materiales de la viga .....	78
Tabla 63. Acero calculado en la viga.....	78
Tabla 64. Acero mínimo y máximo de la viga.....	79
Tabla 65. Acero negativo colocado en la viga .....	79
Tabla 66. Acero positivo colocado en la viga.....	79
Tabla 67. Cálculo de momento probable caso1 .....	80
Tabla 68. Cálculo de momento probable caso 2 .....	81
Tabla 69. Cálculo de corte gravitacional.....	82

Tabla 70. Cortante de diseño y acero transversal .....	82
Tabla 71. Propiedades de los materiales de la viga .....	84
Tabla 72. Acero calculado en la viga.....	84
Tabla 73. Acero mínimo y máximo de la viga .....	85
Tabla 74. Acero negativo colocado en la viga .....	85
Tabla 75. Acero positivo colocado en la viga.....	85
Tabla 76. Cálculo de momento probable caso 1 .....	86
Tabla 77. Cálculo de momento probable caso 2 .....	87
Tabla 78. Cálculo de corte gravitacional.....	88
Tabla 79. Cortante de diseño y acero transversal .....	88
Tabla 80. Propiedades de los materiales de la viga VS-1 .....	90
Tabla 81. Propiedades de los materiales de la viga VS-1 .....	90
Tabla 82. Acero calculado en la viga.....	91
Tabla 83. Acero calculado en la viga.....	91
Tabla 84. Acero mínimo y máximo de la viga .....	91
Tabla 85. Acero mínimo y máximo de la viga .....	92
Tabla 86. Acero negativo colocado en la viga .....	92
Tabla 87. Acero negativo colocado en la viga .....	93
Tabla 88. Acero positivo colocado en la viga.....	93
Tabla 89. Acero positivo colocado en la viga.....	93
Tabla 90. cálculo de momento probable caso 1 .....	94
Tabla 91. Cálculo de momento probable caso 2 .....	95
Tabla 92. Cálculo de corte gravitacional.....	96
Tabla 93. Cortante de diseño y acero transversal .....	96
Tabla 94. Cálculo de acero de refuerzo probable en el elemento.....	98
Tabla 95. Cálculo de la profundidad al eje neutro "C" asociado al Mn max.....	98
Tabla 96. Parámetros para diseño de elementos de borde .....	99
Tabla 97. Verificación de la necesidad de tener elementos de borde.....	99
Tabla 98. Zona de confinamiento mínima .....	100
Tabla 99. Determinación de dimensiones del miembro de borde .....	100
Tabla 100. Determinación de refuerzo por cortante del miembro de borde.....	101
Tabla 101. Miembros de borde.....	101
Tabla 12 .Determinación de la resistencia requerida Ru .....	102
Tabla 10.3 Combinaciones de diseño en el sismo X .....	102
Tabla 10.4 Combinaciones de diseño en el sismo Y .....	103
Tabla 10.5 Combinaciones de sismo en X y Y .....	104
Tabla 10.6 Determinación del aporte el concreto y aporte del acero a corte .....	106

Tabla 107. Determinación de la cuantía horizontal y vertical.....	106
Tabla 108. Diseño del acero de refuerzo distribuido horizontal .....	106
Tabla 109. Diseño del acero de refuerzo distribuido vertical .....	106
Tabla 110. Cálculo de acero de refuerzo probable en el elemento.....	107
Tabla 111. Cálculo de la profundidad al eje neutro “C” asociado al Mn max .....	107
Tabla 112. Parámetros para diseño de elementos de borde .....	108
Tabla 113. Verificación de la necesidad de tener elementos de borde.....	109
Tabla 114. Zona de confinamiento mínima .....	109
Tabla 115. Determinación de dimensiones del miembro de borde.....	109
Tabla 116. Determinación de refuerzo por cortante del miembro de borde.....	110
Tabla 117. Miembros de borde.....	110
Tabla 118. Determinación de la resistencia requerida Ru .....	111
Tabla 119. Combinaciones de diseño en el sismo X .....	111
Tabla 120. Combinaciones de diseño en el sismo Y .....	112
Tabla 121. Combinaciones de sismo en X y Y .....	114
Tabla 122. Determinación del aporte del concreto y aporte del acero a corte.....	115
Tabla 123. Determinación de la cuantía horizontal y vertical.....	115
Tabla 124. Diseño del acero de refuerzo distribuido horizontal .....	115
Tabla 125. Diseño del acero de refuerzo distribuido vertical .....	116
Tabla 126. Cálculo de acero de refuerzo probable en el elemento.....	116
Tabla 127. Cálculo de la profundidad al eje neutro “C” asociado al Mn max.....	117
Tabla 128. Parámetros para diseño de elementos de borde .....	117
Tabla 129. Verificación de la necesidad de tener elementos de borde.....	118
Tabla 130. Zona de confinamiento mínima .....	118
Tabla 131. Determinación de dimensiones del miembro de borde .....	119
Tabla 132. Determinación de refuerzo por cortante del miembro de borde.....	119
Tabla 133. Miembro de borde .....	120
Tabla 134. Determinación de la resistencia requerida Ru .....	121
Tabla 135. Combinaciones de diseño en el sismo X .....	121
Tabla 136. Combinaciones de diseño en el sismo Y .....	122
Tabla 137. Combinaciones de sismo en X y Y .....	123
Tabla 138. Determinación del aporte del concreto y aporte del acero a corte.....	124
Tabla 139. Determinación de la cuantía horizontal y vertical.....	125
Tabla 140. Diseño del acero de refuerzo distribuido horizontal .....	125
Tabla 141. Diseño del acero de refuerzo distribuido vertical .....	125
Tabla 142. Datos iniciales de la escalera tramo I .....	126
Tabla 143. Valores para el metrado de cargas.....	126



Tabla 144. Metrado de cargas.....	127
Tabla 145. Diseño por corte de escalera tramo I.....	128
Tabla 146. Acero positivo en tramo I.....	128
Tabla 147. Acero negativo tramo I.....	129
Tabla 148. Acero de temperatura del tramo I.....	129
Tabla 149. Datos iniciales de la escalera tramo II.....	130
Tabla 150. Valores para el metrado de cargas.....	130
Tabla 151. Metrado de cargas.....	131
Tabla 152. Fuerza cortante y momento flector.....	131
Tabla 153. Diseño por corte de escalera tramo II.....	131
Tabla 154. Acero positivo en tramo II.....	132
Tabla 155. Acero negativo tramo II.....	132
Tabla 156. Acero de temperatura tramo II.....	133

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Zonificación sísmica del Perú.....	9
Figura 2. Ubicación del Proyecto.....	24
Figura 3. Arquitectura – primer nivel.....	26
Figura 4. Arquitectura - nivel típico.....	27
Figura 5. Plano de elevación en corte A-A.....	28
Figura 6. Plano de elevación en corte B-B.....	29
Figura 7. Elevación frontal.....	29
Figura 8. Luz libre en edificaciones.....	31
Figura 9. Predimensionamiento de losa aligerada.....	32
Figura 10. Viga en el eje X-X.....	33
Figura 11. Viga en el eje Y-Y.....	34
Figura 12. Áreas tributarias para el predimensionamiento de columnas.....	36
Figura 13. Distancias para el predimensionamiento de espesor de placas.....	37
Figura 14. Modelado 3D.....	38
Figura 15. Modelado en Planta.....	39
Figura 16. Eje X-X visualización de dimensiones de columnas y vigas.....	40
Figura 17. Eje Y-Y visualización de dimensiones de columnas y vigas.....	41
Figura 18. Modelado de la carga muerta en 3D.....	42
Figura 19. Visualización en eje X-X elevación de las cargas muertas.....	43
Figura 20. Configuración de la losa aligerada de 20 cm de espesor.....	43
Figura 21. Cargas vivas en planta.....	44
Figura 22. Propiedades de masa.....	45
Figura 23. Análisis Dinámico usando el espectro de respuesta.....	45
Figura 24. Espectro de respuesta dinámico en X.....	46
Figura 25. Espectro de respuesta dinámico en Y.....	46
Figura 26. Coeficiente del análisis estático en X.....	47
Figura 27. Coeficiente del análisis estático en Y.....	48
Figura 28. Distorsión de entrepiso.....	50
Figura 29. Partes de losa aligerada.....	58
Figura 30. Carga Muerta y carga viva de losa aligerada.....	60
Figura 31. Propiedades usadas en el software sap 2000.....	60
Figura 32. Diagrama de momento flectores.....	61
Figura 33. Diagrama de cortante.....	62

Figura 34. Combinaciones de cargas empleadas en el software etabs .....	63
Figura 35. Distribución en planta de columnas .....	63
Figura 36. Modelado de columna C1 .....	64
Figura 37. Propiedades de acero para columna C1 .....	64
Figura 38. Verificación de resistencia al sismo en dirección X-X .....	67
Figura 39. Verificación de resistencia al sismo en dirección Y-Y .....	67
Figura 40. Diagrama de momento nominal en dirección 2-2 .....	68
Figura 41. Diagrama de momento nominal en dirección 3-3 .....	69
Figura 42. Modelado de columna C2 .....	70
Figura 43. Propiedades de acero para columna C2 .....	71
Figura 44. Verificación de resistencia al sismo en dirección X-X .....	73
Figura 45. Verificación de resistencia al sismo en dirección Y-Y .....	74
Figura 46. Diagrama de momento nominal en dirección 2-2 .....	75
Figura 47. Diagrama de momento nominal en dirección 3-3 .....	75
Figura 48. Identificación de viga VP-1 en planta .....	77
Figura 49. Diagrama de momentos flectores últimos vs momentos resistente .....	80
Figura 50. Identificación de viga VP-2 en planta .....	83
Figura 51. Diagrama de momentos flectores últimos vs momentos resistente .....	86
Figura 52. Identificación de viga VS-1 .....	89
Figura 53. Diagrama de momentos flectores últimos vs momentos resistente .....	94
Figura 54. Distribución de placas en planta .....	97
Figura 55. Placa PL-1 .....	102
Figura 56. Verificación de resistencia al sismo en dirección X-X .....	103
Figura 57. Verificación de resistencia al sismo en dirección Y-Y .....	104
Figura 58. Diagrama de momento en dirección 2-2 .....	105
Figura 59. Diagrama de momento nominal en dirección 3-3 .....	105
Figura 60. Placa PL-2 y PL-3 .....	111
Figura 61. Verificación de resistencia al sismo en dirección X-X .....	112
Figura 62. Verificación de resistencia al sismo en dirección Y-Y .....	113
Figura 63. Diagrama de momento en dirección 2-2 .....	114
Figura 64. Diagrama de momento nominal en dirección 3-3 .....	114
Figura 65. Placa PL-4 y PL-5 .....	120
Figura 66. Verificación de resistencia al sismo en dirección X-X .....	122
Figura 67. Verificación de resistencia al sismo en dirección Y-Y .....	123
Figura 68. Diagrama de momento en dirección 2-2 .....	124
Figura 69. Diagrama de momento nominal en dirección 3-3 .....	124
Figura 70. Tramo I de escalera .....	126

Figura 71. Diagrama de fuerza cortante y momento flector.....	127
Figura 72. Tramo II de escalera .....	130
Figura 73. Propiedades del concreto.....	134
Figura 74. Propiedades del acero de refuerzo.....	134
Figura 75. Diámetros de acero .....	135
Figura 76. Propiedades de diseño.....	136
Figura 77. Restricciones de la zapata .....	136
Figura 78. Propiedades de la zapata.....	137
Figura 79. Propiedades de la viga de cimentación .....	137
Figura 80. Esfuerzo admisible del suelo en la zapata.....	138
Figura 81. Esfuerzo admisible del suelo en la viga.....	138
Figura 82. Asentamientos máximos sobre el suelo .....	139
Figura 83. Esfuerzo admisible por servicio.....	139
Figura 84. Esfuerzo admisible por sismo X .....	140
Figura 85. Esfuerzo admisible por sismo Y .....	141
Figura 86. Combinaciones de diseño .....	141
Figura 87. Momentos flectores en zapatas.....	142
Figura 88. Momentos flectores en la viga de cimentación.....	143
Figura 89. Diseño de acero en zapatas.....	144
Figura 90. Diseño de acero en vigas de cimentación .....	145
Figura 91. Acero requerido en zapatas .....	145
Figura 92. Acero requerido de Z-01.....	146
Figura 93. Acero requerido de Z-02.....	147
Figura 94. Acero requerido de Z-03.....	148
Figura 95. Acero requerido de Z-04.....	148
Figura 96. Acero requerido de Z-05.....	149
Figura 97. Acero requerido de Z-06.....	149
Figura 98. Acero requerido de Z-07.....	150
Figura 99. Acero requerido de Z-08.....	150
Figura 100. Viga de cimentación de 30 x 60 cm parte superior(5 $\emptyset$ 1") .....	151
Figura 101. Viga de cimentación de 30x 60cm parte inferior (3 $\emptyset$ 1") .....	152

**ÍNDICE DE ANEXOS**

Anexo 1. Matriz de consistencia.....	160
Anexo 2. Diseño de losa aligerada.....	161
Anexo 3. Diseño de columnas.....	172
Anexo 4. Diseño de escalera.....	181
Anexo 5. Diseño de placas.....	186
Anexo 6. Diseño de vigas.....	207
Anexo 7. Planos.....	276

## RESUMEN

En la presente investigación se tuvo como objetivo establecer y determinar el análisis y diseño sísmico de un edificio de seis niveles en el distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa en ase al Reglamento Nacional de Edificaciones, acompañado de un diseño de los elementos de concreto armado E 060 Obras de concreto armado y la cimentación con la E 050 suelos y cimentaciones. Posteriormente se realizó el modelamiento, revisión sísmico estático y dinámico de la edificación con la norma E 030 Diseño sismoresistente en edificaciones, para así poder diseñar los elementos estructurales E 060 Obras de concreto armado y la cimentación con la E 050 suelos y cimentaciones que, se reflejan en los planos de estructuras. Para ello se utilizaron software como AutoCAD 2019, ETABS 20, SAFE 2016 y Hojas de Excel, el tipo de investigación empleada es aplicada y el nivel de investigación es aplicativo. Se determinó el diseño de la losa aligerada teniendo un espesor de 20 cm, se diseñó dos tipos de columnas C-1 (50 x 50 cm) , C-2(5 x40 cm) así mismo se realizó el diseño de 3 tipos de vigas VP-1(25 X 50 cm), VP-2(30 X 60 cm) , VS(25 X 40 cm). Se diseñó también 5 tipos de placas que tienen forma de T y las otras tienen forma recta, de esta misma manera se realizó el diseño de la escalera teniendo una garganta de 0,175 m. También se realizó las verificaciones de asentamiento, cálculo de esfuerzos por servicio, por sismo en X y sismo Y, diseño de acero en zapatas y vigas de cimentación con el software SAFE 2012 teniendo 8 tipos de zapatas de diversas dimensiones y vigas de cimentación de 30 x 70 cm.

**Palabras Clave:** Diseño estructural de elementos de concreto armado, diseño sismorresistente de una edificación.

## ABSTRACT

In the present investigation, the objective was to establish and determine the seismic analysis and design of a six-story building in the Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa district in accordance with the National Building Regulations, accompanied by a design of the reinforced concrete elements E 060 Works of reinforced concrete and the foundation with the E 050 soils and foundations. Subsequently, the modeling, static and dynamic seismic review of the building was carried out with the E 030 Seismic-resistant design in buildings standard, in order to design the structural elements E 060 Reinforced concrete works and the foundation with the E 050 soils and foundations that, reflected in the plans of structures. For this, software such as AutoCAD 2019, ETABS 20, SAFE 2016 and Excel Sheets were used, the type of research used is applied and the level of research is applicative. The design of the lightened slab having a thickness of 20 cm was determined, two types of columns C-1 (50 x 50 cm), C-2 (5 x 40 cm) were designed, likewise the design of 3 types of beams was carried out VP-1(25 X 50 cm), VP-2(30 X 60 cm), VS(25 X 40 cm. 5 types of plates were also designed that are L-shaped and the others are straight, in the same way the design of the staircase was carried out having a throat of 0,175 m. Verifications of settlement, calculation of efforts by service, by earthquake in X and earthquake Y, steel design in footings and foundation beams were also carried out with the SAFE 2012 software, having 8 types of footings of various dimensions and foundation beams of 30 x 70cm.

**Keywords:** Structural design of reinforced concrete elements, earthquake resistant design of a building.

## INTRODUCCIÓN

En nuestro país se ve el incremento población, por tanto se ha hecho más común la construcción de edificación de más de 5 niveles, tal es el caso de Tacna, es por ello que la presente investigación empleada es aplicada, para ello se realizó el uso de la norma E 030, con ello se verifica un correcto análisis estático y dinámico, ya que el proyecto ubicado en una zona altamente sísmica  $Z=0,45$ , a lo que al ser un edificio de 06 niveles se ve la necesidad de usar elementos estructurales como las placas que absorber cortante, columnas (flexocompresión), vigas (flexión y cortante), losas aligeradas (flexión), con ello se ve de usar la norma E 060, a acciones diseño de elementos sometidos sísmicas, con la finalidad de que estas edificaciones tengan un grado de seguridad de acuerdo a los parámetros que apuntan a la continuación de la edificación, evitando la pérdida de vidas humanas y minimizando los posibles daños a la propiedad, ante un evento sísmico y que también sean económicas al momento de construir sin sobredimensionar los elementos estructurales.

En este sentido la presente investigación es necesaria en cuanto nos permite realizar el diseño de una vivienda de tipo multifamiliar que cuenta con un adecuado diseño, respetando la normatividad técnica del país, este diseño permitirá a familias del distrito Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa logren tener un modelo de vivienda segura para la satisfacción de las necesidades básicas, mejorando significativamente su calidad de vida; a su vez el diseño permitirá ser base para que otras entidades técnicas presenten planes con diseños adecuados a la realidad disminuyendo la vulnerabilidad.



## CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

### 1.1. Descripción del problema

Espinoza (2022) La provincia de Tacna cada año presenta un crecimiento anual en promedio de 1,8% en su población urbana y un decrecimiento de un 2 % en su población rural, según el estudio realizado por el INEI. El aumento de viviendas en la zona urbana influye en el aumento de zonas comerciales y actividades socioeconómicas, siendo esto notorio en la construcción de edificaciones de mayor complejidad requiriendo estas un sistema de estructuras duales, pórticos y/o muros estructurales, para poder cumplir con los parámetros normativos teniendo una respuesta estructural adecuada para el uso de la edificación.

Silgado (1978) En los años 1604, 1784 y 1868 se registraron los terremotos más importantes de la región sur del Perú; siendo el más documentado el de 1868 por Montessus de Ballore (2011) y Vargas (1922). Estos terremotos destruyeron las principales ciudades del Sur del Perú (Arequipa, Moquegua, Tacna y Puno). El terremoto de 1868 fue sentido desde Guayaquil (Ecuador) hasta Concepción (Chile) generando un importante maremoto con olas de 14 m de altitud.

Tavera (2001) El sur del Perú fue afectada por un gran terremoto el 23 de junio del 2001, responsable de importantes daños materiales y/o personales, catalogándose inicialmente como el sismo repetitivo del ocurrido en 1868, posteriores resultados indicaron que el sismo tuvo una magnitud de (8,2Mw) casi un 9% menor que el sismo registrado de 1868 (9,0Mw).

Atencio (2020) Actualmente, el distrito Coronel Gregorio Albarracín posee el área urbana más poblada de la provincia de Tacna, principalmente debido a la migración de las áreas rurales además de otras ciudades. Las fuentes indican que el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa cuenta con una población de 110 mil pobladores sin contar la zona de Viñani que ascienden a 15 mil pobladores, siendo un total de 125 mil pobladores. Esto ha desencadenado problemas severos en el crecimiento urbano siendo este predominantemente informal.

## **1.2. Formulación del problema**

### **1.2.1. Problema general**

¿Cuáles son las características del Análisis y diseño estructural de un edificio de seis niveles en el distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa en base al Reglamento Nacional de Edificaciones?

### **1.2.2. Problemas específicos**

- a. ¿Cuáles son los resultados del análisis estructural de un edificio de seis niveles según la Norma E.030 "Diseño Sismorresistente" con ayuda del software CSI ETABS?
- b. ¿Cuál es el diseño estructural de los elementos de concreto armado para un edificio de seis niveles según la Norma E.060 "Concreto Armado" para el modelado con ayuda del software CSI ETABS?
- c. ¿Cuál sería una cimentación adecuada en el diseño de un edificio de seis niveles según la norma E.050 "Suelos y Cimentaciones" para el modelado con la ayuda del software CSI SAFE?

## **1.3. Justificación e importancia de la investigación**

Ante la ausencia de edificaciones construidas bajo un análisis y diseño realizado por un profesional en el distrito y teniendo este un acelerado crecimiento poblacional, da lugar a las viviendas o edificios autoconstruidos donde el capataz (un trabajador de la construcción con experiencia) realiza las construcciones de manera informal sin cálculos que sustenten sus ideas basándose únicamente en la experiencia adquirida en sus años de trabajos.

Toda estructura debe estar en funcionamiento antes, durante y después de un evento sísmico para el cual fue diseñado; así mismo debe ser accesible económicamente para la población y resguardar la existencia de las vidas.

## **1.4. Objetivos**

### **1.4.1. Objetivo general**

Establecer y determinar el análisis y diseño sísmico de un edificio de seis niveles en el distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa en base al Reglamento Nacional de Edificaciones.

### **1.4.2. Objetivos específicos**

- a. Realizar el análisis estructural de un edificio de seis niveles según la Norma E.030 "Diseño Sismorresistente" con ayuda del software CSI ETABS.
- b. Realizar el diseño estructural de un edificio de seis niveles según la Norma E.060 "Concreto Armado" para el modelado con ayuda del software CSI ETABS.
- c. Establecer y verificar una cimentación adecuada en el diseño de un edificio de seis niveles según la Norma E.050 "Suelos y Cimentaciones" para el modelado con la ayuda del software CSI SAFE.

## **1.5. Hipótesis**

### **1.5.1. Hipótesis general**

Mediante el análisis y diseño estructural de concreto armado se establecerá las características de un edificio de seis niveles en el distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa.

### **1.5.2. Hipótesis específicas**

- a. Se obtendrá una adecuada resistencia de acuerdo a lo especificado en la Norma E.030 "Diseño Sismorresistente" debido al análisis estructural de un edificio de seis niveles.
- b. Se obtendrá las cuantías de acero que satisfacen los requerimientos establecidos según la Norma E.060 "Concreto Armado" debido al diseño estructural por resistencia última de un edificio de seis niveles.
- c. La cimentación es adecuada para las solicitudes del diseño del edificio de seis niveles de acuerdo a la Norma E.050 "Suelos y Cimentaciones".

## CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

### 1.1. Antecedentes de la investigación

#### 1.1.1. A nivel internacional

Bustos (2016) En su tesis “modelación tridimensional y estudio numérico del comportamiento sísmico de muros de hormigón armado, en un edificio habitacional en Chile” en el cual se modela una estructura típica de Chile, donde se utiliza muros de corte para el edificio ubicado en Iquique. En el modelado tridimensional se determinó que el desplazamiento lateral, la rotación está fuera del plano de la losa y las fuerzas internas se redujeron a 20 - 50 % en el modelo de fibras, con respecto al modelo elástico. También en los resultados de la tesis se determinó que la relación momento y cortante en la parte inferior del muro, se ha reducido  $\frac{2}{3}$  de la altura del muro, y en el modelo de aislamiento lineal se ha reducido a  $\frac{1}{3}$  para el modelo no lineal. En conclusión, existe una caída considerable en la distribución resultante debido a 2 factores: el ingreso en el rango no lineal y el acoplamiento de la placa. Se determinó que se acelera la fluencia de los muros más cortos, incrementando su deformación inelástica, incluso cuando los muros no comparten un eje.

Rincon (2015) En su tesis de maestría “diseño estructural vivienda multifamiliar el triunfo” El presente trabajo tiene como objetivo realizar el análisis y diseño estructural de un edificio para uso de vivienda de 12 pisos ubicado en una zona de alta peligrosidad sísmica con un sistema sísmico de muros de hormigón armado y en cumplimiento de los lineamientos del Código NSR Colombiano - 10 Sísmico Estructuras. La base comprende el desarrollo de un análisis estático no lineal del edificio como se especifica en la norma ASCE 41-13 "Evaluación sísmica y reparación de edificios existentes" y en la bibliografía mencionada en la referencia. Se realizó el análisis "Pushover" calculando la curva de capacidad portante de la estructura, a partir de la cual se interpretaron los resultados en términos del comportamiento general del edificio en el rango elástico, resistencia a la fluencia, capacidad portante última y mecanismo de colapso.

Lopez (2004) En su tesis “análisis y diseño sísmico de un edificio a base de marcos, de acuerdo al reglamento de construcciones del distrito federal” tesis que tiene como objetivo analizar y diseñar pórticos de hormigón a base de pórticos mutuamente ortogonales. El cual contempla vigas y columnas. Juntos,

proporcionan la estabilidad necesaria para el edificio. Por lo cual, se examina la edificación para observar el comportamiento estructural ante eventos sísmicos, de manera que se pueda representar el diseño de cada uno de los elementos que la componen: vigas, columnas y losas.

### **1.1.2. A nivel nacional**

Carrasco (2019) En su tesis “modelado estructural y diseño sísmico de una edificación de albañilería confinada de 3,4, y 5 niveles para la ciudad de Jaén” El propósito de esta tesis es proponer una solución arquitectónica alternativa para la ciudad de Jaén que reduzca el riesgo, sea fácil de usar para los residentes y sea duradera para mejorar la calidad de vida de los residentes de la ciudad. Diseñar edificaciones típicas de mampostería hermética que satisfagan las necesidades de la población no solo contribuirá a la calidad de vida de la ciudad de Jaén y a cambios positivos en el sistema urbano, sino que también promoverá estándares culturales de construcción basados en la tecnología, redundando en una mejor habitabilidad, edificios seguros y duraderos.

Quispe (2017) En su tesis “análisis comparativo del diseño sismorresistente de una edificación de concreto armado de 7 pisos en lima empleando la norma E030” tesis que tiene como propósito analizar y diseñar 3 edificaciones de similares características; primero, con la versión anterior de la norma sísmica E030 (2003); segundo, construir edificaciones en la zona 4 que cumplan con la norma E030 (2016) vigente; tercero. También lo mismo que el estándar actual, pero la diferencia es que el edificio estará en la zona 3, Se analizarán comparativamente los aspectos más importantes de fuerza base, momento, deriva, tamaño y cantidad. En otras palabras, se analizará si los cambios en los estándares sísmicos implican cambios mayores en estos factores. Finalmente, se analizará el concreto y el acero de cada estructura previamente diseñada para el criterio porcentual de que el costo del casco del edificio pueda cambiar cuando se diseñe utilizando la versión 2016, con diferentes zonificaciones del proyecto, en comparación con la versión 2003,

Nervi (2017) En su tesis “análisis de la vulnerabilidad sísmica en vivienda de albañilería confinada según la norma E-070 del RNE en la ciudad de Juliaca puno” tesis que tiene como finalidad evaluar viviendas de mampostería en las zonas de salida Cusco y salida Huancané del municipio de Juliaca - Puno. Con el fin de evaluar la vulnerabilidad y riesgo sísmico de las viviendas de mampostería hermética en los tramos salida Cusco y salida Huancane de la ciudad de Juliaca,

se inició el levantamiento de información de dichas edificaciones, y según el análisis la población de estudio fue de 40 viviendas. En este documento se encuentran 20 residencias en la zona de salida de Cusco y 20 residencias en la zona de salida de Huancane. Primero se evaluaron las viviendas utilizando un formulario de recolección de datos, que registró todos los factores que podrían estar directa o indirectamente relacionados con la vulnerabilidad y el riesgo de terremotos. Una vez obtenidos estos datos, la información se traslada a una mesa de análisis de datos donde se determina y evalúa la vulnerabilidad y el riesgo sísmico presente en la vivienda.

### **1.1.3. A nivel regional**

Espinoza (2022) En su tesis “análisis y diseño estructural de una edificación de 5 niveles de concreto armado en la ciudad de Tacna-2022” tesis que tuvo como propósito analizar y diseñar estructuralmente una vivienda multifamiliar ubicada en la ciudad de Tacna. El edificio realizado en este proyecto tiene una superficie de terreno de 126 metros cuadrados y se utilizó una capacidad portante de 2,5 kgf/cm<sup>2</sup>. La resistencia de compresión para los elementos estructurales de la vivienda multifamiliar es de  $f'c=210$  kgf/cm<sup>2</sup>. La vivienda multifamiliar tiene, cinco pisos y una azotea, donde se optó por un sistema estructural porticado de vigas y pilares. La arquitectura del proyecto requiere la recepción y estacionamiento en planta baja, y el resto de los pisos como típicos pisos residenciales. Los cimientos se componen de cimientos separados y vigas de cimentación, mientras que la losa aligerada tiene un espesor de 20 cm.

Condori A.(2020) En su tesis “análisis y diseño estructural de una edificación de 5 pisos de concreto armado mediante la aplicación de la metodología BIM en el distrito de Tacna” tesis que tuvo como propósito determinar el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de 5 pisos en el distrito de Tacna aplicando métodos BIM. Se utilizó un enfoque descriptivo exploratorio, requiriendo observaciones directas e indirectas y el uso de técnicas cuantitativas. Nuevamente, se aplica con base en el análisis propuesto y el diseño de una solución basada en propuestas. Se concluyó que se puede determinar que la implementación del método BIM permite un mayor control durante la fase de diseño. Mediante la vinculación de modelos entre disciplinas se pueden detectar posibles interferencias en la fase estructural, utilizando un modelo analítico previamente desarrollado en Revit, que se puede exportar a Etabs para continuar con el análisis y diseño estructural del proyecto.

Condori T. (2020) En su tesis "análisis y diseño estructural sismorresistente de un edificio de concreto armado de cuatro pisos y un sótano, Tacna - 2020" esta tesis analiza una edificación de 710 metros cuadrados en el distrito de La Yarada Los Palos, con un suelo limoso con una capacidad portante admisible de  $1 \text{ kgf/cm}^2$ . El área de construcción del sótano del edificio es de 710 metros cuadrados, cuya área de construcción de cada piso es de 490 metros cuadrados. Donde el sótano es el estacionamiento, y el primer y otros pisos son los apartamentos. La estructura del edificio consta de muros de sótano, muros de cortante, columnas y vigas, y el sistema estructural que ha sido objeto de análisis sísmico es el muro estructural. El sistema de cubierta consta de losa aligerada y losas macizas. Según el análisis realizado, la cimentación se consideró como una losa de cimentación con vigas de cimentación. Para el análisis de la superestructura se utilizó el software Etabs y para la cimentación se utilizó el software SAFE. De acuerdo a la norma E030 "Diseño Sísmico de Concreto Armado", el análisis se realizó para obtener el desplazamiento menor al desplazamiento permisible del concreto armado, y el diseño de los miembros estructurales se realizó utilizando el método de resistencia especificado en la "Especificación técnica". Norma E. 060 Hormigón Armado.

## **1.2. Bases teóricas**

### **1.2.1. Sistema estructural de edificación**

Norma E.030 (2018) En la norma técnica E.030 nos da la definición de cuatro sistemas estructurales sismorresistente que son pórticos, muros estructurales, dual, edificaciones de muro de ductilidad limitada (EMDL).

- Porticos : En la norma nos indica que debe ser menor al 80% de la fuerza cortante en la base que actúa en las columnas de los pórticos.
- Muros : En este sistema estructural predomina los muros estructurales y debe ser menos que el 70% de la fuerza cortante en la base.
- Dual : Este sistema estructural es la combinación de pórticos y muros estructurales donde la fuerza cortante debe ser superior al 20% y debe ser menor al 70% de la fuerza cortante en la base

Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL): este sistema está dado por muros de concreto armado de espesores mínimos, la norma nos indica que se puede ejecutar una edificación de este tipo hasta de ocho pisos.

### 1.2.2. Zonificación

Figura 1 nos muestra las cuatro zonas que está dividido, nos muestra las provincias y distritos que corresponden a cada zona, según la norma técnica E.030 diseño sismorresistente del reglamento nacional de edificaciones del territorio del Perú.

**Figura 1**

*Zonificación sísmica del Perú*



*Nota.* Fuente: Norma E.030 (2018)

Tabla 1 muestra los factores de zona del Perú según la norma técnica E.030 diseño sismorresistente, en el cual Tacna se encuentra en la zona 4.



**Tabla 1***Factores de zona del Perú*

<b>Zona</b>	<b>Z</b>
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

*Nota.* Fuente: Norma E.030 (2018)**1.2.3. Categoría de las edificaciones y factor de uso (U)**

Norma E.030 (2018) La norma nos indica que para edificaciones con aislamiento sísmico en la base se puede usar un  $U=1$ .

Tabla 2 nos indica la categoría de las edificaciones y factor de uso que nos muestra la norma E.030 diseño sismoresistente, en la tesis se uso un factor de 1 por ser la edificación de categoría C.

**Tabla 2***Categoría de las edificaciones y factor de uso (U)*

<b>Categoría</b>	<b>Descripción</b>	<b>Factor U</b>
	A1: sector salud	Ver nota 1
A	A2: Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades, otros	1,5
B	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios.	1,3
C	Edificaciones comunes tales como: viviendas.	1
D	Construcciones provisionales	Ver nota 2

*Nota 1,* Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U es como mínimo 1,5,

*Nota 2,* criterio del proyectista.

#### 1.2.4. Perfiles de suelo

Tabla 3 en la norma técnica E.030 diseño sismorresistente del reglamento nacional de edificaciones nos describe cinco perfiles de suelo, también la norma nos da parámetros de cada tipo de suelo como la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte ( $V_s$ ), el promedio ponderado ( $N_{60}$ ), y el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada ( $S_u$ ).

**Tabla 3**

*Clasificación de los perfiles de suelo*

Clasificación de los Perfiles de Suelo			
Perfil	$V_s$	$N_{60}$	$S_u$
S0( roca dura)	>1500 m/s	-	-
S1 (roca o suelos muy rígidos)	500 m/s a 1500 m/s	>50	>100 KPa
S2 (suelos intermedios)	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 KPa a 100 KPa
S3 (suelos blandos)	<180 m/s	<15	25 KPa a 50 KPa
S4 (condiciones excepcionales)	Clasificación basada en el EMS		

*Nota.* Fuente: Norma E.030 (2018)

#### 1.2.5. Parámetros de sitio

Tabla 4 La norma nos indica los factores de suelo, también el factor de amplificación del suelo ( $S$ ) en la tesis se uso un factor de suelo S2.

**Tabla 4**

*Factor de suelo "S"*

Zonificación sísmica	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

*Nota.* Fuente: Norma E.030 (2018)

Tabla 5 La período que define la plataforma de factor C (Tp) que se uso es de 0.60, periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante (TL) que se uso es 2.00.

**Tabla 5**

*Periodos "Tp" y "TL"*

Valores Tp y TL	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
TP (s)	0,30	0,40	0,60	1,00
TL (s)	3,00	2,50	2,00	1,60

*Nota.* Fuente: Norma E.030 (2018)

### 1.2.6. Estimación de peso

Tabla 6 la estimación de peso se calcula incrementando a la carga permanente y total del edificio un porcentaje de la carga viva o sobrecarga.

**Tabla 6**

*Estimación de peso*

Edificaciones	Porcentaje
Categoría A Y B	50% de la carga viva
Categoría C	25% de la carga viva
Depósitos	80% de la carga viva
Azoteas	25% de la carga viva
Estructuras de tanques , silos y estructuras similares	100% de la carga que se puede contener

*Nota.* fuente: Norma E.030 (2018)

### 1.2.7. Centro de masa

Norma E.030 (2018) El centro de masa del edificio es el punto geométrico donde se concentra la fuerza sísmica, y esta depende de la distribución de los elementos estructurales en cada piso del edificio. Las ecuaciones 1 y 2 se usan para obtener las coordenadas del centro de masa de cada nivel en el eje "X" y el eje "Y" respectivamente.

$$X_{CM} = \frac{\sum M_i * X_i}{\sum M_i} \quad (1)$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum M_i * y_i}{\sum M_i} \quad (2)$$

Donde:

$X_{CM}, Y_{CM} =$  *Coordenadas del centro de masa*

$M_i =$  *Masa de los elementos*

$X_i, Y_i =$  *Coordenadas del centroide de cada elemento*

### 1.2.8. Centro de rigidez

Dominguez (2009) El centro de rigidez o también llamado centro de torsión se define como el punto geométrico en el plano horizontal de la edificación del entrepiso donde se aplica la fuerza provocando un efecto traslacional sin rotación. También se puede definir como punto geométrico representativo de la distribución de rigideces de los elementos estructurales en cada nivel de la edificación. Las ecuaciones 3 y 4 se usan para obtener las coordenadas del centro de rigidez de cada nivel en el eje "X" y el eje "Y" respectivamente.

$$X_{CR} = \frac{\sum K_{Yi} * X_i}{\sum K_{Yi}} \quad (3)$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum K_{Xi} * y_i}{\sum K_{Xi}} \quad (4)$$

Donde:

$X_{CR}, Y_{CR} =$  *Coordenadas del centro de rigidez*

$K_{Xi} =$  *Rigidez en la dirección X*

$K_{Yi} =$  *Rigidez en la dirección Y*

$X_i, Y_i =$  *Coordenadas del centroide de cada elemento*

### 1.2.9. Definición de carga viva

Norma E.020 (2018) Las cargas vivas de ocupación para edificios se especifican en la Norma Técnica E.020 Cargas, en términos de los valores mínimos que deben usarse para fines de diseño pudiendo usar mayores valores dependiendo de las necesidades arquitectónicas, de uso en casos especiales, etc.

### 1.2.10. Análisis estático

Norma E.030 (2018) El análisis sísmico estático o de fuerzas estáticas equivalentes va a representar una fuerza sísmica en altura por cada nivel actuando en el centro de masa de cada uno.

#### 1.2.10.1. Fuerza cortante en la base

Norma E.030 (2018) La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección X y dirección Y, se determina por la ecuación 5

representada a continuación, la cual actuará en cada dirección teniendo sus propios parámetros.

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P \quad (5)$$

Donde:

$V$  = Factor de zona

$U$  = Factor de uso

$C$  = Factor de amplificación sísmica

$S$  = Factor de suelo

$R$  = Coeficiente de Reducción de las fuerzas sísmicas

$P$  = Peso total de la estructura

$V$  = Fuerza cortante en la base

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

Norma E.030, (2018) Las fuerzas sísmicas actuantes en el plano horizontales en cualquier piso "  $i$  ", correspondiente a la dirección X o dirección Y, según corresponda, se calculan mediante las ecuaciones 6 y 7:

$$F_i = \alpha_i * V \quad (6)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_i(h_i)^k} \quad (7)$$

Donde:

$n$  = Número de niveles del edificio

$k$  = Exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración "T"

$\alpha$  = Factor de distribución por cada nivel

El exponente k, en la dirección considerada, se calcula considerando a las siguientes condiciones:

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

### 1.2.10.3. Periodo fundamental

Norma E.030, (2018) El periodo fundamental es calculado mediante la siguiente ecuación:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (8)$$

Donde:

- $C_T = 35$  Para edificación cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:
- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
  - b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.
- $C_T = 45$  Para edificación cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:
- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
  - b) Pórticos de acero arriostrados
- $C_T = 60$  Para edificaciones de albañilería y para todos los edificaciones de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

### **1.2.11. Análisis dinámico modal espectral**

Norma E.030 (2018) El análisis dinámico puede realizarse mediante procedimientos de combinación espectral o por medio de análisis tiempo-historia. En el caso del proyecto se realizó el análisis por medio de la combinación espectral.

### **1.2.12. Modos de vibración**

Norma E.030 (2018) Los modos de vibración de la estructura se determinan por un procedimiento de análisis considerando las características de la rigidez y la distribución de las masas en cada nivel. En cada dirección en el plano horizontal XY se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, tomándose en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis, siendo recomendable que el primer modo sea traslacional.

### **1.2.13. Aceleración espectral**

Norma E.030 (2018) Para cada una de las direcciones horizontales en el plano XY, analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo aceleraciones definido por la ecuación 8,

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \quad (9)$$

Donde:

$S_a$  = Espectro inelástico de pseudo aceleraciones.

$g$  = Aceleración de la gravedad.

### 1.2.13.1. Fuerza cortante mínima

Norma E.030 (2018) Para cada dirección considerada en el análisis, la fuerza de corte en el primer entrepiso del edificio debe ser mayor al 80% del valor calculado de acuerdo al artículo 25 de la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, para estructuras regulares, y superior al 90% para estructuras irregulares. Si fuera necesario se debe incrementar la fuerza cortante calculada a fin de cumplir los requerimientos mínimos señalados, posteriormente se escalan proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, a excepción de los desplazamientos.

### 1.2.13.2. Distorsión de entrepiso

Norma E.030(2018) en el caso de estructuras regulares, los desplazamientos laterales relativos se calculan multiplicando por 0,75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para las estructuras irregulares se deberá emplearse el valor de 0,85R.

Tabla 7 El máximo desplazamiento lateral relativo del entrepiso calculado, no deberá de exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión o deriva).

**Tabla 7**

*Límites para la distorsión de entrepiso*

Nº	Material predominante	Deriva
1	Concreto armado	0,007
2	Acero	0,010
3	Albañilería	0,005
4	Madera	0,010
5	Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

*Nota:* adaptado de la norma técnica E.030 diseño sismorresistente 2018

### 1.2.14. Características del suelo

Instituto nacional de defensa civil (2004) En este estudio de indeci del 2004 nos indica que a una profundidad de 1,2 metros, en el cercado y el distrito coronel Gregorio Albarracín Lanchipa posee una clasificación de suelos GW, GP, con capacidades portantes mayores a 3 kg/cm<sup>2</sup>.

Tabla 8 nos muestra los datos del estudio de mecánica de suelos, la capacidad portante que se obtuvieron es de 3,41 a 4,50 kgf/cm<sup>2</sup>.

**Tabla 8**

Estudio de mecánica de suelos Coronel Gregorio Albarracín

Descripción	Datos
Suelos predominantes	Gravas bien graduadas (GW) y grabas pobremente graduadas (GP)
Capacidad de carga	3,41 a 4,50 kgf/cm <sup>2</sup>
Exposición a sulfatos	Despreciable

*Nota:* Datos extraídos del PROYECTO INDECI – PNUD PER/02/051, Instituto Nacional de defensa civil (2004).

## 1.3. Definición de términos

### 1.3.1. Estructura

Pedroso y Vilela(2018) Son las edificaciones conformadas por la unión de elementos estructurales, cuya función es soportar y transmitir las cargas externas hacia el suelo. En otras palabras, son conjuntos de elementos estructurales unidos entre si con la capacidad de soportar las fuerzas actuantes sobre ellas, conservando su forma inicial. Para lograr mantener un equilibrio en la estructura es necesario que estas pedan contrarrestar las fuerzas con igual magnitud pero en sentido contrario.

### 1.3.2. Sismo

Tavera H. (2014) Se originan debido a la liberación de energías en todas las direcciones a través de ondas sísmicas, estos pueden ser de diversas magnitudes y focos dependiendo su profundidad



### **1.3.3. Concreto armado**

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento(2009) Concreto estructural reforzado con barras de acero con al menos la cantidad mínima establecida

### **1.3.4. Deformación**

López (2021) Desplazamiento de los puntos de algún elemento, se determina por las condiciones de carga de la estructura.

### **1.3.5. Modos de vibración**

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018) Son los patrones característicos de las vibraciones de una estructura estas ocurren cuando se perturba a partir de su posición original.

### **1.3.6. Rigidez**

Pedroso (2018) Es la capacidad de mantener la forma inicial después de ser sometida a los esfuerzos que actúan sobre los componentes de la estructura haciendo que esto se opongan ante ellos, evitando así las deformaciones.

### **1.3.7. Distorsión de entre piso**

García y Moscoso(2016) Conocida también como deriva, es la división entre la diferencia del desplazamiento lateral de dos niveles consecutivos y la altura del entrepiso entre estos dos niveles.

### **1.3.8. Capacidad portante admisible**

Norma Técnica E.050 Suelos y cimentaciones(2018) Es el esfuerzo de contacto máximo entre la cimentación y el suelo para que no ocurra la falla por corte del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

### **CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO**

#### **1.4. Tipo y nivel de la investigación**

##### **1.4.1. Tipo de investigación**

El tipo de investigación de la tesis desarrollada en la tesis es aplicada, donde se evalúa el desempeño sísmico del edificio de seis niveles ubicado en el distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa.

##### **1.4.2. Nivel de investigación**

El nivel de investigación es aplicativo, ya que se requiere realizar la evaluación de la edificación de seis niveles para obtener los resultados de dicha investigación.

#### **1.5. Población y/o muestra de estudio**

##### **1.5.1. Población**

No existe debido a que la muestra es del tipo no probabilística.

##### **1.5.2. Muestra**

Está conformada por un edificio de seis niveles.

#### **1.6. Operacionalización de variables**

La variable independiente y dependiente se extrae del título de tesis “Análisis y Diseño Estructural de un Edificio de Seis Niveles en el Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa, Tacna 2022”.

Tabla 9 la matriz de operacionalización de variables nos muestra los indicadores y su dimensión según la variable independiente y la variable dependiente.

**Tabla 9***Matriz de operacionalización de variables*

Variable	Definición conceptual	Indicadores	Dimensión
Variable Independiente: análisis y diseño estructural	Es el cálculo y determinación de los efectos de cargas y fuerzas internas del edificio.	Desplazamientos y distorsiones máximas de entrepiso	Derivas
		Cuantías de acero requeridas	Adimensional.
Variable Dependiente: edificio de seis niveles	Es una edificación para uso de vivienda de 6 niveles donde se tomara la carga de elementos según Norma Técnica Peruana E.020	Sistema estructural predominante	Adimensional
		Periodo y modos de vibración	Adimensional
		Distribución en planta de elementos	Metros, centímetros
		Esfuerzos de los elementos estructurales	Adimensional

### 1.7. Técnicas e instrumentos para la recolección de datos

Tabla 10 nos muestra las técnicas y instrumentos de recolección donde se consideró los tres objetivos específicos de la tesis.

Tabla 10

Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Objetivo específico	Población	Muestra	Técnica	Instrumentos
Realizar el análisis estructural de un edificio de seis niveles según la Norma E.030 "Diseño Sismorresistente" con ayuda del software CSI ETABS.	No existe Esté debido que la conformad muestra es a por un del tipo no edificio de probabilística seis niveles.	Procesamiento de información	Software AutoCAD Plantillas de excel Softwarw ETABS 20 Norma E.030 diseño sismorresistente	
Realizar el diseño estructural de un edificio de seis niveles según la Norma E.060 "Concreto Armado" para el modelado con ayuda del software CSI ETABS.	No existe Esté debido que la conformad muestra es a por un del tipo no edificio de probabilística seis niveles.	Proceso de información	Norma E.060 concreto armado Norma E.020 cargas Plantillas de excel Software AUTOCAD Software ETABS 20	
Establecer y verificar una cimentación adecuada en el diseño de un edificio de seis niveles según la Norma E.050 "Suelos y Cimentaciones" para el modelado con la ayuda del software CSI SAFE.		Proceso de información	Software AUTOCAD Software ETABS 20 Software SAFE 12 Plantillas de excel	

### **1.8. Procedimientos**

Se realizó un diseño arquitectónico de la edificación de seis niveles considerando la norma peruana A.010 condiciones generales de diseño A.020 vivienda.

Se tiene que realizar un predimensionamiento de la losa, viga, columnas que se usara como datos, para modelarlos en el etabs 20,

Se desarrolló el análisis estructural de la edificación de seis niveles con el software ETABS 20, teniendo en cuenta la norma E.030 de diseño sismorresistente, donde las derivas tanto en X,Y debían ser igual o menos de 0,007,

En el caso que no cumpla se tiene que diseñar elementos estructurales de concreto armado "placas" para poder absorber la fuerza cortante producida por los sismos en dirección al eje X,Y; que sobrepasa la deriva no permitido y de esta manera pueda cumplir la norma.

Se procedió a realizar el diseño de las vigas, columnas, losa aligerada, placas, escalera, utilizando datos obtenidos en el modelado estructural con el software ETABS 20 , una vez diseñado estos elementos estructurales se plasmó en planos.

Se tiene que realizar el diseño de la cimentación de la edificación de seis niveles, para esto se tiene que emplear los datos del software ETABS 20 y emplearlos en el software SAFE 16 de esta manera se diseñara las cimentaciones y se plasmara en un plano.

### **1.9. Procesamiento y análisis de datos**

Para el procesado de datos se usó los siguientes software que se emplean normalmente en ingeniería civil:

- a) AUTOCAD 2020
- b) ETABS 20
- c) SAFE 2016
- d) Programas de edición de office: WORD, EXCEL
- e) PTC MATHCAD PRIME 8,0

Se empleó el reglamento nacional de edificaciones las normas:

- A.010 condiciones generales de diseño

- A.020 vivienda
- E.020 cargas
- E.030 diseño sismorresistente
- E.050 suelos y cimentaciones
- E.060 concreto armado

## CAPÍTULO IV: RESULTADOS

### 1.10. Descripción del proyecto

#### 1.10.1. Ubicación del proyecto

La edificación de uso de vivienda está ubicado en la asociación de vivienda Roca eterna del distrito coronel Gregorio Albarracín Lanchipa en la Mz 449, la cual comprende el área de dos lotes, nuestro proyecto de tesis tiene un área de 240 m<sup>2</sup>,

Región	:	Tacna
Provincia	:	Tacna
Distrito	:	Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa
Dirección	:	Asociación De Vivienda roca eterna Mz 449

Figura 2 se muestra la ubicación planteada en la tesis que es la asociación de vivienda Roca Eterna del Distrito Coronel Gregorio Albarracín Lanchipa.

#### **Figura 2**

##### *Ubicación del Proyecto*



#### 1.10.2. Descripción arquitectónica del proyecto

La edificación de seis niveles tiene un área de propiedad de 240 m<sup>2</sup>, y un área techada de 196,83 m<sup>2</sup>, La distribución de la edificación contempla:

Tabla 11 muestra la distribución de la edificación tanto el primer piso, como del 2do al 6to piso que son iguales.

**Tabla 11**

*Distribución de la edificación de seis niveles*

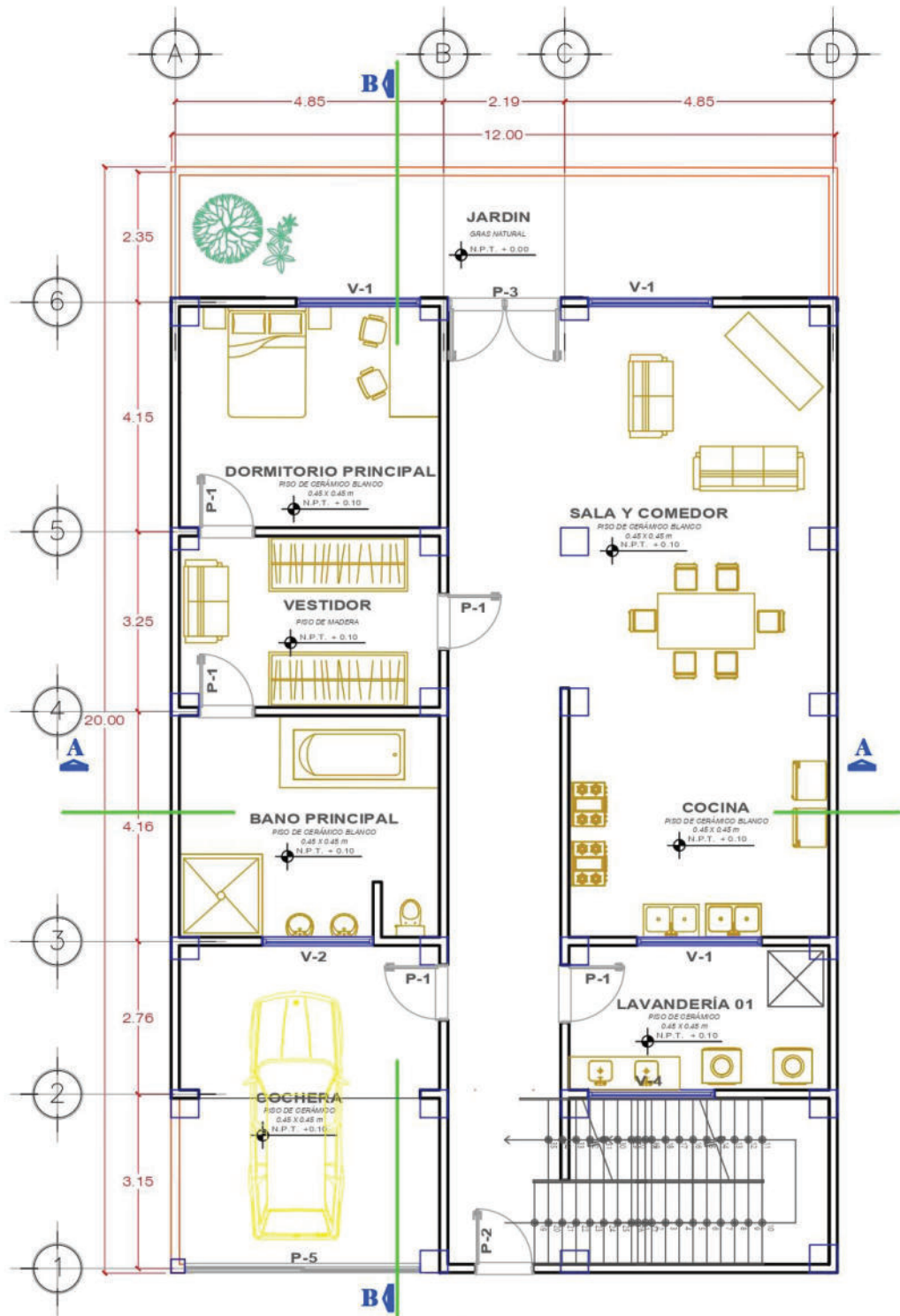
<b>Primer nivel</b>	<b>2do al 6to nivel</b>
• Cochera	• Lavandería
• Lavandería 01	• Almacén
• Baño principal	• Baño principal
• Cocina	• Cocina
• Vestidor	• Vestidor
• Dormitorio principal	• Sala y comedor
• Sala y comedor	• Dormitorio principal
• Jardín	

Figuras 3, 4 se aprecian los planos de arquitectura en planta, la distribución del primer piso y la distribución en planta del 2do al 6to piso.



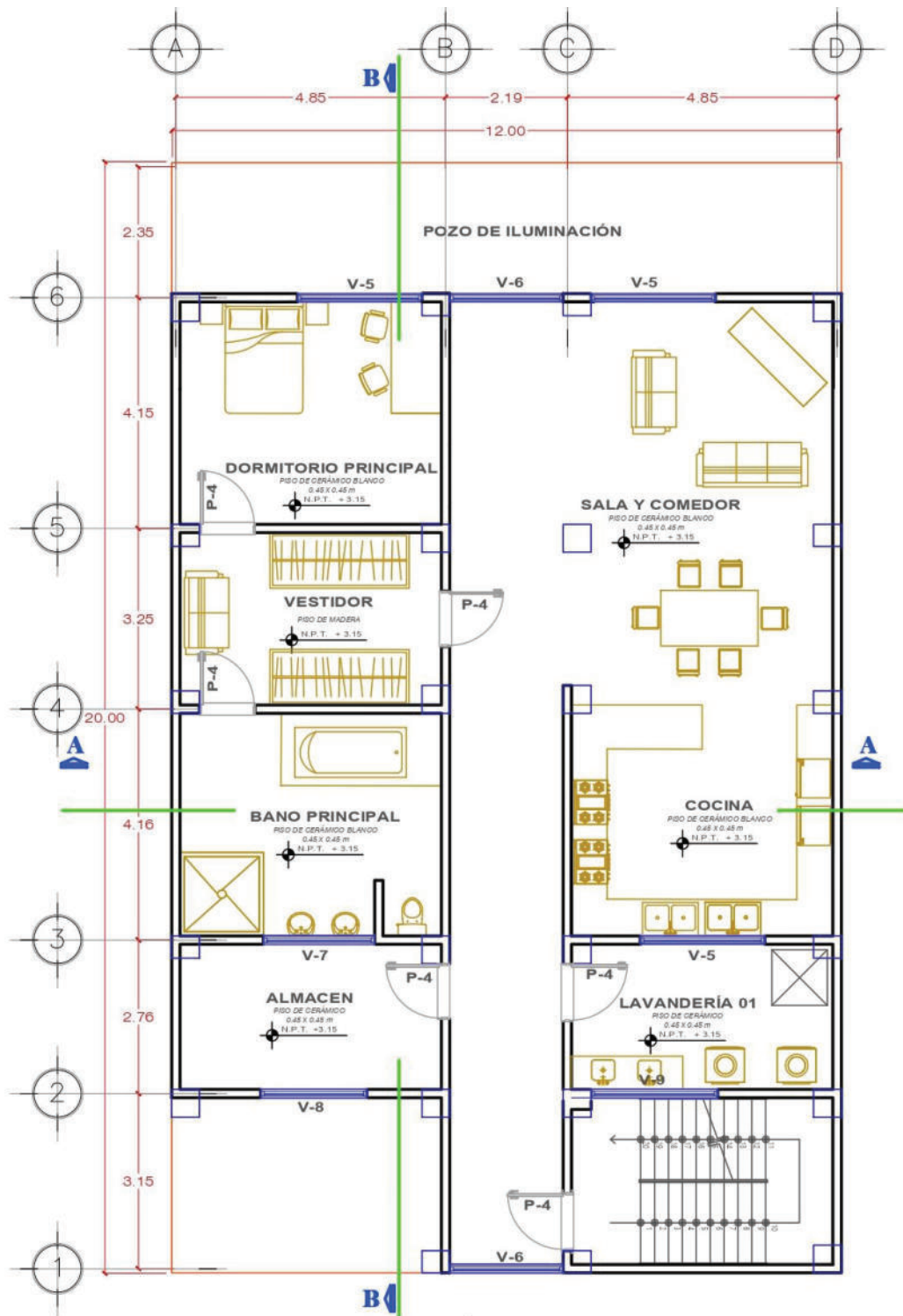
Figura 3

Arquitectura – primer nivel



Nota. Se muestra la distribución arquitectónica del primer nivel

**Figura 4**  
**Arquitectura - nivel típico**



*Nota.* Se muestra la distribución arquitectónica del nivel típico (del segundo al sexto piso).

Figura 5 muestra el corte A-A de la edificación de seis pisos.

**Figura 5**

*Plano de elevación en corte A-A*

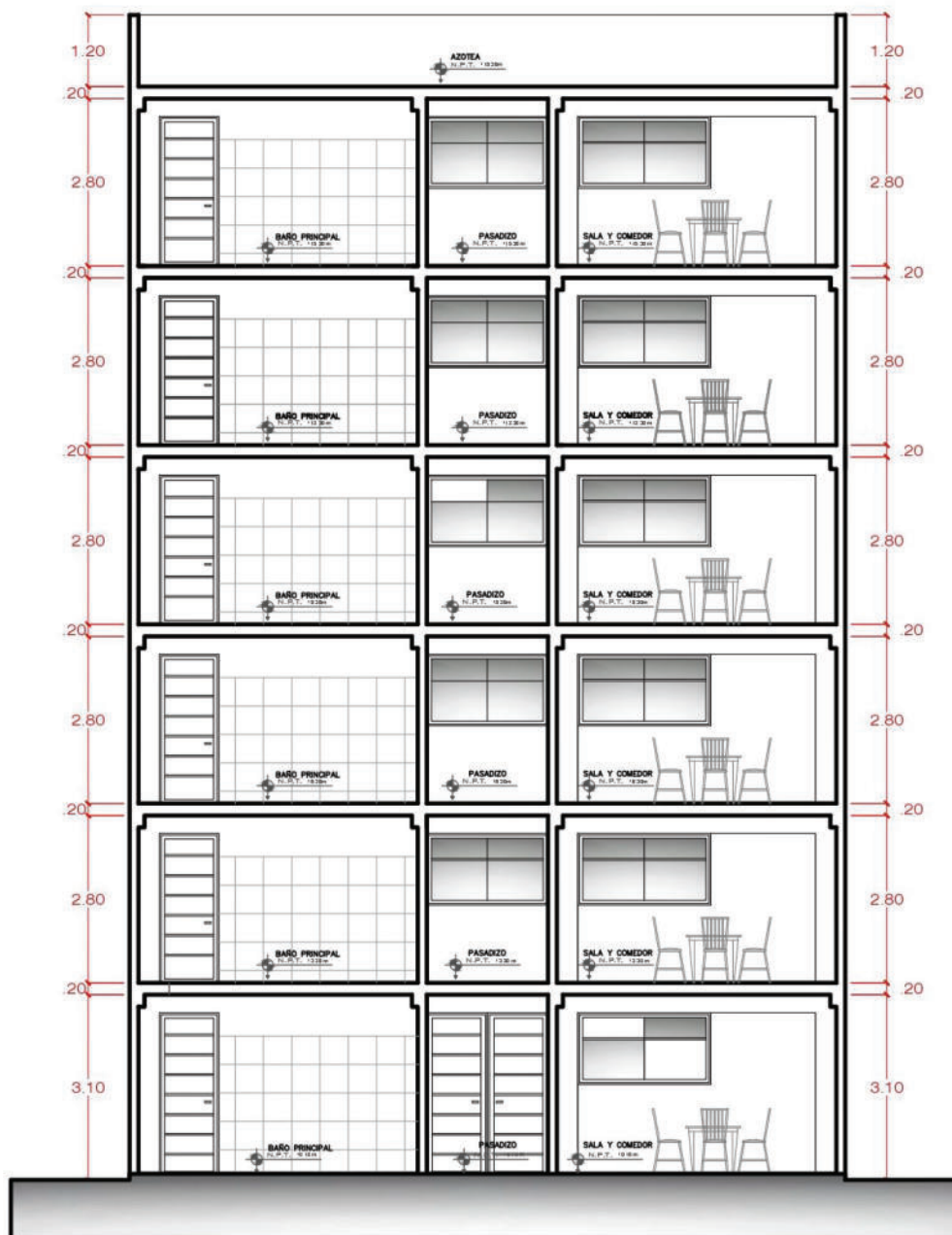


Figura 6 muestra el corte B-B de la edificación de seis pisos.

**Figura 6**

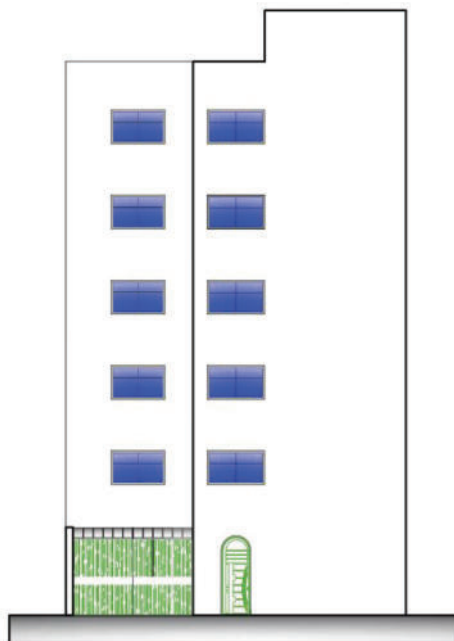
*Plano de elevación en corte B-B*



Figura 7 muestra la elevación de la edificación de seis pisos.

**Figura 7**

*Elevación frontal*



### 1.10.3. Propiedades de los materiales utilizados

#### 1.10.3.1. Concreto

Resistencia a la compresión	:	$f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
Módulo de Poisson	:	$\nu = 0,15$
Módulo de Elasticidad	:	$E = 15\,000 \cdot \sqrt{f'c}$
Módulo de corte	:	$\gamma = 2\,400 \text{ kgf/m}^3$

#### 1.10.3.2. Varillas de acero corrugado

Esfuerzo de fluencia	:	$f_y = 4\,200 \text{ kgf/cm}^2$
Módulo de Elasticidad	:	$E = 2\,000\,000 \text{ kgf/cm}^2$

#### 1.10.3.3. Metrado de cargas

##### Pesos volumétricos

Peso del concreto armado	:	$2\,400 \text{ kgf/m}^3$
Peso de la albañilería	:	$1\,800 \text{ kgf/m}^3$

##### Cargas por peso propio

Peso de losa aligerada	:	$300 \text{ kgf/m}^2$
Peso propio por acabados	:	$100 \text{ kgf/m}^2$
Peso de tabique (2,60 m)	:	$702,00 \text{ kgf/m}$
Peso de tabique (2,50 m)	:	$675,00 \text{ kgf/m}$
Peso de tabique (1,30 m)	:	$351,00 \text{ kgf/m}$
Peso de tanque de polietileno (2500 m <sup>3</sup> )	:	$2500 \text{ kgf}$

##### Cargas vivas

Sobre carga entrepiso	:	$200 \text{ kgf/m}^2$
Sobre carga de escalera	:	$200 \text{ kgf/m}^2$
Peso de azotea	:	$200 \text{ kgf/m}^3$
Peso de tanque de polietileno de 2500 m <sup>3</sup>	:	$100 \text{ kgf/m}^3$

## 1.11. Predimensionamiento de elementos estructurales

### 1.11.1. Predimensionamiento de losa aligerada

Tabla 12 Según los peraltes o espesores mínimos para no verificar deflexiones, pueden utilizarse como referencia en elementos armados en una dirección (aligerados, losas macizas y vigas) que no soportan o están ligados a elementos no estructurales susceptibles de dañarse por deflexiones excesivas del elemento estructural de la norma E 060 concreto armado.

**Tabla 12**

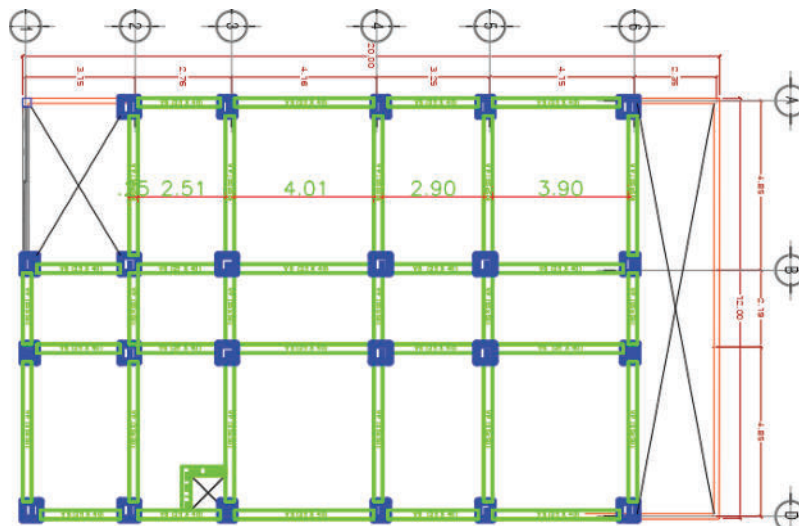
*Espesores o peraltes mínimos  $h$*

	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizos
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Viga o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18,5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Figura 8 muestra la luz libre en planta de la edificación para poder predimensionar el espesor de losa aligerada que este caso esa distancia es de 4.1 metros.

**Figura 8**

*Luz libre en edificaciones*



$$\frac{l}{21} = \frac{4,01}{21} = 0,191m \approx 0,20 m$$

Figura 9 finalmente, se usó para uniformizar las dimensiones en el proceso constructivo se utilizará un espesor de 0.20 m.

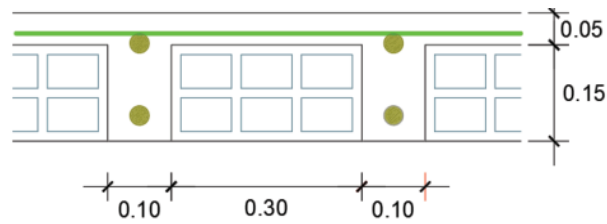
**Figura 9***Predimensionamiento de losa aligerada***1.11.2. Predimensionamiento de vigas**

Tabla 13 se tiene tres tipos de criterio para el predimensionamiento de vigas y en nuestro caso se usó el criterio (C) ya que es una vivienda.

**Tabla 13***Criterio por uso*

Criterio por Uso	
Criterio (A)	$h_1 = L_n / 10$
Criterio (B)	$h_1 = L_n / 11$
Criterio (C)	$h_1 = L_n / 12$

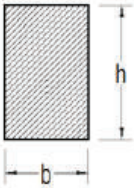
	$b(\text{min}) = 25 \text{ cm}$ $b = h/2$ $b = (2/3)h$
---	--

Tabla 14 se desarrolló el predimensionamiento de las vigas tanto en el eje X-X, eje Y-Y, teniendo en cuenta las distancias en el eje X-X Figura 10 y el eje Y-Y Figura 11. Así mismo se usó 3 tipos de vigas en la edificación VS(0,25 X 0,40 m), VP1(0,30 x 0,50 m), VP2(0,30 x 0,60 m).

**Tabla 14***Cálculo del predimensionamiento de vigas*

	Eje Y-Y	Eje X-X
h1	0,32 m	0,36 m
b1	0,20 m	0,25 m
final	VS = 0,25 m X 0,40 m	VP1 = 0,30 m X 0,50 m VP2 = 0,30 m X 0,60 m

Figura 10 se muestra la longitud en el eje X-X distribución en planta.

**Figura 10**

*Viga en el eje X-X*

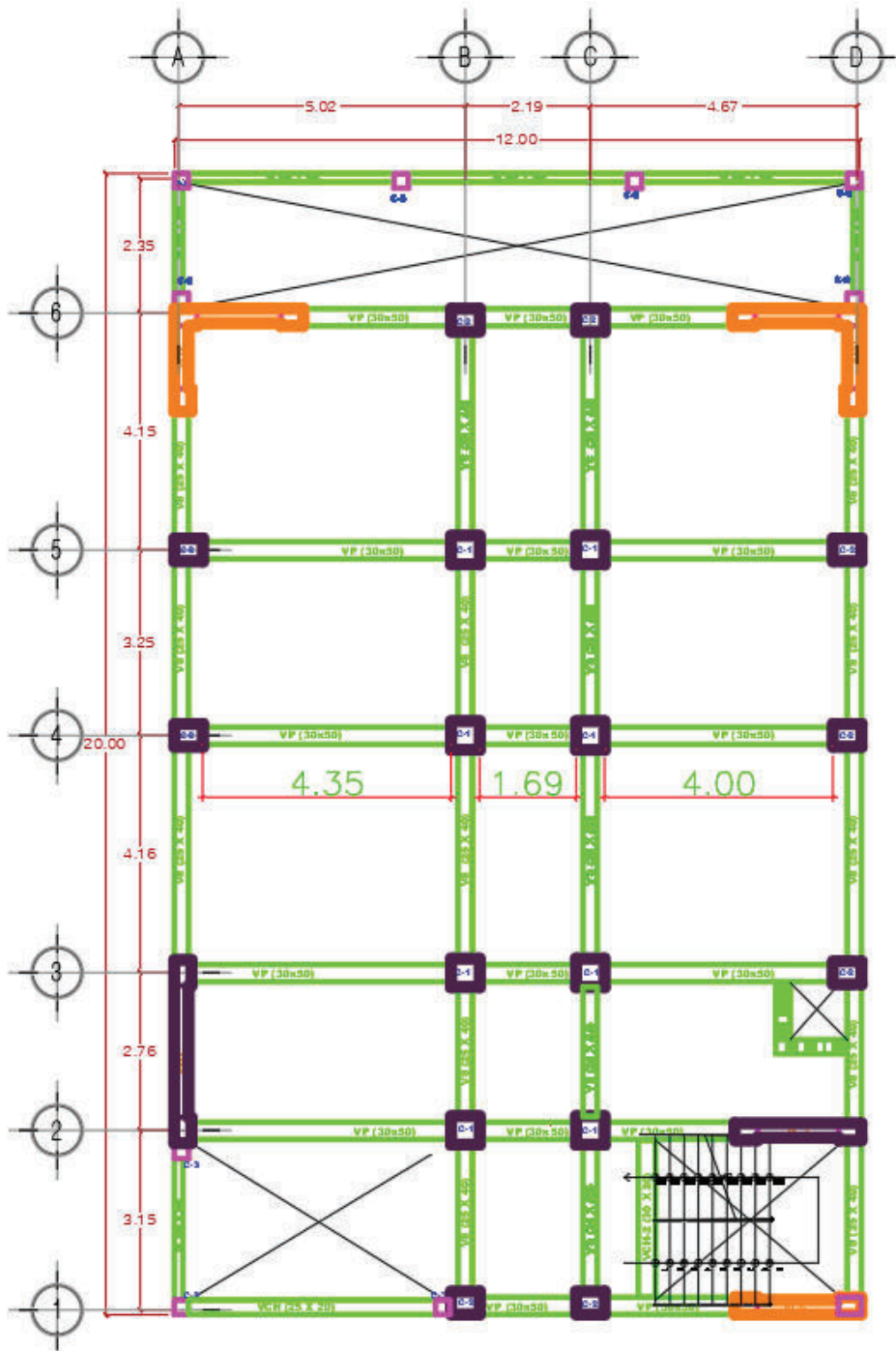
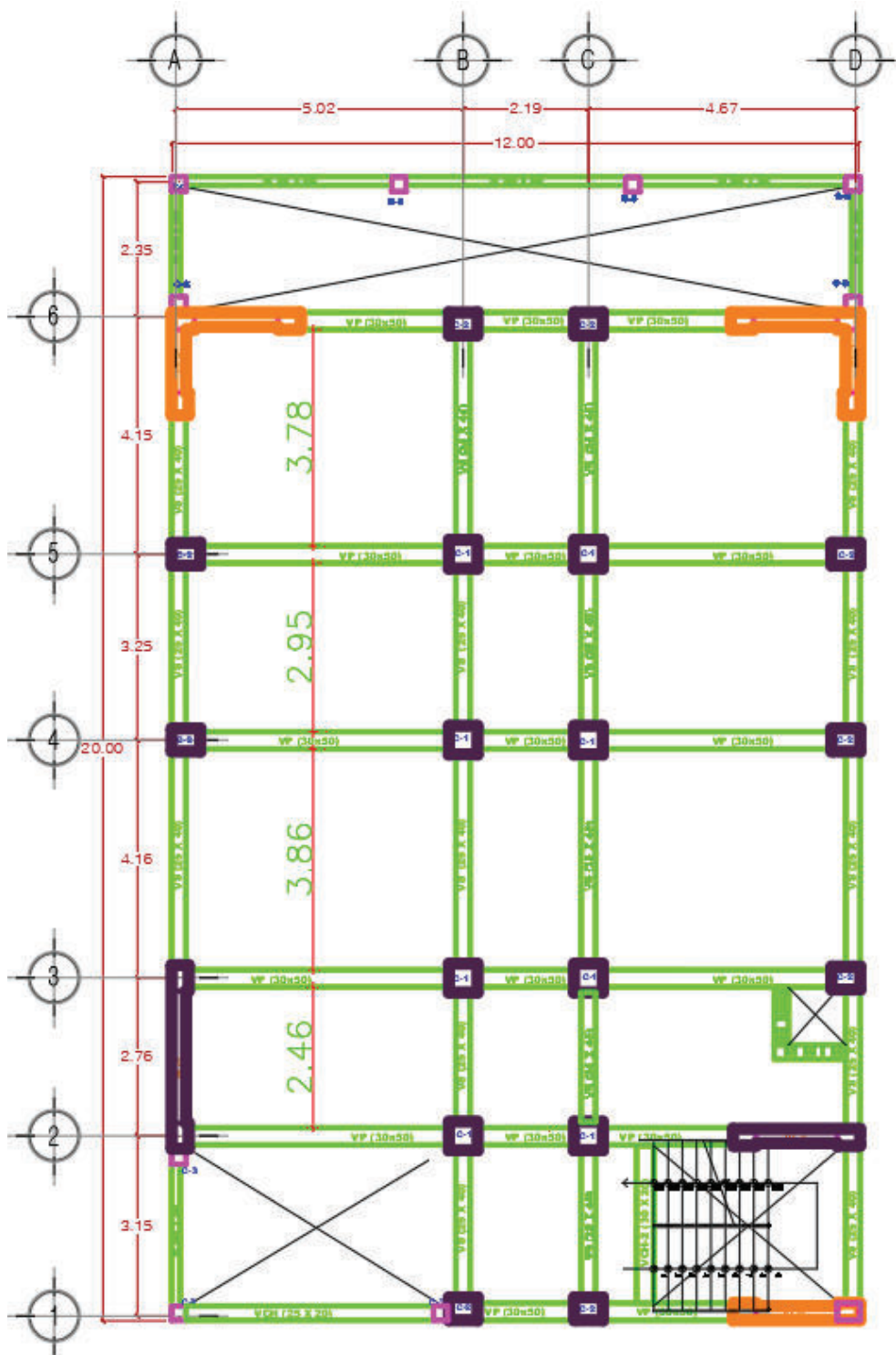




Figura 11 se muestra la distribución del eje Y-Y especialmente la distancia.

**Figura 11**

*Viga en el eje Y-Y*



### 1.11.3. Predimensionamiento de columnas

En zonas de alta sismicidad se debe considerar  $A_{min} = 1000 \text{ cm}^2$ .

Tabla 15 carga de servicio que se utilizo es  $1000 \text{ kg/m}^2$  por ser una edificación de categoria C una vivienda.

**Tabla 15**

*Cargas de servicio de uso práctico*

Categoría de la edificación	Peso de servicio promedio
A	1500 Kg/m <sup>2</sup>
B	1250 Kg/m <sup>2</sup>
C	1000 Kg/m <sup>2</sup>

Tabla 16 criterio de predimensionamiento para columnas centrales y excéntricas

**Tabla 16**

*Criterio de predimensionamiento*

A.C.I.	
Columnas centradas	$A_{col} = \frac{P_{ser}}{0,45 * f'c}$
Columnas excéntricas y esquinadas	$\frac{P_{ser}}{0,35 * f'c}$
$P_{ser} = p(uso) * Atrib * Npisos$	

Tabla 17 se desarrollo el predimensionamiento de columnas que se aprecia teniendo en consideración las distancias de la Figura 12.

**Tabla 17**

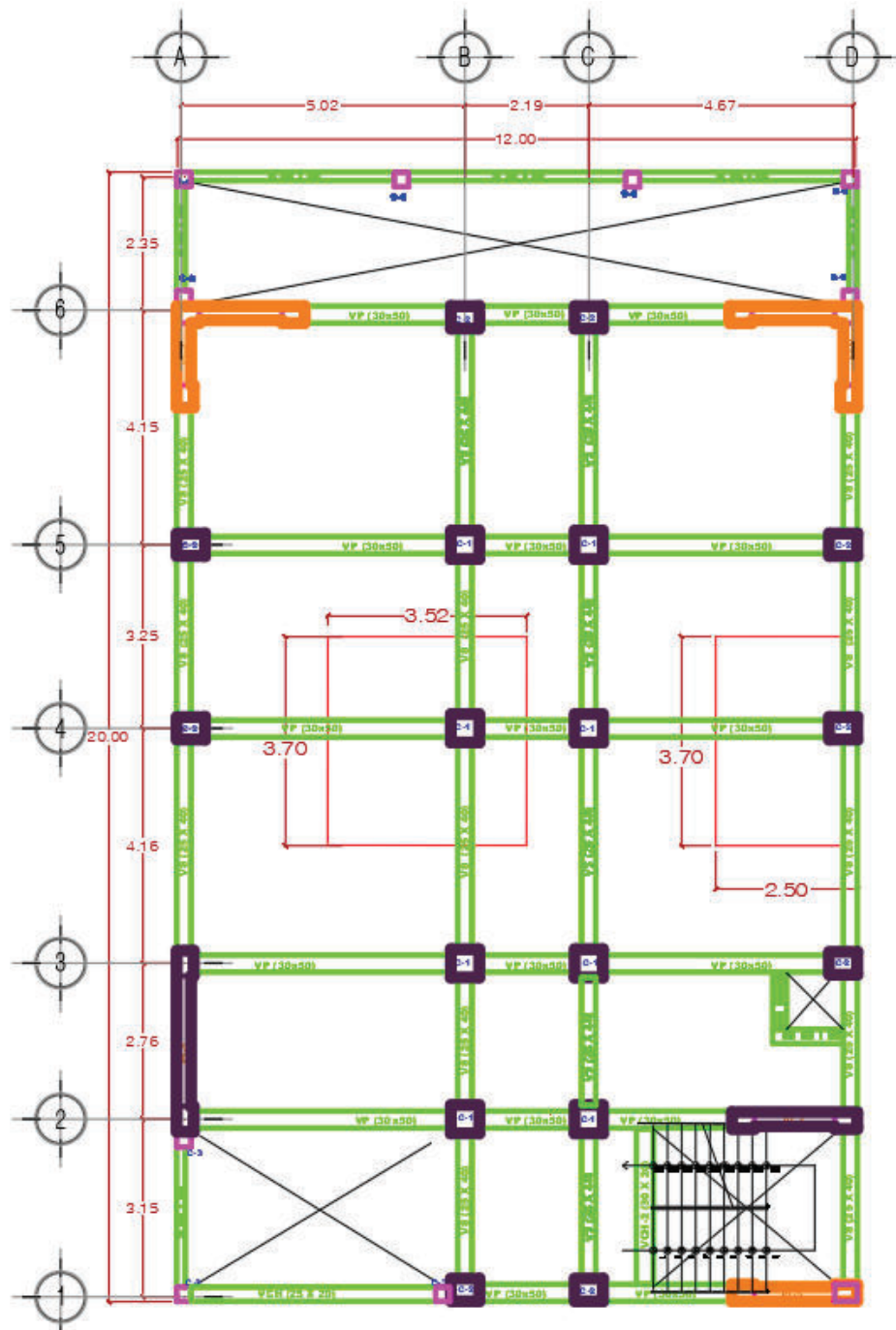
*Predimensionamiento de columnas*

Descripción	b(m)	h(m)	Atrib.	Pser(kg)	Ac(cm <sup>2</sup> )	B(m)	L(m)	Verifi. $\frac{B}{L} \geq$
								0.40
C-1	3,70	3,52	13,02	78144	826,92	0,50	0,50	1,00
C-2	3,70	2,50	9,25	66600	906,12	0,40	0,50	0,80

Figura 12 Teniendo como columnas centrales(C-1) una dimensión de 0,50m x 0,50m y columnas excéntricas y esquineras(C-2) con una dimensión de 0,40m x 0,50m.

**Figura 12**

*Áreas tributarias para el predimensionamiento de columnas*



### 1.11.4. Predimensionamiento de placas

Tabla 18 criterio de predimensionamiento de espesor mínimo de placas.

**Tabla 18**

*Criterio de predimensionamiento de espesor de placas*

Espesor Mínimo	
Espesor	$E_{min} > \frac{\text{menor dimensión del muro}}{25}$
Espesor en entrepisos	$E_{min} > 10 \text{ cm}$
Espesor en sótanos	$E_{min} > 20 \text{ cm}$
Espesor zonas de alta sismicidad	$E_{min} \geq 20 \text{ cm}$

Figura 13 se muestra la distancia longitudinal máxima de la placa.

**Figura 13**

*Distancias para el predimensionamiento de espesor de placas*

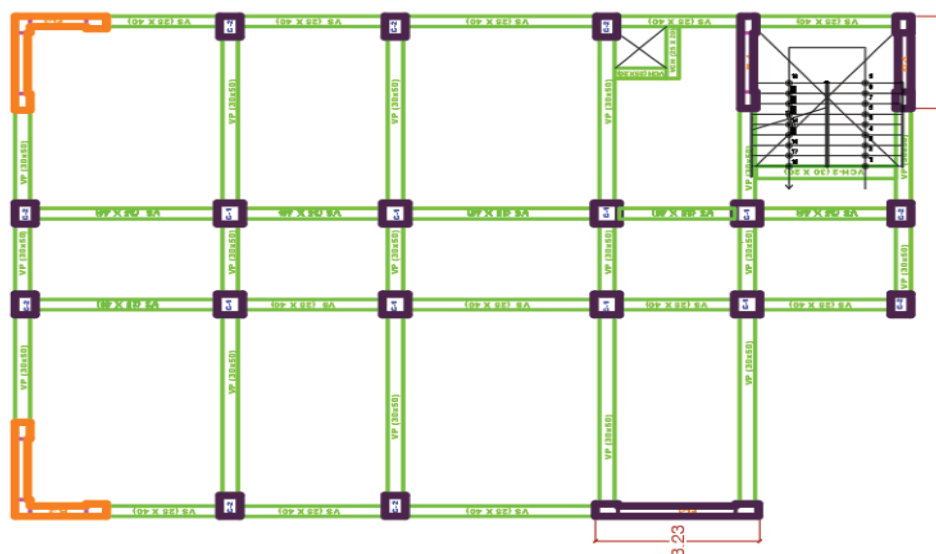


Tabla 19 tenemos como espesor mínimo de 0.13 m, en este caso el espesor de la placa que se consideró es de 0,25 m al encontrarse el proyecto en una zona de alta sismicidad.

**Tabla 19**

*Predimensionamiento de espesor mínimo de placa*

	eje X-X	eje Y-Y
Longitud	2,22 m	3,23 m
Espesor mínimo	0,10 m	0,13 m

### 1.11.5. Predimensionamiento de escaleras

Tabla 20 predimensionamiento de espesor de garganta de escalera, donde se concluye que el espesor de garganta que se usara en la escalera del proyecto será de una dimensión de 0,175 cm.

**Tabla 20**

*Predimensionamiento de espesor de garganta*

<b>Espesor de garganta</b>	
Criterio longitud de garganta(t)	$T_{min} = \frac{L}{20}$
Longitud en planta	3,36 m
Espesor de garganta	0,168 m

### 1.12. Modelamiento y estructuración

Para el modelamiento se usó el programa ETABS ULTIMATE versión 20,3,0, para la presente edificación de seis niveles cuyas dimensiones en el plano son 12mx20m, con altura de 1er piso 3,30 m y los 2do, 3er, 4to, 5to y 6to serán de 3,00m, de la misma manera estará compuesta por columnas de C1: 0,50mx0,50m, C2: 0,50mx0,40m, también vigas VP: 0,30mx0,50m, VS: 0,25mx0,40m, Placas de CA con espesor de e: 0,25m, losa aligerada de e: 0,20m, el sistema estructural considerado en el eje X-X y eje Y-Y como un sistema dual tipo I.

Figura 14 muestra el modelado 3D en el software Etabs donde se aprecia las columnas, vigas, placas, losa.

**Figura 14**

*Modelado 3D*

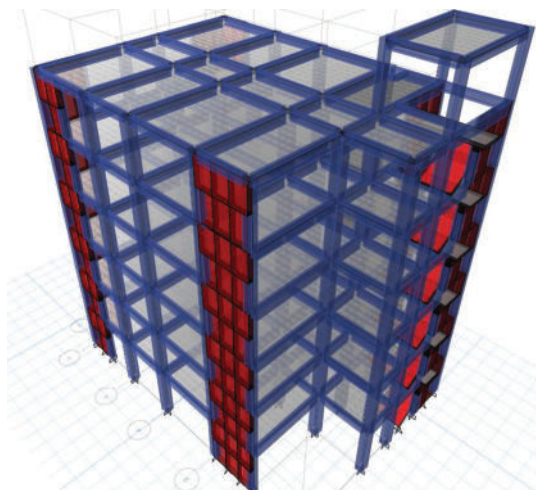


Figura 15 muestra el modelado en planta en el software Etabs.

**Figura 15**

*Modelado en Planta*

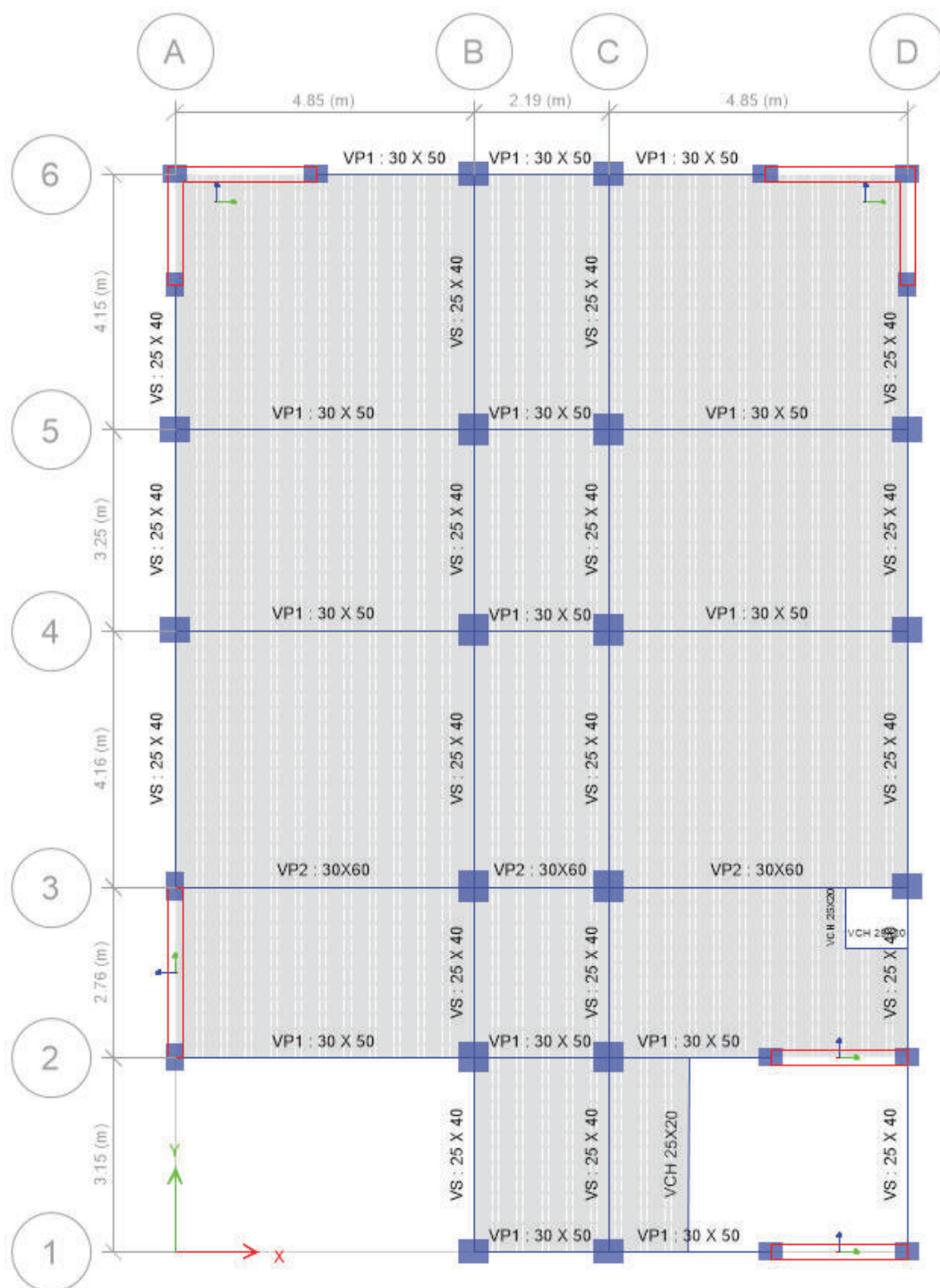


Figura 16 visualización de las dimensiones de columnas y vigas en el software Etabs.

**Figura 16**

*Eje X-X visualización de dimensiones de columnas y vigas*

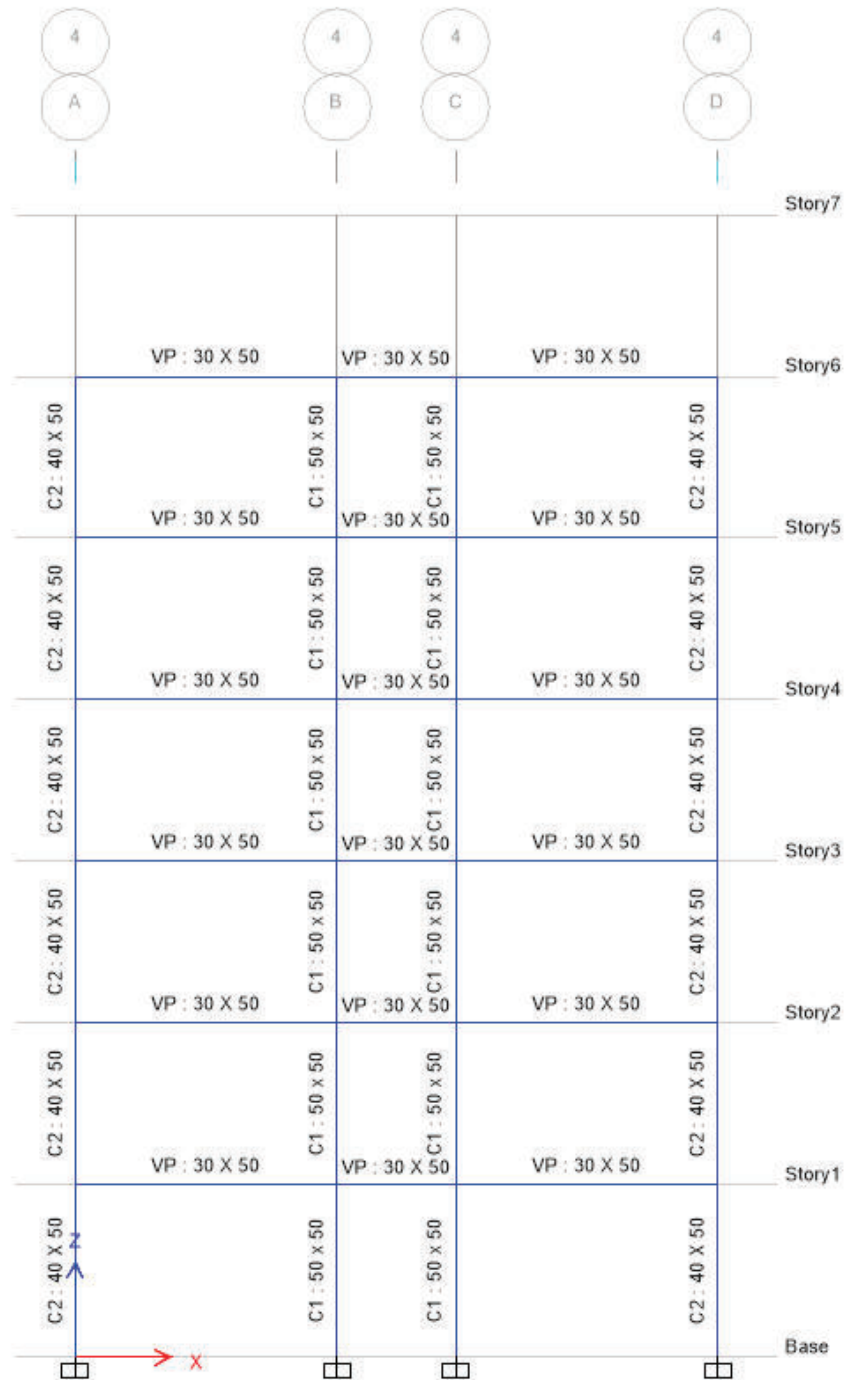
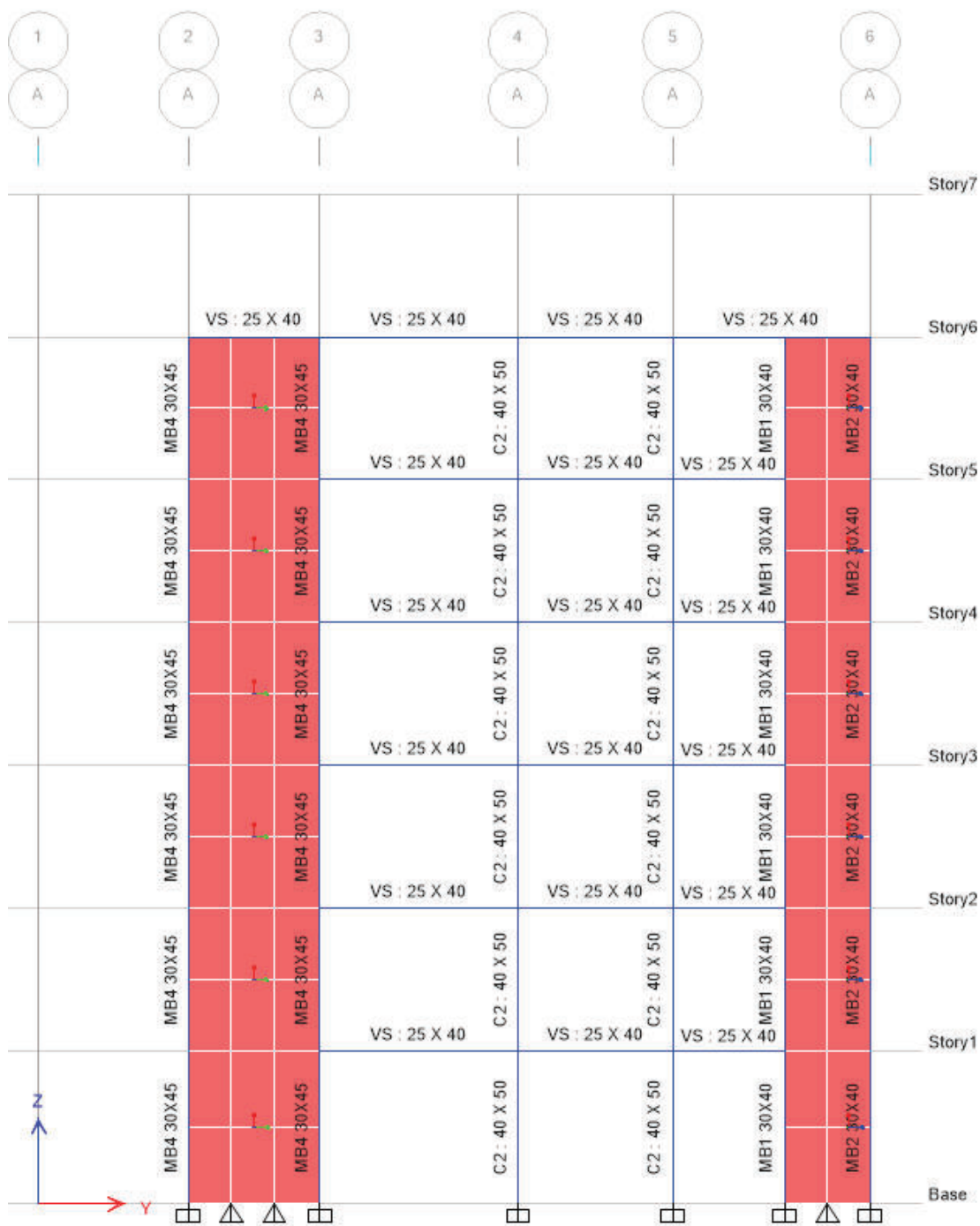


Figura 17 visualiación en elevación del eje Y-Y donde se puede observar las dimensiones de las columnas, vigas y placas en el software Etabs.

**Figura 17**

*Eje Y-Y visualización de dimensiones de columnas y vigas*





### 1.12.1. Cargas aplicadas

#### 1.12.1.1. Carga muerta

Tabla 21 cargas muertas empleadas en el software Etabs.

**Tabla 21**

*Cargas muertas en el modelado*

Carga muerta		
C.M.1	120 kg/m <sup>2</sup>	Entrepiso y acabado de cerámico
C.M.2	70 kg/m <sup>2</sup>	Ladrillo de techo
C.M.3	324 kg/m,702 kg/m	Metrado de tabiquería
C.M.4	2500 kg	Peso de tanque elevado

Figura 18 se observa las cargas muertas en 3D empleada en el software Etabs .

**Figura 18**

*Modelado de la carga muerta en 3D*

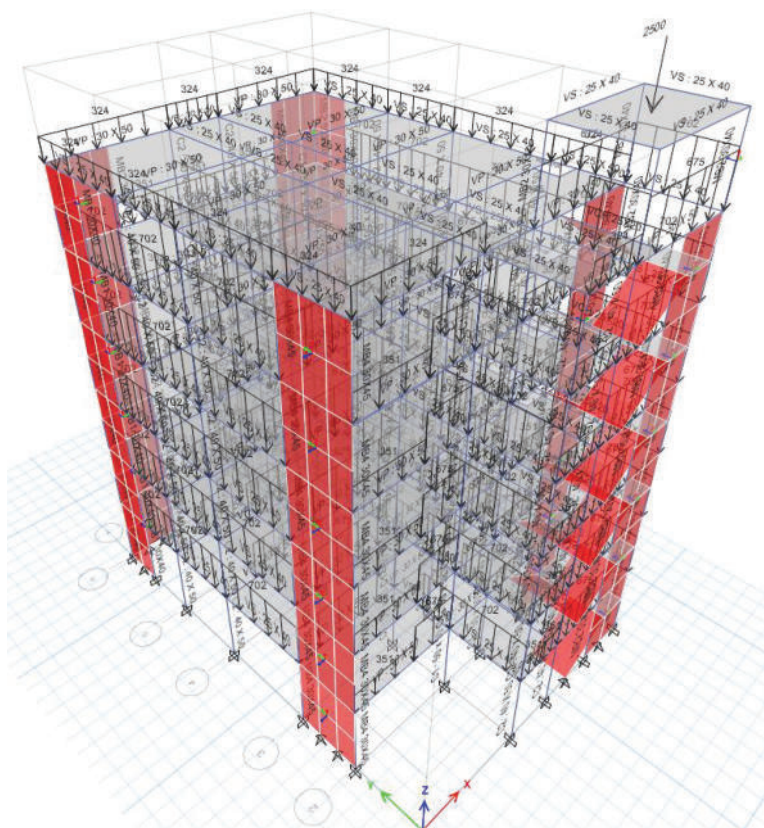


Figura 19 se aprecia en elevación las cargas muertas empleadas en casa piso en el software Etabs.

**Figura 19**

Visualización en eje X-X elevación de las cargas muertas



Figura 20 donde se tiene la configuración de la losa aligerada de 20 cm.

**Figura 20**

Configuración de la losa aligerada de 20 cm de espesor

The image shows a screenshot of a software dialog box titled "Slab Property Data". The dialog is divided into two main sections: "General Data" and "Property Data".

**General Data:**

- Property Name: Losa Aligerada 20
- Slab Material: Cono fe 210
- Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
- Modeling Type: Shell-Thick
- Modifiers (Currently Default): Modify/Show...
- Display Color: Red (Change...)
- Property Notes: Modify/Show...

**Property Data:**

- Type: Ribbed
- Overall Depth: 0.2 m
- Slab Thickness: 0.05 m
- Stem Width at Top: 0.1 m
- Stem Width at Bottom: 0.1 m
- Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction): 0.4 m
- Rib Direction is Parallel to: Local 2 Axis

Buttons for "OK" and "Cancel" are located at the bottom of the dialog.

### 1.12.1.2.Carga viva

Tabla 22 se detalla los tres tipos de cargas vivas empleadas en el software Etabs.

**Tabla 22**

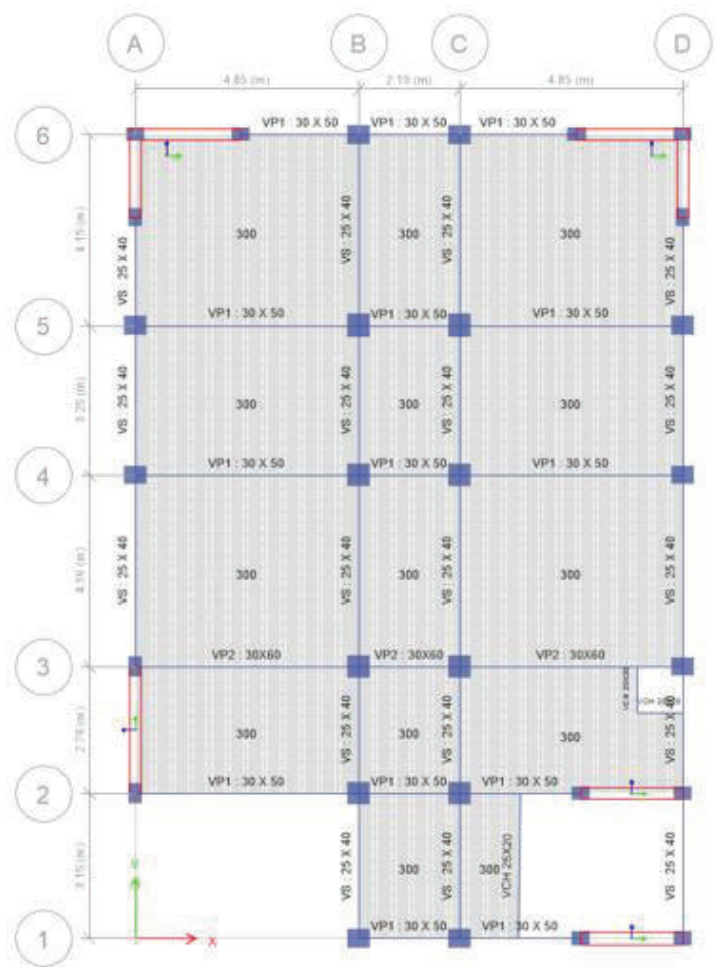
*Cargas vivas en el modelado*

Carga viva		
C.V.1	200 kg/m <sup>2</sup>	Carga de los ocupantes
C.V.2	100 kg/m <sup>2</sup>	Tabiques móviles
C.V.3	100 kg/m <sup>2</sup>	Carga de techo

Figura 21 se aprecia las cargas vivas en planta que se empleo en el software etabs.

**Figura 21**

*Cargas vivas en planta*



## 1.12.2. Aplicación de parámetros sísmicos

### 1.12.2.1. Contribución de masa en el análisis modal

Figura 22 para este tipo de edificación catalogado como vivienda unifamiliar la contribución de masa por carga viva 25% sé la norma E 030, Diseño sismo resistente

**Figura 22**

*Propiedades de masa*

Figura 23 muestra las propiedades del análisis dinámico usando el espectro de respuesta tanto en X como en Y en el software Etabs.

**Figura 23**

*Análisis Dinámico usando el espectro de respuesta*

### 1.12.2.2. Espectro de respuesta para análisis dinámico

Figura 24 espectro de respuesta dinámica en X se aprecia las propiedades como la categoría de la edificación, tipo de suelo, entre otros.

**Figura 24**

*Espectro de respuesta dinámico en X*

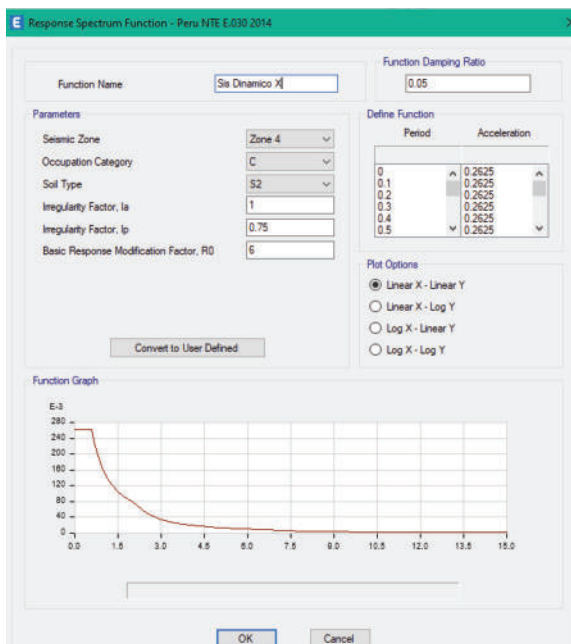
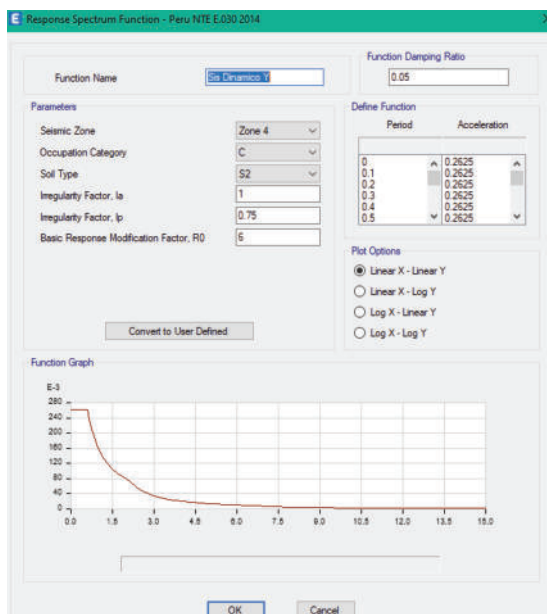


Figura 25 espectro de respuesta dinámica en Y se aprecia las propiedades como la categoría de la edificación, tipo de suelo, entre otros.

**Figura 25**

*Espectro de respuesta dinámico en Y*



### 1.12.2.3. Aplicación de análisis estático

Tabla 23 los modos de participación modal por cada piso se emplea tres grados de libertad por eso es que se tiene 18 modos de participación modal.

**Tabla 23**

*Modos de participación modal en la contribución de masa*

Case	Mode	Period (sec)	UX	UY
Modal	1	0,46	0,01	0,73
Modal	2	0,39	0,69	0,01
Modal	3	0,29	0,05	0,00
Modal	4	0,15	0,00	0,05
Modal	5	0,13	0,04	0,00
Modal	6	0,12	0,00	0,12
Modal	7	0,10	0,12	0,00
Modal	8	0,09	0,00	0,00
Modal	9	0,07	0,01	0,00
Modal	10	0,06	0,00	0,05
Modal	11	0,05	0,05	0,00
Modal	12	0,04	0,00	0,02
Modal	13	0,03	0,01	0,00
Modal	14	0,03	0,02	0,00
Modal	15	0,03	0,00	0,01
Modal	16	0,02	0,00	0,00
Modal	17	0,02	0,01	0,00
Modal	18	0,02	0,00	0,00

Figura 26 coeficiente del análisis estático en X donde se observa las propiedades empleadas en el software Etabs.

**Figura 26**

*Coeficiente del análisis estático en X*

**Seismic Load Pattern - User Defined**

**Direction and Eccentricity**

X Dir       Y Dir

X Dir + Eccentricity       Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity       Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)     

Overwrite Eccentricities     

**Factors**

Base Shear Coefficient, C     

Building Height Exp., K     

**Story Range**

Top Story     

Bottom Story

Figura 27 coeficiente del análisis estático en Y donde se aprecia las propiedades empleadas en el software Etabs.

**Figura 27**

*Coeficiente del análisis estático en Y*

### 1.12.3. Verificación de cortante

Tabla 24 Se aprecia que la cortante dinámica es menor que el 90% de la cortante estática para estructuras irregulares por lo cual se tiene que escalar.

**Tabla 24**

*Verificación de cortante en la base*

Cortante	Estático Tn	Dinámico Tn	90% Estático Tn	Factor
Vx=	363,75	261,2232	327,38	1,253
Vy=	363,75	275,3762	327,38	1,188

Tabla 25 Se realizó el escalamiento al sismo dinámico de esta manera cumple la norma E.030 numeral 4,6,4,

**Tabla 25**

*Escalamiento de la verificación de cortante en la base*

Cortante	Estático Tn	Dinámico Tn	90% Estático Tn	Factor
Vx=	363,75	327,3766	327,38	1,00
Vy=	363,75	327,3767	327,38	1,00

### 1.12.4. Obtención de derivas

Tabla 26 la deriva por sismo en X cumple ya que los valores de la deriva inelástica obedecen con el límite que indica la norma E030 que es menor o igual a 0.007.

**Tabla 26**

*Derivas inelásticas por sismo X-X dinámico*

Piso	Desp.	Desp. Relativa	Der. Elástica	Der. Inelástica (R*Der. Elast.*0,85)	Límite Der=0,007	Observ.
6	0,022413	0,003585	0,001195	0,00457	0,007	Cumple
5	0,018828	0,004066	0,001355	0,00518	0,007	Cumple
4	0,014762	0,004449	0,001483	0,00567	0,007	Cumple
3	0,010313	0,004452	0,001484	0,00568	0,007	Cumple
2	0,005861	0,003784	0,001261	0,00482	0,007	Cumple
1	0,002077	0,002077	0,000649	0,00248	0,007	Cumple

Tabla 27 la deriva por sismo en Y cumple ya que los valores de la deriva inelástica obedecen con el límite que indica la norma E030 que es menor o igual a 0.007.

**Tabla 27**

*Derivas inelásticas por sismo Y-Y dinámico*

Piso	Desp.	Desp. Relativa	Der. Elástica	Der. Inelástica (R*Der. Elast.*0,85)	Límite Der=0,007	Observ.
6	0,023952	0,003872	0,001291	0,00494	0,007	Cumple
5	0,02008	0,004366	0,001455	0,00557	0,007	Cumple
4	0,015714	0,004732	0,001577	0,00603	0,007	Cumple
3	0,010982	0,004702	0,001567	0,00600	0,007	Cumple
2	0,00628	0,003998	0,001333	0,00510	0,007	Cumple
1	0,002282	0,002282	0,000713	0,00273	0,007	Cumple

Figura 28 se muestra gráficamente las derivas en X que es la línea azul y las derivas en Y que es la línea rosada y se puede ver que cumplen ambas ya que son inferiores a 0.007 que nos indica la norma E030 diseño sismoresistente.



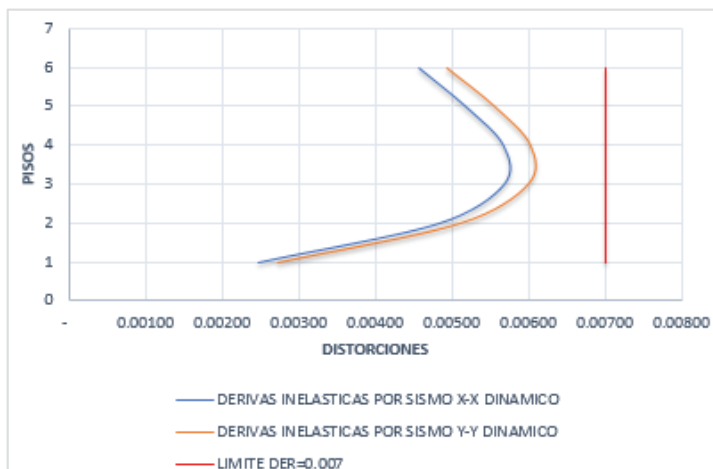
**Figura 28***Distorsión de entrepiso***1.12.5. Obtención de modos de vibración**

Tabla 28 Se considera 3 grados de libertad por nivel por considerarse un diafragma rígido, el primer modo es en el eje Y el segundo modo es en el eje X y el tercer modo es en el eje Z.

**Tabla 28***Modos de vibración*

Case	Modos	Periodos (sec)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0,45	0,00	0,73	0,00	0,00	0,73	0,00	0,30	0,00	0,01
Modal	2	0,39	0,69	0,01	0,00	0,69	0,74	0,00	0,00	0,29	0,05
Modal	3	0,28	0,06	0,00	0,00	0,75	0,74	0,00	0,00	0,01	0,66
Modal	4	0,15	0,00	0,05	0,00	0,75	0,79	0,00	0,13	0,00	0,00
Modal	5	0,13	0,04	0,00	0,00	0,78	0,79	0,00	0,00	0,11	0,02
Modal	6	0,11	0,00	0,12	0,00	0,79	0,91	0,00	0,31	0,00	0,00
Modal	7	0,10	0,11	0,00	0,00	0,90	0,91	0,00	0,00	0,32	0,00
Modal	8	0,09	0,00	0,00	0,00	0,90	0,91	0,00	0,00	0,01	0,00
Modal	9	0,07	0,01	0,00	0,00	0,91	0,91	0,00	0,00	0,02	0,16
Modal	10	0,06	0,00	0,05	0,00	0,91	0,96	0,00	0,13	0,00	0,00
Modal	11	0,05	0,05	0,00	0,00	0,96	0,97	0,00	0,00	0,12	0,00
Modal	12	0,04	0,00	0,02	0,00	0,96	0,99	0,00	0,07	0,00	0,00
Modal	13	0,03	0,01	0,00	0,00	0,97	0,99	0,00	0,00	0,02	0,05
Modal	14	0,03	0,02	0,00	0,00	0,99	0,99	0,00	0,00	0,06	0,00
Modal	15	0,03	0,00	0,01	0,00	0,99	1,00	0,00	0,02	0,00	0,00
Modal	16	0,02	0,00	0,00	0,00	0,99	1,00	0,00	0,01	0,00	0,00
Modal	17	0,02	0,01	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,03	0,00
Modal	18	0,02	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,02

### 1.12.6. Sistema estructural

Tabla 29 se observa que más del 70% es absorbida por las placas por lo cual se concluye que el sistema estructural es dual tipo I.

**Tabla 29**

*Verificación de tipo de sistema estructural*

	X-X	Y-Y
Vcolumnas	72,92 tn	74,76 tn
Vplacas	283,77 tn	255,86 tn
Vtotal	356,69 tn	330,62 tn
%Vplacas	79,56%	77,39%
%Vcolumnas	20,44%	22,61%

### 1.13. Análisis sísmico

#### 1.13.1. Parámetros sísmicos aplicados

Tabla 30 los parámetros que se emplearon en el software etabs según la zona, tipo de suelo, categoría de edificación, irregularidades.

**Tabla 30**

*Parámetros sísmicos*

parametros	
Z	0,45
U	1,00
C	2,50
S	1,05
Ro	6,00
la	1,00
lp	0,75
R	4,50

#### 1.13.2. Verificación de irregularidades estructurales en altura

##### 1.13.2.1. Irregularidades de rigidez

Tabla 31 la norma nos indica que para verificar la irregularidad de rigidez por piso blando si en un entrepiso la rigidez lateral es menor al 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior o menor al 80% de la rigidez lateral promedio de

los tres niveles superiores adyacentes, en el eje en dirección X no presenta esta irregularidad.

**Tabla 31**

*Irregularidad de rigidez dirección X-X*

Niveles	Rigidez tonf/m)	Chequeo 01	Chequeo 02
1,00	202127,35	1,88	2,33
2,00	107755,75	1,27	1,58
3,00	84527,13	1,24	1,68
4,00	67967,58	1,30	
5,00	52468,36	1,71	
6,00	30652,63		

Tabla 32 la norma nos indica que para verificar la irregularidad de rigidez por piso blando si en un entrepiso la rigidez lateral es menor al 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior o menor al 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes, en el eje en dirección Y no presenta esta irregularidad.

**Tabla 32**

*Irregularidad de rigidez dirección Y-Y*

Niveles	Rigidez (tonf/m)	Chequeo 01	Chequeo 02
1,00	157773,14	1,74	2,25
2,00	90585,78	1,35	1,69
3,00	66971,18	1,26	1,71
4,00	53264,11	1,31	
5,00	40747,70	1,73	
6,00	23503,10		

### 1.13.2.2. Irregularidad de masa

Tabla 33 la norma E030 diseño sismoresistente nos indica que para la irregularidad de masa, el peso de un piso es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente; la edificación no presenta esta irregularidad.

**Tabla 33***Irregularidades de masa dirección X-Y*

<b>Niveles</b>	<b>Masas (tonf-S2/m)</b>	<b>Chequeo 01</b>
1	24,74	1
2	24,58	1
3	24,58	1
4	24,58	1
5	24,58	1,33
6	18,43	

**1.13.2.3. Irregularidad de geometría vertical**

Tabla 34 existe irregularidad de geometría vertical si la dimensión en planta de la estructura resiste a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la dimensión en un piso adyacente. En el eje X no tiene esta irregularidad.

**Tabla 34***Irregularidad de geometría vertical dirección X*

<b>Niveles</b>	<b>Dimensión (m)</b>	<b>chequeo 01</b>
1	12	1
2	12	1
3	12	1
4	12	1
5	12	1
6	12	1
7	12	1
8	12	

Tabla 35 existe irregularidad de geometría vertical si la dimensión en planta de la estructura resiste a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la dimensión en un piso adyacente. En el eje Y no tiene esta irregularidad.

**Tabla 35***Irregularidad de geometría vertical dirección Y*

niveles	dimensión (m)	chequeo 01
1	17,5	1
2	17,5	1
3	17,5	1
4	17,5	1
5	17,5	1
6	17,5	1
7	17,5	1
8	17,5	

**1.13.3. Verificación de irregularidades estructurales en planta****1.13.3.1. Irregularidad torsional**

Tabla 36 la irregularidad torsional se da si en cualquiera de las direcciones de análisis el desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio. Si existe esta irregularidad en dirección X.

**Tabla 36***Irregularidad torsional dirección X*

niveles	desplazamiento alturas		derivadas	max	prom	max/prom
	(m)	(m)				
1	0,001863	3,2	0,00058219	0,00064906	0,00043479	1,49281265
	0,002077	3,2	0,00064906			
	0,002077	3,2	0,00064906			
	0,001168	3,2	0,000365			
	0,0004	3,2	0,000125			
	0,000763	3,2	0,00023844			
2	0,005244	3	0,001748	0,00195367	0,001592	1,227177554
	0,005244	3	0,001748			
	0,003223	3	0,00107433			
	0,005861	3	0,00195367			
	0,005861	3	0,00195367			

	0,003223	3	0,00107433			
3	0,00922	3	0,00307333	0,00343767	0,00280111	1,227251091
	0,00922	3	0,00307333			
	0,005677	3	0,00189233			
	0,010313	3	0,00343767			
	0,010313	3	0,00343767			
	0,005677	3	0,00189233			
4	0,013193	3	0,00439767	0,00492067	0,004015	1,225570776
	0,013193	3	0,00439767			
	0,00818	3	0,00272667			
	0,014762	3	0,00492067			
	0,014762	3	0,00492067			
	0,00818	3	0,00272667			
5	0,016821	3	0,005607	0,006276	0,00512922	1,223577324
	0,016821	3	0,005607			
	0,010514	3	0,00350467			
	0,018828	3	0,006276			
	0,018828	3	0,006276			
	0,010514	3	0,00350467			
6	0,020015	3	0,00667167	0,007471	0,00611289	1,222171732
	0,020015	3	0,00667167			
	0,012588	3	0,004196			
	0,022413	3	0,007471			
	0,022413	3	0,007471			
	0,012588	3	0,004196			

---

Tabla 37 la irregularidad torsional se da si en cualquiera de las direcciones de análisis el desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio. No existe esta irregularidad en dirección Y, pero la norma nos indica que si en una dirección existe esta irregularidad entonces se tiene que usar el factor de irregularidad en planta de 0,75.

**Tabla 37***Irregularidad torsional dirección Y*

niveles	desplazamiento alturas		derivadas	max	prom	max/prom
	(m)	(m)				
1	0,001991	3,2	0,00062219	0,00071313	0,00064156	1,11154408
	0,001886	3,2	0,00058938			
	0,001886	3,2	0,00058938			
	0,001991	3,2	0,00062219			
	0,002282	3,2	0,00071313			
	0,002282	3,2	0,00071313			
	2	0,005555	3	0,00185167	0,00209333	0,00190556
0,005315		3	0,00177167			
0,005315		3	0,00177167			
0,005555		3	0,00185167			
0,00628		3	0,00209333			
0,00628		3	0,00209333			
3		0,009799	3	0,00326633	0,00366067	0,00335711
	0,009433	3	0,00314433			
	0,009433	3	0,00314433			
	0,009799	3	0,00326633			
	0,010982	3	0,00366067			
	0,010982	3	0,00366067			
	4	0,014114	3	0,00470467	0,005238	0,00483111
0,013652		3	0,00455067			
0,013652		3	0,00455067			
0,014114		3	0,00470467			
0,015714		3	0,005238			
0,015714		3	0,005238			
5		0,018136	3	0,00604533	0,00669333	0,00620322
	0,017613	3	0,005871			
	0,017613	3	0,005871			
	0,018136	3	0,00604533			
	0,02008	3	0,00669333			
	0,02008	3	0,00669333			
	6	0,021736	3	0,00724533	0,007984	0,00742989
0,021181		3	0,00706033			

0,021181	3	0,00706033
0,021736	3	0,00724533
0,023952	3	0,007984
0,023952	3	0,007984

---

### 1.13.3.2. Irregularidad por esquina entrante

Tabla 38 existe esta irregularidad por esquina entrante si la dimensión en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta. Si existe esta irregularidad en el eje X.

**Tabla 38**

*Irregularidad por esquina entrante dirección X*

dim. x	long. total x (m)	chequeo
4,85	12	40%

Tabla 39 existe esta irregularidad por esquina entrante si la dimensión en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta. No existe esta irregularidad en el eje Y es por esto que no posee esta irregularidad porque no cumple que en ambas direcciones tenga esta irregularidad.

**Tabla 39**

*Irregularidad por esquina entrante dirección Y*

dim. y	long. total y (m)	chequeo
3,15	17,5	18%

### 1.13.4. Resumen de irregularidades

Tabla 40 se observa el resumen de irregularidades tanto en planta como en altura y la edificación solo presenta irregularidad en planta torsional debido a esto se usará un coeficiente de irregularidad en planta de 0,75.



**Tabla 40***Resumen de irregularidades*

<b>Factores De Irregularidades</b>			
Irregularidad En Altura	Sentido X	Sentido Y	Observación
Irregularidad De Rigidez	1,88	1,74	No
Irregularidad De Masa	1,33	1,33	No
Irregularidad De Geometría Vertical	1,00	1,00	No
Irregularidad En Planta	Sentido X	Sentido Y	Observación
Irregularidad Torsional	1,49	1,11	Si
Irregularidad Entrantes	40%	18%	No

Tras realizar el análisis de las tablas de irregularidades de la norma E 0,30, el Análisis dinámico modal espectral. Para el análisis modal se tomó en consideración los 18 modos, ya que según como la norma sismo resistente E.030 indica, se debe considerar un número mínimo de 3 modos, se llega a concluir que existe irregularidad torsional  $I_p = 0,75$ .

#### 1.14. Diseño estructural

##### 1.14.1. Diseño de losa aligerada

##### 1.14.1.1. Criterios para el diseño de losa aligerada

Figura 29 partes de la losa aligerada que se emplearan para el diseño de la losa aligerada.

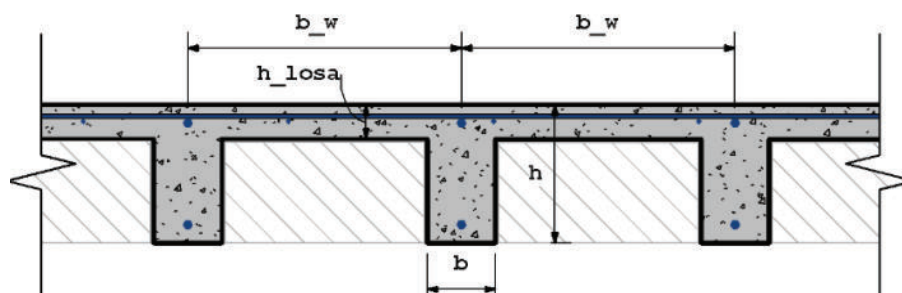
**Figura 29***Partes de losa aligerada*

Tabla 41 dimensiones de la losa aligerada que se emplean para el diseño de la losa aligerada.

**Tabla 41**

*Dimensiones de losa aligerada*

descripción	nomenclatura	dimensión
Espaciamiento de viguetas	$b_w$	40 cm
Ancho de las viguetas	$b$	10 cm
Altura de la losa superior	$h_{losa}$	5 cm
Altura total	$h$	20 cm
recubrimiento	$r$	3 cm
Peralte efectivo	$d = h - r$	17 cm

Tabla 42 propiedades de los materiales para el diseño de losa aligerada.

**Tabla 42**

*Propiedades de los materiales*

descripción	nomenclatura	dimensión
Resistencia a compresión del concreto	$f'_c$	$210 \frac{kgf}{cm^2}$
Factor de modificación por concreto liviano	$\lambda$	1
Modulo de elasticidad del concreto	$E_c$	$217370,65 \frac{kgf}{cm^2}$
Peso específico del concreto reforzado	$\gamma_c$	$2400 \frac{kgf}{cm^2}$
Límite de fluencia del acero	$f_y$	$4200 \frac{kgf}{cm^2}$
Módulo de elasticidad del acero	$E_s$	$2000000 \frac{kgf}{cm^2}$
Coefficiente de reducción por flexión	$\phi_f$	0,90
Coefficiente de reducción por cortante	$\phi_c$	0,85

#### 1.14.1.2. Metrado de carga en losa aligerada

Tabla 43 metrado de cargas de losa aligerada carga muerta y carga viva que se empleará en el software Sap2000.

**Tabla 43***Metrados de cargas de losa aligerada*

descripción	Carga muerta	Carga viva
Peso de losa	0,40 m x 300 $\frac{kgf}{m^2}$ = 120 $\frac{kgf}{m^2}$	0,40 m x 300 $\frac{kgf}{m^2}$ = 120 $\frac{kgf}{m^2}$
Peso de piso t.	0,40 m x 120 $\frac{kgf}{m^2}$ = 48 $\frac{kgf}{m^2}$	0
Peso total	168 $\frac{kgf}{m^2}$	120 $\frac{kgf}{m^2}$

Figura 30 se visualiza las cargas tanto muerta como viva en el software Sap2000.

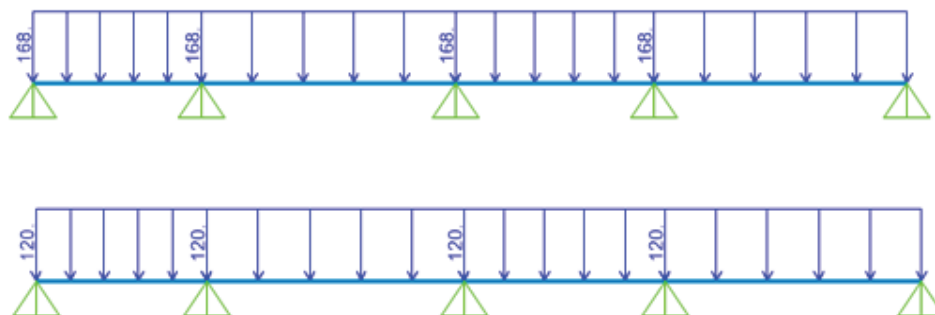
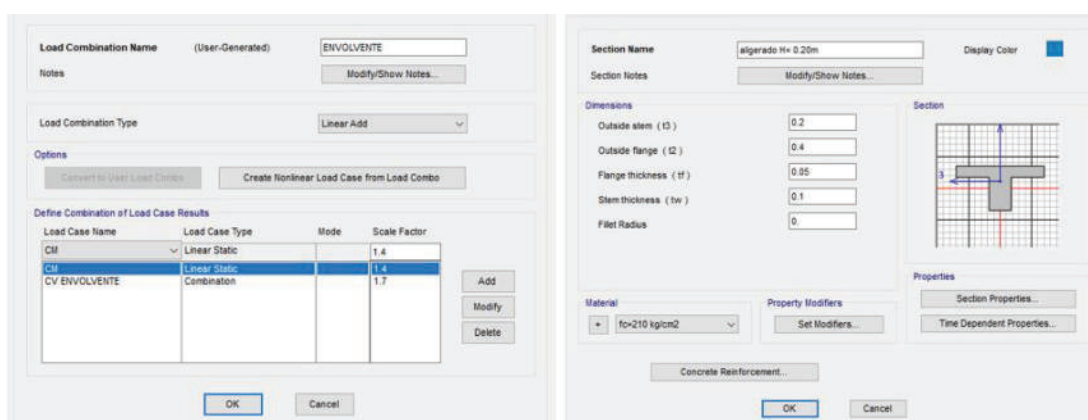
**Figura 30***Carga muerta y carga viva de losa aligerada*

Figura 31 propiedades usadas en el software Sap2000, donde la losa tiene un espesor de 20 cm.

**Figura 31***Propiedades usadas en el software sap 2000*

### 1.14.1.3. Diseño de losa aligerada por flexión

Se realizó el diseño a partir de la normativa E 060 Concreto Armado y con base a las cargas de última  $U = 1,4Cm + 1,7CV$ , obteniéndose los siguientes resultados.

Figura 32 se aprecia el diagrama de momento flector procesado en el software Sap2000.

**Figura 32**

Diagrama de momento flector



$$A_{s1} := \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d}{f_y} - \sqrt{\frac{1,7 \cdot f'_c \cdot b_w}{f_y^2} \cdot \left( \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2}{2} - \frac{Mu}{\phi f} \right)}$$

Tabla 44 cálculo de acero de refuerzo del acero positivo y acero negativo donde se usará para acero positivo y negativo acero de 1/2".

**Tabla 44**

Cálculo de acero de refuerzo

descripción	Centro-acero positivo-inferior continuo	Extremo-acero negativo-superior discontinuo (bastones)
$M_u$	0,67 ton-m	0,59 ton-m
$A_s$	1,062 cm <sup>2</sup>	0,985 cm <sup>2</sup>
Fierro a usar	1/2" = 1,27 cm <sup>2</sup>	1/2" = 1,27 cm <sup>2</sup>

Tabla 45 nos muestra el acero mínimo y máximo que debe tener. Como vemos en la Tabla 44 vemos que el acero de 1/2" de 1,27 cm<sup>2</sup> si cumple estos parámetros.

**Tabla 45**

Área de refuerzo a flexión mínima y máxima

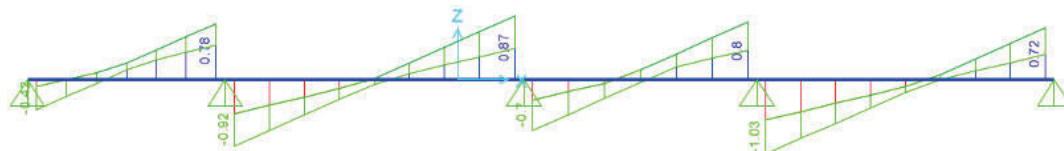
Área de refuerzo a flexión mínima	Área de refuerzo a flexión máxima
$A_{smin} := \frac{0,7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d$	$A_{smax} := 0,75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$
$A_{smin} = 0,411 \text{ cm}^2$	$A_{smax} = 1,974 \text{ cm}^2$

#### 1.14.1.4.Verificación por corte en losa aligerada

Figura 33 para la verificación de corte se emplea el diagrama de cortante desarrollada en el software Sap2000.

**Figura 33**

*Diagrama de cortante*



$$V_c := 1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b \cdot d \quad \phi_c V_c := \phi_c \cdot V_c$$

$$V_n := \phi_c \cdot (V_c + V_s) \quad V_s := 0 \text{ tonnef}$$

Tabla 46 verificación por corte donde se tiene que apreciar que la resistencia nominal a cortante ( $V_n$ ) sea mayor o igual a la fuerza cortante amplificada en la sección ( $V_u$ ) la cual si cumple.

**Tabla 46**

*Verificación por corte*

descripción	cortante
$V_u$	1,03 ton
$V_n$	1,22 ton
$V_n \geq V_u$	cumple

Tabla 47 para el acero de temperatura de la losa aligerada se usará acero de 1/4" espaciado a 0,25 m.

**Tabla 47**

*Acero de temperatura para losa aligerada*

descripción	cortante
Espaciamiento mínimo	0,25 m
Acero mínimo	0,225 cm <sup>2</sup>
Acero de 1/4"	0,317cm <sup>2</sup>
final	1/4" @ 0,25 m

Se usará para el diseño de la losa aligerada acero de 1/2" para el momento positivo y negativo, con acero de temperatura de 1/4" espaciado a 0,25 m.

### 1.14.2. Diseño de columnas

Se realizó el diseño a partir de la normativa E 060 Concreto Armado y con base en las cargas ultima U1:  $1,4C_m+1,7C_v$ , U2:  $1,25(C_m+C_v) + -CS$  y U3:  $0,9C_m + CS$ , obteniéndose los siguientes resultados.

Figura 34 nos muestra las nueve combinaciones que se emplean en el software Etabs.

**Figura 34**

*Combinaciones de cargas empleadas en el software etabs*

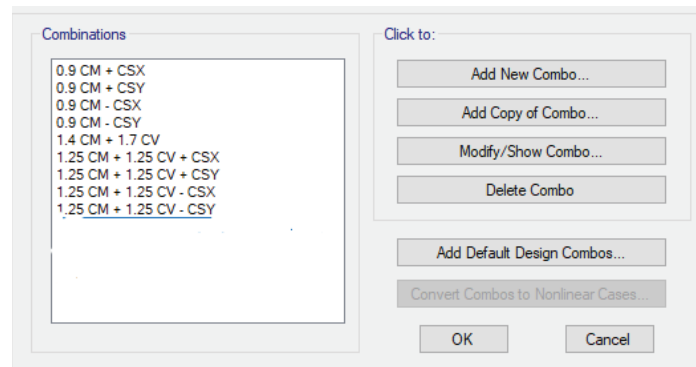
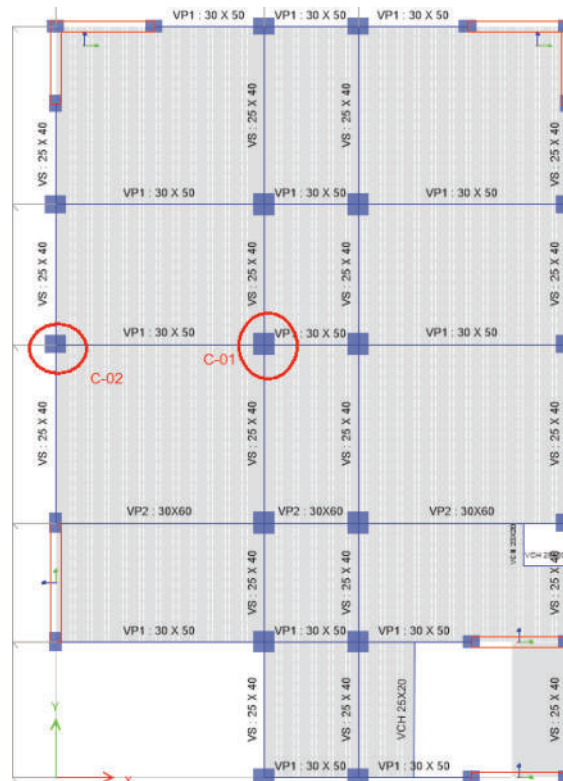


Figura 35 se aprecia la distribución de las columnas que se va a diseñar C1, C2.

**Figura 35**

*Distribución en planta de columnas*



### 1.14.2.1. Diseño de columna C1(0,50m x 0,50m)

Figura 36 se aprecia las características de la columna C1(0,50 x0,50 m) también se usara para esta columna 16 aceros.

**Figura 36**

*Modelado de columna C1*

Figura 37 propiedades del acero de la columna C1(0.50 x 0.50 m) donde se usará para los aceros longitudinales acero de 5/8”.

**Figura 37**

*Propiedades de acero para columna C1*

Para la elaboración del diagrama de interacción se consideró 16  $\emptyset$  5/8”, lo cual da como resultado 24 cm<sup>2</sup> (1,19%), a lo cual viendo la norma E 060 concreto armado como cuantía mínima 1% y cuantía máxima 6%.

Ahora se desarrolla las combinaciones de carga en ambas direcciones considerando la norma E 060.

#### a. Diseño por flexocompresion

Tabla 48 se extrajo del software Etabs que es para determinar el diagrama de interacción de diseño para cumplir con que la resistencia de diseño debe ser mayor o igual que la resistencia requerida.

**Tabla 48**

*Determinación de diagrama de interacción de diseño ( $\phi R_n$ )*

curva 1 = 0°			curva 7 = 90°			curva 13 = 180°			curva 19 = 270°		
p	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	p	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	p	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	p	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>
298,3	0,0	0,0	298,3	0,0	0,0	298,3	0,0	0	298,3	0,0	0,0
298,3	0,0	9,5	298,3	9,5	0,0	298,3	0,0	-10	298,3	-9,5	0,0
296,1	0,0	14,3	296,1	14,3	0,0	296,1	0,0	-14	296,1	-14,3	0,0
266,9	0,0	18,6	266,9	18,6	0,0	266,9	0,0	-19	266,9	-18,6	0,0
236,7	0,0	22,0	236,7	22,0	0,0	236,7	0,0	-22	236,7	-22,0	0,0
204,0	0,0	24,8	204,0	24,8	0,0	204,0	0,0	-25	204,0	-24,8	0,0
168,4	0,0	27,1	168,4	27,1	0,0	168,4	0,0	-27	168,4	-27,1	0,0
128,7	0,0	28,9	128,7	28,9	0,0	128,7	0,0	-29	128,7	-28,9	0,0
114,2	0,0	31,4	114,2	31,4	0,0	114,2	0,0	-31	114,2	-31,4	0,0
96,2	0,0	33,9	96,2	33,9	0,0	96,2	0,0	-34	96,2	-33,9	0,0
64,2	0,0	33,2	64,2	33,2	0,0	64,2	0,0	-33	64,2	-33,2	0,0
23,7	0,0	27,5	23,7	27,5	0,0	23,7	0,0	-28	23,7	-27,5	0,0
-23,0	0,0	19,8	-23,0	19,8	0,0	-23,0	0,0	-20	-23,0	-19,8	0,0
-91,2	0,0	6,5	-91,2	6,5	0,0	-91,2	0,0	-7	-91,2	-6,5	0,0
-119,7	0,0	0,0	-119,7	0,0	0,0	-119,7	0,0	0	-119,7	0,0	0,0

Tabla 49 resistencia requerida que se extrajo del software Etabs.

**Tabla 49**

*Determinación de la resistencia requerida ( $R_u$ )*

carga	p	v2	v3	t	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>
cm	-71,7	0,7	0,2	0,0	0,2	0,7
cv	-22,0	0,3	0,1	0,0	0,1	0,3
sx	23,5	3,2	0,3	0,2	0,8	6,4
sy	9,0	0,3	3,6	0,1	8,1	0,7



Tabla 50 combinación de la resistencia requerida en el sismo X que posteriormente se verificará en un diagrama.

**Tabla 50**

*Combinaciones en resistencia requerida en sismo X*

sismo xx	combinaciones ru		
	p	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>
u1	137,8	0,4	1,5
u2	140,6	1,1	7,6
u3	93,6	-0,4	-5,1
u4	88,0	1,0	7,0
u5	41,0	-0,6	-5,7
u6	140,6	-1,1	-7,6
u7	93,6	0,4	5,1
u8	88,0	-1,0	-7,0
u9	41,0	0,6	5,7

Tabla 51 combinación de la resistencia requerida en el sismo Y que posteriormente se verificará en un diagrama.

**Tabla 51**

*Combinaciones en resistencia requerida en sismo Y*

sismo yy	combinaciones ru		
	p	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>
u1	137,8	0,4	1,5
u2	126,1	8,4	1,9
u3	108,1	-7,7	0,6
u4	73,5	8,3	1,3
u5	55,5	-7,9	0,0
u6	126,1	-8,4	-1,9
u7	108,1	7,7	-0,6
u8	73,5	-8,3	-1,3
u9	55,5	7,9	0,0

Figura 38 donde se puede verificar la resistencia al sismo en dirección X que en este caso la figura exterior es la resistencia de diseño y los puntos que se encuentran en la parte interna es la resistencia requerida donde se puede

determinar que si cumple el primer requerimiento de la norma E060 concreto armado.

**Figura 38**

*Verificación de resistencia al sismo en dirección X-X*

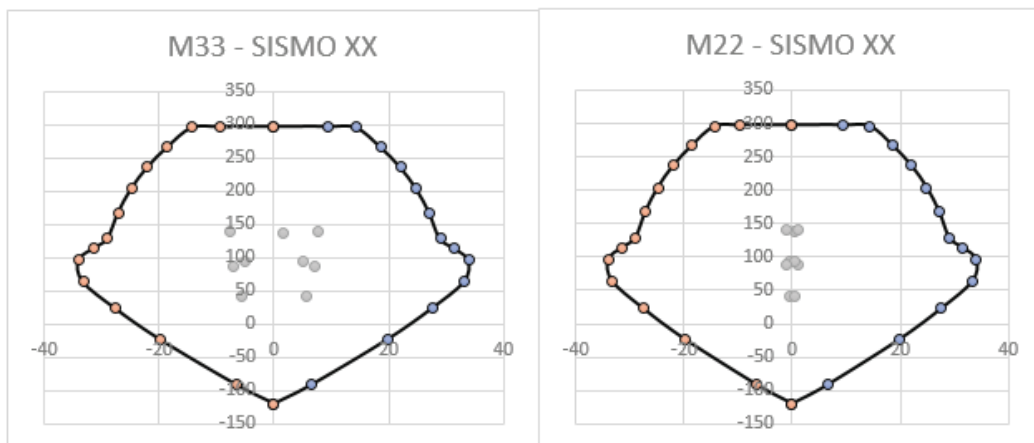
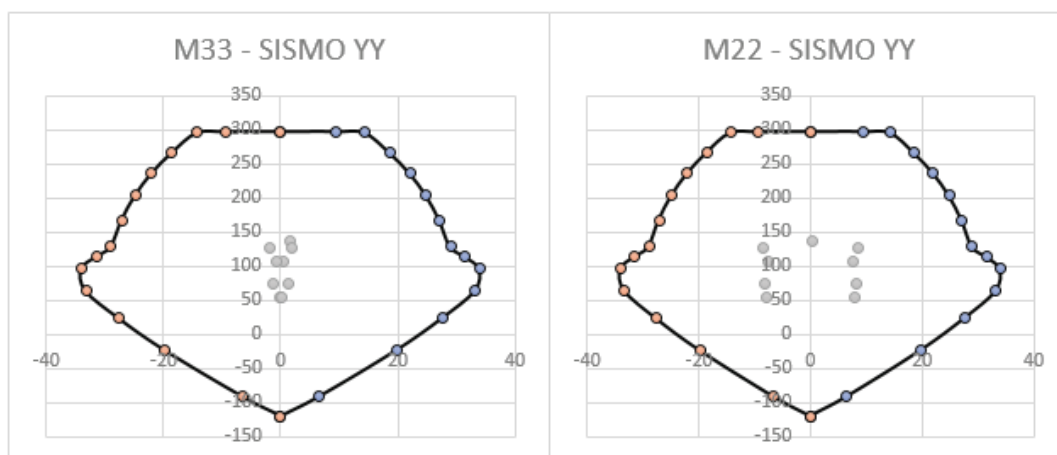


Figura 39 donde se puede verificar la resistencia al sismo en dirección Y que en este caso la figura exterior es la resistencia de diseño y los puntos que se encuentran en la parte interna es la resistencia requerida donde se puede determinar que si cumple el primer requerimiento de la norma E060 concreto armado.

**Figura 39**

*Verificación de resistencia al sismo en dirección Y-Y*



## b. Diseño por cortante

Los valores de P, V2, M3, V3, M2 se toman los valores absolutos. Para el diseño por corte se toma la cortante más grande de V2 y V3.

Tabla 52 combinacion de sismo en X ( u1 al u5) y Y (u6 al u9) donde se escoje la cortante 2 mayor que en este caso es 4,5 donde se usara para la determinación del momento nominal la fuerza axial de 140,6 y el momento de 7,6

**Tabla 52**

*Combinaciones de sismo en X y Y*

1ro	p	v2	v3	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>
u1	137,8	1,5	0,4	0,4	1,5
u2	140,6	4,5	0,7	1,1	7,6
u3	93,6	-1,9	0,0	-0,4	-5,1
u4	88,0	3,8	0,5	1,0	7,0
u5	41,0	-2,5	-0,1	-0,6	-5,7
u6	126,1	1,6	3,9	8,4	1,9
u7	108,1	0,9	-3,2	-7,7	0,6
u8	73,5	1,0	3,8	8,3	1,3
u9	55,5	0,3	-3,4	-7,9	0,0

Figura 40 se puede apreciar el diagrama de momento nominal donde se hara una línea vertical y horizontal para determinar el momento nominal.

**Figura 40**

*Diagrama de momento nominal en dirección 2-2*

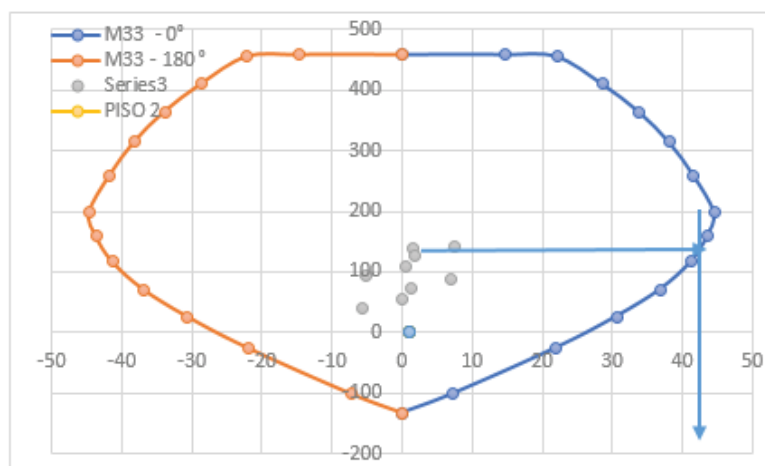


Figura 41 diagrama de momento nominal en dirección 3-3 que no se empleo para determinar el momento nominal que se empleará para el diseño de la columna C1(0.50 x 0.50 m).

**Figura 41**

Diagrama de momento nominal en dirección 3-3

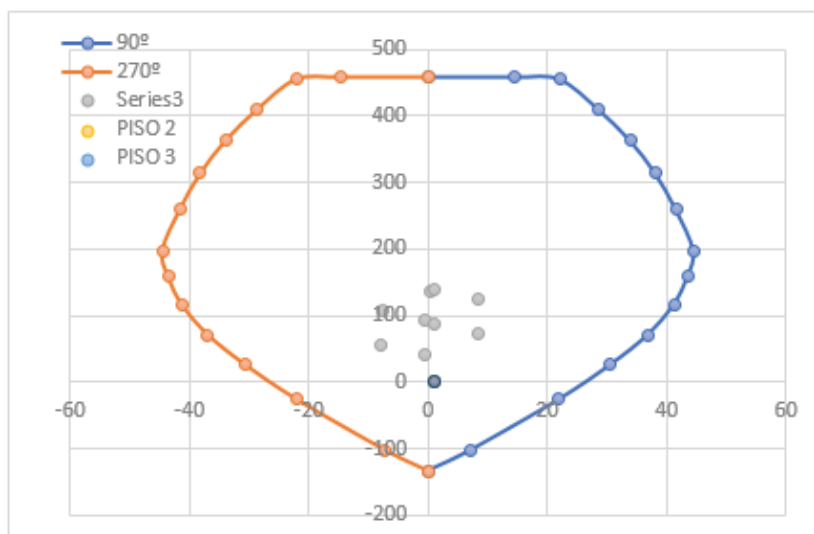


Tabla 53 se aprecia las características de la columna C1(0.50 x 0.50 m) que se emplea para el diseño de la columna.

**Tabla 53**

Características de columna C1

<b>descripción</b>	<b>nomenclatura</b>	
Momento nominal superior	<i>Mnsup</i>	43 ton-m
Momento nominal inferior	<i>Mninf</i>	43 ton-m
Altura libre de piso	<i>hn</i>	2,70 m
Cortante ultima	<i>Vu</i>	31,852 ton
Ancho de columna	<i>a</i>	0,50 m
Largo de columna	<i>b</i>	0,50 m
Esfuerzo de fluencia del acero	<i>fy</i>	4200 kg/cm <sup>2</sup>
esfuerzo de compresión del concreto	<i>f'c</i>	210 kg/cm <sup>2</sup>

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \cdot kg$$

Tabla 54 se determina el aporte del concreto y el aporte del acero donde los estribos serán de 3/8" que estarán espaciados a 1@5, 6@10, Rto 25 cm.

**Tabla 54**

*Determinación del aporte del concreto ( $V_c$ ) y aporte del acero a corte ( $V_s$ )*

<i>descripción</i>	<i>nomenclatura</i>
$V_c$	15,361 ton
$V_s$	22,112 ton
$A_v$	1,42 cm <sup>2</sup>
$d$	44,254 cm
$s$	11,936 cm
$L_o$	0,60 m
$S_{max}$	10 cm
$usar$	1@5, 6@10, Rto 25 cm

#### 1.14.2.2. Diseño de columna C2(0,40m x 0,50m)

Figura 42 se aprecia las características de la columna C2(0,40 x 0,50 m) también se usara para esta columna 12 aceros.

**Figura 42**

*Modelado de columna C2*

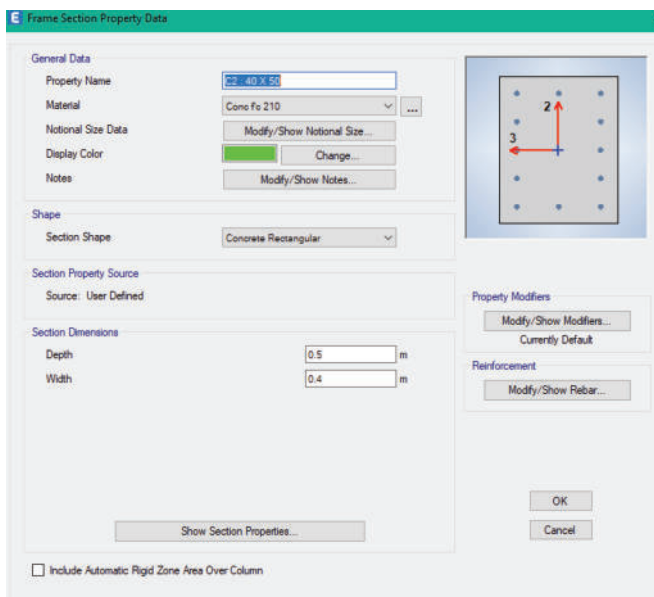


Figura 43 propiedades del acero de la columna C2(0,40 x 0,50 m) donde se usará para los aceros longitudinales acero de 5/8”.

**Figura 43****Propiedades de acero para columna C2**

Para la elaboración del diagrama de interacción se consideró 12  $\varnothing$  5/8", lo cual da como resultado 24 cm<sup>2</sup> (1,19%), a lo cual viendo la norma E 060 concreto armado como cuantía mínima 1% y cuantía máxima 6%.

**a. Diseño por flexocompresión**

Tabla 55 se extrajo del software Etabs que es para determinar el diagrama de interacción de diseño para cumplir con que la resistencia de diseño debe ser mayor o igual que la resistencia requerida.

**Tabla 55****Determinación de diagrama de iteración de diseño C2**

<b>curva 1 = 0°</b>			<b>curva 7 = 90°</b>			<b>curva 13 = 180°</b>			<b>curva 19 = 270°</b>		
<i>p</i>	<i>m</i> <sup>2</sup>	<i>m</i> <sup>3</sup>	<i>p</i>	<i>m</i> <sup>2</sup>	<i>M3</i>	<i>p</i>	<i>m</i> <sup>2</sup>	<i>m</i> <sup>3</sup>	<i>p</i>	<i>m</i> <sup>2</sup>	<i>m</i> <sup>3</sup>
235,3	0,0	0,0	235,3	0,0	0,0	235,3	0,0	0	235,3	0,0	0,0
235,3	0,0	7,0	235,3	6,1	0,0	235,3	0,0	-7	235,3	-6,1	0,0
235,2	0,0	10,8	232,7	9,2	0,0	235,2	0,0	-11	232,7	-9,2	0,0
212,1	0,0	14,0	209,2	12,0	0,0	212,1	0,0	-14	209,2	-12,0	0,0
188,3	0,0	16,6	184,5	14,2	0,0	188,3	0,0	-17	184,5	-14,2	0,0
162,5	0,0	18,7	158,3	16,0	0,0	162,5	0,0	-19	158,3	-16,0	0,0
134,5	0,0	20,2	129,8	17,5	0,0	134,5	0,0	-20	129,8	-17,5	0,0
103,5	0,0	21,4	98,2	18,7	0,0	103,5	0,0	-21	98,2	-18,7	0,0

90,3	0,0	23,2	88,7	19,9	0,0	90,3	0,0	-23	88,7	-19,9	0,0
73,8	0,0	24,9	75,0	21,0	0,0	73,8	0,0	-25	75,0	-21,0	0,0
46,6	0,0	24,2	50,3	20,4	0,0	46,6	0,0	-24	50,3	-20,4	0,0
14,1	0,0	19,9	21,1	16,9	0,0	14,1	0,0	-20	21,1	-16,9	0,0
-21,6	0,0	14,1	-16,1	11,7	0,0	-21,6	0,0	-14	-16,1	-11,7	0,0
-67,6	0,0	5,1	-70,2	3,7	0,0	-67,6	0,0	-5	-70,2	-3,7	0,0
-89,8	0,0	0,0	-89,8	0,0	0,0	-89,8	0,0	0	-89,8	0,0	0,0

Tabla 56 resistencia requerida que se extrajo del software Etabs.

**Tabla 56**

*Determinación de la resistencia requerida en C2*

<b>carga</b>	<b>p</b>	<b>v2</b>	<b>v3</b>	<b>t</b>	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>m<sup>3</sup></b>
cm	-55,1	-0,9	0,1	0,0	0,1	-0,9
cv	-14,6	-0,4	0,0	0,0	0,0	-0,4
sx	15,4	1,7	0,6	0,1	1,2	4,3
sy	1,7	0,2	2,4	0,1	4,7	0,4

Tabla 57 combinación de la resistencia requerida en el sismo X que posteriormente se verificará en un diagrama.

**Tabla 57**

*Combinaciones de resistencia requerida en sismo X*

<b>sismo xx</b>	<b>combinaciones ru</b>		
	<b>p</b>	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>m<sup>3</sup></b>
u1	101,9	0,3	-2,0
u2	102,5	1,4	2,6
u3	71,6	-1,0	-5,9
u4	65,0	1,3	3,4
u5	34,1	-1,1	-5,1
u6	102,5	-1,4	-2,6
u7	71,6	1,0	5,9
u8	65,0	-1,3	-3,4
u9	34,1	1,1	5,1

Tabla 58 combinación de la resistencia requerida en el sismo Y que posteriormente se verificará en un diagrama.

**Tabla 58***Combinaciones de resistencia requerida en sismo Y*

<i>sismo yy</i>	<i>combinaciones ru</i>		
	<i>p</i>	<i>m<sup>2</sup></i>	<i>m<sup>3</sup></i>
<i>u1</i>	101,9	0,3	-2,0
<i>u2</i>	88,8	4,9	-1,3
<i>u3</i>	85,3	-4,4	-2,1
<i>u4</i>	51,3	4,8	-0,4
<i>u5</i>	47,8	-4,5	-1,3
<i>u6</i>	88,8	-4,9	1,3
<i>u7</i>	85,3	4,4	2,1
<i>u8</i>	51,3	-4,8	0,4
<i>u9</i>	47,8	4,5	1,3

Figura 44 donde se puede verificar la resistencia al sismo en dirección X que en este caso la figura exterior es la resistencia de diseño y los puntos que se encuentran en la parte interna es la resistencia requerida donde se puede determinar que si cumple el primer requerimiento de la norma E060 concreto armado.

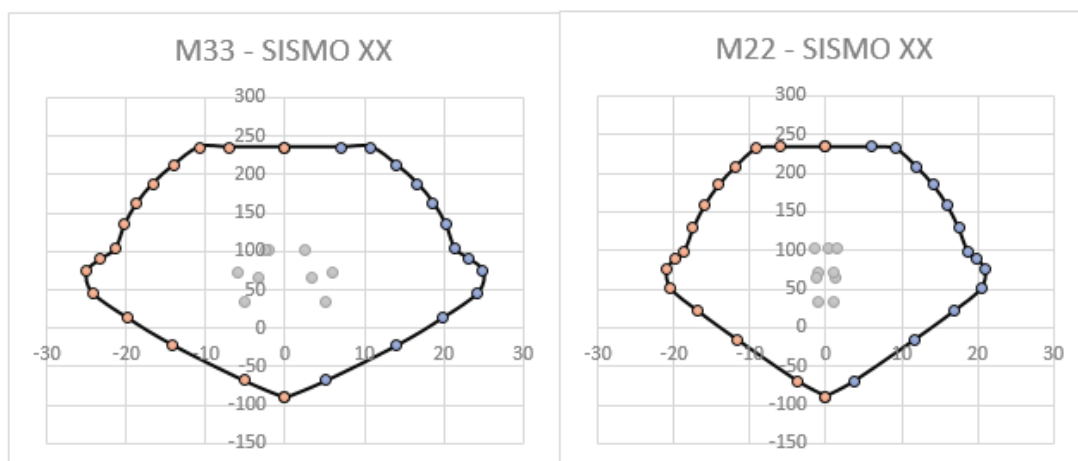
**Figura 44***Verificación de resistencia al sismo en dirección X-X*

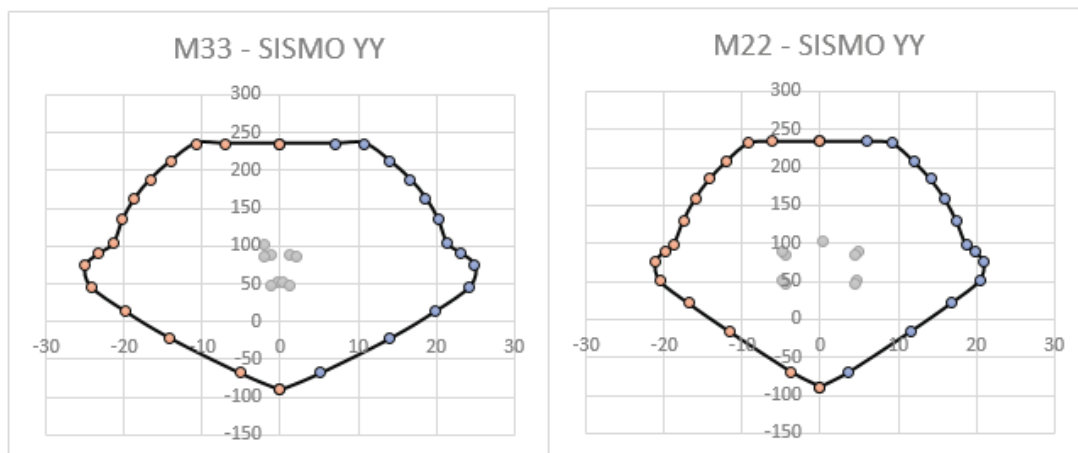
Figura 45 donde se puede verificar la resistencia al sismo en dirección Y que en este caso la figura exterior es la resistencia de diseño y los puntos que se encuentran en la parte interna es la resistencia requerida donde se puede



determinar que si cumple el primer requerimiento de la norma E060 concreto armado.

**Figura 45**

Verificación de resistencia al sismo en dirección Y-Y



### b. Diseño por cortante

Los valores de P, V2, M3, V3, M2 se toman los valores absolutos. Para el diseño por corte se toma la cortante más grande de V2 y V3

Tabla 52 combinación de sismo en X ( u1 al u5) y Y (u6 al u9) donde se escoje la cortante 2 mayor que en este caso es 3,3 donde se usará para la determinación del momento nominal la fuerza axial de 71,6 y el momento de 5,9

**Tabla 59**

Combinaciones de sismo en X y Y

1ro	P	V2	V3	M2	M3
U1	101,9	-1,9	0,2	0,3	-2,0
U2	102,5	0,1	0,8	1,4	2,6
U3	71,6	-3,3	-0,4	-1,0	-5,9
U4	65,0	0,9	0,7	1,3	3,4
U5	34,1	-2,5	-0,5	-1,1	-5,1
U6	88,8	-1,4	2,6	4,9	-1,3
U7	85,3	-1,8	-2,2	-4,4	-2,1
U8	51,3	-0,6	2,5	4,8	-0,4
U9	47,8	-0,9	-2,3	-4,5	-1,3

Figura 46 se puede apreciar el diagrama de momento nominal donde se hará una línea vertical y horizontal para determinar el momento nominal.

**Figura 46**

*Diagrama de momento nominal en dirección 2-2*

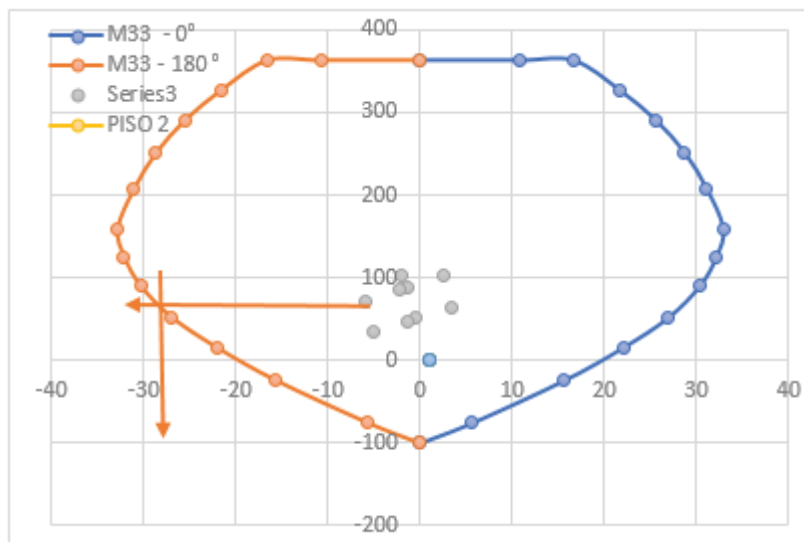


Figura 47 diagrama de momento nominal en dirección 3-3 que no se emplea para determinar el momento nominal que se empleará para el diseño de la columna C2(0,40 x 0,50 m).

**Figura 47**

*Diagrama de momento nominal en dirección 3-3*

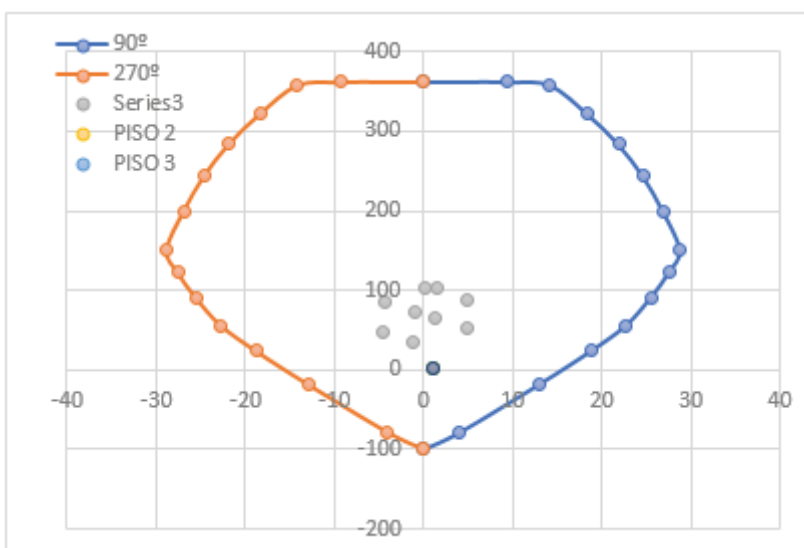


Tabla 60 se aprecia las características de la columna C2(0,40 x 0,50 m) que se emplea para el diseño de la columna.

**Tabla 60**

Características de columna C2

<i>descripción</i>	<i>nomenclatura</i>	
<i>Mnsup</i>	<i>Mnsup</i>	28 ton-m
<i>u2</i>	<i>Mninf</i>	28 ton-m
<i>Altura libre de piso</i>	<i>hn</i>	2,70 m
<i>Cortante ultima</i>	<i>Vu</i>	20,741 ton
<i>Ancho de columna</i>	<i>a</i>	0,40 m
<i>Largo de columna</i>	<i>b</i>	0,50 m
<i>Resistencia a tracción del acero</i>	<i>fy</i>	4200 kg/cm <sup>2</sup>
<i>Resistencia de compresión del concreto</i>	<i>f'c</i>	210 kg/cm <sup>2</sup>

Tabla 61 se determina el aporte del concreto y el aporte del acero donde los estribos seran de 3/8" que estarán espaciados a 1@5, 6@10, Rto 25 cm.

**Tabla 61**

*Determinación del aporte del concreto y aporte del acero a corte*

<i>descripción</i>	<i>nomenclatura</i>
<i>Vc</i>	15,361 ton
<i>Vs</i>	9,04 ton
<i>Av</i>	1,42 cm <sup>2</sup>
<i>d</i>	44,254 cm
<i>s</i>	29,196 cm
<i>Lo</i>	0,60 m
<i>Smax</i>	10 cm
<i>usar</i>	1@5, 6@10, Rto 25 cm

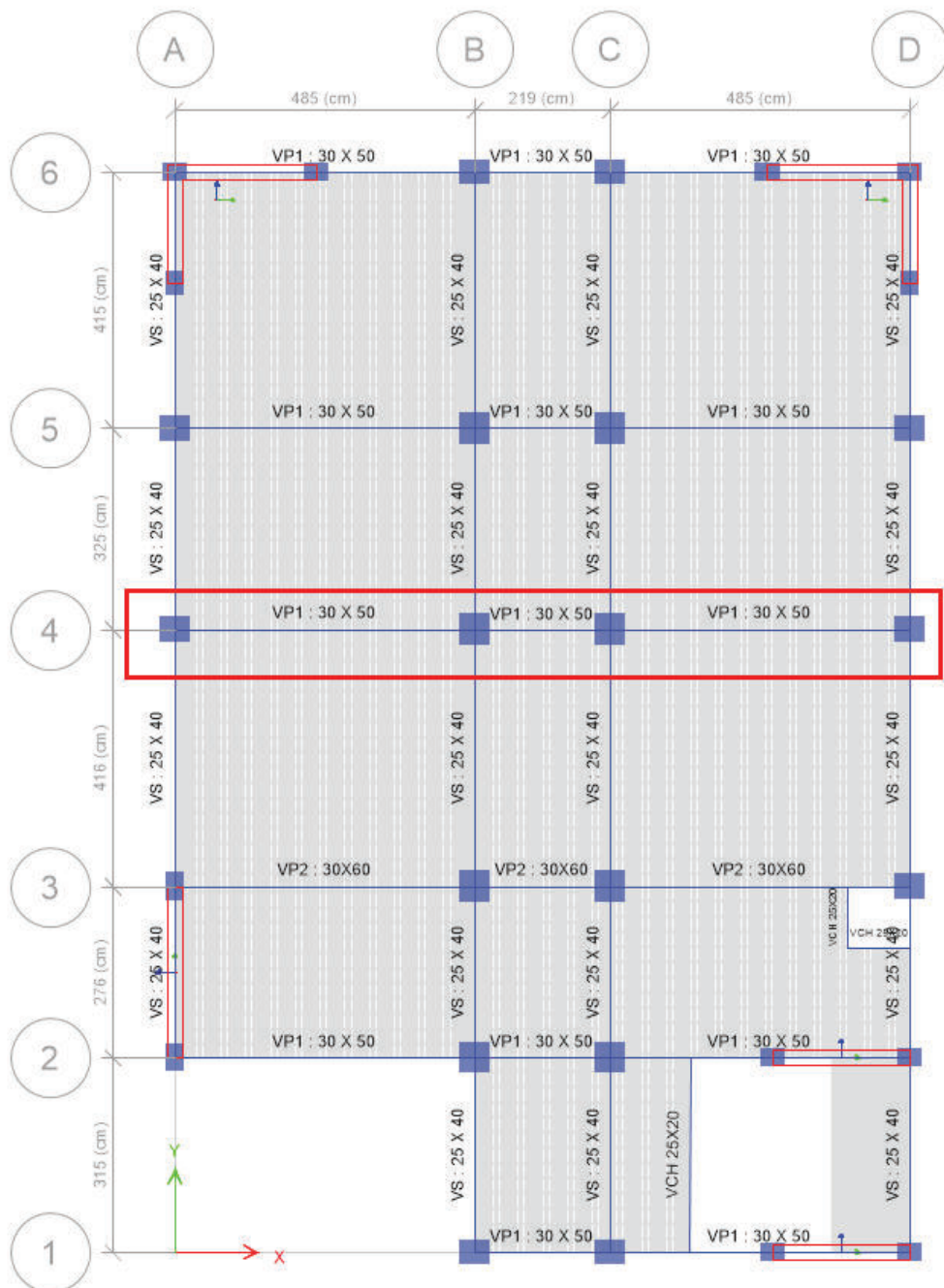
### 1.14.3. Diseño de vigas

#### 1.14.3.1. Diseño de viga VP-1(0,30m x 0,50m)

Figura 48 se identifica la viga principal 1 que es de 30 x 40 cm que se encuentra en lo ejes horizontales excepto en el eje 3-3

**Figura 48**

*Identificación de viga VP-1 en planta*



### a. Diseño por flexión VP-1

Tabla 62 propiedades de los materiales de la viga que se extrajeron del software Etabs.

**Tabla 62**

*Propiedades de los materiales de la viga*

Story	Story4			Story4			Story4		
Label	B7	B7	B7	B8	B8	B8	B9	B9	B9
Section	VP : 30 X 50			VP : 30 X 50			VP : 30 X 50		
Location	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J
Station (m)		2,43	4,85	4,85	5,945	7,04	7,04	9,465	11,89
b (cm)	30	30	30	30	30	30	30	30	30
h (cm)	50	50	50	50	50	50	50	50	50
r (cm)	6	6	6	6	6	6	6	6	6
d (cm)	44	44	44	44	44	44	44	44	44
Fc (kg/cm <sup>2</sup> )	210	210	210	210	210	210	210	210	210
Fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
∅	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9

Tabla 63 vemos el acero calculado en la viga donde se extrajeron los momentos positivo y negativo del software etabs donde se esta determinando el acero positivo y negativo que tendrá la viga.

**Tabla 63**

*Acero calculado en la viga*

Label	B7	B7	B7	B8	B8	B8	B9	B9	B9
(-) Moment	-12,58	-1,54	-11,95	-7,26	-3,10	-7,87	-11,82	-2,02	-11,06
(+) Moment	3,70	5,45	3,33	5,67	2,57	5,14	3,61	5,04	4,65
ρ (%)	0,62%	0,07%	0,58%	0,34%	0,14%	0,38%	0,58%	0,09%	0,54%
b*d (cm <sup>2</sup> )	1320,00			1320,00			1320,00		
As Top (cm <sup>2</sup> )	8,16	0,94	7,72	4,55	1,89	4,95	7,63	1,23	7,10
ρ (%)	0,17%	0,26%	0,15%	0,27%	0,12%	0,24%	0,17%	0,24%	0,22%
As Bot (cm <sup>2</sup> )	2,27	3,38	2,04	3,52	1,57	3,18	2,22	3,12	2,87

Tabla 64 donde se calcula el acero mínimo y máximo que debe tener el acero calculado y analizando con la tabla 63 podemos darnos cuenta que esta dentro de lo calculado.

**Tabla 64***Acero mínimo y máximo de la viga*

Label	B7	B7	B7	B8	B8	B8	B9	B9	B9
P min (%)	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%
Asmin (cm <sup>2</sup> )		3,19			3,19			3,19	
P bal (%)	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%
Asmax (cm <sup>2</sup> )	15,33	15,33	15,33	15,33	15,33	15,33	15,33	15,33	15,33

Tabla 65 acero negativo colocado en la viga se puede apreciar el tipo de acero que se usará en la viga que es de 3/4".

**Tabla 65***Acero negativo colocado en la viga*

Label	B7	B7	B7	B8	B8	B8	B9	B9	B9
Db ( Φ)	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla( und)	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Db Φ)	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla( und)	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As Top(cm <sup>2</sup> )	8,52	5,68	8,52	8,52	5,68	8,52	8,52	5,68	8,52
P colocada(%)	0,65%	0,43%	0,65%	0,65%	0,43%	0,65%	0,65%	0,43%	0,65%
(-) øMn(tn-m)	13,09	8,97	13,09	13,09	8,97	13,09	13,09	8,97	13,09

Tabla 66 acero positivo colocado en la viga se puede apreciar el tipo de acero que se usará en la viga que es de 3/4".

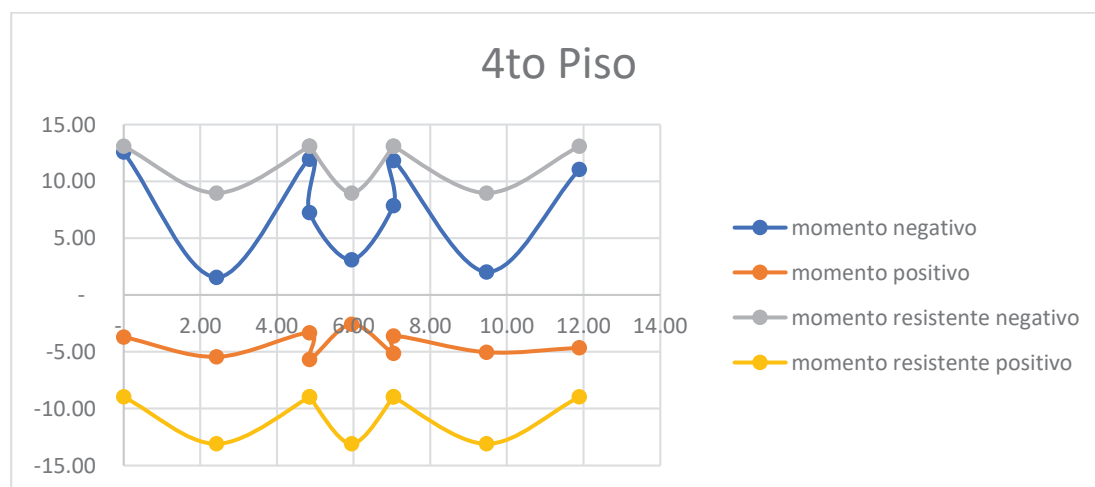
**Tabla 66***Acero positivo colocado en la viga*

Label	B7	B7	B7	B8	B8	B8	B9	B9	B9
Db ( Φ)	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	0	1	0	0	1	0	0	1	0
As bot	5,68	8,52	5,68	5,68	8,52	5,68	5,68	8,52	5,68
P colocada(%)	0,43	0,65	0,43	0,43	0,65	0,43	0,43	0,65	0,43
(+) øMn	8,97	13,09	8,97	8,97	13,09	8,97	8,97	09	8,97

Figura 49 se observa el diagrama de momento de flectores últimos vs momentos resistente en la figura se puede apreciar el criterio que nos indica la norma de que el momento de diseño sea mayor o igual que el momento requerido, y como se muestra en la imagen se analiza tanto para el momento positivo como para el momento negativo, la línea de color plomo, naranja son los momentos de diseño y las líneas de color azul, rojo son los momentos requeridos, se puede concluir que si cumple este criterio de la norma E060 Concreto Armado.

**Figura 49**

*Diagrama de momentos flectores últimos vs momentos resistente*



### b. Diseño por cortante VP-1

Tabla 67 nos muestra el calculo de momento caso 1 ya que en la norma E060 concreto armado en el capítulo 21 ítem 21,4,3 nos indica que la viga se tiene que analizar en 2 tipos de caso y se elije el resultado mayor para realizar el diseño.

**Tabla 67**

*Cálculo de momento probable caso1*

As Top	Φ	As requerido		
		3/4"	3/4"	3/4"
		2,00		
Nro varilla			2,00	2
As(cm <sup>2</sup> )		5,68	5,68	5,68
Φ		3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla		1,00	1,00	1,00
As(cm <sup>2</sup> )		2,84	2,84	2,84

	AsTotal(cm <sup>2</sup> )	8,52	8,52	8,52
	a cm	6,68	6,68	6,68
(-) Mn	Tn-m	14,55	14,55	14,55
As Bot	Φ	3/4"	3/4"	3/4"
	Nro varilla	2,00	2,00	2,00
	As(cm <sup>2</sup> )	5,68	5,68	5,68
	Φ	3/4"	3/4"	3/4"
	Nro varilla	0,00	0,00	0,00
	As(cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00
	AsTotal(cm <sup>2</sup> )	5,68	5,68	5,68
	a cm	4,45	4,45	4,45
(+) Mn	Tn-m	9,97	9,97	9,97
Mprob (-)	Tn-m	14,55	14,55	14,55
Mprob (+)	Tn-m	9,97	9,97	9,97
Vp	Tn	6,32	13,99	6,32

Tabla 68 nos muestra el calculo de momento caso 2 ya que en la norma E060 concreto armado en el capitulo 21 item 21,4,3 nos indica que la viga se tiene que analizar en 2 tipos de caso y se elije el resultado mayor para realizar el diseño.

**Tabla 68**

*Cálculo de momento probable caso 2*

<b>As requerido</b>				
As bot	Φ	3/4"	3/4"	3/4"
	Nro varilla	2,00	2,00	2,00
	As(cm <sup>2</sup> )	5,68	5,68	5,68
	Φ	3/4"	3/4"	3/4"
	Nro varilla	0	0,00	0,00
	As(cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00
	AsTotal(cm <sup>2</sup> )	5,68	5,68	5,68
a	cm	4,45	4,45	4,45
(+) Mn	Tn-m	9,97	9,97	9,97
As top	Φ	3/4"	3/4"	3/4"
	Nro varilla	2,00	2,00	2



	As(cm <sup>2</sup> )	5,68	5,68	5 2/3
	Φ	3/4"	3/4"	3/4"
	Nro varilla	1,00	1,00	1,00
	As(cm <sup>2</sup> )	2,84	2,84	2,84
	AsTotal(cm <sup>2</sup> )	8,52	8,52	8,52
a	cm	6,68	6,68	6,68
(-) Mn	Tn-m	14,55	14,55	14,55
Mprob (-)	Tn-m	14,55	14,55	14,55
Mprob (+)	Tn-m	9,97	9,97	9,97
Vp	Tn	6,32	13,99	6,32

Tabla 69 cálculo de corte gravitacional donde se aprecia la carga muerta y carga viva y con estos datos se obtiene la cortante gravitacional que se obtiene multiplicando  $1,25 \times (w_m + w_l) \times \text{Longviga} / 2$

**Tabla 69**

*Cálculo de corte gravitacional*

	<b>B7</b>	<b>B8</b>	<b>B9</b>
Wm(tonf/m)	2,09	2,09	2,09
Wl(tonf/m)	1,11	1,11	1,11
Vg(Ton)	9,68	4,37	9,68

Tabla 70 cortante de diseño y acero transversal donde se obtiene que los estribos serán de 3/8" espaciados a 1@5, 10@10 Rto @ 20 cm.

**Tabla 70**

*Cortante de diseño y acero transversal*

	<b>B7</b>	<b>B8</b>	<b>B9</b>
Vu(Tn)	16,00	18,37	16,00
Vu/2(Tn)	8,00	9,18	8,00
Vn(Tn)	18,83	21,61	18,83
Vc(Tn)	10,14	0,00	10,14
Vs(Tn)	8,69	21,61	8,69
s(cm)	30,20	12,15	30,20
s1(cm)	11,00	11,00	11,00

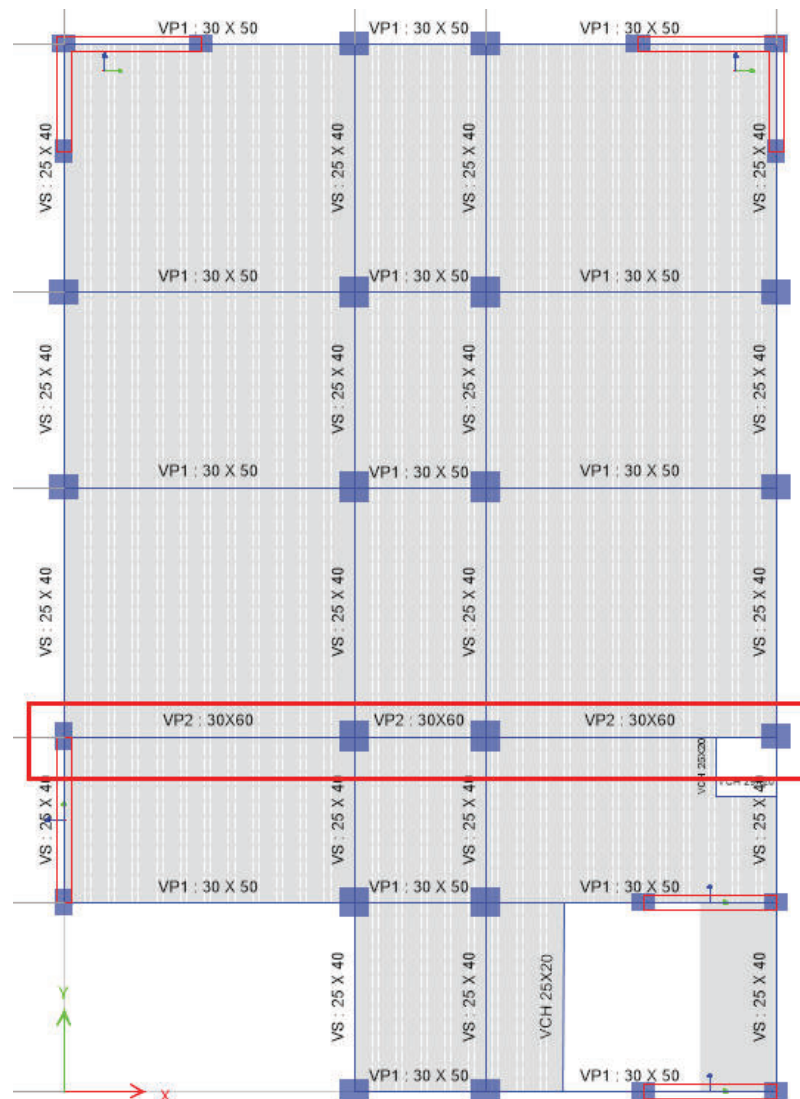
s2(cm)	19,05	15,88	15,88
s3(cm)	22,86	22,86	22,86
s4(cm)	30,00	30,00	30,00
Sc(cm)	10,00	10,00	10,00
Zc(cm)	100,00	100,00	100,00
Sn(cm)	22,00	22,00	22,00
Usar	1@5,10@10 Rto @ 20 cm		

### 1.14.3.2. Diseño de viga VP-2(0,30m x 0,60m)

Figura 50 se identifica la viga principal 2 que es de 30 x 60 cm que se encuentra solo en el eje horizontal 3-3

**Figura 50**

*Identificación de viga VP-2 en planta*



### a. Diseño por flexión VP-2

Tabla 71 propiedades de los materiales de la viga que se extrajeron del software Etabs.

**Tabla 71**

*Propiedades de los materiales de la viga*

Story	Story4			Story4			Story4		
Label	B10	B10	B10	B11	B11	B11	B12	B12	B12
Section	VP : 30 X 60			VP : 30 X 60			VP : 30 X 60		
Location	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J
Station (m)		2,43	4,85	4,85	5,945	7,04	7,04	9,465	11,89
b (cm)	30	30	30	30	30	30	30	30	30
h (cm)	60	60	60	60	60	60	60	60	60
r (cm)	6	6	6	6	6	6	6	6	6
d (cm)	54	54	54	54	54	54	54	54	54
Fc (kg/cm <sup>2</sup> )	210	210	210	210	210	210	210	210	210
Fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Ø	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9

Tabla 72 vemos el acero calculado en la viga donde se extrajeron los momentos positivo y negativo del software etabs donde se esta determinando el acero positivo y negativo que tendrá la viga.

**Tabla 72**

*Acero calculado en la viga*

Label	B10	B10	B10	B11	B11	B11	B12	B12	B12
(-) Moment	-17,02	-2,81	-14,38	-11,35	-4,91	-10,91	-16,61	-3,62	-14,73
(+) Moment	5,99	8,20	8,30	8,51	3,81	8,53	7,79	7,34	8,47
P (%)	0,55%	0,09%	0,46%	0,36%	0,15%	0,34%	0,54%	0,11%	0,47%
b*d (cm <sup>2</sup> )	1620,00			1620,00			1620,00		
As Top (cm <sup>2</sup> )	8,92	1,39	7,45	5,81	2,45	5,57	8,69	1,80	7,64
P (%)	0,19%	0,26%	0,26%	0,27%	0,12%	0,27%	0,24%	0,23%	0,26%
As Bot (cm <sup>2</sup> )	3,00	4,14	4,20	4,30	1,89	4,31	3,93	3,69	4,28

Tabla 73 donde se calcula el acero mínimo y máximo que debe tener el acero calculado y analizando con la tabla 72 podemos darnos cuenta que esta dentro de lo calculado.

**Tabla 73***Acero mínimo y máximo de la viga*

Label	B10	B10	B10	B11	B11	B11	B12	B12	B12
P min (%)	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%
Asmin (cm <sup>2</sup> )		3,19			3,19			3,19	
P bal (%)	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%
Asmax (cm <sup>2</sup> )	18,81	18,81	18,81	18,81	18,81	18,81	18,81	18,81	18,81

Tabla 74 acero negativo colocado en la viga se puede apreciar el tipo de acero que se usará en la viga que es de 3/4".

**Tabla 74***Acero negativo colocado en la viga*

Label	B10	B10	B10	B11	B11	B11	B12	B12	B12
Db ( Φ)	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla( und)	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Db Φ)	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"
Nro varilla (und)	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As Top(cm <sup>2</sup> )	10,69	5,68	10,69	10,69	5,68	10,69	10,69	5,68	10,69
P colocada(%)	0,66%	0,35%	0,66%	0,66%	0,35%	0,66%	0,66%	0,35%	0,66%
(-) øMn(tn-m)	20,12	11,11	20,12	20,12	11,11	20,12	20,12	11,11	20,12

Tabla 75 acero positivo colocado en la viga se puede apreciar el tipo de acero que se usará en la viga que es de 3/4".

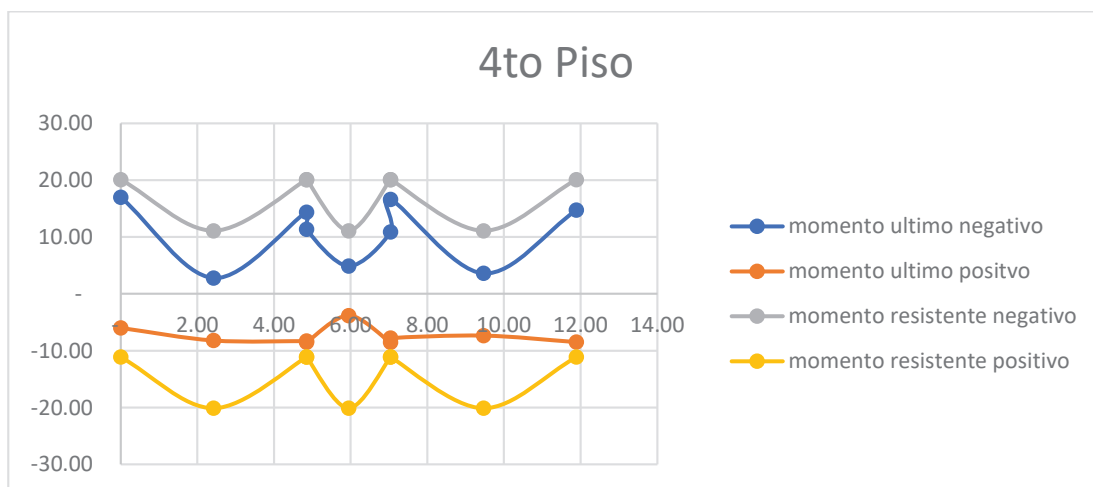
**Tabla 75***Acero positivo colocado en la viga*

Label	B10	B10	B10	B11	B11	B11	B12	B12	B12
Db ( Φ)	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"
Nro varilla	0	1	0	0	1	0	0	1	0
As bot	5,68	10,69	5,68	5,68	10,69	5,68	5,68	10,69	5,68
P colocada(%)	0,35%	0,66%	0,35%	0,35%	0,66%	0,35%	0,35%	0,66%	0,35%
(+) øMn	11,11	20,12	11,11	11,11	20,12	11,11	11,11	20,12	11,11

Figura 51 se observa el diagrama de momento de flectores últimos vs momentos resistente en la figura se puede apreciar el criterio que nos indica la norma de que el momento de diseño sea mayor o igual que el momento requerido, y como se muestra en la imagen se analiza tanto para el momento positivo como para el momento negativo, la línea de color plomo, naranja son los momentos de diseño y las líneas de color azul, rojo son los momentos requeridos, se puede concluir que si cumple este criterio de la norma E060 Concreto Armado.

**Figura 51**

*Diagrama de momentos flectores últimos vs momentos resistente*



#### b. Diseño por cortante VP-2

Tabla 76 nos muestra el cálculo de momento caso 1 ya que en la norma E060 concreto armado en el capítulo 21 ítem 21,4,3 nos indica que la viga se tiene que analizar en 2 tipos de caso y se elije el resultado mayor para realizar el diseño.

**Tabla 76**

*Cálculo de momento probable caso 1*

	As requerido			
As Top	$\Phi$	3/4"	3/4"	3/4"
	Nro varilla	2,00	2,00	2,00
	As(cm <sup>2</sup> )	5,68	5,68	5,68
	$\Phi$	1"	1"	1"
	Nro varilla	1,00	1,00	1,00
	As(cm <sup>2</sup> )	5,01	5,01	5,01
	AsTotal(cm <sup>2</sup> )	10,69	10,69	10,69

a	cm	8,38	8,38	8,38
(-) Mn	Tn-m	22,36	22,36	22,36
As Bot	$\Phi$	3/4"	3/4"	3/4"
	Nro varilla	2,00	2,00	2,00
	As(cm <sup>2</sup> )	5,68	5,68	5,68
	$\Phi$	1"	1"	1"
	Nro varilla	0,00	0,00	0,00
	As(cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00
	AsTotal(cm <sup>2</sup> )	5,68	5,68	5,68
a	cm	4,45	4,45	4,45
(+) Mn	Tn-m	12,35	12,35	12,35
Mprob (-)	Tn-m	22,36	22,36	22,36
Mprob (+)	Tn-m	12,35	12,35	12,35
Vp	Tn	8,95	19,81	8,95

Tabla 77 nos muestra el calculo de momento caso 2 ya que en la norma E060 concreto armado en el capitulo 21 item 21,4,3 nos indica que la viga se tiene que analizar en 2 tipos de caso y se elije el resultado mayor para realizar el diseño.

**Tabla 77**

*Cálculo de momento probable caso 2*

<b>As requerido</b>				
As bot	$\Phi$	3/4"	3/4"	3/4"
	Nro varilla	2,00	2,00	2,00
	As(cm <sup>2</sup> )	5,68	5,68	5,68
	$\Phi$	1"	1"	1"
	Nro varilla	0	0,00	0,00
	As(cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00
	AsTotal(cm <sup>2</sup> )	5,68	5,68	5,68
a	cm	4,45	4,45	4,45
(+) Mn	Tn-m	12,35	12,35	12,35
As top	$\Phi$	3/4"	3/4"	3/4"
	Nro varilla	2,00	2,00	2,00
	As(cm <sup>2</sup> )	5,68	5,68	5,68

	$\Phi$	1"	1"	1"
	Nro varilla	1,00	1,00	1,00
	As(cm <sup>2</sup> )	5,01	5,01	5,01
	AsTotal(cm <sup>2</sup> )	10,69	10,69	10,69
a	cm	8,38	8,38	8,38
(-) Mn	Tn-m	22,36	22,36	22,36
Mprob (-)	Tn-m	22,36	22,36	22,36
Mprob (+)	Tn-m	12,35	12,35	12,35
Vp	Tn	8,95	19,81	8,95

Tabla 78 cálculo de corte gravitacional donde se aprecia la carga muerta y carga viva y con estos datos se obtiene la cortante gravitacional que se obtiene multiplicando  $1,25 \times (w_m + w_l) \times \text{Longviga} / 2$

**Tabla 78**

*Cálculo de corte gravitacional*

	<b>B10</b>	<b>B11</b>	<b>B12</b>
Wm(tonf/m)	2,09	2,09	2,09
Wl(tonf/m)	1,11	1,11	1,11
Vg(Ton)	9,68	4,37	9,68

Tabla 79 cortante de diseño y acero transversal donde se obtiene que los estribos serán de 3/8" espaciados a 1@5, 12@10 Rto @ 25 cm.

**Tabla 79**

*Cortante de diseño y acero transversal*

	<b>B10</b>	<b>B11</b>	<b>B12</b>
Vu(Tn)	18,63	24,19	18,63
Vu/2(Tn)	9,32	12,09	0,00
Vn(Tn)	21,92	28,46	21,92
Vc(Tn)	12,44	0,00	0,00
Vs(Tn)	9,48	28,46	21,92
s(cm)	33,98	11,32	14,69
s1(cm)	13,50	13,50	13,50
s2(cm)	19,05	15,88	15,88

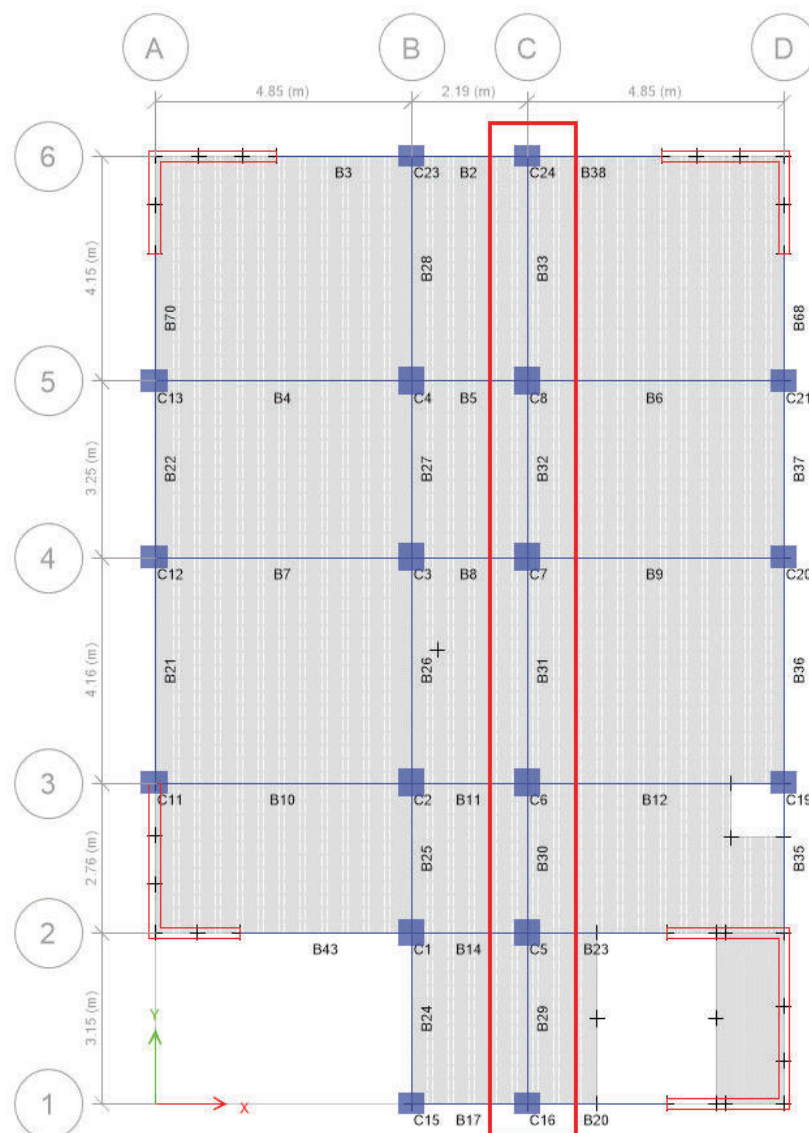
s3(cm)	22,86	22,86	22,86
s4(cm)	30,00	30,00	30,00
Sc(cm)	10,00	10,00	10,00
Zc(cm)	120,00	120,00	120,00
Snc(cm)	27,00	27,00	27,00
Usar	1@5,12@10 Rto @ 25 cm		

### 1.14.3.3. Diseño de columna VS-1(0,25m x 0,40m)

Figura 52 se identifica la viga secundaria que es de 25 x 40 cm que se encuentra en lo ejes verticales.

**Figura 52**

*Identificación de viga VS-1*





### a. Diseño por flexión VS-1

Tabla 80 propiedades de los materiales de la viga que se extrajeron del software Etabs.

**Tabla 80**

*Propiedades de los materiales de la viga VS-1*

<b>Story</b>	<b>Story4</b>			<b>Story4</b>			<b>Story4</b>		
Label	B29	B29	B29	B30	B30	B30	B31	B31	B31
Section	VS : 25 X 40			VS : 25 X 40			VS : 25 X 40		
Location	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J
Station (m)	0	1,575	3,15	3,15	4,53	5,91	5,91	7,99	10,07
b (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25
h (cm)	40	40	40	40	40	40	40	40	40
r (cm)	6	6	6	6	6	6	6	6	6
d (cm)	34	34	34	34	34	34	34	34	34
Fc (kg/cm <sup>2</sup> )	210	210	210	210	210	210	210	210	210
Fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
ø	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9

Tabla 81 continuacion de las propiedades de los materiales de la viga que se extrajeron del software Etabs.

**Tabla 81**

*Propiedades de los materiales de la viga VS-1*

<b>Story</b>	<b>Story4</b>			<b>Story4</b>		
Label	B32	B32	B32	B33	B33	B33
Section	VS : 25 X 40			VS : 25 X 40		
Location	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J
Station (m)	10,07	11,695	13,32	13,32	15,395	17,47
b (cm)	25	25	25	25	25	25
h (cm)	40	40	40	40	40	40
r (cm)	6	6	6	6	6	6
d (cm)	34	34	34	34	34	34
Fc (kg/cm <sup>2</sup> )	210	210	210	210	210	210
Fy (kg/cm <sup>2</sup> )	4200	4200	4200	4200	4200	4200
ø	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9

Tabla 82 vemos el acero calculado en la viga donde se extrajeron los momentos positivo y negativo del software etabs donde se esta determinando el acero positivo y negativo que tendrá la viga.

**Tabla 82**

*Acero calculado en la viga*

Label	B29	B29	B29	B30	B30	B30	B31	B31
(-) Moment	-5,52	-0,9916	-5,1666	-8,082	-2,8645	-6,3621	-7,4763	-1,9793
(+) Moment	4,16	1,7791	4,0039	5,6945	3,295	6,6772	4,4284	2,9523
P (%)	0,5%	0,09%	0,50%	0,82%	0,27%	0,63%	0,75%	0,19%
b*d (cm <sup>2</sup> )		850,00			850,00			850,00
As Top (cm <sup>2</sup> )	4,58	0,78	4,27	6,96	2,30	5,35	6,38	1,57
P (%)	0,40	0,17%	0,38%	0,56%	0,31%	0,66%	0,43%	0,28%
As Bot (cm <sup>2</sup> )	3,40	1,41	3,26	4,74	2,66	5,64	3,63	2,38

Tabla 83 vemos la continuación del acero calculado en la viga donde se extrajeron los momentos positivo y negativo del software etabs donde se esta determinando el acero positivo y negativo que tendrá la viga.

**Tabla 83**

*Acero calculado en la viga*

Label	B31	B32	B32	B32	B33	B33	B33
(-) Moment	-7,5824	-6,4696	-1,6086	-6,8334	-5,5806	-1,8588	-6,5676
(+) Moment	4,4086	5,6307	1,8637	5,4734	4,3457	2,5431	3,9587
P (%)	0,76%	0,64%	0,15%	0,68%	0,55%	0,17%	0,65%
b*d (cm <sup>2</sup> )	850,0		850,00			850,00	
As Top (cm <sup>2</sup> )	6,48	5,45	1,27	5,78	4,64	1,48	5,54
P (%)	0,42%	0,55%	0,17%	0,53%	0,42%	0,24%	0,38%
As Bot (cm <sup>2</sup> )	3,61	4,69	1,48	4,55	3,56	2,04	3,22

Tabla 84 donde se calcula el acero mínimo y máximo que debe tener el acero calculado y analizando con la tabla 82 podemos darnos cuenta que esta dentro de lo calculado.

**Tabla 84***Acero mínimo y máximo de la viga*

<b>Label</b>	<b>B29</b>	<b>B29</b>	<b>B29</b>	<b>B30</b>	<b>B30</b>	<b>B30</b>	<b>B31</b>	<b>B31</b>	<b>B31</b>
P min (%)	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%
Asmin (cm <sup>2</sup> )		2,05			2,05			2,05	
P bal (%)	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%
Asmax (cm <sup>2</sup> )	9,87	9,87	9,87	9,87	9,87	9,87	9,87	9,87	9,87

Tabla 85 continuación del cálculo del acero mínimo y máximo que debe tener el acero calculado y analizando con la tabla 83 podemos darnos cuenta que esta dentro de lo calculado.

**Tabla 85***Acero mínimo y máximo de la viga*

<b>Label</b>	<b>B32</b>	<b>B32</b>	<b>B32</b>	<b>B33</b>	<b>B33</b>	<b>B33</b>
P min (%)	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%	0,24%
Asmin (cm <sup>2</sup> )		2,05			2,05	
P bal (%)	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%	1,55%
Asmax (cm <sup>2</sup> )	9,87	9,87	9,87	9,87	9,87	9,87

Tabla 86 acero negativo colocado en la viga se puede apreciar el tipo de acero que se usará en la viga que es de 3/4".

**Tabla 86***Acero negativo colocado en la viga*

<b>Label</b>	<b>B29</b>	<b>B29</b>	<b>B29</b>	<b>B30</b>	<b>B30</b>	<b>B30</b>	<b>B31</b>	<b>B31</b>	<b>B31</b>
Db ( Φ)	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8
Nro varilla( und)	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Db Φ)	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2
Nro varilla( und)	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As Top(cm <sup>2</sup> )	5,25	3,98	5,25	5,25	3,98	5,25	5,25	3,98	5,25
P colocada(%)	0,62%	0,47%	0,62%	0,62%	0,47%	0,62%	0,62%	0,47%	0,62%
(-) øMn(tn-m)	6,26	4,83	6,26	6,26	4,83	6,26	6,26	4,83	6,26

Tabla 87 continuación del acero negativo colocado en la viga se puede apreciar el tipo de acero que se usará en la viga que es de 3/4".

**Tabla 87***Acero negativo colocado en la viga*

Label	B32	B32	B32	B33	B33	B33
Db ( $\Phi$ )	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8
Nro varilla( und)	2	2	2	2	2	2
Db $\Phi$ )	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2
Nro varilla (und)	1	0	1	1	0	1
As Top(cm <sup>2</sup> )	5,25	3,98	5,25	5,25	3,98	5,25
P colocada(%)	0,62%	0,47%	0,62%	0,62%	0,47%	0,62%
(-) $\sigma$ Mn(tn-m)	6,26	4,83	6,26	6,26	4,83	6,26

Tabla 88 acero positivo colocado en la viga se puede apreciar el tipo de acero que se usará en la viga que es de 3/4".

**Tabla 88***Acero positivo colocado en la viga*

Label	B29	B29	B29	B30	B30	B30	B31	B31	B31
Db ( $\Phi$ )	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8
Nro varilla	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2
Nro varilla	0	1	0	0	1	0	0	1	0
As bot	3,98	5,25	3,98	3,98	5,25	3,98	3,98	5,25	3,98
P colocada(%)	0,47%	0,62%	0,47%	0,47%	0,62%	0,47%	0,47%	0,62%	0,47%
(+) $\sigma$ Mn	4,83	6,26	4,83	4,83	6,26	4,83	4,83	6,26	4,83

Tabla 89 continuación del acero positivo colocado en la viga se puede apreciar el tipo de acero que se usará en la viga que es de 3/4".

**Tabla 89***Acero positivo colocado en la viga*

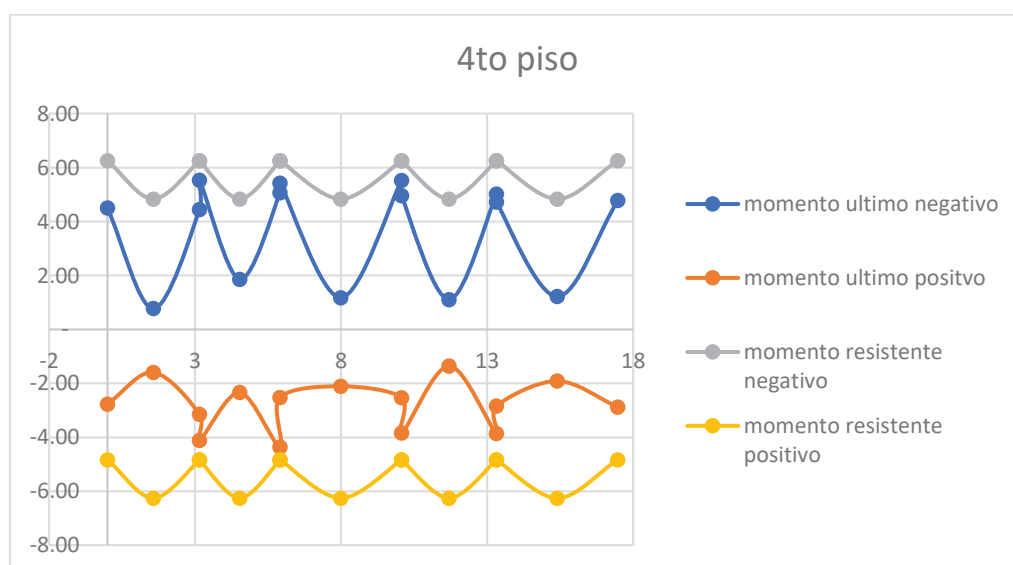
Label	B32	B32	B32	B33	B33	B33
Db ( $\Phi$ )	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8
Nro varilla	2	2	2	2	2	2
db	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2
Nro varilla	0	1	0	0	1	0
As bot	3,98	5,25	3,98	3,98	5,25	3,98

P colocada(%)	0,47%	0,62%	0,47%	0,47%	0,62%	0,47%
(+) $\phi$ Mn	4,83	6,26	4,83	4,83	6,26	4,83

Figura 53 se observa el diagrama de momento de flectores últimos vs momentos resistente en la figura se puede apreciar el criterio que nos indica la norma de que el momento de diseño sea mayor o igual que el momento requerido, y como se muestra en la imagen se analiza tanto para el momento positivo como para el momento negativo, la línea de color plomo, naranja son los momentos de diseño y las líneas de color azul, rojo son los momentos requeridos, se puede concluir que si cumple este criterio de la norma E060 Concreto Armado.

**Figura 53**

*Diagrama de momentos flectores últimos vs momentos resistente*



#### b. Diseño por cortante VS-1

Tabla 90 nos muestra el cálculo de momento caso 1 ya que en la norma E060 concreto armado en el capítulo 21 ítem 21,4,3 nos indica que la viga se tiene que analizar en 2 tipos de caso y se elije el resultado mayor para realizar el diseño.

**Tabla 90**

*Cálculo de momento probable caso 1*

As Top	$\Phi$	As requerido				
		5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"
Nro varilla		2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
As(cm <sup>2</sup> )		3,98	3,98	3,98	3,98	3,98

	$\Phi$	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"
	Nro varilla	1,00	1,00	1,00	1	1
	As(cm <sup>2</sup> )	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27
	AsTotal(cm <sup>2</sup> )	5,25	5,25	5,25	5,25	5,25
a	cm	4,94	4,94	4,94	4,94	4,94
(-) Mn	Tn-m	6,95	6,95	6,95	6,95	6,95
As Bot	$\Phi$	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"
	Nro varilla	2,00	2,00	2,00	2	2,00
	As(cm <sup>2</sup> )	3,98	3,98	3,98	3,98	3,98
	$\Phi$	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"
	Nro varilla	0,00	0,00	0,00	0	0
	As(cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00	0	0,00
	AsTotal(cm <sup>2</sup> )	3,98	3,98	3,98	3,98	3,98
a	cm	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
(+) Mn	Tn-m	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37
Mprob (-)	Tn-m	6,95	6,95	6,95	6,95	6,95
Mprob (+)	Tn-m	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37
Vp	Tn	4,97	5,58	3,70	4,74	3,67

Tabla 91 nos muestra el calculo de momento caso 2 ya que en la norma E060 concreto armado en el capitulo 21 item 21,4,3 nos indica que la viga se tiene que analizar en 2 tipos de caso y se elije el resultado mayor para realizar el diseño.

**Tabla 91**

*Cálculo de momento probable caso 2*

		<b>As requerido</b>				
As bot	$\Phi$	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"
	Nro varilla	2,00	2,00	2,00	2	2,00
	As(cm <sup>2</sup> )	3,98	3,98	3,98	3,98	3,98
	$\Phi$	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"
	Nro varilla	0,00	0,00	0,00	0	0
	As(cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00		0,00
	AsTotal(cm <sup>2</sup> )	3,98	3,98	3,98	3,98	3,98
a	cm	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
(+) Mn	Tn-m	5,37	5,37	5,37	5,37	5,37

As top	Φ	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"
	Nro varilla	2,00	2,00	2,00	2	2,00
	As(cm <sup>2</sup> )	3,98	3,98	3,98	3,98	3,98
	Φ	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"
	Nro varilla	1,00	1,00	1,00	1	1
	As(cm <sup>2</sup> )	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27
	AsTotal(cm <sup>2</sup> )	5,25	5,25	5,25	5,25	5,25
a	cm	4,94	4,94	4,94	4,94	4,94
(-) Mn	Tn-m	6,95	6,95	6,95	6,95	6,95
Mprob						
(-)	Tn-m	6,95	6,95	6,95	6,95	5,37
Mprob						
(+)	Tn-m	5,37	5,37	5,37	5,37	6,95
Vp	Tn	4,97	5,58	3,70	4,74	3,67

Tabla 92 cálculo de corte gravitacional donde se aprecia la carga muerta y carga viva y con estos datos se obtiene la cortante gravitacional que se obtiene multiplicando  $1,25 \times (w_m + w_l) \times \text{Longviga} / 2$

**Tabla 92**

*Cálculo de corte gravitacional*

	<b>B29</b>	<b>B30</b>	<b>B31</b>	<b>B32</b>	<b>B33</b>
Wm(tonf/m)	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09
Wl(tonf/m)	1,11	1,11	1,11	1,11	1,11
Vg(Ton)	6,19	5,51	8,31	6,49	8,39

Tabla 93 cortante de diseño y acero transversal donde se obtiene que los estribos serán de 3/8" espaciados a 1@5,8@10 Rto @ 17 cm.

**Tabla 93**

*Cortante de diseño y acero transversal*

	<b>B29</b>	<b>B30</b>	<b>B31</b>	<b>B32</b>	<b>B33</b>
Vu(Tn)	11,16	11,09	12,01	11,23	12,05
Vu/2(Tn)	5,58	5,55	6,00	5,61	6,03
Vn(Tn)	13,13	13,05	14,13	13,21	14,18

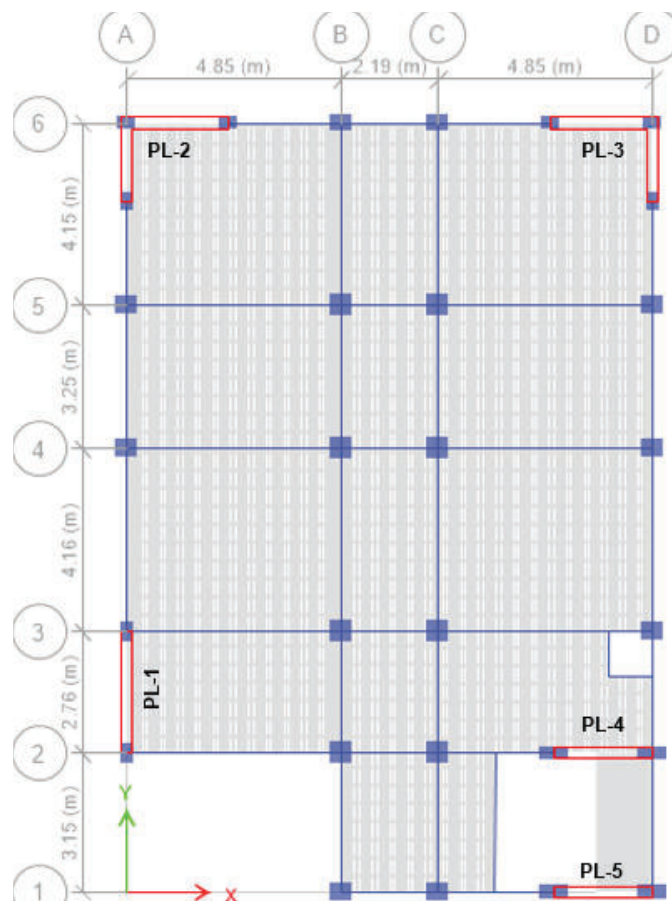
Vc(Tn)	6,53	0,00	6,53	6,53	6,53
Vs(Tn)	6,60	13,05	7,60	6,68	7,65
s(cm)	30,72	15,54	26,68	30,34	26,50
s1(cm)	8,50	8,50	8,50	8,50	8,50
s2(cm)	19,05	15,88	15,88	15,875	15,88
s3(cm)	22,86	22,86	22,86	22,86	22,86
s4(cm)	30,00	30,00	30,00	30	30,00
Sc(cm)	8,50	8,50	8,50	8,50	8,50
Zc(cm)	80,00	80,00	80,00	80	80,00
Snc(cm)	17,00	17,00	17,00	17	17,00
Usar	1@5,8@10 Rto @ 17				

#### 1.14.4. Diseño de placas

Figura 54 se muestra la distribución en planta de los tipos de placas que tiene la edificación.

**Figura 54**

*Distribución de placas en planta*





### 1.14.4.1. Diseño de placa PL-1

#### a. Diseño de muro de corte

$$A_{s \text{ ext}} = \frac{\frac{M_u}{\phi * f_y * d} - \rho * b_w * L_w}{2}$$

Tabla 94 cálculo de acero de refuerzo probable en el elemento de muro de corte que se esta evaluando si la placa necesita este muro de corte.

**Tabla 94**

*Cálculo de acero de refuerzo probable en el elemento*

Descripción	Momento +	Momento -
Momento flector actuante en el elemento : Mu (tonf-m)	706,77	694,04
Cortante actuante en el elemento : Vu (tonf)	101,35	105,47
Fluencia del Acero : fy (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
Espesor del muro: bw (cm)	25	25
Longitud del muro : lw (cm)	276,00	276,00
Peralte efectivo del muro : d = 0,8 lw (m)	220,80	220,80
Cuantía mínima en el alma: ρ,mín	0,0025	0,0025
Acero mínimo requerido en el alma : As, requerido (cm <sup>2</sup> )	17,25	17,25
Refuerzo en el alma distribuido; 2 Ø 3/8" @ 20 cm	1,42	1,42
Acero colocado en el alma : As, colocado (cm <sup>2</sup> ) = Av * Lw / S	19,60	19,60
Acero exterior en elemento (cm <sup>2</sup> )	32,54	31,78
Acero exterior colocado en elemento (cm <sup>2</sup> )	39,90	39,90

$$C = \frac{P_u + (A_s)(f_y) + (\rho l)(t_w)(l_w)(f_y) - (A's)(f_y)}{0,85(f'c)(t_w)\beta + 2(\rho l)(t_w)(f_y)}$$

Tabla 95 cálculo de la profundidad al eje neutro "C" asociado al momento nominal máximo

**Tabla 95**

*Cálculo de la profundidad al eje neutro "C" asociado al Mn max*

Descripción	Momento +	Momento -
Resistencia a la compresión del concreto: f'c (kgf/cm <sup>2</sup> )	210	210
Factor de relación "β1" = c/a	0,85	0,85

Espesor del muro: $b_w$ (cm)	25	25
Longitud del muro : $L_w$ (cm)	276	276
Carga axial en el muro: $P$ (kgf)	203160	203160
Acero en tracción en el muro ( $cm^2$ )	39,90	39,90
Acero en compresión en el muro ( $cm^2$ )	39,90	39,90
Cuantía en el alma colocado: $\rho_l = A_v / (S * b_w)$	0,00284	0,00284
Mayor profundidad del eje neutro $C$ (cm) asociado al $M_n$ max.	65,03	65,03

Tabla 96 parámetros para diseño de elementos de borde que se usara para poder verificar si necesita este muro de corte.

**Tabla 96**

*Parámetros para diseño de elementos de borde*

Parametros	Medidas
Tenemos como espesor mínimo del alma del muro	15 cm
Tenemos como recubrimiento mínimo	2,5 cm
Tenemos como recubrimiento mínimo en contacto con el suelo	4 a 5 cm

Se realiza la verificación de la necesidad de tener elementos de bordes si es que la mayor profundidad del eje neutro "C" asociado al Momento nominal máximo resultante del combo de diseño cumple la siguiente expresión, que van desde la base hasta la parte superior de la estructura:

$$C \geq \frac{L_w}{600 \left( \frac{\sigma_u}{h_w} \right)}; \left( \frac{\sigma_u}{h_w} \right) \geq 0,005$$

Tabla 97 verificación de la necesidad de tener elementos de borde de la placa 1

**Tabla 97**

*Verificación de la necesidad de tener elementos de borde*

Descripción	Momento +	Momento -
Espesor del muro: "bw" (cm)	25	25
Longitud del muro : "Lw" (cm)	276	276
Altura del muro : "hw" (m)	18,20	18,20
Mayor profundidad del eje neutro "C" asociado al $M_n$ max.	65,03	65,03

Desplazamiento lateral máxima inelástica producido por el sismo $\delta u$ (m)	0,08	0,08
Calculamos $Lw / (600 (\delta u / hw))$ ;	Obs: $(\delta u / hw) = 0,005$	61,33
Verificación si $C \geq Lw / (600 (\delta u / hw))$	Si	Si

Tabla 98 zona de confinamiento mínima que se debe tener la placa1

**Tabla 98**

*Zona de confinamiento mínima*

Descripción	Medidas
Hasta una longitud: $Lw$	2,76 m
Hasta una Longitud $4 Vu/Mu$	0,60 m

Tabla 99 determinación de dimensiones del miembro de borde basado en E060 y aplicación ACI 318-19

**Tabla 99**

*Determinación de dimensiones del miembro de borde*

Dimensiones de borde	
Normativa E.060	
$n \geq C - 0,1 Lw$	$n \geq 37,43$ cm
$n \geq C/2$	$n \geq 32,52$ cm
Simplificaciones ACI 318-19	
$n \geq 0,1 Lw$	$n \geq 27,60$ cm
$n \geq 0,15 Lw$	$n \geq 41,40$ cm
$n \geq 2 bw$	$n \geq 50,00$ cm

Se recomienda usar  $n \geq 0,1 Lw$  y  $n \geq 0,15 Lw$  para muros con longitud superior a 4,00m o 150". En cuanto al espesor del elemento de borde, la norma ACI 318-19 establece si  $C/Lw \geq 3/8$  ( $0,375 \geq 0,375$ ); entonces se tomará mínimamente el espesor del miembro de borde igual a 30 cm. Tomaremos un  $n=45,00$  cm y  $be= 30$  cm.

$$sh = 0,09 * \frac{s * bc * f'c}{fyh}$$

Tabla 100 determinación de refuerzo por cortante del miembro de borde calculando en base al artículo 21,6,4,1 y también específica ACI (18.10.6.4)

**Tabla 100**

*Determinación de refuerzo por cortante del miembro de borde*

Descripción	Eje 2	Eje 3
Resistencia a la compresión del concreto: $f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	210	210
Fluencia del Acero trasnversal : $f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
separación de estribos: S (cm)	10,00	10,00
Longitud perpendicular normal al refuerzo con área $A_{sh}$ : bc (cm)	24,00	101,50
Área de acero de refuerzo necesaria por corte en el miembro de borde $A_{sh}$ (cm <sup>2</sup> )	1,08	4,57
Usamos acero de 1 Ø 3/8, la cantidad de hilos (grapas y estribo) necesario será:	1,52	6,43

El valor de S en miembros de borde es calculado según E.060 (Art. 21,9,7,6 (c) y (e)) Tenemos que B es el lado menor en un miembro de borde, entonces:

Tabla 101 miembro de borde donde se puede calcular la separación de los estribos de estos muros de corte

**Tabla 101**

*Miembros de borde*

descripcion	
B/3	10 cm
6db long	10 cm
10 cm	10 cm
B	30 cm
10 db long	16 cm
25 cm	25 cm

Se utilizara para elementos de borde de 3/8" con una separación de estribos de 5@10 cm, R@ 25 cm.

## b. Diseño por flexocompresión

Figura 55 se puede apreciar la placa 1 que se está diseñando con los muros de corte a los extremos ya que en el anterior análisis se determinó que si debe tener estos elementos.

**Figura 55**

Placa PL-1

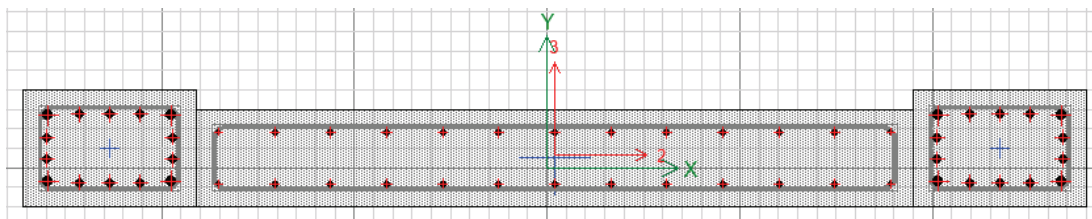


Tabla 102 resistencia requerida que se extrajo del software Etabs.

**Tabla 102**

*Determinación de la resistencia requerida  $R_u$*

Carga	P	V2	V3	T	M2	M3
CM	-110,6	-1,6	1,0	0,4	0,9	4,4
CV	-21,1	-0,5	0,4	0,2	0,3	2,5
SX	38,5	22,5	2,5	0,5	5,2	189,5
SY	29,3	102,8	0,6	0,7	1,1	698,0

Tabla 103 combinación de la resistencia requerida en el sismo X que posteriormente se verificará en un diagrama.

**Tabla 103**

*Combinaciones de diseño en el sismo X*

Sismo XX	Combinaciones $R_u$		
	P	M2	M3
U1	190,7	1,8	10,5
U2	203,2	6,7	198,3
U3	126,1	-3,8	-180,8
U4	138,1	6,0	193,5
U5	61,0	-4,5	-185,5
U6	203,2	-6,7	-198,3
U7	126,1	3,8	180,8

U8	138,1	-6,0	-193,5
U9	61,0	4,5	185,5

Figura 56 donde se puede verificar la resistencia al sismo en dirección X que en este caso la figura exterior es la resistencia de diseño y los puntos que se encuentran en la parte interna es la resistencia requerida donde se puede determinar que si cumple el primer requerimiento de la norma E060 concreto armado.

**Figura 56**

*Verificación de resistencia al sismo en dirección X-X*

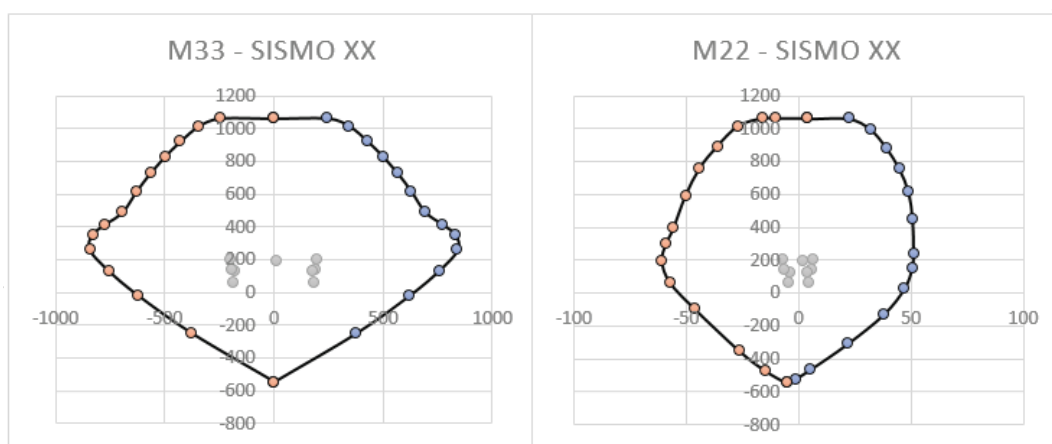


Tabla 104 combinación de la resistencia requerida en el sismo Y que posteriormente se verificará en un diagrama.

**Tabla 104**

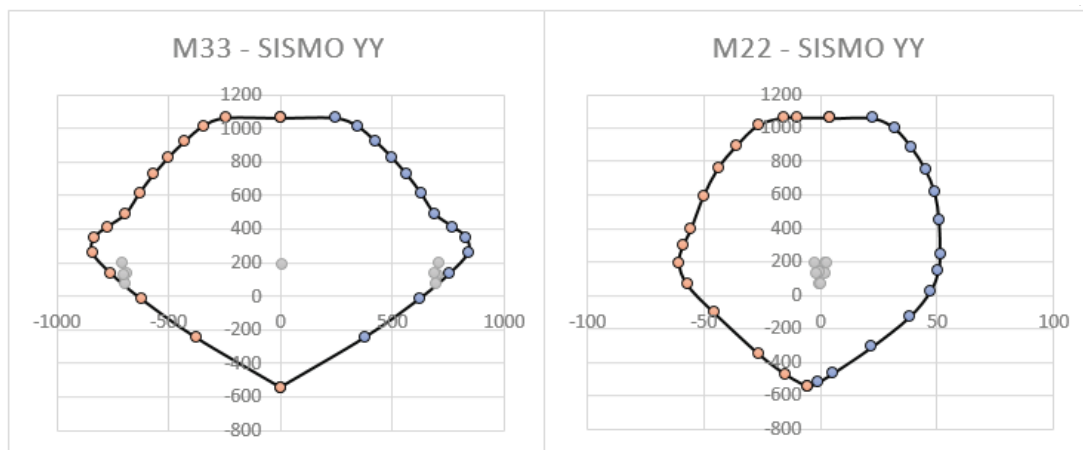
*Combinaciones de diseño en el sismo Y*

Sismo YY	Combinaciones Ru		
	P	M2	M3
U1	190,7	1,8	10,5
U2	193,9	2,6	706,8
U3	135,4	0,4	-689,3
U4	128,8	1,9	702,0
U5	70,3	-0,3	-694,0
U6	193,9	-2,6	-706,8
U7	135,4	-0,4	689,3
U8	128,8	-1,9	-702,0
U9	70,3	0,3	694,0

Figura 57 donde se puede verificar la resistencia al sismo en dirección Y que en este caso la figura exterior es la resistencia de diseño y los puntos que se encuentran en la parte interna es la resistencia requerida donde se puede determinar que si cumple el primer requerimiento de la norma E060 concreto armado.

**Figura 57**

Verificación de resistencia al sismo en dirección Y-Y



### c. Diseño por cortante

Los valores de P, V2, M3, V3, M2 se toman los valores absolutos. Para el diseño por corte se toma la cortante mas grande de V2 y V3,

Tabla 105 combinación de sismo en X ( u1 al u5) y Y (u6 al u9) donde se escoje la cortante 2 mayor que en este caso es 105,5 donde se usara para la determinación del momento nominal la fuerza axial de 135,4 y el momento de 689,3

**Tabla 105**

Combinaciones de sismo en X y Y

<b>1ro</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
U1	190,7	-3,1	2,0	1,8	10,5
U2	203,2	19,9	4,2	6,7	198,3
U3	126,1	-25,2	-0,7	-3,8	-180,8
U4	138,1	21,0	3,4	6,0	193,5
U5	61,0	-24,0	-1,6	-4,5	-185,5
U6	193,9	100,2	2,3	2,6	706,8
U7	135,4	-105,5	1,1	0,4	-689,3

U8	128,8	101,3	1,5	1,9	702,0
U9	70,3	-104,3	0,3	-0,3	-694,0

Figura 58 se puede apreciar el diagrama de momento nominal donde se hará una línea vertical y horizontal para determinar el momento nominal.

**Figura 58**

*Diagrama de momento en dirección 2-2*

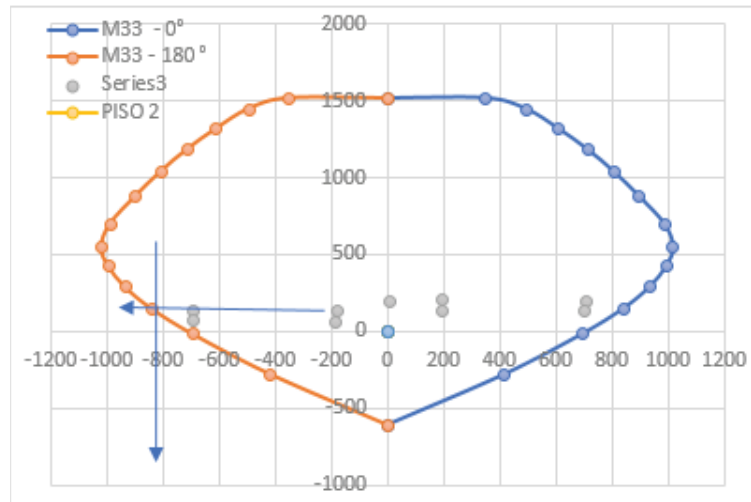


Figura 59 diagrama de momento nominal en dirección 3-3 que no se empleó para determinar el momento nominal que se empleará para el diseño de la placa 1

**Figura 59**

*Diagrama de momento nominal en dirección 3-3*

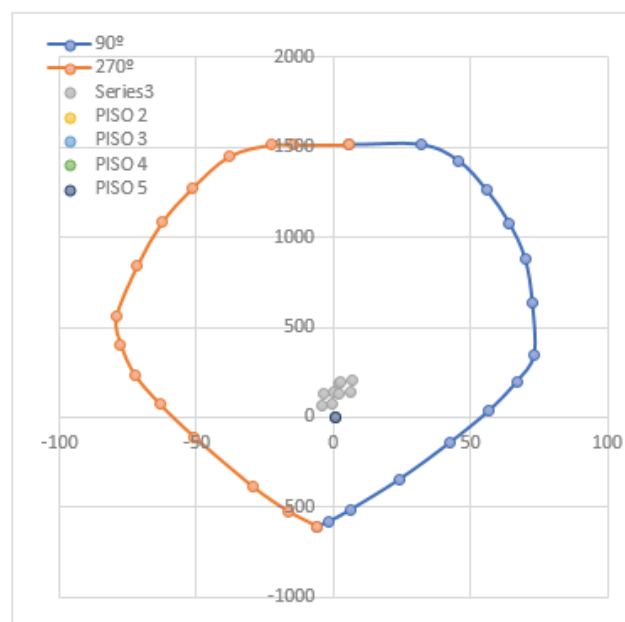




Tabla 106 se verifica  $V_{smax} \leq V_s$  donde si cumple esta criterio en el caso que no cumpliera habria que cambiar el diámetro del acero o aumentar la longitud de la placa.

**Tabla 106**

*Determinación del aporte el concreto y aporte del acero a corte*

Vc (Ton)	hw/Lw	$\alpha_c$	Vc MAX	Vc	Vs (Ton)	Vs max (Ton)	$\zeta$ Vs max ?
42,40	6,59	0,53	42,40	42,40	109,04	168,0	cumple!

Tabla 107 determinación de la cuantia horizontal y vertical de la placa 1

**Tabla 107**

*Determinación de la cuantia horizontal y vertical*

PISO	N° Capas	Vu	$0,27 \sqrt{f_c} \cdot A_{cv}$
1	2	128,7	21,60

Se considera dos capas cuando: el espesor es mayor o igual a 20 cm, si Vu es mayor a 0,53 por raíz de f'c por Acv.

Tabla 108 diseño del acero de refuerzo distribuido horizontal de la placa 1

**Tabla 108**

*Diseño del acero de refuerzo distribuido horizontal*

ph	Vs	AREA (cm <sup>2</sup> )	As Col	As Requer.	$\Phi$	S
0,0047	109,04	2 $\Phi$ 1/2"	1,29	2,58	11,76	2 $\Phi$ 1/2" @ 0,15

Tabla 109 diseño del acero de refuerzo distribuido vertical donde acero horizontal y vertical estará distribuido a 15 cm

**Tabla 109**

*Diseño del acero de refuerzo distribuido vertical*

Vn real	Vn max	$\zeta$ Vn max?	pv	Vs, v final	AREA (cm <sup>2</sup> )	As Col	As Requer.	$\Phi$	S
151,4	208,0	cumple!	0,0025	57,96	2 $\Phi$ 1/2"	1,29	2,58	6,25	2 $\Phi$ 1/2" @ 0,15

Se considera dos capas de fierro de 1/2" distribuido a 15 cm horizontalmente y vertical para e diseño de la placa PL-1 y para los miembros de borde de 45cm x30

cm con 4 fierros de 1" y 10 de 3/4" con estribos de 3/8" con una separación de 5@10 cm, R@ 15 cm.

#### 1.14.4.2. Diseño de placa PL-2 y PL-3

##### a. Diseño de muro de corte

$$A_{s \text{ ext}} = \frac{\frac{M_u}{\phi * f_y * d} - \rho * b_w * L_w}{2}$$

Tabla 110 cálculo de acero de refuerzo probable en el elemento de muro de corte que se esta evaluando si la placa necesita este muro de corte.

**Tabla 110**

*Cálculo de acero de refuerzo probable en el elemento*

Descripción	Momento +	Momento -
Momento flector actuante en el elemento : Mu (tonf-m)	423,70	414,90
Cortante actuante en el elemento : Vu (tonf)	63,23	61,38
Fluencia del Acero : fy (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
Espesor del muro: bw (cm)	25	25
Longitud del muro : lw (cm)	242,50	242,50
Peralte efectivo del muro : d = 0,8 lw (m)	194,00	194,00
Cuantía mínima en el alma: ρ,mín	0,0025	0,0025
Acero mínimo requerido en el alma : As, requerido (cm <sup>2</sup> )	15,16	15,16
Refuerzo en el alma distribuido; 3/8" @ 20 cm	1,42	1,42
Acero colocado en el alma : As, colocado (cm <sup>2</sup> ) = Av * Lw / S	22,96	22,96
Acero exterior en elemento (cm <sup>2</sup> )	17,41	16,81
Acero exterior colocado en elemento (cm <sup>2</sup> )	20,00	20,00

$$C = \frac{P_u + (A_s)(f_y) + (\rho l)(t_w)(l_w)(f_y) - (A's)(f_y)}{0,85(f'c)(t_w)\beta + 2(\rho l)(t_w)(f_y)}$$

Tabla 111 cálculo de la profundidad al eje neutro "C" asociado al momento nominal máximo

**Tabla 111**Cálculo de la profundidad al eje neutro "C" asociado al  $M_n$  max

Descripción	Momento +	Momento -
Resistencia a la compresión del concreto: $f_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	210	210
Factor de relación " $\beta_1$ " = $c/a$	0,85	0,85
Espesor del muro: $b_w$ (cm)	25	25
Longitud del muro : $L_w$ (cm)	243	243
Carga axial en el muro: $P$ (kgf)	227180	227180
Acero en tracción en el muro (cm <sup>2</sup> )	20,00	20,00
Acero en compresión en el muro (cm <sup>2</sup> )	20,00	20,00
Cuantía en el alma colocado: $\rho_l = A_v / (S * b_w)$	0,00379	0,00379
Mayor profundidad del eje neutro C (cm) asociado al $M_n$ max.	70,53	70,53

Tabla 112 parámetros para diseño de elementos de borde que se usara para poder verificar si necesita este muro de corte.

**Tabla 112**

Parámetros para diseño de elementos de borde

Parametros	Medidas
Tenemos como espesor mínimo del alma del muro	15 cm
Tenemos como recubrimiento mínimo	2,5 cm
Tenemos como recubrimiento mínimo en contacto con el suelo	4 a 5 cm

Se realiza la verificación de la necesidad de tener elementos de bordes si es que la mayor profundidad del eje neutro "C" asociado al Momento nominal máximo resultante del combo de diseño cumple la siguiente expresión, que van desde la base hasta la parte superior de la estructura:

$$C \geq \frac{L_w}{600 \left( \frac{\sigma_u}{h_w} \right)}; \left( \frac{\sigma_u}{h_w} \right) \geq 0,005$$

Tabla 113 verificación de la necesidad de tener elementos de borde de la placa 2, placa 3

**Tabla 113***Verificación de la necesidad de tener elementos de borde*

<b>Descripción</b>	<b>Moment. +</b>	<b>Moment. -</b>
Espesor del muro: "bw" (cm)	25	25
Longitud del muro : "Lw" (cm)	243	243
Altura del muro : "hw" (m)	18,20	18,20
Mayor profundidad del eje neutro "C" asociado al Mn max.	70,53	70,53
Desplazamiento lateral máxima inelástica producido por el sismo $\delta u$ (m)	0,07	0,07
Calculamos $Lw / (600 (\delta u / hw))$ ;	53,89	53,89
Verificación si $C \geq Lw / (600 (\delta u / hw))$	Si	Si

Tabla 114 zona de confinamiento mínima que se debe tener la placa2, placa 3

**Tabla 114***Zona de confinamiento mínima*

<b>Descripcion</b>	<b>Medidas</b>	
Hasta una longitud: Lw	2,43	m
Hasta una Longitud $4 Vu/Mu$	0,60	m

Tabla 115 determinación de dimensiones del miembro de borde basado en E060 y aplicación ACI 318-19

**Tabla 115***Determinación de dimensiones del miembro de borde*

<b>Dimensiones de borde</b>		
Normativa E.060		
$n \geq C - 0,1 Lw$	$n \geq$	46,28 cm
$n \geq C/2$	$n \geq$	35,26 cm
Simplificaciones ACI 318-19		
$n \geq 0,1 Lw$	$n \geq$	24,25 cm
$n \geq 0,15 Lw$	$n \geq$	36,38 cm
$n \geq 2 bw$	$n \geq$	50,00 cm

Se recomienda usar  $n \geq 0,1 L_w$  y  $n \geq 0,15 L_w$  para muros con longitud superior a 4,00m o 150". En cuanto al espesor del elemento de borde, la norma ACI 318-19 establece si  $C/L_w \geq 3/8$  ( $0,291 \geq 0,375$ ); entonces se tomará mínimamente el espesor del miembro de borde igual a 30 cm. Tomaremos un  $n=40,00$  cm y  $b_e=30$  cm.

$$s_h = 0,09 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_y h}$$

Tabla 116 determinación de refuerzo por cortante del miembro de borde calculando en base al artículo 21,6,4,1 y también especifica ACI (18.10.6.4)

**Tabla 116**

*Determinación de refuerzo por cortante del miembro de borde*

Descripción	Eje 2	Eje 3
Resistencia a la compresión del concreto: $f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	210	210
Fluencia del Acero trasnversal : $f_y h$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
separación de estribos: S (cm)	10,00	10,00
Longitud perpendicular normal al refuerzo con área $A_{sh}$ : $b_c$ (cm)	24,00	101,50
Área de acero de refuerzo necesaria por corte en el miembro de borde $A_{sh}$ (cm <sup>2</sup> )	1,08	4,57
Usamos acero de 1 Ø 3/8, la cantidad de hilos (grapados y estribo) necesario será:	1,52	6,43

El valor de S en miembros de borde es calculado según E.060 (Art. 21,9,7,6 (c) y (e)) Tenemos que B es el lado menor en un miembro de borde, entonces:

Tabla 117 miembro de borde donde se puede calcular la separación de los estribos de estos muros de corte

**Tabla 117**

*Miembros de borde*

descripción	
B/3	10 cm
6db long	10 cm
10 cm	10 cm
B	30 cm
10 db long	16 cm
25 cm	25 cm

Se utilizara para elementos de borde de 3/8" con una separacion de estribos de 5@10 cm, R@ 15 cm.

### b. Diseño por flexocompresión

Figura 60 se puede apreciar la placa 2, placa 3 que se esta diseñando con los muros de corte a los extremos ya que en el anterior análisis se determinó que si debe tener estos elementos.

**Figura 60**

Placa PL-2 y PL-3

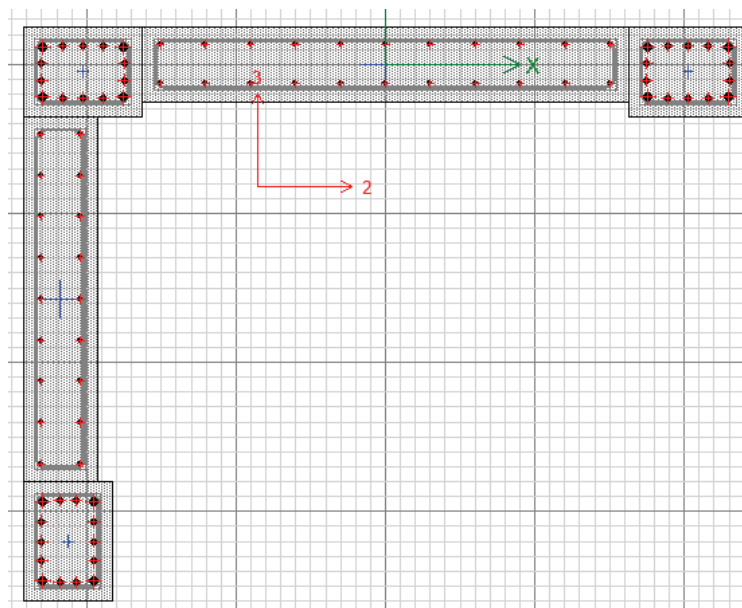


Tabla 118 resistencia requerida que se extrajo del software Etabs.

**Tabla 118**

*Determinación de la resistencia requerida  $R_u$*

Carga	P	V2	V3	T	M2	M3
CM	-109,9	-0,8	0,7	0,5	3,0	1,4
CV	-19,1	-0,4	0,3	0,4	1,9	1,1
SX	65,9	59,5	13,1	32,2	121,2	387,8
SY	61,4	14,1	62,0	46,4	417,6	208,8

Tabla 119 combinación de la resistencia requerida en el sismo X que posteriormente se verificará en un diagrama.

**Tabla 119***Combinaciones de diseño en el sismo X*

<b>Sismo XX</b>	<b>Combinaciones Ru</b>		
	<i>P</i>	<i>M2</i>	<i>M3</i>
<i>U1</i>	186,4	7,4	3,8
<i>U2</i>	227,2	127,3	390,9
<i>U3</i>	95,4	-115,1	-384,7
<i>U4</i>	164,8	123,9	389,1
<i>U5</i>	33,0	-118,5	-386,5
<i>U6</i>	227,2	-127,3	-390,9
<i>U7</i>	95,4	115,1	384,7
<i>U8</i>	164,8	-123,9	-389,1
<i>U9</i>	33,0	118,5	386,5

Figura 61 donde se puede verificar la resistencia al sismo en dirección X que en este caso la figura exterior es la resistencia de diseño y los puntos que se encuentran en la parte interna es la resistencia requerida donde se puede determinar que si cumple el primer requerimiento de la norma E060 concreto armado.

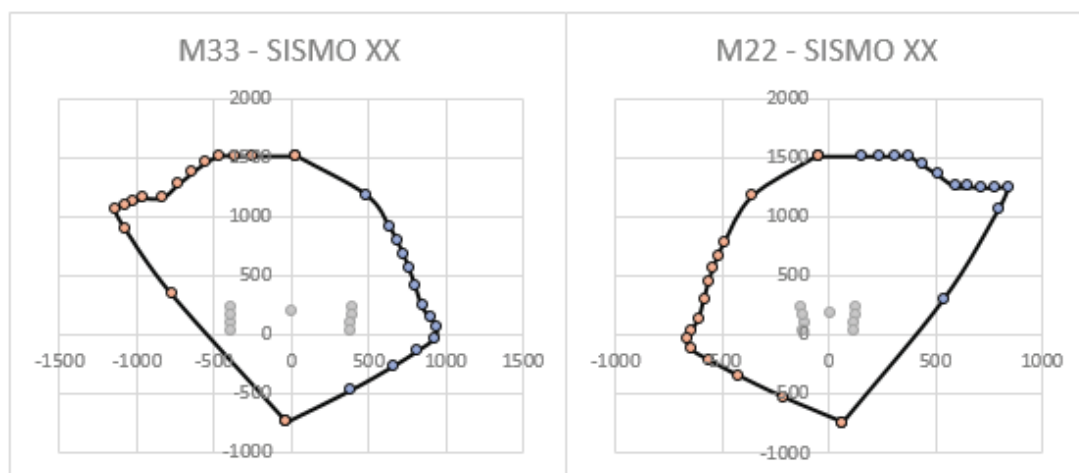
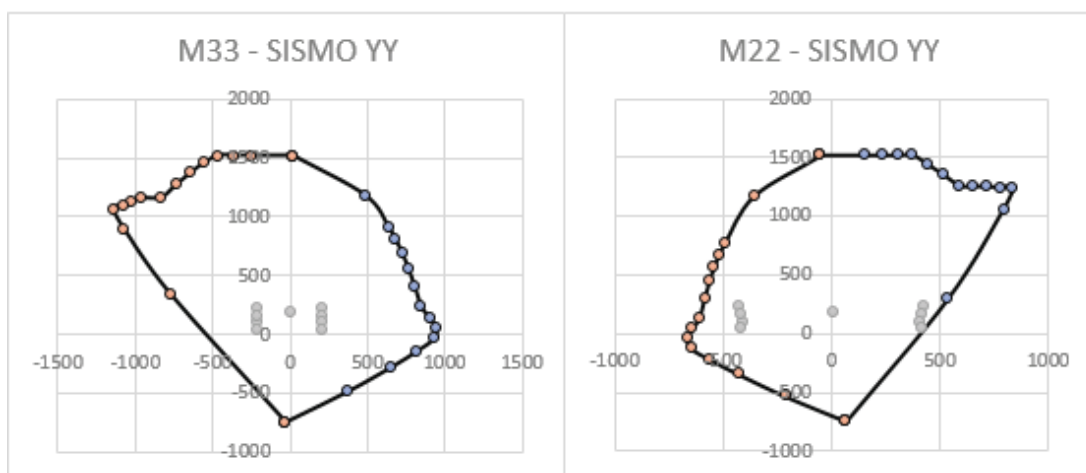
**Figura 61***Verificación de resistencia al sismo en dirección X-X*

Tabla 120 combinación de la resistencia requerida en el sismo Y que posteriormente se verificará en un diagrama.

**Tabla 120***Combinaciones de diseño en el sismo Y*

<b>Sismo YY</b>	<b>Combinaciones Ru</b>		
	<i>P</i>	<i>M2</i>	<i>M3</i>
<i>U1</i>	186,4	7,4	3,8
<i>U2</i>	222,7	423,7	211,9
<i>U3</i>	99,8	-411,5	-205,7
<i>U4</i>	160,4	420,3	210,1
<i>U5</i>	37,5	-414,9	-207,6
<i>U6</i>	222,7	-423,7	-211,9
<i>U7</i>	99,8	411,5	205,7
<i>U8</i>	160,4	-420,3	-210,1
<i>U9</i>	37,5	414,9	207,6

Figura 62 donde se puede verificar la resistencia al sismo en dirección Y que en este caso la figura exterior es la resistencia de diseño y los puntos que se encuentran en la parte interna es la resistencia requerida donde se puede determinar que si cumple el primer requerimiento de la norma E060 concreto armado.

**Figura 62***Verificación de resistencia al sismo en dirección Y-Y*

### c. Diseño por cortante

Los valores de  $P$ ,  $V2$ ,  $M3$ ,  $V3$ ,  $M2$  se toman los valores absolutos. Para el diseño por corte se toma la cortante mas grande de  $V2$  y  $V3$ ,



Tabla 121 combinacion de sismo en X ( u1 al u5) y Y (u6 al u9) donde se escoje la cortante 3 mayor que en este caso es 63,2 donde se usara para la determinación del momento nominal la fuerza axial de 222,7 y el momento de 423,7

**Tabla 121**

*Combinaciones de sismo en X y Y*

<b>1ro</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
U1	186,4	-1,8	1,5	7,4	3,8
U2	227,2	58,0	14,3	127,3	390,9
U3	95,4	-61,0	-11,9	-115,1	-384,7
U4	164,8	58,8	13,7	123,9	389,1
U5	33,0	-60,3	-12,5	-118,5	-386,5
U6	222,7	12,6	63,2	423,7	211,9
U7	99,8	-15,6	-60,8	-411,5	-205,7
U8	160,4	13,3	62,6	420,3	210,1
U9	37,5	-14,8	-61,4	-414,9	-207,6

Figura 63 diagrama de momento nominal en dirección 2-2 que no se empleo para determinar el momento nominal que se empleará para el diseño de la placa 2, placa 3

**Figura 63**

*Diagrama de momento en dirección 2-2*

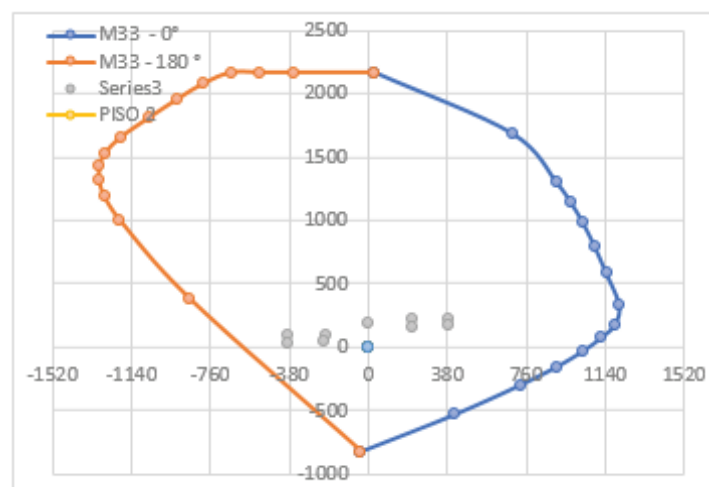


Figura 64 se puede apreciar el diagrama de momento nominal donde se hará una línea vertical y horizontal para determinar el momento nominal.

**Figura 64**

Diagrama de momento nominal en dirección 3-3

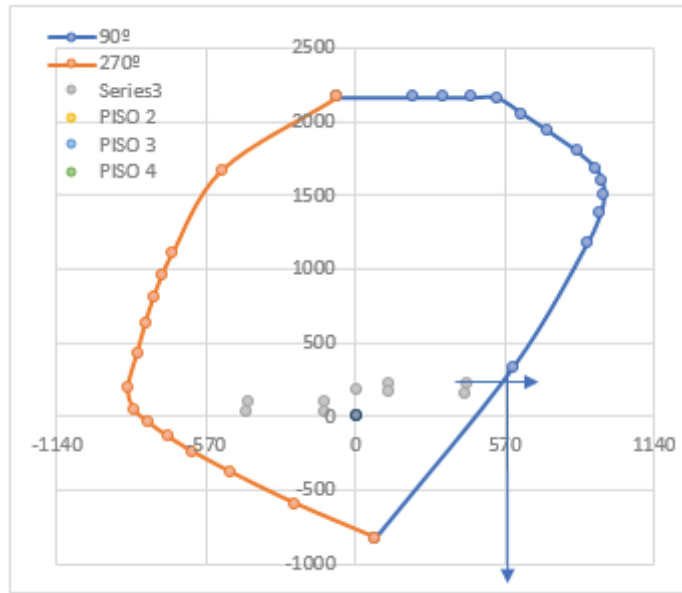


Tabla 122 se verifica  $V_{smax} \leq V_s$  donde si cumple esta criterio en el caso que no cumpliera habria que cambiar el diámetro del acero o aumentar la longitud de la placa.

**Tabla 122**

Determinación del aporte el concreto y aporte del acero a corte

Vc (Ton)	hw/Lw	$\alpha_c$	Vc MAX	Vc	Vs (Ton)	Vs max (Ton)	$\zeta$ Vs max ?
44,09	6,34	0,53	44,09	44,09	55,94	174,7	cumple!

Tabla 123 determinación de la cuantía horizontal y vertical de la placa 2, placa 3

**Tabla 123**

Determinación de la cuantía horizontal y vertical

Piso	Nº Capas	Vu	$0,27 \sqrt{f'c} \cdot Acw$
1	2	85,0	22,46

Se considera dos capas cuando: el espesor es mayor o igual a 20 cm, si Vu es mayor a 0,53 por raíz de f'c por Acv.

Tabla 124 diseño del acero de refuerzo distribuido horizontal de la placa 2, placa 3

**Tabla 124***Diseño del acero de refuerzo distribuido horizontal*

ph	Vs		AREA (cm <sup>2</sup> )	As Col	As Requer.	Φ	S
0,0025	60,27	2Φ1/2"	1,29	2,58	6,25	2Φ1/2"	@ 0,15

Tabla 125 diseño del acero de refuerzo distribuido vertical donde acero horizontal y vertical estará distribuido a 15 cm

**Tabla 125***Diseño del acero de refuerzo distribuido vertical*

Vn real	Vn max	¿ Vn max?	pv	Vs, v final	AREA (cm <sup>2</sup> )	As Col	As Requer.	Φ	S
104,4	216,3	cumple!	0,0025	60,27	2Φ1/2"	1,29	2,58	6,25	2Φ1/2" @ 0,15

Se considera dos capas de fierro de 1/2" distribuido a 15 cm horizontalmente y vertical para el diseño de la placa PL-2, PL-3 y para los miembros de borde de 40cm x30 cm con 4 fierros de 1" y 10 de 3/4" con estribos de 3/8" con una separación de 5@10 cm, R@ 15 cm.

#### 1.14.4.3. Diseño de placa PL-4 y PL-5

##### a. Diseño de muro de corte

$$As_{ext} = \frac{\frac{Mu}{\phi * fy * d} - \rho * bw * Lw}{2}$$

Tabla 126 cálculo de acero de refuerzo probable en el elemento de muro de corte que se está evaluando si la placa necesita este muro de corte.

**Tabla 126***Cálculo de acero de refuerzo probable en el elemento*

Descripción	Momento +	Momento -
Momento flector actuante en el elemento : Mu (tonf-m)	429,65	444,21
Cortante actuante en el elemento : Vu (tonf)	57,32	49,98
Fluencia del Acero : fy (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
Espesor del muro: bw (cm)	25	25

Longitud del muro : lw (cm)	220,00	220,00
Peralte efectivo del muro : d = 0,8 lw (m)	176,00	176,00
Cuantía mínima en el alma: ρ,mín	0,0025	0,0025
Acero mínimo requerido en el alma : As, requerido (cm <sup>2</sup> )	13,75	13,75
Refuerzo en el alma distribuido; 2∅ 3/8" @ 20 cm	1,42	1,42
Acero colocado en el alma : As, colocado (cm <sup>2</sup> ) = Av *	15,62	15,62
Lw / S		
Acero exterior en elemento (cm <sup>2</sup> )	24,48	25,58
Acero exterior colocado en elemento (cm <sup>2</sup> )	26,00	26,00

$$C = \frac{Pu + (As)(fy) + (pl)(tw)(lw)(fy) - (A's)(fy)}{0,85(f'c)(tw)\beta + 2(\rho l)(tw)(fy)}$$

Tabla 127 cálculo de la profundidad al eje neutro "C" asociado al momento nominal máximo

**Tabla 127**

*Cálculo de la profundidad al eje neutro "C" asociado al Mn max*

<b>Descripción</b>	<b>Momento +</b>	<b>Momento -</b>
Resistencia a la compresión del concreto: f'c (kgf/cm <sup>2</sup> )	210	210
Factor de relación "β1" = c/a	0,85	0,85
Espesor del muro: bw (cm)	25	25
Longitud del muro : Lw (cm)	220	220
Carga axial en el muro: P (kgf)	313540	313540
Acero en tracción en el muro (cm <sup>2</sup> )	26,00	26,00
Acero en compresión en el muro (cm <sup>2</sup> )	26,00	26,00
Cuantía en el alma colocado: ρl = Av / (S * bw)	0,00284	0,00284
Mayor profundidad del eje neutro C (cm) asociado al Mn max.	86,37	86,37

Tabla 128 parámetros para diseño de elementos de borde que se usara para poder verificar si necesita este muro de corte.

**Tabla 128***Parámetros para diseño de elementos de borde*

<b>Parametros</b>	<b>Medidas</b>
Tenemos como espesor mínimo del alma del muro	15 cm
Tenemos como recubrimiento mínimo	2,5 cm
Tenemos como recubrimiento mínimo en contacto con el suelo	4 a 5 cm

Se realiza la verificación de la necesidad de tener elementos de bordes si es que la mayor profundidad del eje neutro "C" asociado al Momento nominal máximo resultante del combo de diseño cumple la siguiente expresión, que van desde la base hasta la parte superior de la estructura:

$$C \geq \frac{Lw}{600 \left( \frac{\sigma u}{hw} \right)}; \left( \frac{\sigma u}{hw} \right) \geq 0,005$$

Tabla 129 verificación de la necesidad de tener elementos de borde de la placa 4, placa 5

**Tabla 129***Verificación de la necesidad de tener elementos de borde*

<b>Descripción</b>	<b>Moment. +</b>	<b>Moment. -</b>
Espesor del muro: "bw" (cm)	25	25
Longitud del muro : "Lw" (cm)	220	220
Altura del muro : "hw" (m)	18,20	18,20
Mayor profundidad del eje neutro "C" asociado al Mn max.	86,37	86,37
Desplazamiento lateral máxima inelástica producido por el sismo δu (m)	0,07	0,07
Calculamos $Lw / (600 (\delta u / hw))$ ;	48,89	48,89
Verificación si $C \geq Lw / (600 (\delta u / hw))$	Si	Si

Tabla 130 zona de confinamiento mínima que se debe tener la placa 2, placa 3

**Tabla 130***Zona de confinamiento mínima*

Descripción	Medidas	
Hasta una longitud: Lw	2,20	m
Hasta una Longitud 4 Vu/Mu	0,52	m

Tabla 131 determinación de dimensiones del miembro de borde basado en E060 y aplicación ACI 318-19

**Tabla 131***Determinación de dimensiones del miembro de borde*

Dimensiones de borde		
Normativa E.060		
$n \geq C - 0,1 Lw$	$n \geq$	64,37 cm
$n \geq C/2$	$n \geq$	43,19 cm
Simplificaciones ACI 318-19		
$n \geq 0,1 Lw$	$n \geq$	22,00 cm
$n \geq 0,15 Lw$	$n \geq$	33,00 cm
$n \geq 2 bw$	$n \geq$	50,00 cm

Se recomienda usar  $n \geq 0,1 Lw$  y  $n \geq 0,15 Lw$  para muros con longitud superior a 4,00m o 150". En cuanto al espesor del elemento de borde, la norma ACI 318-19 establece si  $C/Lw \geq 3/8$  ( $0,393 \geq 0,375$ ); entonces se tomará mínimamente el espesor del miembro de borde igual a 30 cm. Tomaremos un  $n=65,00$  cm y  $be= 30$  cm.

$$sh = 0,09 * \frac{s * bc * f'c}{fyh}$$

Tabla 132 determinación de refuerzo por cortante del miembro de borde calculando en base al artículo 21,6,4,1 y también específica ACI (18.10.6.4)

**Tabla 132***Determinación de refuerzo por cortante del miembro de borde*

Descripción	Eje 2	Eje 3
Resistencia a la compresión del concreto: $f'c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	210	210
Fluencia del Acero trasnversal : $fyh$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
separación de estribos: S (cm)	10,00	10,00

Longitud perpendicular normal al refuerzo con área Ash: bc (cm)	24,00	101,50
Área de acero de refuerzo necesaria por corte en el miembro de borde Ash (cm <sup>2</sup> )	1,08	4,57
Usamos acero de 1 Ø 3/8, la cantidad de hilos (grapas y estribo) necesario será:	1,52	6,43

El valor de S en miembros de borde es calculado según E.060 (Art. 21,9,7,6 (c) y (e)) Tenemos que B es el lado menor en un miembro de borde, entonces:

Tabla 133 miembro de borde donde se puede calcular la separación de los estribos de estos muros de corte

**Tabla 133**

*Miembro de borde*

descripción	
B/3	10 cm
6db long	10 cm
10 cm	10 cm
B	30 cm
10 db long	16 cm
25 cm	25 cm

Se utilizara para elementos de borde de 3/8" con una separacion de estribos de 7@10 cm, R@ 15 cm.

#### **b. Diseño por flexocompresión**

Figura 65 se puede apreciar la placa 4, placa 5 que se esta diseñando con los muros de corte a los extremos ya que en el anterior análisis se determinó que si debe tener estos elementos.

**Figura 65**

Placa PL-4 y PL-5

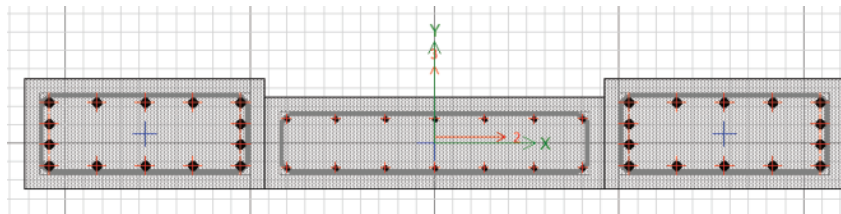


Tabla 134 resistencia requerida que se extrajo del software Etabs.

**Tabla 134**Determinación de la resistencia requerida  $R_u$ 

Carga	P	V2	V3	T	M2	M3
CM	-78,2	3,1	-0,3	0,1	-0,1	-5,2
CV	-9,0	0,5	-0,1	0,1	0,0	-2,7
SX	156,6	52,8	1,2	1,4	1,6	434,3
SY	204,5	23,3	9,7	3,2	8,8	124,1

Tabla 135 combinación de la resistencia requerida en el sismo X que posteriormente se verificará en un diagrama.

**Tabla 135**

Combinaciones de diseño en el sismo X

Sismo XX	Combinaciones $R_u$		
	P	M2	M3
U1	124,8	-0,2	-11,9
U2	265,6	1,4	424,4
U3	-47,5	-1,8	-444,2
U4	227,0	1,5	429,7
U5	-86,1	-1,7	-439,0
U6	265,6	-1,4	-424,4
U7	-47,5	1,8	444,2
U8	227,0	-1,5	-429,7
U9	-86,1	1,7	439,0

Figura 66 donde se puede verificar la resistencia al sismo en dirección X que en este caso la figura exterior es la resistencia de diseño y los puntos que se



encuentran en la parte interna es la resistencia requerida donde se puede determinar que si cumple el primer requerimiento de la norma E060 concreto armado.

**Figura 66**

*Verificación de resistencia al sismo en dirección X-X*

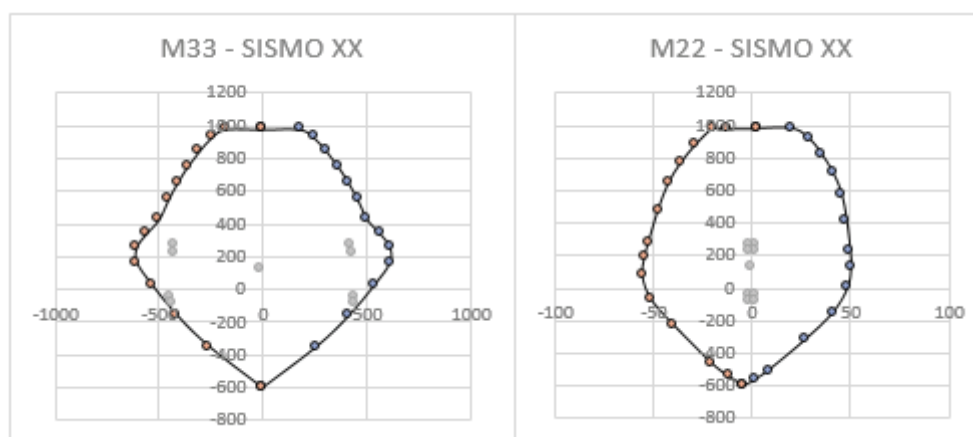


Tabla 136 combinación de la resistencia requerida en el sismo Y que posteriormente se verificará en un diagrama.

**Tabla 136**

*Combinaciones de diseño en el sismo Y*

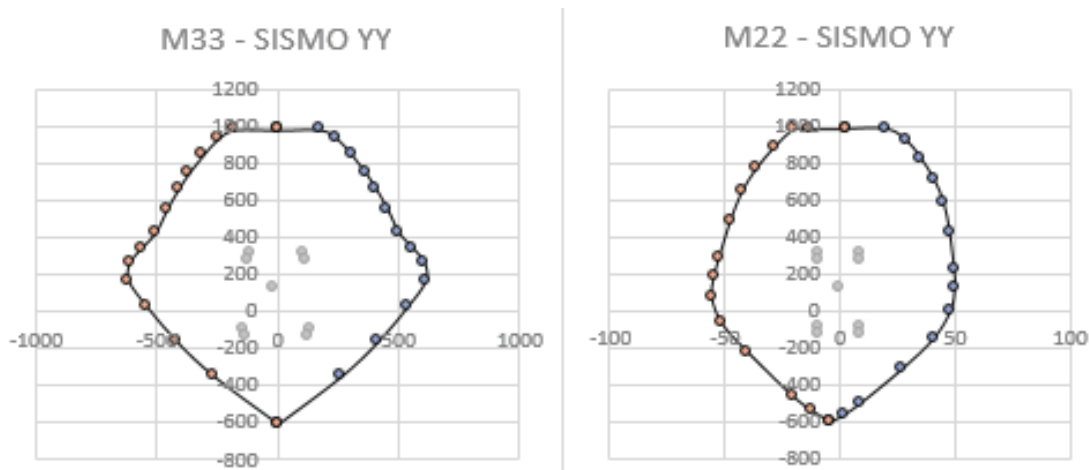
Sismo YY	Combinaciones Ru		
	P	M2	M3
U1	124,8	-0,2	-11,9
U2	313,5	8,6	114,2
U3	-95,5	-9,0	-134,0
U4	274,9	8,7	119,4
U5	-134,1	-8,9	-128,8
U6	313,5	-8,6	-114,2
U7	-95,5	9,0	134,0
U8	274,9	-8,7	-119,4
U9	-134,1	8,9	128,8

Figura 67 donde se puede verificar la resistencia al sismo en dirección Y que en este caso la figura exterior es la resistencia de diseño y los puntos que se encuentran en la parte interna es la resistencia requerida donde se puede

determinar que si cumple el primer requerimiento de la norma E060 concreto armado.

**Figura 67**

*Verificación de resistencia al sismo en dirección Y-Y*



### c. Diseño por cortante

Los valores de P, V2, M3, V3, M2 se toman los valores absolutos. Para el diseño por corte se toma la cortante mas grande de V2 y V3,

Tabla 137 combinacion de sismo en X ( u1 al u5) y Y (u6 al u9) donde se escoje la cortante 2 mayor que en este caso es 57,3 donde se usara para la determinación del momento nominal la fuerza axial de 265,6 y el momento de 424,4

**Tabla 137**

*Combinaciones de sismo en X y Y*

<b>1ro</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>
U1	124,8	5,2	-0,7	-0,2	-11,9
U2	265,6	57,3	0,7	1,4	424,4
U3	-47,5	-48,2	-1,8	-1,8	-444,2
U4	227,0	55,6	0,9	1,5	429,7
U5	-86,1	-50,0	-1,5	-1,7	-439,0
U6	313,5	27,9	9,2	8,6	114,2
U7	-95,5	-18,8	-10,3	-9,0	-134,0
U8	274,9	26,1	9,5	8,7	119,4
U9	-134,1	-20,5	-10,0	-8,9	-128,8

Figura 68 se puede apreciar el diagrama de momento nominal donde se hara una línea vertical y horizontal para determinar el momento nominal.

**Figura 68**

*Diagrama de momento en dirección 2-2*

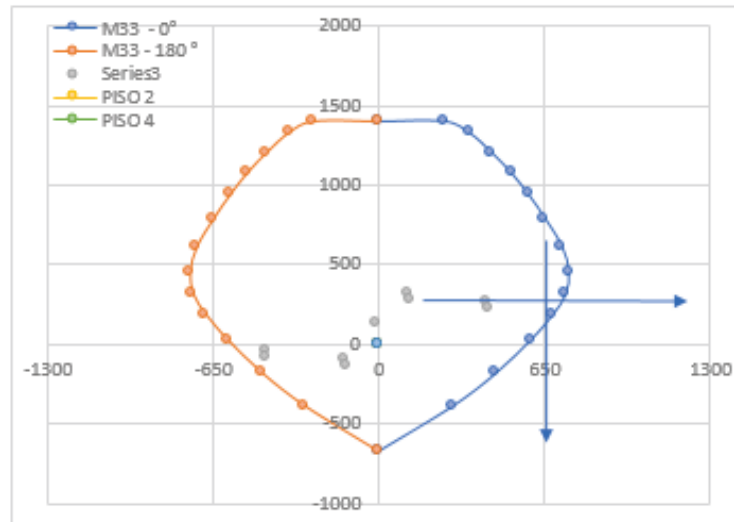


Figura 69 diagrama de momento nominal en dirección 3-3 que no se empleo para determinar el momento nominal que se empleará para el diseño de la placa 4, placa 5

**Figura 69**

*Diagrama de momento nominal en dirección 3-3*

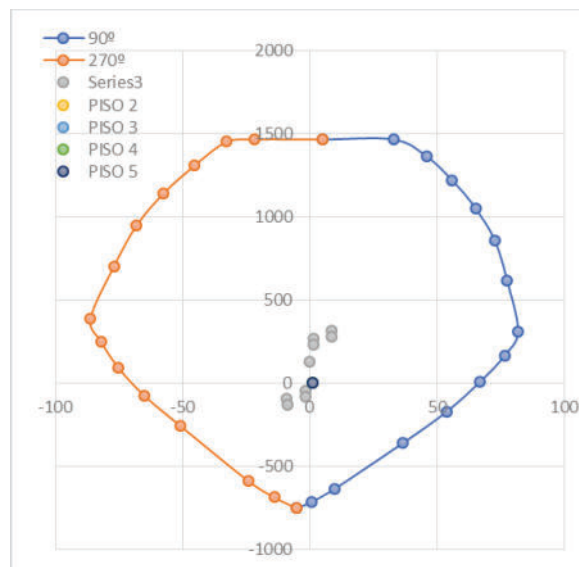


Tabla 138 se verifica  $V_{smax} \leq V_s$  donde si cumple esta criterio en el caso que no cumpliera habria que cambiar el diámetro del acero o aumentar la longitud de la placa.

**Tabla 138***Determinación del aporte del concreto y aporte del acero a corte*

Vc (Ton)	hw/Lw	$\alpha c$	Vc MAX	Vc	Vs (Ton)	Vs max (Ton)	$\zeta$ Vs max ?
33,79	8,27	0,53	33,79	33,79	82,16	133,9	cumple!

Tabla 139 determinación de la cuantía horizontal y vertical de la placa 4, placa5

**Tabla 139***Determinación de la cuantía horizontal y vertical*

Piso	N° Capas	Vu	$0,27 \sqrt{f'c} \cdot Acw$
1	2	98,60	17,22

Se considera dos capas cuando: el espesor es mayor o igual a 20 cm, si Vu es mayor a 0,53 por raíz de f'c por Acv.

Tabla 140 diseño del acero de refuerzo distribuido horizontal de la placa 4, placa 5

**Tabla 140***Diseño del acero de refuerzo distribuido horizontal*

ph	Vs	AREA (cm <sup>2</sup> )	As Col	As Requer.	$\Phi$	S
0,0044	82,16	2 $\Phi$ 1/2"	1,29	2,58	11,11	2 $\Phi$ 1/2" @ 0,15

Tabla 141 diseño del acero de refuerzo distribuido vertical donde acero horizontal y vertical estará distribuido a 15 cm

**Tabla 141***Diseño del acero de refuerzo distribuido vertical*

Vn real	Vn max	$\zeta$ Vn max?	pv	Vs, v final	AREA (cm <sup>2</sup> )	As Col	As Requer.	$\Phi$	S
116,0	165,8	cumple!	0,0025	46,20	2 $\Phi$ 1/2"	1,29	2,58	6,25	2 $\Phi$ 1/2" @ 0,15

Se considera dos capas de fierro de 1/2" distribuido a 15 cm horizontalmente y vertical para e diseño de la placa PL-2, PL-3 y para los miembros de borde de 65 cm x30 cm con 14 fierros de 1" con estribos de 3/8" con una separación de 7@10 cm, R@ 25 cm.

### 1.14.5. Diseño de escalera

#### 1.14.5.1. Escalera tramo I

Figura 70 se aprecia el tramo I de la escalera

**Figura 70**

*Tramo I de escalera*

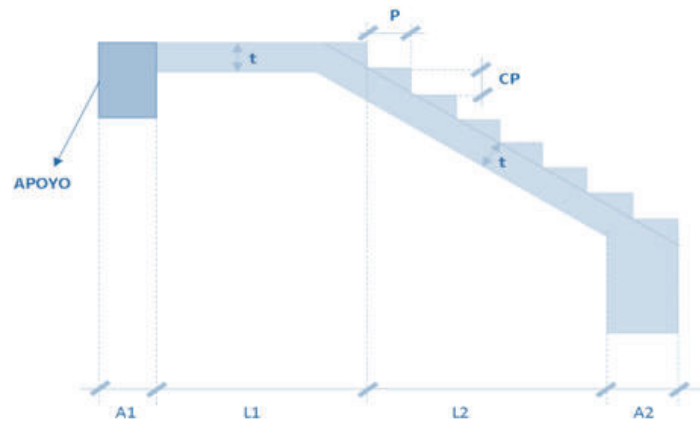


Tabla 142 datos iniciales del tramo I que nos servirá para hacer el diseño de la escalera

**Tabla 142**

*Datos iniciales de la escalera tramo I*

Descripción		Descripción	
Contra paso (cp)	0,20m	A2	0,50m
Paso (p)	0,25m	Acabados	100 kg/m <sup>2</sup>
Ln1	1,50m	Peso propio	2400kg/m <sup>3</sup>
Ln2	1,4m	Sobre carga	200 kg/m <sup>2</sup>
A1	0,25m		

#### a. metrado de cargas

Tabla 143 valores para el metrado de cargas utilizando las fórmulas que nos muestra la tabla

**Tabla 143**

*Valores para el metrado de cargas*

fórmula	Valor
$\cos(\phi) = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$	0,781 m.

$$h = \frac{t}{\cos(\phi)} \quad 0,224 \text{ m.}$$

$$h_m = h + \frac{CP}{2} \quad 0,320 \text{ m}$$

Tabla 144 metrado de cargas para la escalera y para el descanso del tramo I

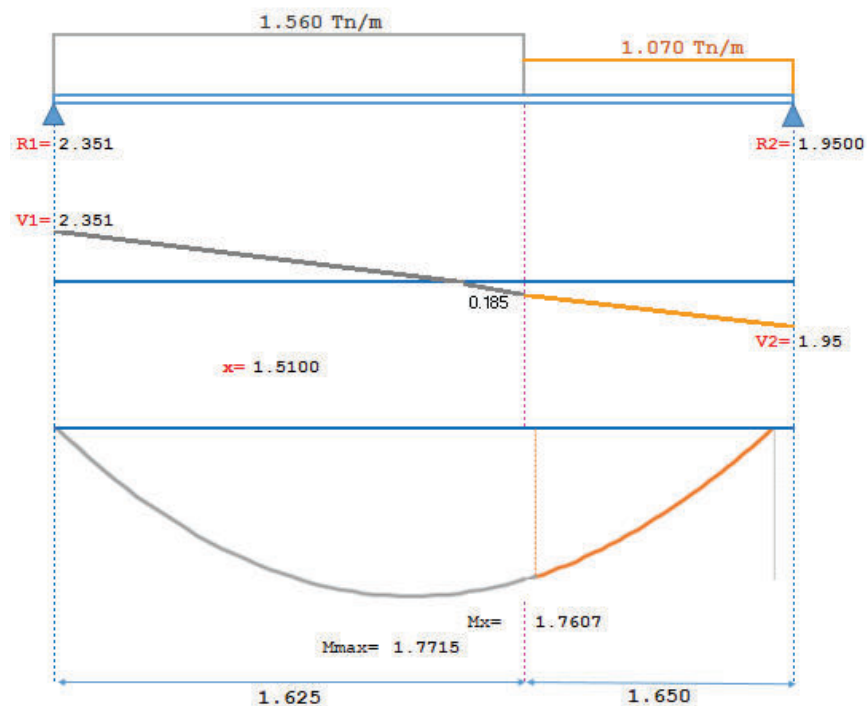
**Tabla 144**  
Metrado de cargas

	Para la escalera	Para el descanso
Peso propio	0,77 tn/m	0,42 tn/m
Peso de acabados	0,10 tn/m	0,10 tn/m
Suma de WD	0,87 tn/m	0,52 tn/m
WL	0,20 tn/m	0,20 tn/m
$1,4W_D + 1,7W_L =$	1,56 tn/m	1.07 tn/m

## b. análisis estructural

Figura 71 diagrama de fuerza cortante y momento flector del tramo I de la escalera

**Figura 71**  
Diagrama de fuerza cortante y momento flector



### c. diseño por corte

tabla 145 diseño por corte de escalera tramo I verificando si e concreto absorve todo el corte

**Tabla 145**

*Diseño por corte de escalera tramo I*

Descripción	Valor	Unidad
F'c	210,00	kg/cm <sup>2</sup>
b	1,00	m.
d	0,140	m.
recubrimiento	0,03	m.
Ø 3/8"	0,953	cm <sup>2</sup>
$V_c = 0,85(0,53\sqrt{f'c}bd)$	9,14	tonf
$V_u$	1,99	tonf
$V_c > V_u$	El concreto absorve todo el corte	

### d. diseño por flexión

Tabla 146 acero positivo en el tramo I donde se usará acero de 1/2" @20 cm

**Tabla 146**

*Acero positivo en tramo I*

Descripción	Valor	descripción
$\alpha$	0,90	fy 4200,00 kg/cm <sup>2</sup>
f'c	210,00 kg/cm <sup>2</sup>	M+ 167000,00 kg-cm
b	100,00 cm	t 17,50 cm
d	14,00 cm	Ab 1,27 cm <sup>2</sup>
$M^+ = \alpha M_u$	1,67 tonf-m	

$$A_s = 0,85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot b \cdot d - \sqrt{\left(0,85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot b \cdot d\right)^2 - \frac{1,7 \cdot f'c \cdot b \cdot M^+}{\alpha \cdot fy^2}}$$

$$A_s = 3,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,0018 \cdot b \cdot t = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_b} = 2,48 \quad S = \frac{b}{n} = 40,32 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Usar: Ø 1/2" @ 0,20 m

Tabla 147 el acero negativo del tramo I que se usará será acero de 3/8" espaciado a 20 cm

**Tabla 147**

*Acero negativo tramo I*

Descripción	Valor		descripción
$\beta$	2,00	d	14,00 cm
$\phi$	0,90	fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
f'c	210,00 kg/cm <sup>2</sup>	M+	84000 kg-cm
b	100 cm	t	17,50 cm
$M^+ = \alpha M_u$	0,84 tonf-m	Ab	0,71 cm <sup>2</sup>

$$A_s = 0,85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot b \cdot d - \sqrt{\left(0,85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot b \cdot d\right)^2 - \frac{1,7 \cdot f'c \cdot b \cdot M^+}{\alpha \cdot fy^2}}$$

$$A_s = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,0018 \cdot b \cdot t = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_b} = 4,44 \quad S = \frac{b}{n} = 22,52 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Usar:  $\emptyset$  3/8" @ 0,20 m

Tabla 148 el acero de temperatura del tramo I que se usara es acero de 3/8" espaciado a 20 cm

**Tabla 148**

*Acero de temperatura del tramo I*

Descripción	Valor		descripción
b	100 cm	Ab	0,71 cm <sup>2</sup>
d	14 cm	t	17,50 cm

$$A_{s,min} = 0,0018 \cdot b \cdot t = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_b} = 4,44 \quad S = \frac{b}{n} = 22,52 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Usar:  $\emptyset$  3/8" @ 0,20 m



### 1.14.5.2. Escalera tramo II

Figura 72 tramo II de la escalera que será analizada para el diseño de este tramo

**Figura 72**

*Tramo II de escalera*

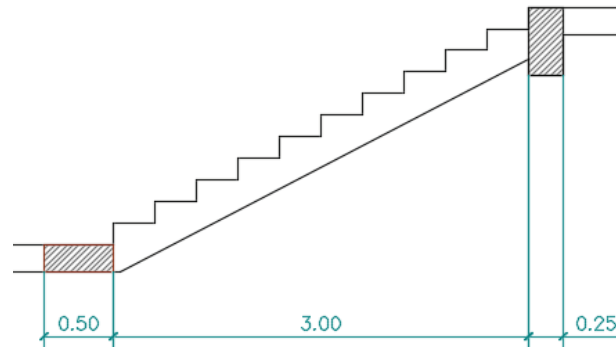


Tabla 149 datos iniciales del tramo II que nos servirá para hacer el diseño de la escalera

**Tabla 149**

*Datos iniciales de la escalera tramo II*

Descripción		Descripción	
Contra paso (cp)	0,175m	A2	0,25m
Paso (p)	0,25m	Acabados	100 kg/m <sup>2</sup>
Ln1	2,90m	Peso propio	2400kg/m <sup>3</sup>
A1	1,40m	Sobre carga	200 kg/m <sup>2</sup>

#### a. Metrado de cargas

Tabla 150 valores para el metrado de cargas utilizando las fórmulas que nos muestra la tabla

**Tabla 150**

*Valores para el metrado de cargas*

fórmula	Valor
$\cos(\phi) = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}}$	0,819 m.
$h = \frac{t}{\cos(\phi)}$	0,214 m.
$h_m = h + \frac{CP}{2}$	0,300 m

Tabla 151 metrado de cargas para la escalera y para el descanso del tramo I

**Tabla 151**

*Metrado de cargas*

	<b>Para la escalera</b>	<b>Para el descanso</b>
Peso propio	0,72 tn/m	0,42 tn/m
Peso de acabados	0,10 tn/m	0,10 tn/m
Suma de WD	0,82 tn/m	0,52 tn/m
WL	0,20 tn/m	0,20 tn/m

**b. Análisis estructural**

Tabla 152 de determina la fuerza cortante y momento flector a través de las fórmulas que se muestran

**Tabla 152**

*Fuerza cortante y momento flector*

<b>descripción</b>
$w_U = 1,4 W_D + 1,7W_L = 1,070 \text{ tn/m}$
$M_U = \frac{w_U L^2}{8} = 1,86 \text{ tn-m}$
$V_U = \frac{w_U L}{2} = 1,99 \text{ tn}$

**c. diseño por corte**

Tabla 153 diseño por corte de escalera tramo II verificando si e concreto absorve todo el corte

**Tabla 153**

*Diseño por corte de escalera tramo II*

<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
F'c	210,00	kg/cm <sup>2</sup>
b	1,00	m.
d	0,140	m.
recubrimiento	0,03	m.
∅ 3/8"	0,953	cm <sup>2</sup>
$V_c = 0,85(0,53\sqrt{f'c}bd)$	9,14	tonf

$V_u$	1,99 tonf
$V_c > V_u$	El concreto absorbe todo el corte

#### d. diseño por flexión

Tabla 154 acero positivo en el tramo I donde se usará acero de 1/2" @20 cm

**Tabla 154**

*Acero positivo en tramo II*

Descripción	Valor		descripción
$\alpha$	0,90	fy	4200,00 kg/cm <sup>2</sup>
f'c	210,00 kg/cm <sup>2</sup>	M+	167000,00 kg-cm
b	100,00 cm	t	17,50 cm
d	14,00 cm	Ab	1,27 cm <sup>2</sup>
$M^+ = \alpha M_u$	1,67 tonf-m		

$$A_s = 0,85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot b \cdot d - \sqrt{\left(0,85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot b \cdot d\right)^2 - \frac{1,7 \cdot f'c \cdot b \cdot M^+}{\alpha \cdot fy^2}}$$

$$A_s = 3,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,0018 \cdot b \cdot t = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_b} = 2,55 \quad S = \frac{b}{n} = 39,22 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Usar:  $\emptyset$  1/2" @ 0,20 m

Tabla 155 el acero negativo del tramo I que se usará será acero de 3/8" espaciado a 20 cm

**Tabla 155**

*Acero negativo tramo II*

Descripción	Valor		descripción
$\beta$	2,00	d	14,00 cm
$\emptyset$	0,90	fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
f'c	210,00 kg/cm <sup>2</sup>	M+	84000 kg-cm
b	100 cm	t	17,50 cm
$M^+ = \alpha M_u$	0,84 tonf-m	Ab	0,71 cm <sup>2</sup>

$$A_s = 0,85 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot b \cdot d - \sqrt{\left(0,85 \cdot \frac{f'c}{f_y} \cdot b \cdot d\right)^2 - \frac{1,7 \cdot f'c \cdot b \cdot M^+}{\alpha \cdot f_y^2}}$$

$$A_s = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,0018 \cdot b \cdot t = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_b} = 4,44 \quad S = \frac{b}{n} = 22,52 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Usar:  $\emptyset 3/8'' @ 0,20 \text{ m}$

---

Tabla 156 el acero de temperatura del tramo I que se usara es acero de 3/8" espaciado a 20 cm

**Tabla 156**

*Acero de temperatura tramo II*

Descripción	Valor	descripción
b	100 cm	Ab 0,71 cm <sup>2</sup>
d	14 cm	t 17,50 cm

$$A_{s,min} = 0,0018 \cdot b \cdot t = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_b} = 4,44 \quad S = \frac{b}{n} = 22,52 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Usar:  $\emptyset 3/8'' @ 0,20 \text{ m}$

---

**1.14.6. Diseño de cimentaciones**

Las cimentaciones se realizó a través del software SAFE 2012, donde se consideró una cimentación formada por zapatas aisladas, zapatas conectadas y zapatas combinadas de 70 cm de espesor de acuerdo a las dimensiones establecidas en el plano de cimentaciones, debido a la distribución de placas y columnas; para el diseño se cimento a una profundidad de 2,00 m desde el terreno natural del terreno, a esa profundidad la capacidad admisible del terreno según el examen de mecánica de suelos es de 3,96 kg/cm<sup>2</sup>,

el coeficiente de balasto es de 7,92 kg/cm<sup>3</sup>, mediante esta consideración se realizó el procedimiento de análisis de cimentaciones cumpliendo con las exigencia de la Norma E050 de Suelos y Cimentaciones y la Norma E060 de

Concreto Armado, se calculó la cimentación exportando las cargas de la estructura generados en la base en el software ETABS 20,

Para las zapatas y vigas de cimentación se utilizó un concreto  $f'_c=210$  kg/cm<sup>2</sup>; de la misma manera para el acero en los elementos se estableció el acero corrugado grado 60  $F_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>, tal como se muestra.

#### 1.14.6.1. Propiedades del concreto

Figura 73 propiedades del concreto en el software Safe que se esta empleando

**Figura 73**  
*Propiedades del concreto*

The image shows a dialog box titled "Material Property Data" with the following fields and values:

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	FC=210 kg/cm2	
	Material Type	Concrete	
	Material Display Color	[Color swatch]	
	Material Notes	[Modify/Show Notes...]	
Material Weight	Weight per Unit Volume	2.4E-03	kgf/cm3
Isotropic Property Data	Modulus of Elasticity, E	217370.66	kgf/cm2
	Poisson's Ratio, U	0.2	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	9.9E-06	1/C
	Shear Modulus, G	90571.11	kgf/cm2
Other Properties for Concrete Materials	Specified Concrete Compressive Strength, f'c	210	kgf/cm2
	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete		
	Shear Strength Reduction Factor	[Empty field]	

Buttons: OK, Cancel

Figura 74 propiedades del acero de refuerzo que se emplea en el software Safe

**Figura 74***Propiedades del acero de refuerzo*

Material Property Data

**General Data**

Material Name: FY=4200 kg/cm2

Material Type: Rebar

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight**

Weight per Unit Volume: 7.85E-03 kg/cm3

**Uniaxial Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 2000000 kgf/cm2

**Other Properties for Rebar Materials**

Minimum Yield Stress, Fy: 4200 kgf/cm2

Minimum Tensile Stress, Fu: 4200 kgf/cm2

OK Cancel

Figura 75 diámetros de acero que cuenta el software Safe

**Figura 75***Diámetros de acero*

Reinforcing Bar Sizes

**Current Bar Set**

Bar ID	Bar Area (cm2)	Bar Diameter (cm)
1/4"	0.32	0.635
3/8"	0.71	0.9525
1/2"	1.29	1.27
5/8"	2	1.5875
3/4"	2.84	1.905
1"	5.1	2.54
*		

**Click To:**

Clear All Bars

Sort Bars By Area

**Add Common Bar Set**

▼

Add Bar Set

OK

Cancel

Figura 76 propiedades de diseño que posee el software Safe

**Figura 76**  
*Propiedades de diseño*

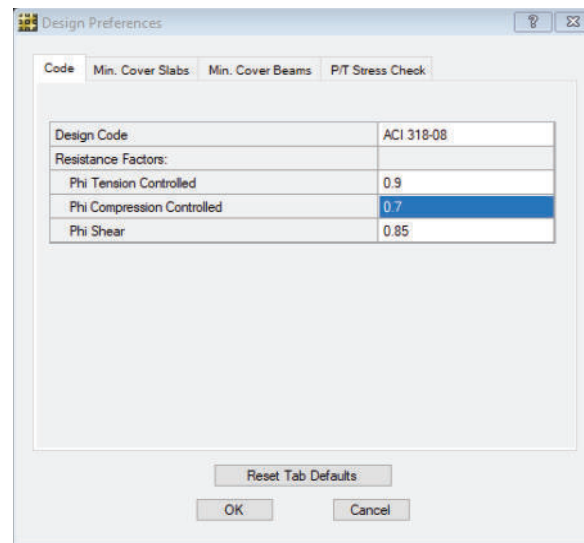
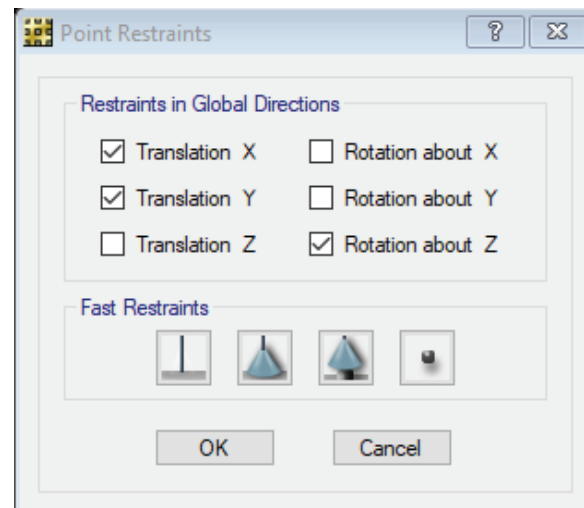


Figura 77 restricciones que tiene las zapatas

**Figura 77**  
*Restricciones de la zapata*



#### 1.14.6.2.Elementos de la cimentacion

Se definieron las dimensiones y espesores de zapatas de acuerdo con la Cantidad de pisos de la edificación, la zapata utilizada en la cimentación tiene un espesor de 70 cm, las vigas de cimentación se definieron con una sección de 40x60 cm como se muestra.

Figura 78 propiedades de la zapata en el software Safe

**Figura 78**  
Propiedades de la zapata

Figura 79 propiedades de la viga de cimentación en el software Safe

**Figura 79**  
Propiedades de la viga de cimentación

### 1.14.6.3. Parámetros del suelo

Se ha definido según el análisis de mecánica de suelos la capacidad Admisible del terreno es de  $3,955 \text{ kg/cm}^2$  y el coeficiente de balasto de 7,92

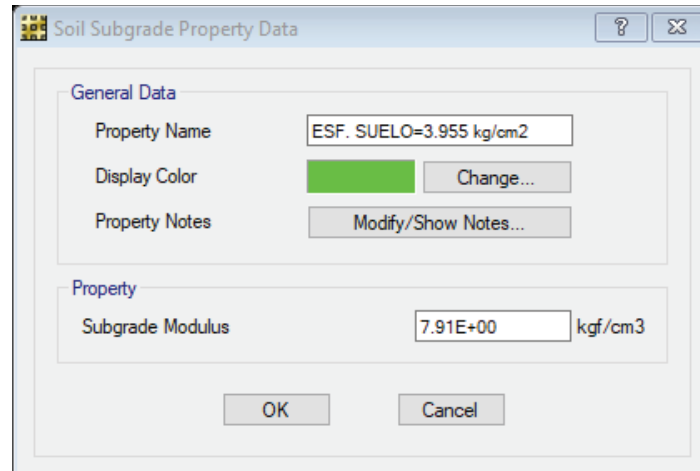


Kg/cm<sup>3</sup>, el cual se ha ingresado al programa SAFE 2016 para la verificación de asentamientos y capacidad portante.

Figura 80 esfuerzo admisible del suelo en la zapata que se configura en el software Safe

**Figura 80**

*Esfuerzo admisible del suelo en la zapata*



Soil Subgrade Property Data

General Data

Property Name: ESF. SUELO=3.955 kg/cm2

Display Color:  Change...

Property Notes: Modify/Show Notes...

Property

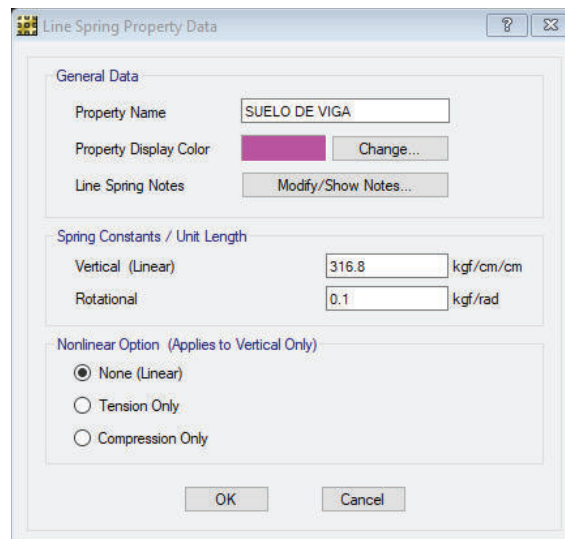
Subgrade Modulus: 7.91E+00 kgf/cm3

OK Cancel

Figura 81 esfuerzo admisible del suelo en la viga en el software Safe

**Figura 81**

*Esfuerzo admisible del suelo en la viga*



Line Spring Property Data

General Data

Property Name: SUELO DE VIGA

Property Display Color:  Change...

Line Spring Notes: Modify/Show Notes...

Spring Constants / Unit Length

Vertical (Linear): 316.8 kgf/cm/cm

Rotational: 0.1 kgf/rad

Nonlinear Option (Applies to Vertical Only)

None (Linear)

Tension Only

Compression Only

OK Cancel

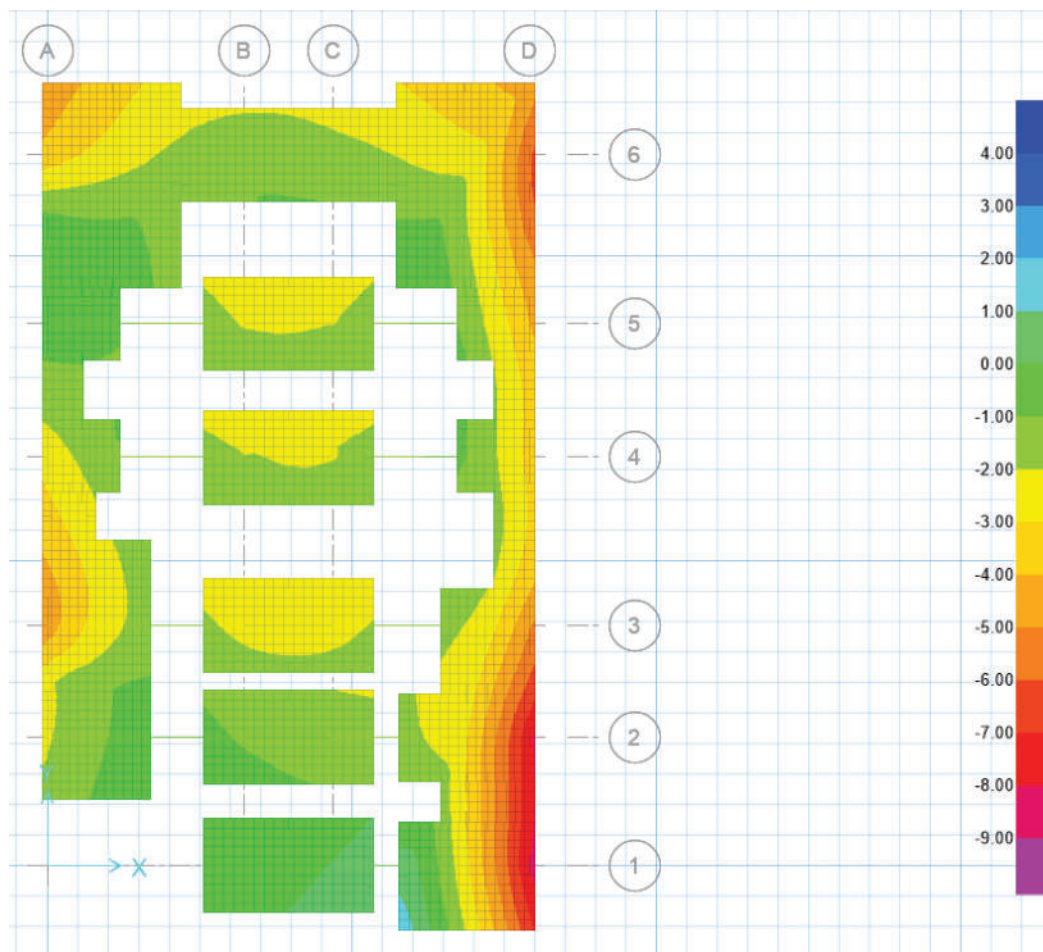
#### 1.14.6.4. Asentamientos y capacidad admisible

Para la capacidad admitida del suelo según el estudio es de  $3,955 \text{ kg/cm}^2$ , según el cálculo de la cimentación en SAFE 2016,

Figura 82 asentamientos máximos sobre el suelo que se puede apreciar en el software Safe

**Figura 82**

*Asentamientos máximos sobre el suelo*



El asentamiento permisible según la norma E 050 de suelos y cimentaciones para la Edificación es de  $25,0 \text{ mm}$ , por lo que se muestra un asentamiento máximo de  $9 \text{ mm}$  que cumple con las exigencias permisibles.

Figura 83 esfuerzo admisible por servicio Por servicio  $(C_m+C_v)=2,00 \text{ kgf/cm}^2$   
 $<3,955 \text{ kgf/cm}^2$

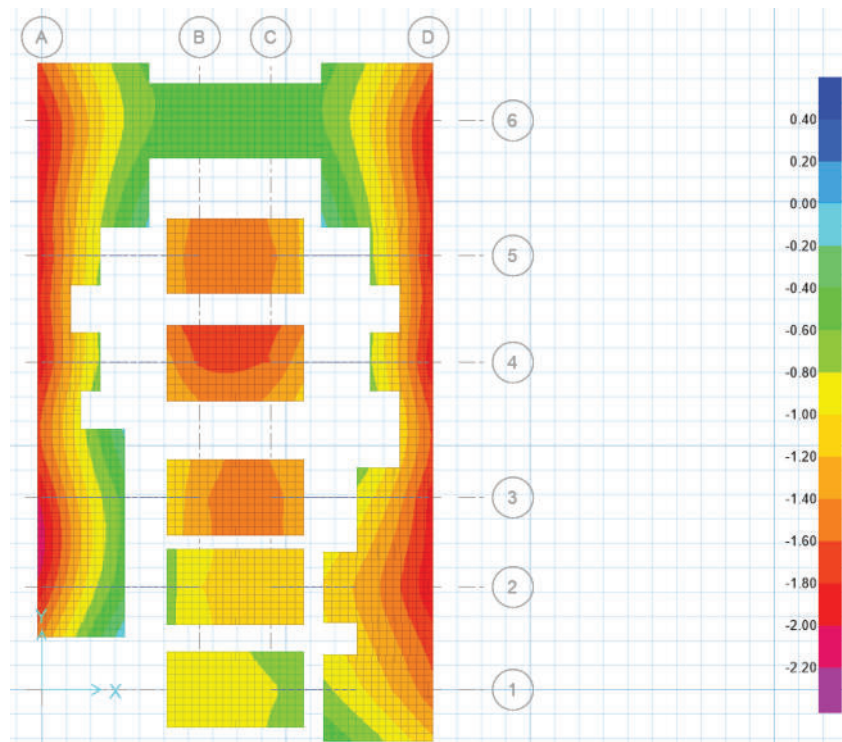
**Figura 83***Esfuerzo admisible por servicio*

Figura 84 esfuerzo admisible por sismo X ( $C_m + C_v + 0,8C_{sx}$ ) =  $4,20 \text{ kgf/cm}^3 < 5,15 \text{ kgf/cm}^3$

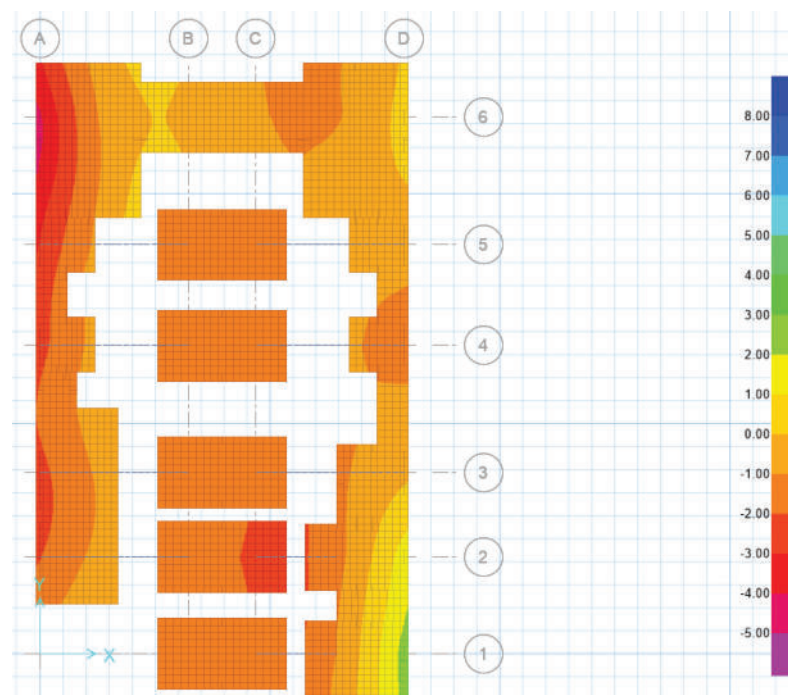
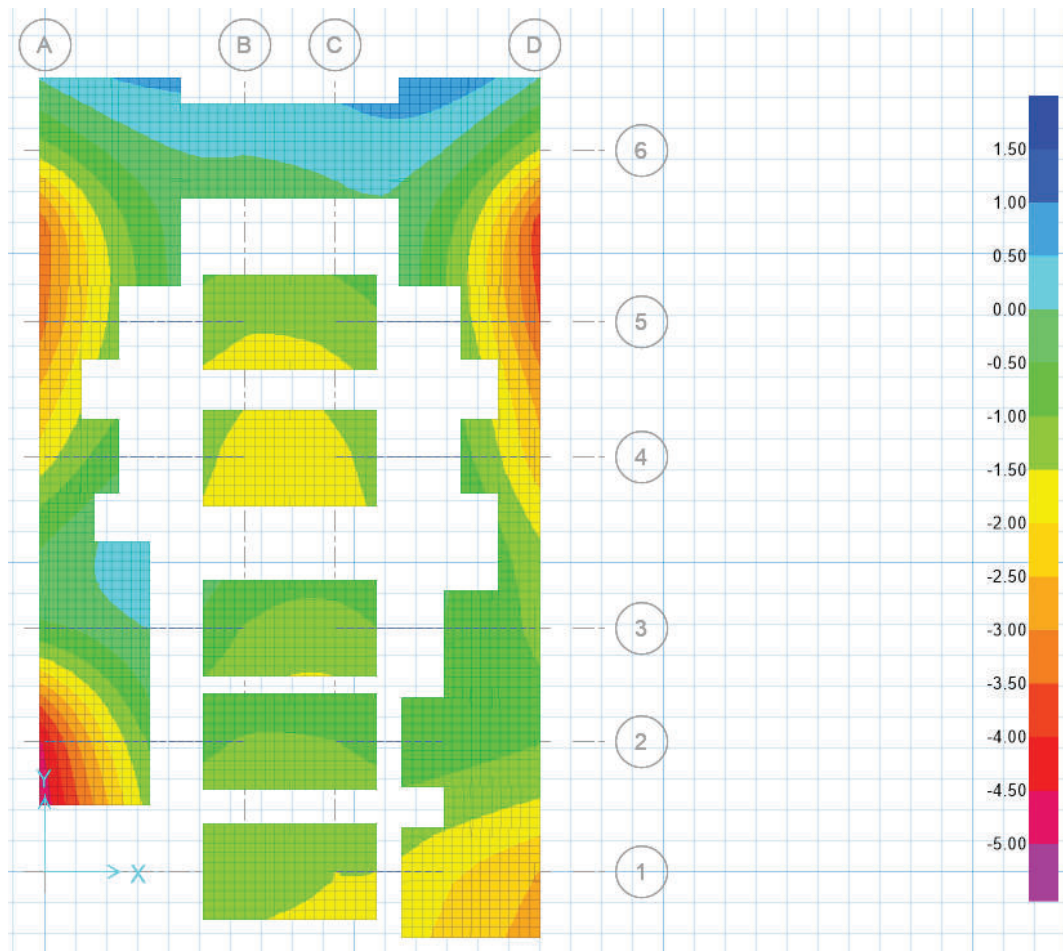
**Figura 84***Esfuerzo admisible por sismo X*

Figura 85 esfuerzo admisible por sismo Y Por Sismo y  $(C_m+C_v+0,8C_{sy}) = 4,40$   
 $\text{kgf/cm}^3 < 5,15 \text{ kgf/cm}^3$

**Figura 85**

*Esfuerzo admisible por sismo Y*



#### 1.14.6.5. Diseño de acero en cimentaciones

Para el diseño de cimentación en SAFE 2012 se establecieron las tiras de diseño en ambas direcciones en la zapata, también se definieron las combinaciones de carga correspondiente según la Norma E060 con las combinaciones de diseño; de acuerdo con el diseño se obtuvieron las cantidades y diámetros de acero definidos en los planos de cimentación.

Figura 86 combinación de diseño que se configura en el software Safe

**Figura 86**  
Combinaciones de diseño

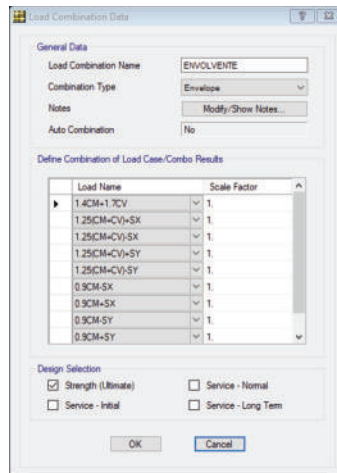


Figura 87 momentos flectores en zapatas que a sido desarrollada con el software Safe

**Figura 87**  
Momentos flectores en zapatas

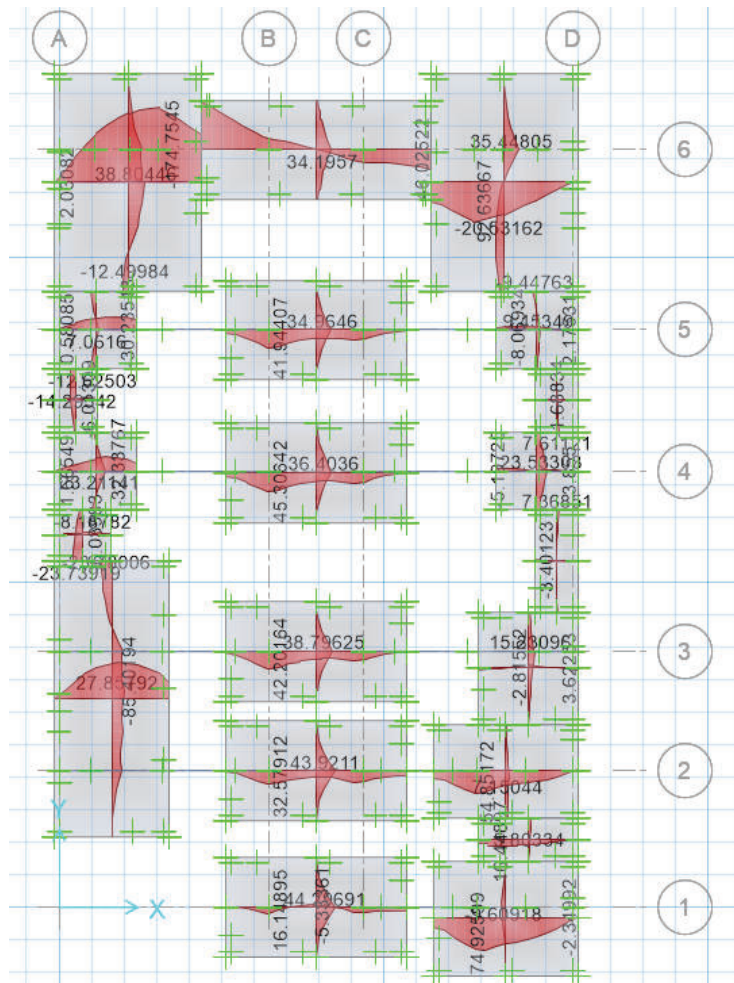


Figura 88 momentos flectores en la viga de cimentación en el software Safe

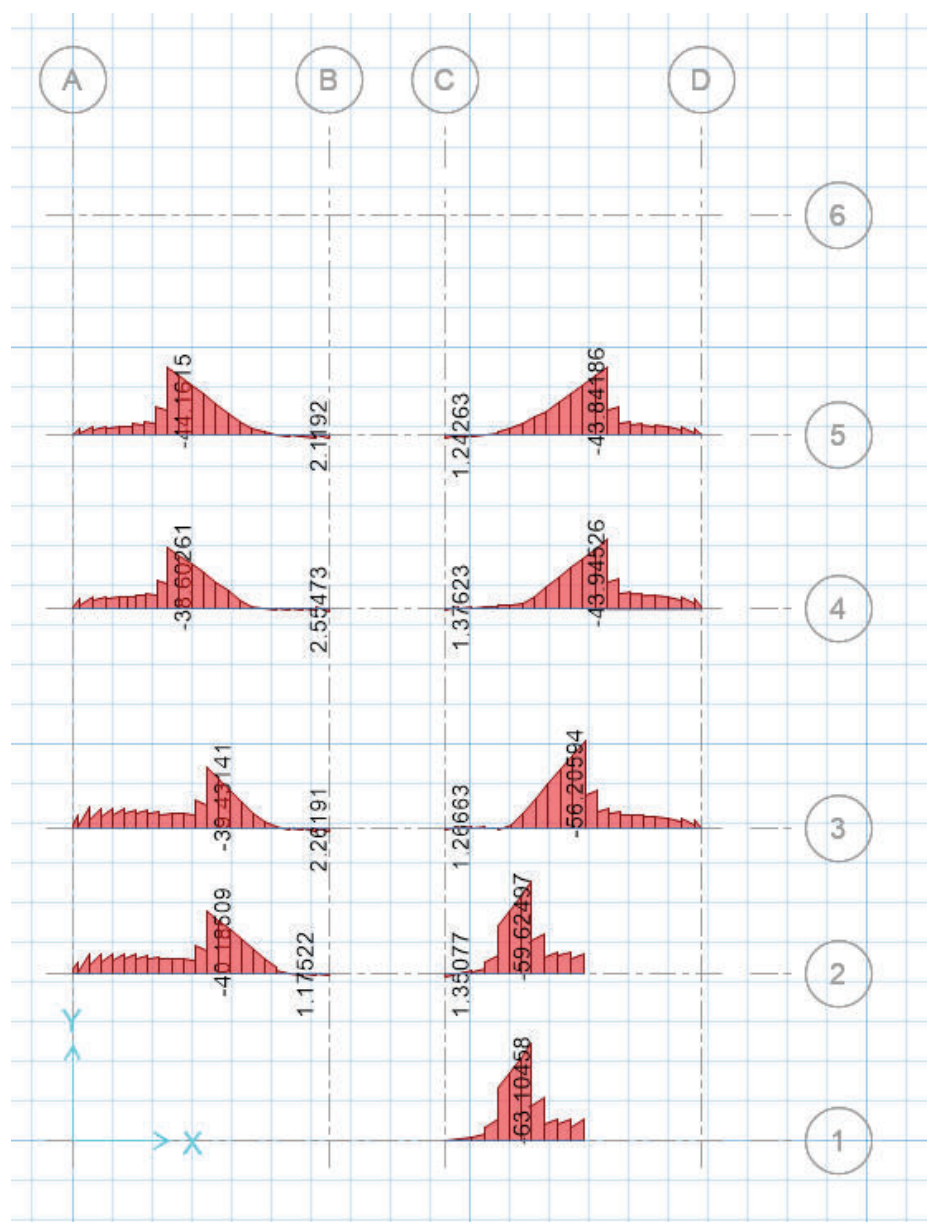
**Figura 88***Momentos flectores en la viga de cimentación*

Figura 89 diseño de acero en zapatas desarrollada en el software Safe

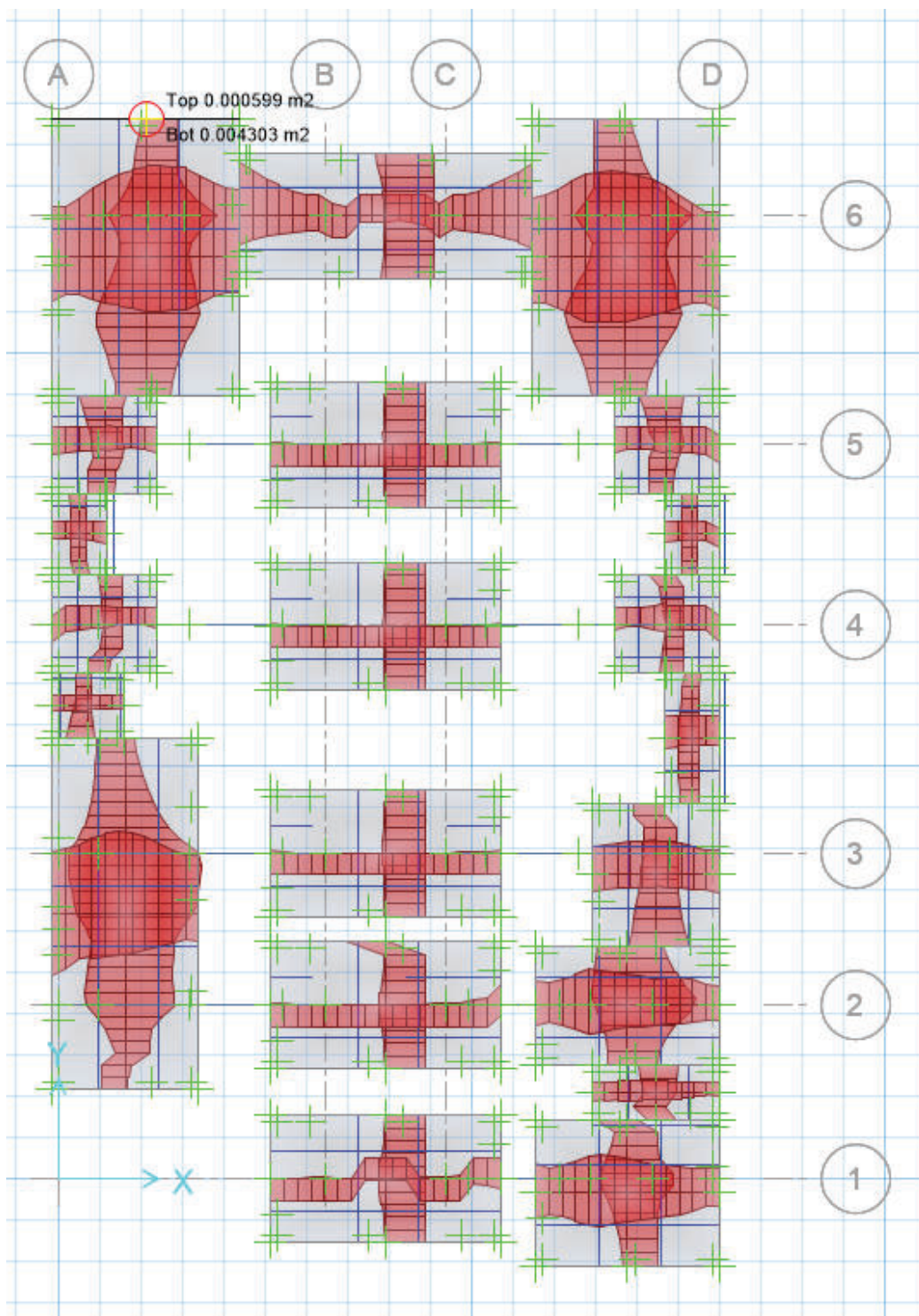
**Figura 89***Diseño de acero en zapatas*

Figura 90 diseño de acero en vigas de cimentación desarrollada en el software Safe

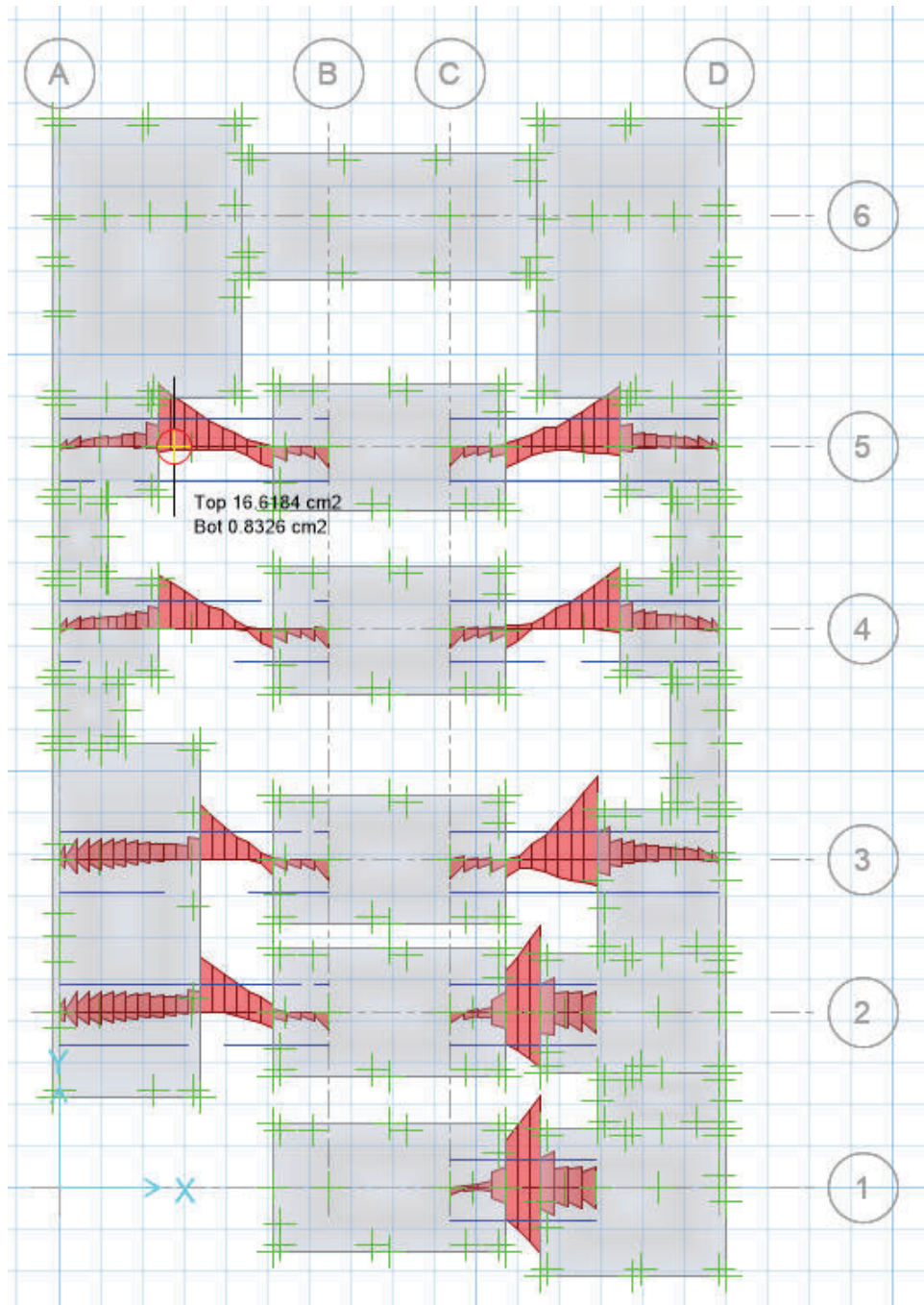
**Figura 90***Diseño de acero en vigas de cimentación*

Figura 91 se aprecia los tipos de zapatas en planta con esta distribución será el diseño de acero requerido en cada tipo de zapata



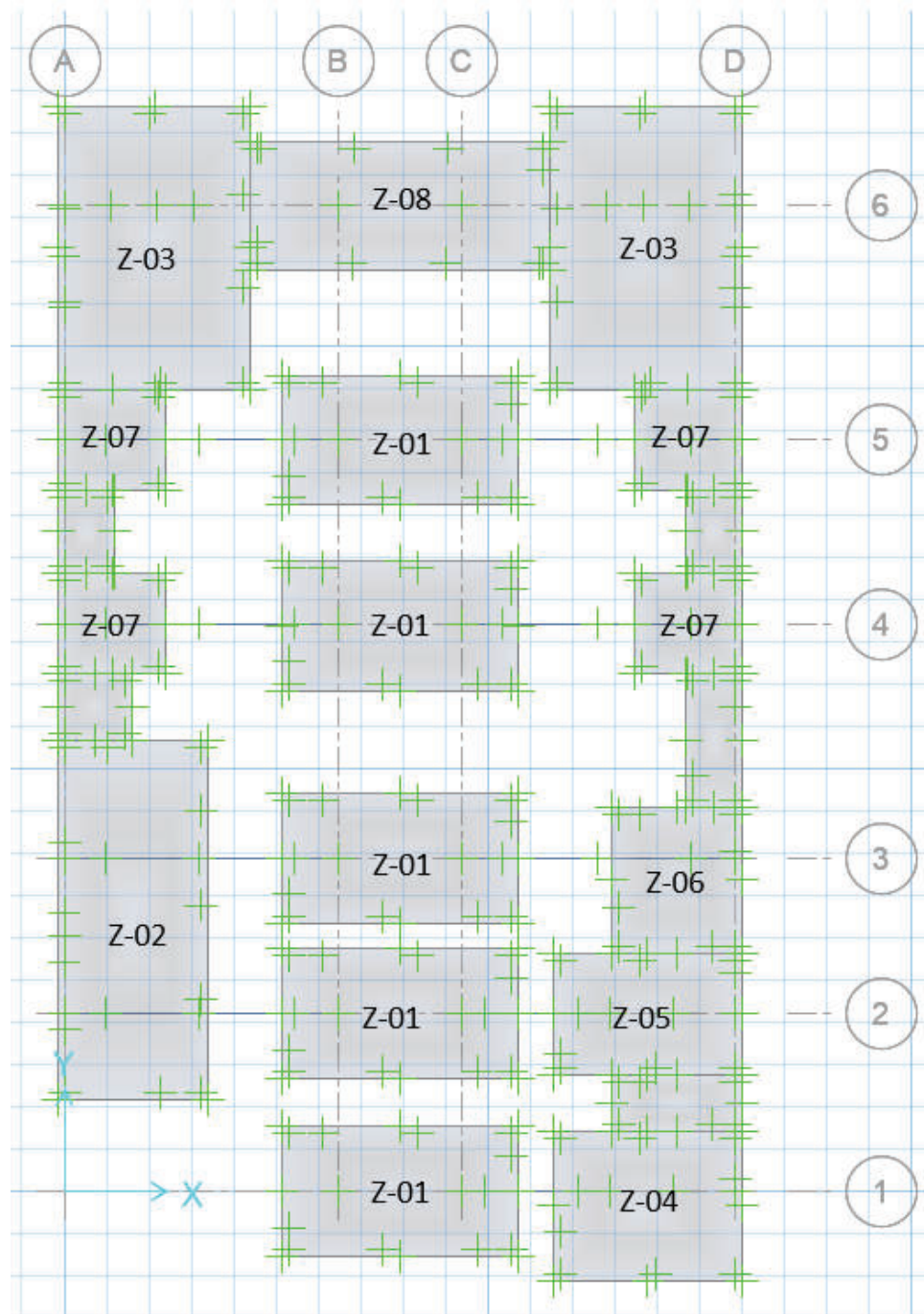
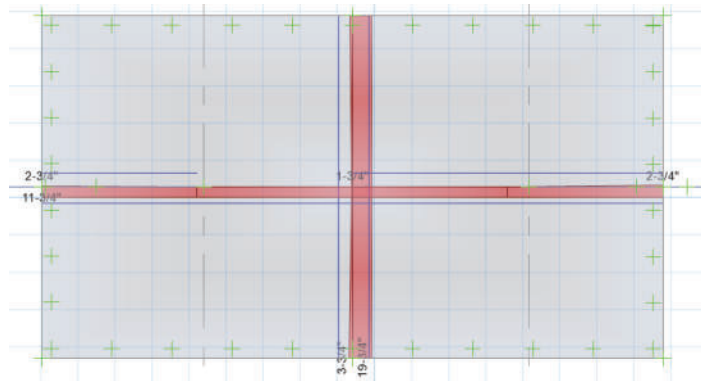
**Figura 91***Acero requerido en zapatas*

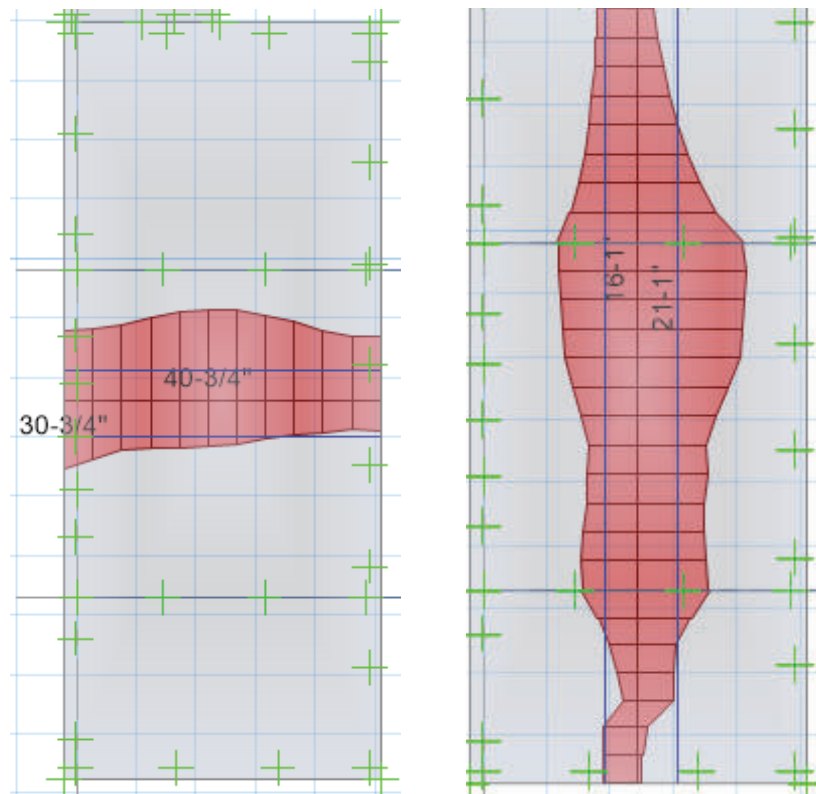
Figura 92 diseño del acero requerido en la zapata 1

**Figura 92***Acero requerido de Z-01*

$As_x = 11 \text{ } \varnothing 3/4''$  ( $\varnothing 3/4'' @ 0,20 \text{ m}$ ) acero abajo

$As_y = 19 \text{ } \varnothing 3/4''$  ( $\varnothing 3/4'' @ 0,20 \text{ m}$ ) acero abajo

Figura 93 diseño del acero requerido en la zapata 2, de las cuales hay 2 de este tipo

**Figura 93***Acero requerido de Z-02*

$As_x = 30 \text{ } \varnothing 3/4''$  ( $\varnothing 3/4'' @ 0,125 \text{ m}$ ) acero abajo

$As_x = 40 \text{ } \varnothing 3/4''$  ( $\varnothing 3/4'' @ 0,125 \text{ m}$ ) acero arriba

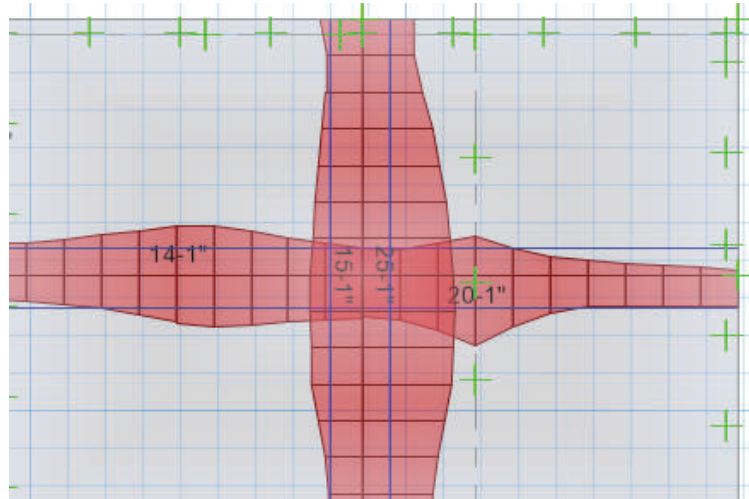
$As_y = 21 \text{ } \varnothing 1''$  ( $\varnothing 1'' @ 0,125 \text{ m}$ ) acero abajo

Asy= 16  $\emptyset$  1" ( $\emptyset$  1" @ 0,125 m) acero arriba

Figura 94 diseño del acero requerido en la zapata 3

**Figura 94**

Acero requerido de Z-03



Asx= 15  $\emptyset$  1" ( $\emptyset$  1" @ 0,125 m) acero abajo

Asx= 25  $\emptyset$  1" ( $\emptyset$  1" @ 0,125 m) acero arriba

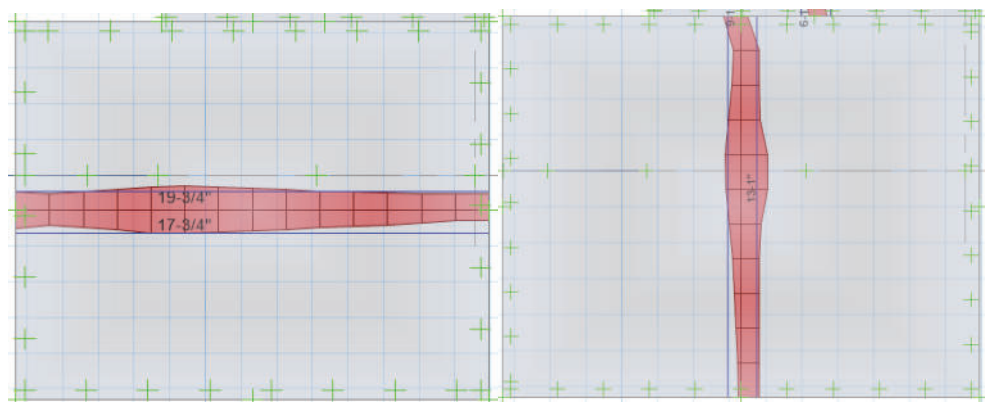
Asy= 20  $\emptyset$  1" ( $\emptyset$  1" @ 0,125 m) acero abajo

Asy= 14  $\emptyset$  1" ( $\emptyset$  1" @ 0,125 m) acero arriba

Figura 95 diseño del acero requerido en la zapata 4, de las cuales hay 2 de este tipo

**Figura 95**

Acero requerido de Z-04



Asx= 17  $\emptyset$  3/4" ( $\emptyset$  3/4" @ 0,125 m) acero abajo

Asx= 19  $\emptyset$  3/4" ( $\emptyset$  3/4" @ 0,125 m) acero arriba

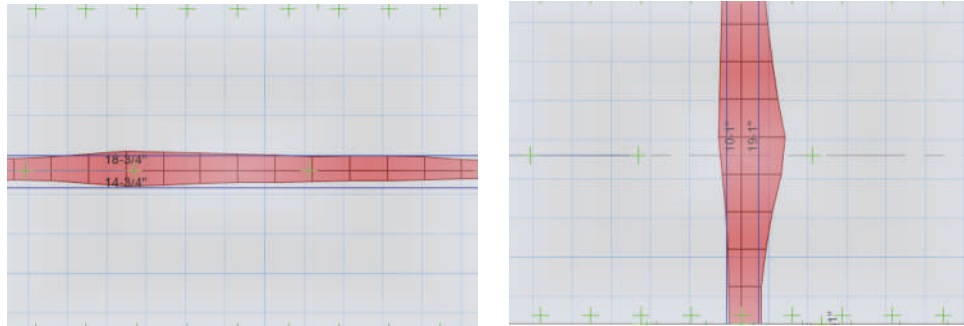
Asy= 13  $\emptyset$  1" ( $\emptyset$  1" @ 0,125 m) acero abajo

Asy= 9  $\varnothing$  1" ( $\varnothing$  1" @ 0,125 m) acero arriba

Figura 96 diseño del acero requerido en la zapata 5, de las cuales hay 2 de este tipo

**Figura 96**

Acero requerido de Z-05



Asx= 14  $\varnothing$  3/4" ( $\varnothing$  3/4" @ 0,15 m) acero abajo

Asx= 15  $\varnothing$  3/4" ( $\varnothing$  3/4" @ 0,125 m) acero arriba

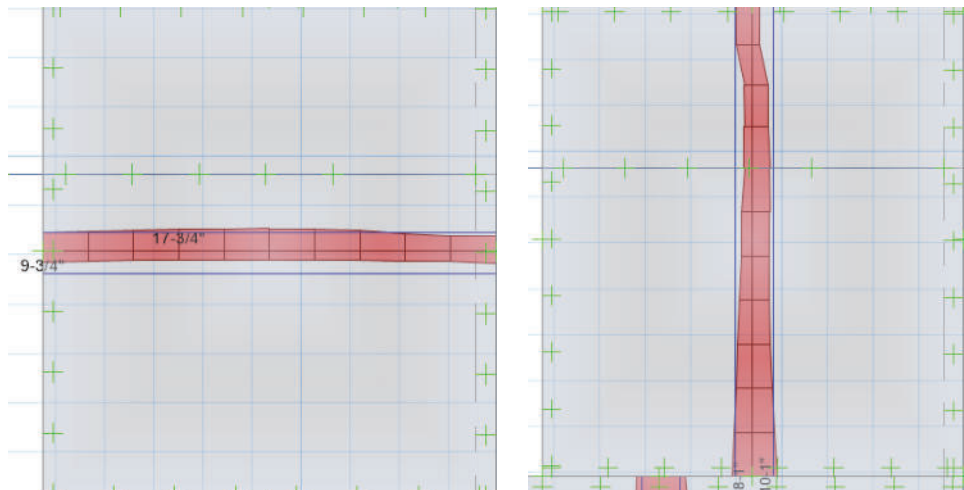
Asy= 19  $\varnothing$  1" ( $\varnothing$  1" @ 0,125 m) acero abajo

Asy= 10  $\varnothing$  1" ( $\varnothing$  1" @ 0,125 m) acero arriba

Figura 97 diseño del acero requerido en la zapata 6, de las cuales hay 2 de este tipo

**Figura 97**

Acero requerido de Z-06



Asx= 9  $\varnothing$  3/4" ( $\varnothing$  3/4" @ 0,125 m) acero abajo

Asx= 17  $\varnothing$  3/4" ( $\varnothing$  3/4" @ 0,125 m) acero arriba

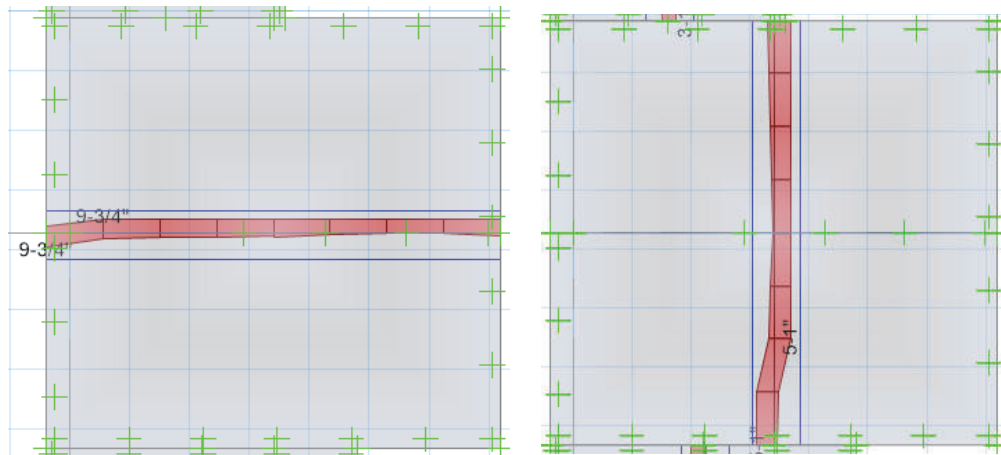
Asy= 10  $\varnothing$  1" ( $\varnothing$  1" @ 0,125 m) acero abajo

Asy= 8  $\varnothing$  1" ( $\varnothing$  1" @ 0,125 m) acero arriba

Figura 98 diseño del acero requerido en la zapata 7, de las cuales hay 2 de este tipo

**Figura 98**

*Acero requerido de Z-07*



Asx= 9  $\emptyset$  3/4" ( $\emptyset$  3/4" @ 0,125 m) acero abajo

Asx= 9  $\emptyset$  3/4" ( $\emptyset$  3/4" @ 0,125 m) acero arriba

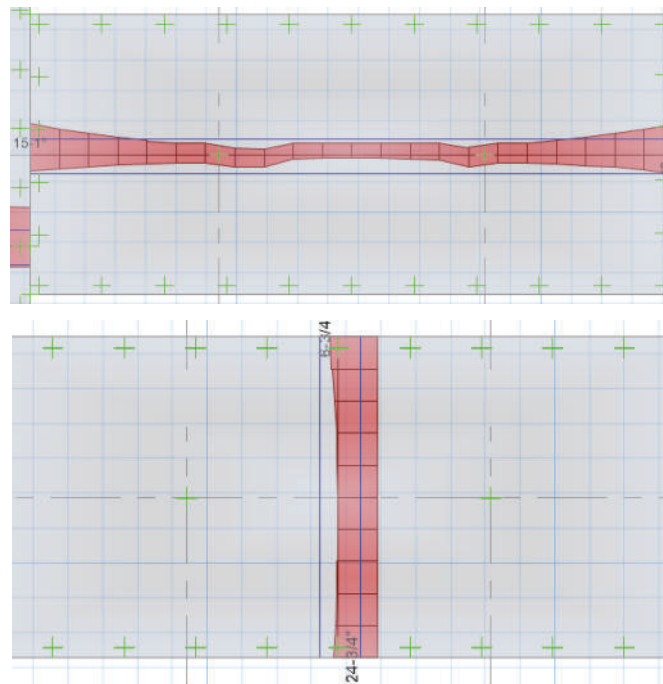
Asy= 5  $\emptyset$  1" ( $\emptyset$  1" @ 0,25 m) acero abajo

Asy= 5  $\emptyset$  1" ( $\emptyset$  1" @ 0,25 m) acero arriba

Figura 99 diseño del acero requerido en la zapata 8, de las cuales hay 2 de este tipo

**Figura 99**

*Acero requerido de Z-08*



$As_x = 9 \text{ } \varnothing 1'' \text{ (} \varnothing 1'' \text{ @ } 0,125 \text{ m)}$  acero abajo  
 $As_x = 15 \text{ } \varnothing 1'' \text{ (} \varnothing 1'' \text{ @ } 0,125 \text{ m)}$  acero arriba  
 $As_y = 24 \text{ } \varnothing 3/4'' \text{ (} \varnothing 3/4'' \text{ @ } 0,125 \text{ m)}$  acero abajo  
 $As_y = 6 \text{ } \varnothing 3/4'' \text{ (} \varnothing 3/4'' \text{ @ } 0,25 \text{ m)}$  acero arriba

#### 1.14.6.6. Acero requerido en viga de cimentación

Figura 100 viga de cimentación de 30 x 70 cm parte superior (5  $\varnothing 1''$ )  $As=25 \text{ cm}^2$  que podemos observar en el software Safe

**Figura 100**

Viga de cimentación de 30 x 70 cm parte superior (5  $\varnothing 1''$ )  $As=25 \text{ cm}^2$

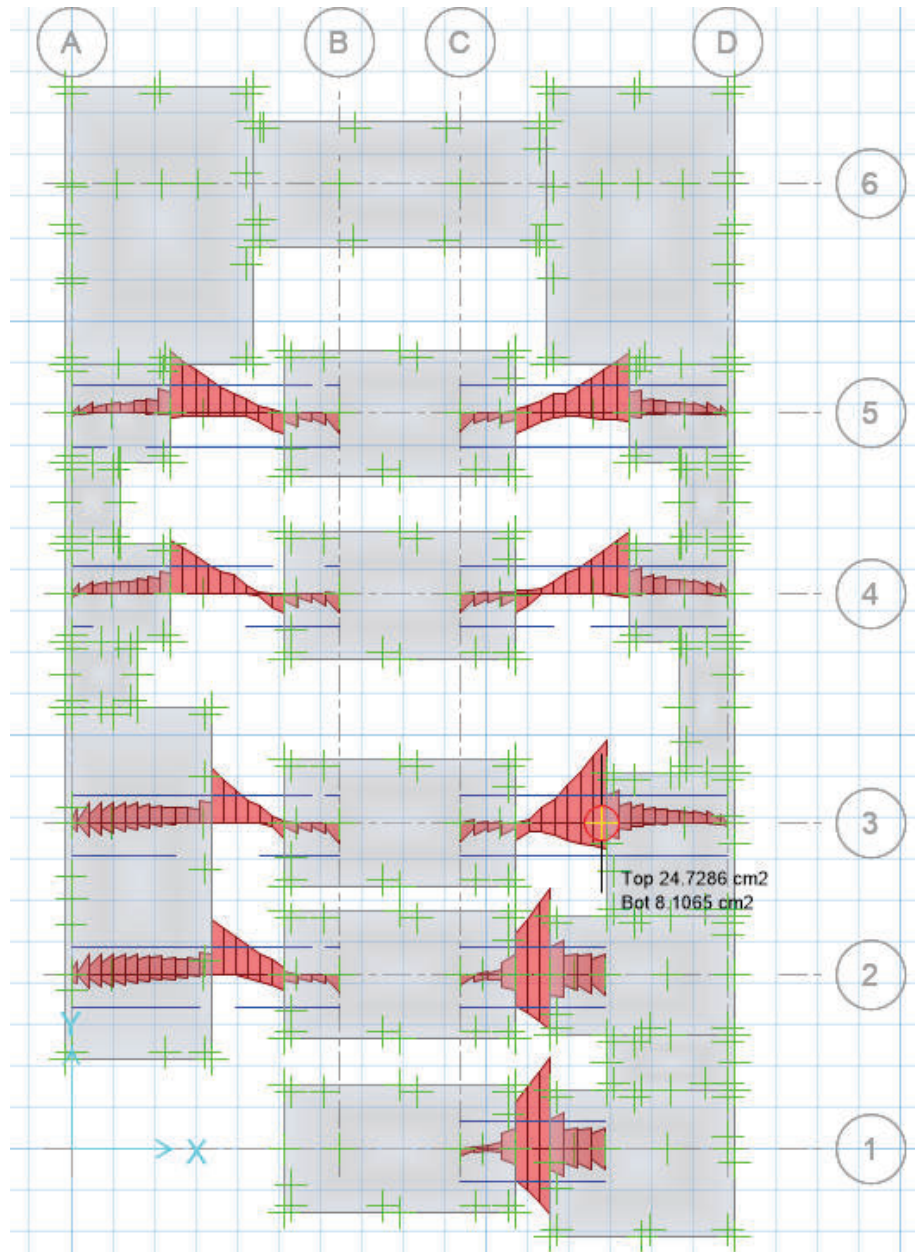
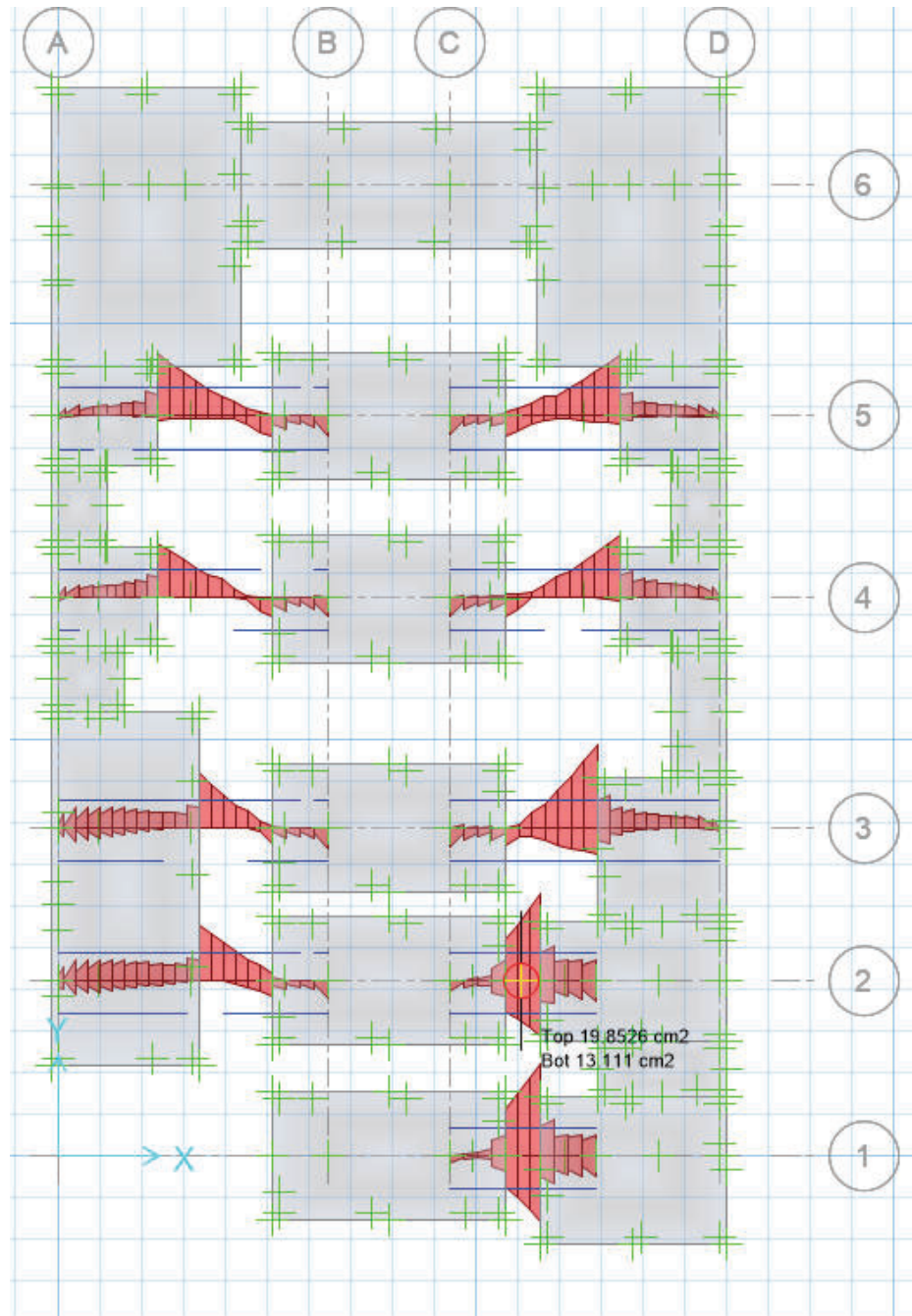


Figura 101 viga de cimentación de 30 x 70 cm parte inferior (3  $\varnothing$  1")  $A_s=15 \text{ cm}^2$  desarrollado en el software Safe

**Figura 101**

Viga de cimentación de 30x70cm parte inferior (3  $\varnothing$  1")  $A_s=15 \text{ cm}^2$



## CAPÍTULO V: DISCUSIONES

Se planteó un sistema aporticado de concreto armado, pero en las verificaciones de derivas, se vio la necesidad de rigidizar con placas en los ejes X y Y. En la estructuración se planteó un sistema dual tipo I en la dirección X y la dirección Y, donde las placas absorben más del 70% del cortante del sismo en dirección X y Y.

Los centros de masa y rigidez no coinciden es por ello que en la revisión de irregularidades por planta se verifica que existe irregularidad torsional. Los dos primeros modos son traslacionales en X y Y, mientras que el tercer modo es rotacional, en principio los modos son correctos al tener un adecuado comportamiento. Se usó para el diseño de las vigas, columnas y placas las disposiciones especiales para acciones sísmicas, tal como indica la norma E 060 concreto armado.

Se verificó los asentamientos mediante el programa safe 2012, los cuales resultaron ser menor a 25 mm, por lo cual estamos en lo establecido en la norma E050 Suelos y cimentaciones.



## CONCLUSIONES

A través del análisis estructural del edificio de seis niveles en el Distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa, se concluye que el sistema estructural es dual la cual cumple un adecuado desempeño ante amenazas sísmicas, ya que están dentro de los requisitos estructurales y de diseño sísmo resistente. Teniendo una deformación máxima en dirección X de 0,00568 y su deformación máxima en dirección Y es de 0,00603, cuyos valores se encuentran dentro del límite permisible en la norma E. 030.

Se realizó el diseño de la losa aligerada teniendo un espesor de 20 cm. Se diseñó dos tipos de columnas C-1 (50 x 50 cm) que tiene As 16 $\phi$ 5/8" con estribo de 3/8" espaciados a 1@0,05, 6@0,10, Rst@0,25; C-2(5 x40 cm) que tiene As 12 $\phi$ 5/8" con estribo de 3/8" espaciados a 1@0,05, 6@0,10, Rst@0,25. Se realizó el diseño de 3 tipos de vigas VP-1(25 X 50 cm) con acero de 6 $\phi$ 3/4" con estribos de 3/8" espaciados a 1@0,05,10@0,10, Rst@0,20, VP-2(30 X 60 cm) con acero de 4 $\phi$ 3/4"+ 2 $\phi$ 1" con estribos de 3/8" espaciados a 1@0,05, 10@0,10, Rst@0,20, VS(25 X 40 cm) con acero de 6 $\phi$ 5/8" con estribos de 3/8" espaciados a 1@0,05,8@0,10, Rst@0,20. Se diseñó también 5 tipos de placas que tienen forma de T y las otras tienen forma recta. De esta misma manera se realizó el diseño de la escalera teniendo una garganta de 0,175 m.

Se realizó las verificaciones de asentamiento, cálculo de esfuerzos por servicio, por sismo en X y sismo Y, diseño de acero en zapatas y vigas de cimentación con el software SAFE 2012 teniendo 8 tipos de zapatas de diversas dimensiones y vigas de cimentación de 30 x 70 cm.

## RECOMENDACIONES

Se recomienda al los ingenieros estructuristas que en la etapa de estructuración y predimensionamiento se debe realizar un correcto cálculo, con ello se podrá verificar sus derivas y en caso de no cumplir los requisitos aumentar las secciones y/o aumentar muros estructurales.

Se recomienda a los ingenieros civiles considerar una revisión a la norma E 060 concreto armado para un correcto diseño de los elemento estructurales: columnas, placas, losa aligerada, escalera y cimentación.

Se recomienda a los ingenieros estructuristas usar vigas de cimentación en las zapatas esquinadas y excéntricas para evitar los grandes esfuerzos de momentos que ocurrirían si fueran zapatas aisladas también como un asentamiento diferente en cada zapata, siempre que los cálculos lo requieran.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Atencio Paniagua, V. H. (2020). determinacion de la capacidad de carga admisible para las cimentaciones superficiales del sector 12 san antonio, distrito G. albarracin, provincia tacna - 2020. <https://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/1758>,
- Bustos Silva, J. M. (2016). modelacion tridimensional y estudio numerico del comportamiento sismico de muro de hormigon armad, en un edificio habitacional en chile. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/139830>.
- Carrasco Zurita, E. L. (2019). modelado estructural y diseño sismico de una edificacion de albañileria confinada de 3,4 y 5 niveles para la ciudad de jaen. [https://repositorio.unj.edu.pe/bitstream/UNJ/245/1/Carrasco\\_ZEL\\_Villanueva\\_LJR.pdf](https://repositorio.unj.edu.pe/bitstream/UNJ/245/1/Carrasco_ZEL_Villanueva_LJR.pdf).
- instituto N.D.C (2004). proyecto indeci-pnud per 02/51, mapa de peligros de la ciudad de tacna (distritos de tacna, gregorio albarraciin, pocollay y complemento alto de alianza y ciudad nueva). tacna: [http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/estudios\\_CS/Region\\_Tacna/tacna/tacna\\_mp1.pdf](http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/estudios_CS/Region_Tacna/tacna/tacna_mp1.pdf).
- Condori Atencio, J. J. (2020). analisis y diseño estructural de una edificacion de 5 pisos de concreto armado mediante la aplicacion de la metodologia BIM en el distrito de tacna. <https://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/1567>,
- Condori Ticona, A. (2020). analisis y diseño estructural sismorresistente de un edificio de concreto armado de cuatro pisos y un sotano, tacna - 2020. <https://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/2374>,
- Espinoza Pari, F. M. (2022). *analisis y diseño estructural de una edificacion multifamiliar de 5 niveles de concreto armado en la ciudad de tacna - 2022*, <http://repositorio.unjbg.edu.pe/handle/UNJBG/4497>,

- Haindl Carvallo. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de una vivienda de muros de hormigón armado*. Santiago: Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Ledemas y Martínez. (2018). *Evaluación por desempeño del diseño estructural de viviendas en estado de vulnerabilidad alta en la ciudad de Bogotá—caso de estudio localidades de: Bosa, Ciudad Bolívar, San Cristobal y Usme*. Bogotá: Universidad Católica de Colombia.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma Técnica de Diseño Sismorresistente*. Lima: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO).
- Nervi Laura, M. (2017). análisis de la vulnerabilidad sísmica en viviendas de albañilería confinada según la norma E070 del RNE en la ciudad de Juliaca Puno.  
[https://repositorio.upeu.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12840/940/Manuel\\_Nervi\\_Tesis\\_Bachiller\\_2017.pdf?sequence=5&isAllowed=y](https://repositorio.upeu.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12840/940/Manuel_Nervi_Tesis_Bachiller_2017.pdf?sequence=5&isAllowed=y).
- Norma E 0.30 Diseño sismorresistente. (2018). *Diseño Sismorresistente*. Recuperado el 2021, de <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Novoa, J. (2020). *Evaluación estructural para determinar la vulnerabilidad sísmica de una vivienda de cinco niveles en el AA. HH. Ciudadela Chalaca- Callao 2020*. Callao: Universidad Cesar Vallejo.
- Quispe Enciso, M. y. (2017). análisis comparativo del diseño sismorresistente de una edificación de concreto armado de 7 pisos en Lima empleando la norma E030 (versión 2016 vs versión 2003).  
[https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/621899/Quispe\\_EM.pdf?sequence=5](https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/621899/Quispe_EM.pdf?sequence=5),
- Silgado Ferro, E. (1978). historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú (1513 - 1974).  
[https://repositorio.ingemmet.gob.pe/bitstream/20.500.12544/251/2/C-003-Boletin-Historia\\_sismos\\_mas\\_notables\\_Peru.pdf](https://repositorio.ingemmet.gob.pe/bitstream/20.500.12544/251/2/C-003-Boletin-Historia_sismos_mas_notables_Peru.pdf).

Tavera Huarache, H. J. (2001). el terremoto de la region del sur del peru del 23 de junio de 2001, <http://cidbimena.desastres.hn/docum/crid/Septiembre-Octubre2005/CD-2/pdf/spa/doc15791/doc15791-contenido.pdf>.

**ANEXOS**

## ANEXOS

## Anexo 1. Matriz de consistencia

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE SEIS NIVELES EN EL DISTRITO CORONEL GREGORIO ALBARRACÍN LANCHIPA, TACNA 2022 <sup>1</sup>					
PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES	METODOLOGÍA
<b>Problema General:</b>	<b>Objetivo General:</b>	<b>Hipótesis General:</b>	<b>Variable independiente:</b>	<b>Indicadores de V.I.:</b>	<b>Tipo de Estudio</b> Aplicada
¿Cuáles son las características del Análisis y diseño estructural de un edificio de seis niveles en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa en base al Reglamento Nacional de Edificaciones?	Establecer y determinar el análisis y diseño sísmico de un edificio de seis niveles en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa en base al Reglamento Nacional de Edificaciones.	Mediante el análisis y diseño estructural de concreto armado se establecerá las características de un edificio de seis niveles en el distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa.	Análisis y Diseño estructural	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Desplazamientos y distorsiones máximas de entrepiso</li> <li>• Cuanías de acero requeridas</li> <li>• Sistema Estructural predominante</li> <li>• Capacidad portante</li> </ul>	<b>Nivel de Investigación</b> aplicativo
<b>Problemas Específicos:</b>	<b>Objetivos Específicos:</b>	<b>Hipótesis Específicos:</b>	<b>Variable dependiente:</b>	<b>Indicadores de V.D.:</b>	<b>Diseño de investigación</b> no experimental
¿Cuáles son los resultados del análisis estructural de un edificio de seis niveles según la Norma E.030 "Diseño Sismorresistente con ayuda del software CSI ETABS?	Realizar el análisis estructural de un edificio de seis niveles según la Norma E.030 "Diseño Sismorresistente" con ayuda del software CSI ETABS.	Se obtendrá una adecuada resistencia de acuerdo a lo especificado en la Norma E.030 "Diseño Sismorresistente" debido al análisis estructural de un edificio de seis niveles.	Edificio de seis niveles	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Periodos y modos de vibración.</li> <li>• Distribución en planta de elementos estructurales.</li> <li>• Esfuerzo de los elementos estructurales.</li> <li>• Cantidad de elementos estructurales en planta.</li> </ul>	<b>Muestra:</b> Edificio de seis niveles
¿Cuál es el diseño estructural de los elementos de concreto armado para un edificio de seis niveles según la Norma E.060 "Concreto Armado" para el modelado con ayuda del software CSI ETABS?	Realizar el diseño estructural de un edificio de seis niveles según la Norma E.060 "Concreto Armado" para el modelado con ayuda del software CSI ETABS.	Se obtendrá las cuanías de acero que satisfacen los requerimientos establecidos según la Norma E.060 "Concreto Armado" debido al diseño estructural por resistencia última de un edificio de seis niveles.			
¿Cuál sería una cimentación adecuada en el diseño de un edificio de seis niveles según la norma E.050 "Suelos y Cimentaciones" para el modelado con la ayuda del software CSI SAFE?	Establecer y verificar una cimentación adecuada en el diseño de un edificio de seis niveles según la Norma E.050 "Suelos y Cimentaciones" para el modelado con la ayuda del software CSI SAFE.	La cimentación es adecuada para las solicitudes del diseño del edificio de seis niveles de acuerdo a la Norma E.050 "Suelos y Cimentaciones".			

## Anexo 2. Diseño de losa aligerada



## LOSA ALIGERADA

### PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS DE C°A°

#### 9.6.2 Elementos reforzados en una dirección - no preesforzados

9.6.2.1 Los peraltes o espesores mínimos para no verificar deflexiones, que se señalan en la Tabla 9.1 pueden utilizarse como referencia en elementos armados en una dirección (aligerados, losas macizas y vigas) que no soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de dañarse por deflexiones excesivas del elemento estructural. Estos límites pueden obviarse si el cálculo de las deflexiones demuestra que es posible utilizar un espesor menor sin provocar efectos adversos.

**TABLA 9.1**  
**PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREEFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES**

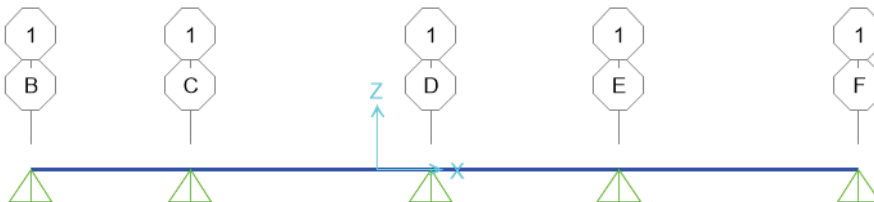
Elementos	Espesor o peralte mínimo, $h$			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.				
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

**Notas:**

Los valores dados en la Tabla 9.1 se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal (alrededor de 2300 Kg/m<sup>3</sup>) y refuerzo con  $f_y$  igual a 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:

- (a) Para concreto liviano estructural con densidad dentro del rango de 1450 a 1900 Kg/m<sup>3</sup>, los valores de la Tabla deben multiplicarse por  $(1,65 - 0,0003 w_c)$ , pero no menos de 1,09.
- (b) Para  $f_y$  distinto de 420 MPa, los valores de la Tabla deben multiplicarse por  $(0,4 + f_y / 700)$ .

### PREDIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA

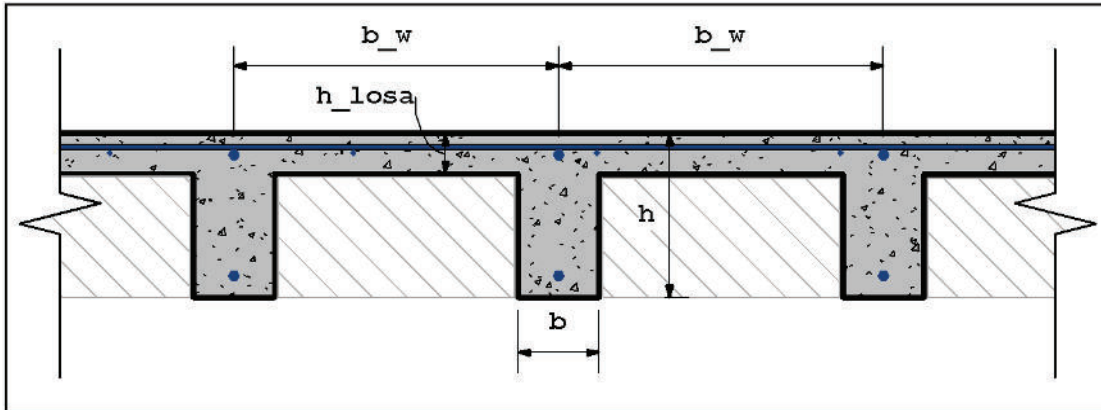


$$L_n := 4.15 \text{ m} - 0.15 \text{ m} = 4 \text{ m}$$

$$h_{pred} := \frac{L_n}{21} = 0.19 \text{ m} \quad h := 0.20 \text{ m}$$

DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS O NERVADAS E-060

Dimensiones



Espaciamiento de viguetas	$b_w := 40 \text{ cm}$
Ancho de las viguetas	$b := 10 \text{ cm}$
Altura de la losa superior	$h_{losa} := 5 \text{ cm}$
Altura total	$h := 20 \text{ cm}$
Recubrimiento	$r := 3 \text{ cm}$
Peralte efectivo	$d := h - r = 17 \text{ cm}$

Materiales

Resistencia a compresión del concreto	$f'_c := 210 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Factor de modificación por concreto liviano	$\lambda := 1$
Modulo de elasticidad del concreto	$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.65 \frac{1}{\text{cm}^2} \cdot \text{kgf}$
Peso específico del concreto reforzado	$\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$
Límite de fluencia del acero	$f_y := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Modulo de elasticidad del acero	$E_s := 2000000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
$\phi_f := 0.90$	$\phi_c := 0.85$

METRADO DE CARGASA. CARGA MUERTA

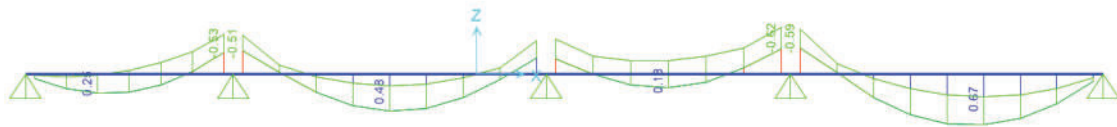
$$\text{PESO DE LOSA DE H=20 CM} \quad Pl := 0.4 \text{ m} \cdot 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 120 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$\text{PESO DE PISO TERMINADO} \quad Ppt := 0.4 \text{ m} \cdot 120 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 48 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$Wd := Pl + Ppt = 168 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

B. CARGA VIVA

$$Wl := 0.4 \text{ m} \cdot 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 120 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

DISEÑO DE LOSA ALIGERADAa. calculo de acero de refuerzo

*centro – acero positivo – acero inferior continuo*

$$Mu := 0.67 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$As1 := \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d}{f_y} - \sqrt{\frac{1.7 \cdot f'_c \cdot b_w}{f_y^2} \cdot \left( \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d^2}{2} - \frac{Mu}{\phi f} \right)} = 1.062 \text{ cm}^2$$

usar fierro de 1/2" : 1.27 cm<sup>2</sup>

*extremo – acero negativo – aceros superior discontinuo (bastones)*

$$Mu := 0.59 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$As2 := \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d}{f_y} - \sqrt{\frac{1.7 \cdot f'_c \cdot b}{f_y^2} \cdot \left( \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}{2} - \frac{Mu}{\phi f} \right)} = 0.985 \text{ cm}^2$$

usar fierro de 1/2" : 1.27 cm<sup>2</sup>

### Área de refuerzo a flexión mínima (10.5.2)

**10.5.2** El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de:

$$A_{s \min} = \frac{0,22 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (10-3)$$

$$A_{s \min} := \frac{0,7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d \quad A_{s \min} = 0,411 \text{ cm}^2$$

### Área de refuerzo a flexión máxima (10.3.5)

**10.3.5** En elementos no preesforzados sujetos a flexión o flexocompresión en los cuales  $P_u$  sea menor que  $0,1 f'_c A_g$ , puede considerarse alternativamente que el requisito de 10.3.4, relativo a la cantidad máxima de acero en tracción, se cumple cuando la deformación unitaria neta,  $\epsilon_t$ , del acero en tracción más alejado del borde comprimido es mayor o igual a 0.004 (véase la definición de  $\epsilon_t$  en 8.4.1 y la figura 8.4.1). Este criterio es aplicable a secciones de cualquier forma, sin acero de compresión o con él y/o con acero repartido en el alma.

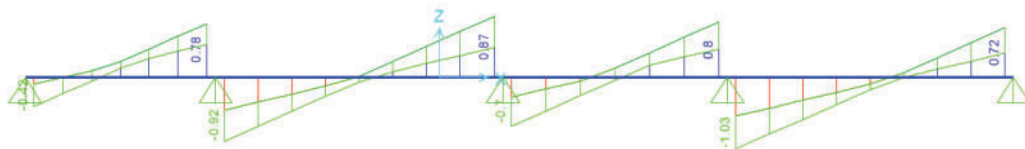
$$\epsilon_c := 0,003 \quad \epsilon_s := 0,004$$

$$\rho_b := \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot 0,85}{f_y} \cdot \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} \right) = 0,015 \quad A_{s \max} := 0,75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d = 1,974 \text{ cm}^2$$

### b. revisión y verificación por corte

$$V_c := 1,1 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \cdot b \cdot d = 1,436 \text{ tonnef} \quad V_u := 1,03 \text{ tonnef}$$

$$\phi_c V_c := \phi_c \cdot V_c = 1,221 \text{ tonnef} \quad V_s := 0 \text{ tonnef} \quad V_n := \phi_c \cdot (V_c + V_s)$$



if( $V_n \geq V_u$ , "OK", "Revisar") = "OK"

$$V_n \geq V_u$$

### c. calculo del acero por temperatura

<b>9.7</b>	<b>REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS</b>
<b>9.7.1</b>	En losas estructurales donde el refuerzo por flexión se extienda en una dirección, se deberá proporcionar refuerzo perpendicular a éste para resistir los esfuerzos por retracción del concreto y cambios de temperatura.
<b>9.7.1</b>	La armadura por retracción y temperatura en losas, deberá proporcionar las siguientes relaciones mínimas de área de la armadura a área de la sección total de concreto, según el tipo de acero de refuerzo que se use.
-	Barras lisas <span style="float: right;">0,0025</span>
-	Barras corrugadas con $f_y < 420$ MPa <span style="float: right;">0,0020</span>
-	Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y \geq 420$ MPa <span style="float: right;">0,0018</span>
<b>9.7.3</b>	El refuerzo por contracción y temperatura deberá colocarse con un espaciamiento entre ejes menor o igual a tres veces el espesor de la losa, sin exceder de 400 mm. En losas nervadas en una dirección (aligerados) donde se usen bloques de relleno (ladrillos de techo) permanentes de arcilla o concreto, el espaciamiento máximo del refuerzo perpendicular a los nervios podrá extenderse a cinco veces el espesor de la losa sin exceder de 400 mm.

$$\rho_{min} := 0.0018 \quad h_{losa} = 0.05 \text{ m}$$

$$S1 := 3 \cdot h_{losa} = 0.15 \text{ m} \quad S2 := 5 \cdot h_{losa} = 0.25 \text{ m} \quad s := S2$$

Espaciamiento del refuerzo  $s = 25 \text{ cm}$

**Espaciamiento mínimo 9.7.3**  $s_{min} := \min(5 \cdot h_{losa}, 40 \text{ cm}) = 0.25 \text{ m}$

Diámetro varilla de refuerzo por temperatura  $d_{bt} := \frac{1}{4} \text{ in}$   $A := \frac{\pi \cdot (d_{bt})^2}{4}$

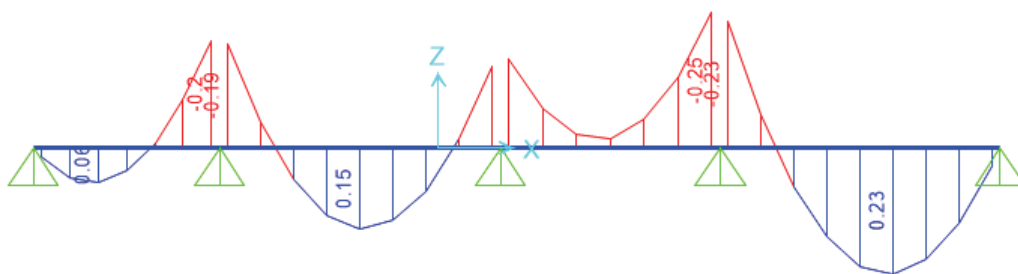
$A = 0.317 \text{ cm}^2$

**Área de acero por temperatura mínima 9.7.2**  $A_{smin} := 0.0018 \cdot s \cdot h_{losa} = 0.225 \text{ cm}^2$

Usar como Acero Temperatura =  $\Phi \cdot \frac{1}{4} \text{ ''} @ 0.25 \text{ m}$

### d. calculo de deflexion de la losa aligerada

#### carga muerta



MEDIO

$$yt := \frac{b_w \cdot h_{losa} \cdot \left( h - \frac{h_{losa}}{2} \right) + b \cdot \frac{(h - h_{losa})^2}{2}}{b_w \cdot h_{losa} + b \cdot (h - h_{losa})} = 13.214 \text{ cm}$$

$$Ig := \frac{b_w \cdot h_{losa}^3}{12} + b_w \cdot h_{losa} \cdot \left( h - \frac{h_{losa}}{2} - yt \right)^2 + \frac{b \cdot (h - h_{losa})^3}{12} + b \cdot (h - h_{losa}) \cdot \left( yt - \frac{(h - h_{losa})}{2} \right)^2$$

$$Ig = 11800.6 \text{ cm}^4$$

$$fr := 2 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 28.983 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Mcr := \frac{fr \cdot Ig}{yt} = 0.259 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$E_c = 217370.65 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad E_s = (2 \cdot 10^6) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201 \quad As' := 0 \text{ cm}^2 \quad r = 3 \text{ cm} \quad d = 17 \text{ cm}$$

$$As := 1.27 \text{ cm}^2 \quad Ma := 0.23 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\frac{bc^2}{2} + (2n - 1)A'_s(c - d') + nA_s(c - d) = 0$$

$$c1 := \frac{-((2 \cdot n - 1) \cdot As' + n \cdot As) + \sqrt{((2 \cdot n - 1) \cdot As' + n \cdot As)^2 + 2 \cdot b_w \cdot ((2 \cdot n - 1) \cdot As' \cdot r + n \cdot As \cdot d)}}{b_w}$$

$$c1 = 2.873 \text{ cm}$$

$$Icr := \frac{b_w \cdot c1^3}{3} + n \cdot As \cdot (d - c1)^2 + (2 \cdot n - 1) \cdot As' \cdot (c1 - r)^2 = 2648.21 \text{ cm}^4$$

$$Ie3 := Icr + (Ig - Icr) \cdot \left( \frac{Mcr}{Ma} \right)^3 = 15690.4 \text{ cm}^4$$

EXTREMO

$$yc := h - yt = 6.786 \text{ cm}$$

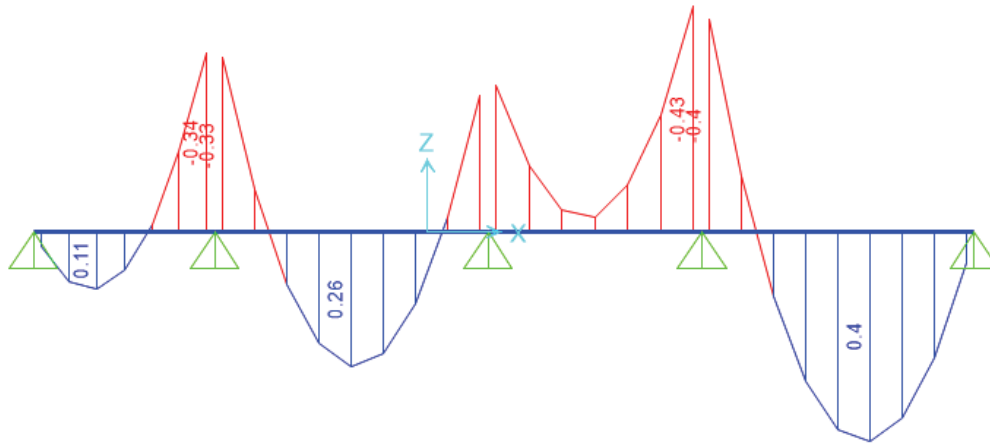
$$Mcr := \frac{fr \cdot Ig}{yc} = 0.504 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$I_{e2} := I_g = 11800.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{prom} := \frac{(I_{e2} + 2 \cdot I_{e3})}{3} = 14393.8 \text{ cm}^4$$

$$factor := \frac{I_{prom}}{I_g} = 1.2198$$

**carga de servicio: carga muerta + carga viva**



*MEDIO*

$$yt := \frac{b_w \cdot h_{losa} \cdot \left( h - \frac{h_{losa}}{2} \right) + b \cdot \frac{(h - h_{losa})^2}{2}}{b_w \cdot h_{losa} + b \cdot (h - h_{losa})} = 13.214 \text{ cm}$$

$$I_g := \frac{b_w \cdot h_{losa}^3}{12} + b_w \cdot h_{losa} \cdot \left( h - \frac{h_{losa}}{2} - yt \right)^2 + \frac{b \cdot (h - h_{losa})^3}{12} + b \cdot (h - h_{losa}) \cdot \left( yt - \frac{(h - h_{losa})}{2} \right)^2$$

$$I_g = 11800.6 \text{ cm}^4$$

$$fr := 2 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 28.983 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{cr} := \frac{fr \cdot I_g}{yt} = 0.259 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$E_c = 217370.65 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad E_s = (2 \cdot 10^6) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$n := \frac{E_s}{E_c} = 9.201 \quad A_s' := 0 \text{ cm}^2 \quad r = 3 \text{ cm} \quad d = 17 \text{ cm}$$

$$As := 1.27 \text{ cm}^2 \quad Ma := 0.40 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\frac{bc^2}{2} + (2n-1)A'_s(c-d') + nA_s(c-d) = 0$$

$$c1 := \frac{-((2 \cdot n - 1) \cdot As' + n \cdot As) + \sqrt{((2 \cdot n - 1) \cdot As' + n \cdot As)^2 + 2 \cdot b_w \cdot ((2 \cdot n - 1) \cdot As' \cdot r + n \cdot As \cdot d)}}{b_w}$$

$$c1 = 2.873 \text{ cm}$$

$$Icr := \frac{b_w \cdot c1^3}{3} + n \cdot As \cdot (d - c1)^2 + (2 \cdot n - 1) \cdot As' \cdot (c1 - r)^2 = 2648.21 \text{ cm}^4$$

$$Ie3 := Icr + (Ig - Icr) \cdot \left( \frac{Mcr}{Ma} \right)^3 = 5127.65 \text{ cm}^4$$

*EXTREMO*

$$yc := h - yt = 6.786 \text{ cm}$$

$$Mcr := \frac{fr \cdot Ig}{yc} = 0.504 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

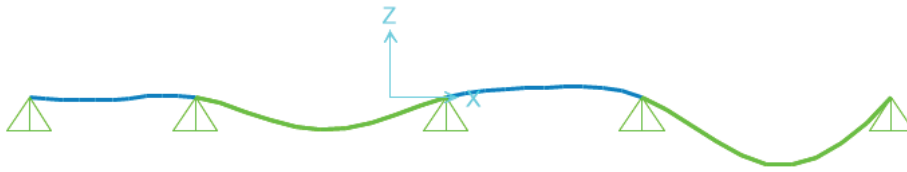
$$Ie2 := Ig = 11800.6 \text{ cm}^4$$

$$Iprom := \frac{(Ie2 + 2 \cdot Ie3)}{3} = 7351.97 \text{ cm}^4$$

$$factor := \frac{Iprom}{Ig} = 0.623$$

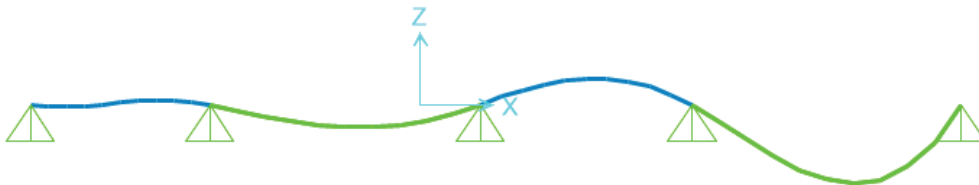


deflexion por carga muerta



$$Dflexmu := 1.41 \text{ mm}$$

deflexion por carga servicio



$$Dflexser := 3.60 \text{ mm}$$

Deflexion inmediata  
debido a la carga viva

$$Dflexviva := Dflexser - Dflexmu = 2.19 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \delta_L &:= Dflexviva \\ \delta_{DL,LL} &:= Dflexser \\ \delta_{DL} &:= Dflexmu \end{aligned}$$

Deflexión debido a cargas sostenidas

$$\xi := 2$$

$$\rho' := \frac{As}{d \cdot b_w} = 0.002 \quad As = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_{\Delta} := \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'} \quad \delta_{LT} := \delta_L + \lambda_{\Delta} \cdot \delta_{DL} = 4.769 \text{ mm}$$

Deflexión maxima admisible

$$Ln = 4 \text{ m} \quad \Delta_{max} := \frac{Ln}{360} = 11.111 \text{ mm}$$

- 9.6.2.7 En ningún caso la deflexión total del elemento (instantánea y diferida) deberá exceder de  $\ell n / 250$ . Si fuese necesario se podrá especificar una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda este límite.

**TABLA 9.2**  
**DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES**

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

- \* Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el estancamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deflexiones adecuados, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje de las aguas.
- † Las deflexiones a largo plazo se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de elementos similares a los que se están considerando.
- ‡ Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en elementos apoyados o unidos.

**Anexo 3. Diseño de columnas**

### DISEÑO DE COLUMNA

Diseño de Columna 50 x 50 cm

#### DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

#### DETERMINACION DE DIAGRAMA DE INTERACCION DE DISEÑO ( $\phi R_n$ )

CURVA 1 = 0°			CURVA 7 = 90°			CURVA 13 = 180°			CURVA 19 = 270°		
P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3
298.3	0.0	0.0	298.3	0.0	0.0	298.3	0.0	0	298.3	0.0	0.0
298.3	0.0	9.5	298.3	9.5	0.0	298.3	0.0	-10	298.3	-9.5	0.0
296.1	0.0	14.3	296.1	14.3	0.0	296.1	0.0	-14	296.1	-14.3	0.0
266.9	0.0	18.6	266.9	18.6	0.0	266.9	0.0	-19	266.9	-18.6	0.0
236.7	0.0	22.0	236.7	22.0	0.0	236.7	0.0	-22	236.7	-22.0	0.0
204.0	0.0	24.8	204.0	24.8	0.0	204.0	0.0	-25	204.0	-24.8	0.0
168.4	0.0	27.1	168.4	27.1	0.0	168.4	0.0	-27	168.4	-27.1	0.0
128.7	0.0	28.9	128.7	28.9	0.0	128.7	0.0	-29	128.7	-28.9	0.0
114.2	0.0	31.4	114.2	31.4	0.0	114.2	0.0	-31	114.2	-31.4	0.0
96.2	0.0	33.9	96.2	33.9	0.0	96.2	0.0	-34	96.2	-33.9	0.0
64.2	0.0	33.2	64.2	33.2	0.0	64.2	0.0	-33	64.2	-33.2	0.0
23.7	0.0	27.5	23.7	27.5	0.0	23.7	0.0	-28	23.7	-27.5	0.0
-23.0	0.0	19.8	-23.0	19.8	0.0	-23.0	0.0	-20	-23.0	-19.8	0.0
-91.2	0.0	6.5	-91.2	6.5	0.0	-91.2	0.0	-7	-91.2	-6.5	0.0
-119.7	0.0	0.0	-119.7	0.0	0.0	-119.7	0.0	0	-119.7	0.0	0.0

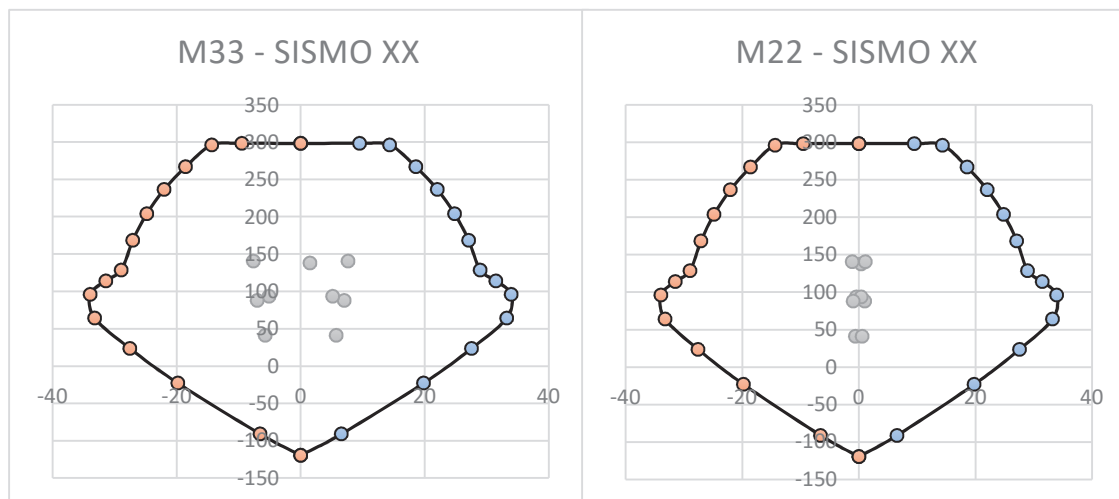
#### DETERMINACION DE LA RESISTENCIA REQUERIDA $R_u$

Carga	P	V2	V3	T	M2	M3	
CM	-71.7	0.7	0.2	0.0	0.2	0.7	71.7
CV	-22.0	0.3	0.1	0.0	0.1	0.3	22.0
SX	23.5	3.2	0.3	0.2	0.8	6.4	
SY	9.0	0.3	3.6	0.1	8.1	0.7	

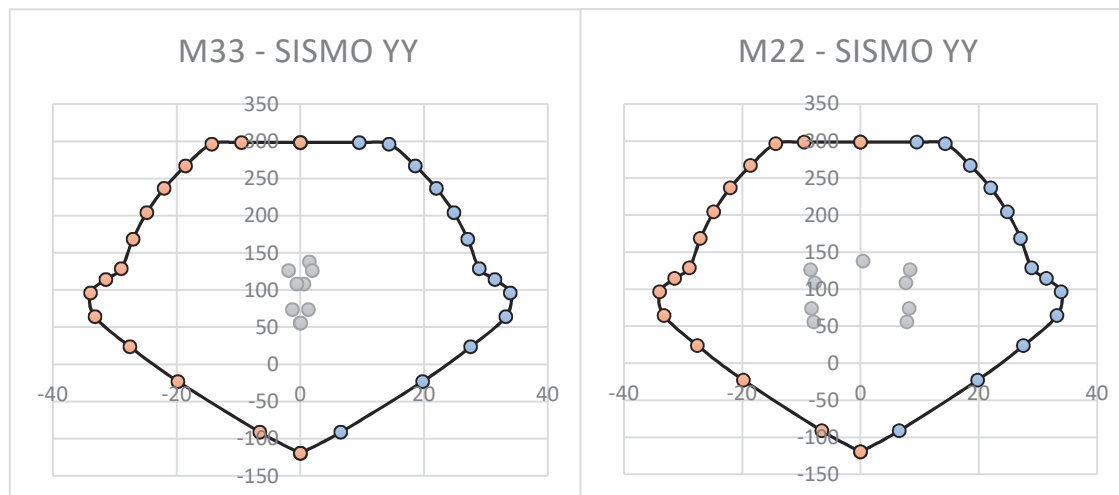
SISMO XX	COMBINACIONES $R_u$		
	P	M2	M3
U1	137.8	0.4	1.5
U2	140.6	1.1	7.6
U3	93.6	-0.4	-5.1
U4	88.0	1.0	7.0
U5	41.0	-0.6	-5.7
U6	140.6	-1.1	-7.6
U7	93.6	0.4	5.1
U8	88.0	-1.0	-7.0
U9	41.0	0.6	5.7

SISMO YY	COMBINACIONES $R_u$		
	P	M2	M3
U1	137.8	0.4	1.5
U2	126.1	8.4	1.9
U3	108.1	-7.7	0.6
U4	73.5	8.3	1.3
U5	55.5	-7.9	0.0
U6	126.1	-8.4	-1.9
U7	108.1	7.7	-0.6
U8	73.5	-8.3	-1.3
U9	55.5	7.9	0.0

### VERIFICACION DE RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION X-X



### VERIFICACION DE RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION Y-Y



### DISEÑO POR CORTANTE

CASO	P	V2	V3	M2	M3	
CM	-71.7	0.72	0.22	0.23	0.70	71.7
CV	-22.03	0.30	0.06	0.06	0.29	22.0
SX	23.52	3.18	0.34	0.79	6.4	
SY	9.00	0.34	3.56	8.06	0.7	

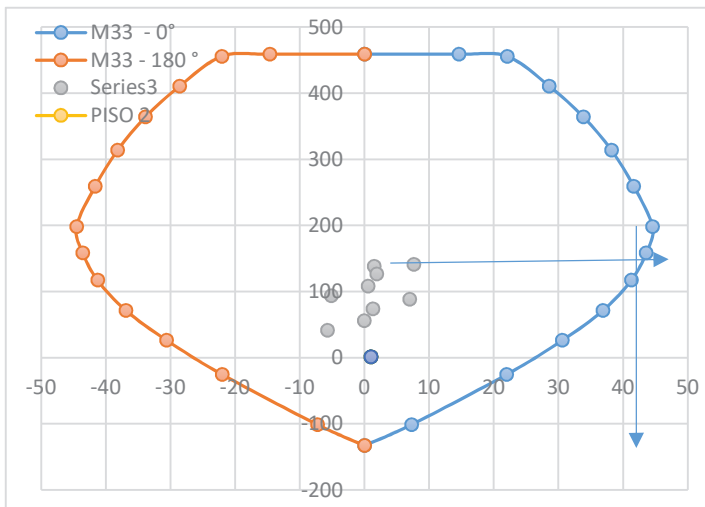
C	P	V2	V3	M2	M3
U1	137.8	1.5	0.4	0.4	1
U2	140.6	4.5	0.7	1.1	8
U3	93.6	-1.9	0.0	-0.4	-5
U4	88.0	3.8	0.5	1.0	7
U5	41.0	-2.5	-0.1	-0.6	-6
U6	126.1	1.6	3.9	8.4	1.91
U7	108.1	0.9	-3.2	-7.7	1
U8	73.5	1.0	3.8	8.3	1
U9	55.5	0.3	-3.4	-7.9	0

\*Los valores de P, V2, M3, V3, M2 se toman absolutos

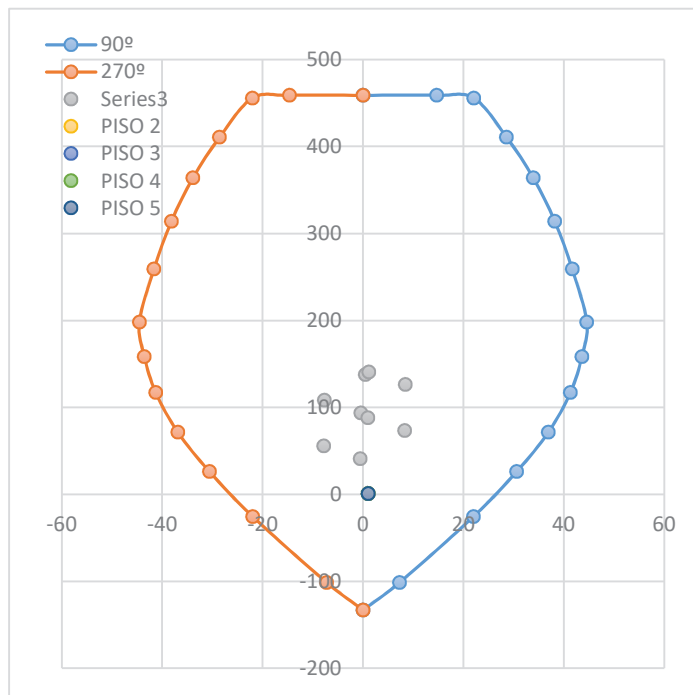
\* Para el diseño por corte se toma la cortante más grande de V2 Y V3

1ro	P	V2	V3	M2	M3	P	V2	M3	P	V3	M2
U1	137.8	1.5	0.4	0.4	1.5	137.8	1.5	1.5	137.8	0.4	0.4
U2	140.6	4.5	0.7	1.1	7.6	140.6	4.5	7.6	140.6	0.7	1.1
U3	93.6	-1.9	0.0	-0.4	-5.1	93.6	1.9	5.1	93.6	0.0	0.4
U4	88.0	3.8	0.5	1.0	7.0	88.0	3.8	7.0	88.0	0.5	1.0
U5	41.0	-2.5	-0.1	-0.6	-5.7	41.0	2.5	5.7	41.0	0.1	0.6
U6	126.1	1.6	3.9	8.4	1.9	126.1	1.6	1.9	126.1	3.9	8.4
U7	108.1	0.9	-3.2	-7.7	0.6	108.1	0.9	0.6	108.1	3.2	7.7
U8	73.5	1.0	3.8	8.3	1.3	73.5	1.0	1.3	73.5	3.8	8.3
U9	55.5	0.3	-3.4	-7.9	0.0	55.5	0.3	0.0	55.5	3.4	7.9

**DIRECCION 2-2**



M33			
0°		180°	
Pn	Mn	Pn	Mn
459	0.0	459	0
459	14.6	459	-15
456	22.1	456	-22
411	28.6	411	-29
364	33.9	364	-34
314	38.2	314	-38
259	41.6	259	-42
198	44.5	198	-45
158	43.6	158	-44
117	41.3	117	-41
71	36.9	71	-37
26	30.6	26	-31
-26	22.0	-26	-22
-101	7.3	-101	-7
-133	0.0	-133	0

**DIRECCION 3-3**

M22			
90°		270°	
Pn	Mn	Pn	Mn
458.9	0.0	459	0
458.9	14.6	459	-15
455.6	22.1	456	-22
410.6	28.6	411	-29
364.1	33.9	364	-34
313.8	38.2	314	-38
259.1	41.6	259	-42
198.1	44.5	198	-45
158.2	43.6	158	-44
117.0	41.3	117	-41
71.3	36.9	71	-37
26.3	30.6	26	-31
-25.5	22.0	-26	-22
-101.3	7.3	-101	-7
-133.0	0.0	-133	0

**1. CARACTERISTICAS DEL MURO**

COLUMNA C2

a	b	Hm	f'c
0.5	0.50	2.70	210

**2. DETERMINACION DE CORTANTE DE DISEÑO Vu (RNE E.060 (21.6.5.1))**

Mnsup 43 ton-m

Mninf 43 ton-m

hn 2.7 m

Vu 31.85 ton

**3. DETERMINACION DEL APORTE DEL CONCRETO (Vc) Y APORTE DEL ACERO A CORTE (Vs)****Artículo 11.3.1.1**

$$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \cdot kg$$

Vc 19.2 ton

Vs 18.27 ton

Av 1.42 cm<sup>2</sup>

fy 4200 kg/cm

d 44.25 cm

s 14.44 cm

Lo 0.6 m

smáx 10 cm

Usar: 1@5, 6@10, resto 25.4 cm

### DISEÑO DE COLUMNA

Diseño de Columna 40 x 50 cm

#### DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

#### DETERMINACION DE DIAGRAMA DE INTERACCION DE DISEÑO ( $\phi R_n$ )

CURVA 1 = 0°			CURVA 7 = 90°			CURVA 13 = 180°			CURVA 19 = 270°		
P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3
235.3	0.0	0.0	235.3	0.0	0.0	235.3	0.0	0	235.3	0.0	0.0
235.3	0.0	7.0	235.3	6.1	0.0	235.3	0.0	-7	235.3	-6.1	0.0
235.2	0.0	10.8	232.7	9.2	0.0	235.2	0.0	-11	232.7	-9.2	0.0
212.1	0.0	14.0	209.2	12.0	0.0	212.1	0.0	-14	209.2	-12.0	0.0
188.3	0.0	16.6	184.5	14.2	0.0	188.3	0.0	-17	184.5	-14.2	0.0
162.5	0.0	18.7	158.3	16.0	0.0	162.5	0.0	-19	158.3	-16.0	0.0
134.5	0.0	20.2	129.8	17.5	0.0	134.5	0.0	-20	129.8	-17.5	0.0
103.5	0.0	21.4	98.2	18.7	0.0	103.5	0.0	-21	98.2	-18.7	0.0
90.3	0.0	23.2	88.7	19.9	0.0	90.3	0.0	-23	88.7	-19.9	0.0
73.8	0.0	24.9	75.0	21.0	0.0	73.8	0.0	-25	75.0	-21.0	0.0
46.6	0.0	24.2	50.3	20.4	0.0	46.6	0.0	-24	50.3	-20.4	0.0
14.1	0.0	19.9	21.1	16.9	0.0	14.1	0.0	-20	21.1	-16.9	0.0
-21.6	0.0	14.1	-16.1	11.7	0.0	-21.6	0.0	-14	-16.1	-11.7	0.0
-67.6	0.0	5.1	-70.2	3.7	0.0	-67.6	0.0	-5	-70.2	-3.7	0.0
-89.8	0.0	0.0	-89.8	0.0	0.0	-89.8	0.0	0	-89.8	0.0	0.0

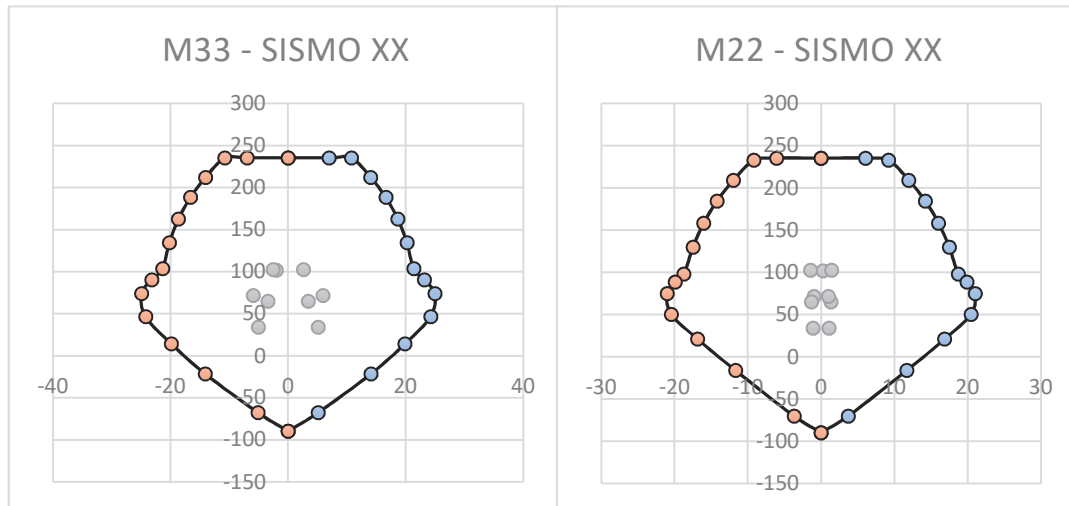
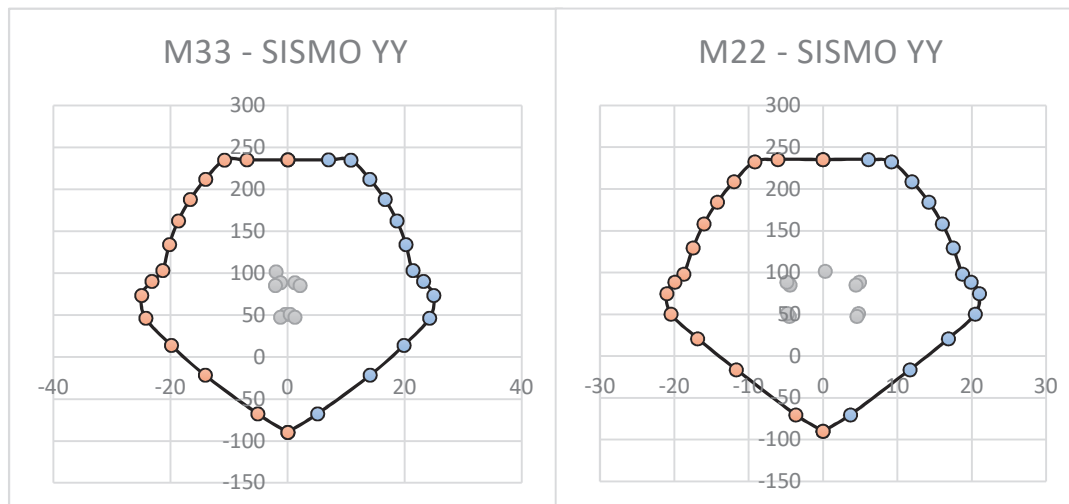
#### DETERMINACION DE LA RESISTENCIA REQUERIDA $R_u$

Carga	P	V2	V3	T	M2	M3	
CM	-55.1	-0.9	0.1	0.0	0.1	-0.9	55.1
CV	-14.6	-0.4	0.0	0.0	0.0	-0.4	14.6
SX	15.4	1.7	0.6	0.1	1.2	4.3	
SY	1.7	0.2	2.4	0.1	4.7	0.4	

SISMO XX	COMBINACIONES $R_u$		
	P	M2	M3
U1	101.9	0.3	-2.0
U2	102.5	1.4	2.6
U3	71.6	-1.0	-5.9
U4	65.0	1.3	3.4
U5	34.1	-1.1	-5.1
U6	102.5	-1.4	-2.6
U7	71.6	1.0	5.9
U8	65.0	-1.3	-3.4
U9	34.1	1.1	5.1

SISMO YY	COMBINACIONES $R_u$		
	P	M2	M3
U1	101.9	0.3	-2.0
U2	88.8	4.9	-1.3
U3	85.3	-4.4	-2.1
U4	51.3	4.8	-0.4
U5	47.8	-4.5	-1.3
U6	88.8	-4.9	1.3
U7	85.3	4.4	2.1
U8	51.3	-4.8	0.4
U9	47.8	4.5	1.3



**VERIFICACION DE RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION X-X****VERIFICACION DE RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION Y-Y****DISEÑO POR CORTANTE**

CASO	P	V2	V3	M2	M3	
CM	-55.1	-0.87	0.12	0.13	-0.91	55.1
CV	#####	-0.42	0.04	0.05	-0.44	14.6
SX	15.44	1.72	0.62	1.22	4.3	
SY	1.74	0.17	2.43	4.66	0.4	

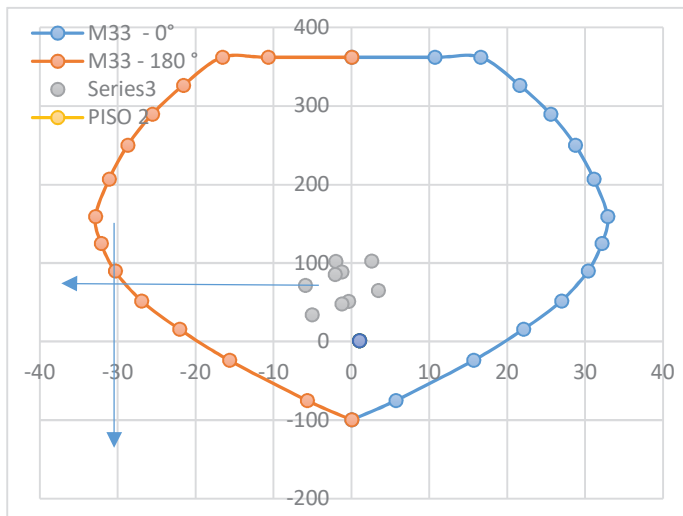
C	P	V2	V3	M2	M3
U1	101.9	-1.9	0.2	0.3	-2
U2	102.5	0.1	0.8	1.4	3
U3	71.6	-3.3	-0.4	-1.0	-6
U4	65.0	0.9	0.7	1.3	3
U5	34.1	-2.5	-0.5	-1.1	-5
U6	88.8	-1.4	2.6	4.9	-1.25
U7	85.3	-1.8	-2.2	-4.4	-2
U8	51.3	-0.6	2.5	4.8	0
U9	47.8	-0.9	-2.3	-4.5	-1

\*Los valores de P, V2, M3, V3, M2 se toman absolutos

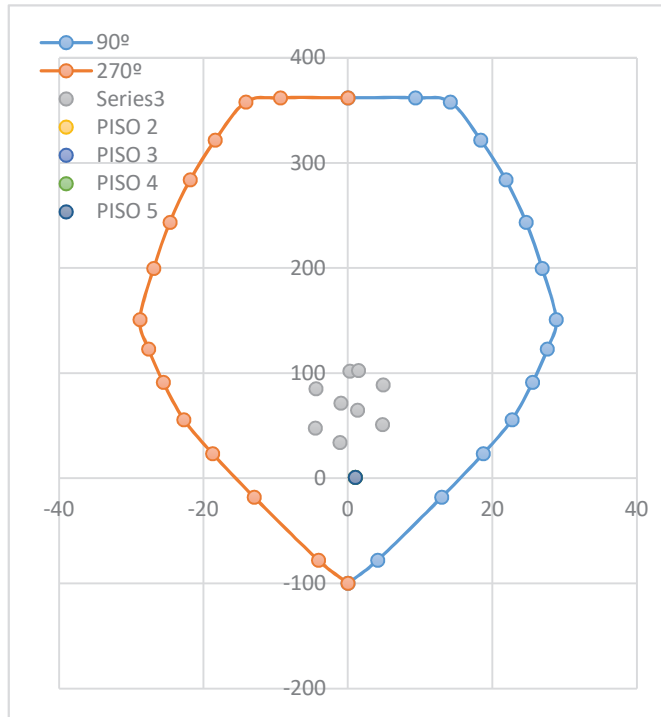
\* Para el diseño por corte se toma la cortante más grande de V2 Y V3

1ro	P	V2	V3	M2	M3	P	V2	M3	P	V3	M2
U1	101.9	-1.9	0.2	0.3	-2.0	101.9	1.9	2.0	101.9	0.2	0.3
U2	102.5	0.1	0.8	1.4	2.6	102.5	0.1	2.6	102.5	0.8	1.4
U3	71.6	-3.3	-0.4	-1.0	-5.9	71.6	3.3	5.9	71.6	0.4	1.0
U4	65.0	0.9	0.7	1.3	3.4	65.0	0.9	3.4	65.0	0.7	1.3
U5	34.1	-2.5	-0.5	-1.1	-5.1	34.1	2.5	5.1	34.1	0.5	1.1
U6	88.8	-1.4	2.6	4.9	-1.3	88.8	1.4	1.3	88.8	2.6	4.9
U7	85.3	-1.8	-2.2	-4.4	-2.1	85.3	1.8	2.1	85.3	2.2	4.4
U8	51.3	-0.6	2.5	4.8	-0.4	51.3	0.6	0.4	51.3	2.5	4.8
U9	47.8	-0.9	-2.3	-4.5	-1.3	47.8	0.9	1.3	47.8	2.3	4.5

**DIRECCION 2-2**



M33			
0°		180°	
Pn	Mn	Pn	Mn
362	0.0	362	0
362	10.7	362	-11
362	16.6	362	-17
326	21.6	326	-22
290	25.6	290	-26
250	28.7	250	-29
207	31.1	207	-31
159	32.9	159	-33
125	32.1	125	-32
90	30.3	90	-30
52	26.9	52	-27
16	22.1	16	-22
-24	15.7	-24	-16
-75	5.7	-75	-6
-100	0.0	-100	0

**DIRECCION 3-3**

<b>M22</b>			
<b>90°</b>		<b>270°</b>	
<b>Pn</b>	<b>Mn</b>	<b>Pn</b>	<b>Mn</b>
362.0	0.0	362	0
362.0	9.3	362	-9
358.0	14.2	358	-14
321.8	18.4	322	-18
283.9	21.9	284	-22
243.6	24.7	244	-25
199.8	26.9	200	-27
151.0	28.8	151	-29
122.9	27.6	123	-28
91.2	25.6	91	-26
55.9	22.7	56	-23
23.4	18.7	23	-19
-17.9	13.0	-18	-13
-78.0	4.1	-78	-4
-99.8	0.0	-100	0

**1. CARACTERISTICAS DE LA COLUMNA**

COLUMNA  
C2

<b>a</b>	<b>b</b>	<b>Hm</b>	<b>f'c</b>
0.4	0.50	2.70	210

**2. DETERMINACION DE CORTANTE DE DISEÑO Vu (RNE E.060**

Mnsu 28 ton-m  
Mninf 28 ton-m  
hn 2.7 m  
Vu 20.74 ton

**3. DETERMINACION DEL APOORTE DEL CONCRETO (Vc) Y APOORTE DEL ACERO A CORTE (Vs)****Artículo 11.3.1.1**

$$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \cdot kg$$

Vc 15.36 ton

Vs 9.04 ton

Av 1.42 cm<sup>2</sup>

fy 4200 kg/cm

d 44.25 cm

s 29.2 cm

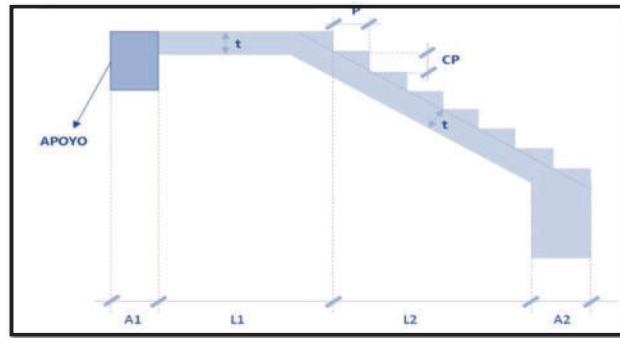
Lo 0.6 m

smáx 10 cm

Usar: 1@5, 6@10, resto 25.4 cm

**Anexo 4. Diseño de escalera**

ESCALERA PRINCIPAL N°01



DATOS INICIALES :			
CONTRA PASO (CP) =	0.2000 m.	ACABADOS	(Kg/m <sup>2</sup> ) = 100.00 Kg/m <sup>2</sup>
PASO (P) =	0.25 m.	PESO PROPIO	(Kg/m <sup>3</sup> ) = 2400.00 Kg/m <sup>3</sup>
Ln1 =	1.500 m.	SOBRE CARGA	(Kg/m <sup>2</sup> ) = 200.00 Kg/m <sup>2</sup>
Ln2 =	1.400 m.	f'c(kg/cm <sup>2</sup> ) =	210.00 Kg/cm <sup>2</sup>
A1 =	0.250 m.	fy(kg/cm <sup>2</sup> ) =	4200.00 Kg/cm <sup>2</sup>
A2 =	0.500 m.		

1. PREDIMENSIONAMIENTO

$$t = \frac{Ln}{20} = 0.150 \approx 0.175 \text{ m.}$$

2. METRADO DE CARGAS

$$\cos \phi = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} = 0.781 \text{ m.}$$

$$h = \frac{t}{\cos \phi} = 0.224 \text{ m.}$$

$$hm = h + \frac{CP}{2} = 0.320 \text{ m.}$$

PARA LA ESCALERA

Peso propio de la escalera:	0.32	x	1.00	x	2.40	=	0.770 Tn/m
Peso de acabados:			1.00	x	0.10	=	0.100 Tn/m
					WD = 0.870		Tn/m
Sobrecarga en escalera:			1.00	x	0.20	=	0.200 Tn/m
					WL = 0.200		Tn/m

PARA EL DESCANSO

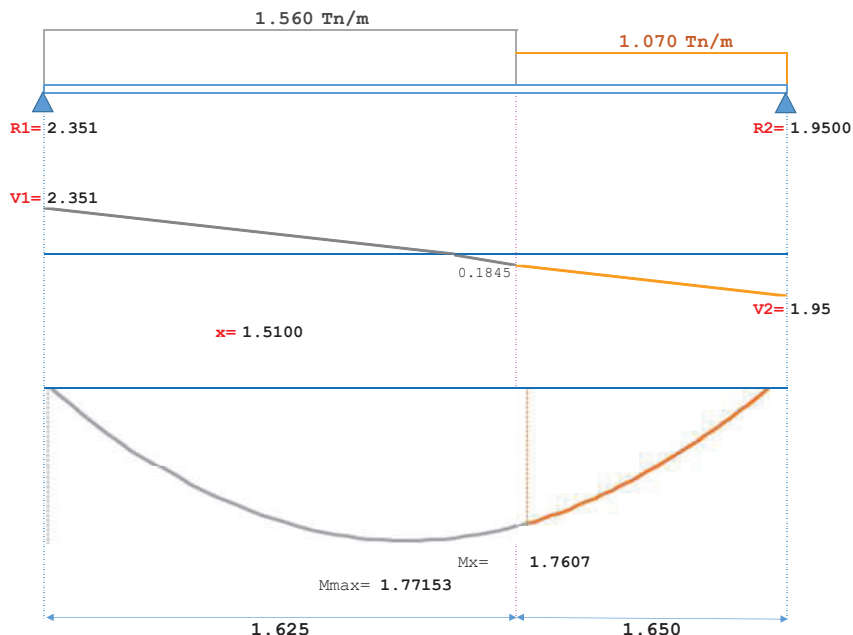
Peso propio de la escalera:	0.18	x	1.00	x	2.40	=	0.420 Tn/m
Peso de acabados:			1.00	x	0.10	=	0.100 Tn/m
					WD = 0.520		Tn/m
Sobrecarga en escalera:			1.00	x	0.20	=	0.200 Tn/m
					WL = 0.200		Tn/m

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

$$w_U = 1.4 W_D + 1.7 W_L = 1.560 \text{ Tn/m} \quad w_U = 1.4 W_D + 1.7 W_L = 1.070 \text{ Tn/m}$$

$$L = 1.625 \text{ m.}$$

$$L = 1.650 \text{ m.}$$



CARGA  
DISTRIBUIDA EN  
VIGA  
SIMPLEMENTE  
APOYADA

DIAGRAMA DE  
FUERZAS  
CORTANTES

DIAGRAMA DE  
MOMENTOS  
FLECTORES

<b>MU=</b>	1.771532 Tn-m
<b>VU=</b>	2.351 Tn

**4. DISEÑO POR CORTE**

F'C=	210.00 kg/cm <sup>2</sup>
b=	1.00 m.
d=	0.140 m.
recubrimiento:	0.03
∅ 3/8"	0.953

$$V_c = 0.85 (0.53 \sqrt{f'c} b d) = 9.140 \text{ Tn}$$

$$V_U = 2.351 \text{ Tn}$$

$$V_c > V_U \rightarrow$$

concreto absorbe todo el cor

**5. DISEÑO POR FLEXIÓN**  
**5.1 ACERO POSITIVO**

α=	0.90
F'C=	210.00 kg/cm <sup>2</sup>
b=	100.00 cm
d=	14.00 cm
f <sub>y</sub> =	4200.00 kg/cm <sup>2</sup>
M <sup>+</sup> =	159000.00 kg-cm
t=	17.50 cm

$$M^+ = \alpha M_U = 1.590 \text{ Tn-m}$$

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b d - \sqrt{\left(0.85 \frac{f'_c}{f_y} b d\right)^2 - \frac{1.7 f'_c b M^+}{\phi f_y^2}} = 3.080 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.0018 b t = 3.150 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{A_b} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_b} = 2.48$$

$$s = \frac{b}{n} = 40.32 \text{ cm} \quad \approx 20.00 \text{ cm}$$

USAR ACERO POSITIVO: ∅ 1/2" @ 20.00 cm

**5.2 ACERO NEGATIVO**

β=	2.00
∅=	0.90
F'C=	210.00 kg/cm <sup>2</sup>
b=	100.00 cm
d=	14.00 cm
f <sub>y</sub> =	4200.00 kg/cm <sup>2</sup>
M <sup>+</sup> =	80000.00 kg-cm
t=	17.50 cm

$$M^- = \frac{M^+}{\beta} = 0.800 \text{ Tn-m}$$

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b d - \sqrt{\left(0.85 \frac{f'_c}{f_y} b d\right)^2 - \frac{1.7 f'_c b M^+}{\phi f_y^2}} = 1.530 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.0018 b t = 3.150 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{A_b} = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_b} = 4.44$$

$$s = \frac{b}{n} = 22.52 \text{ cm} \quad \approx 20.00 \text{ cm}$$

USAR ACERO NEGATIVO: ∅ 3/8" @ 20.00 cm

**5.3 ACERO DE TEMPERATURA**

b=	100.00 cm
d=	14.00 cm
t=	17.50 cm

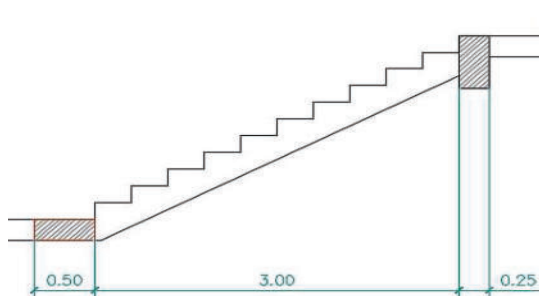
$$A_{s \min} = 0.0018 b t = 3.150 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{A_b} = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_b} = 4.44$$

$$s = \frac{b}{n} = 22.52 \text{ cm} \quad \approx 20.00 \text{ cm}$$

USAR ACERO TEMPERATURA ∅ 3/8" @ 20.00 cm

ESCALERA PRINCIPAL N°01  
ACCESO DE PRIMER NIVEL A SEGUNDO NIVEL



DATOS INICIALES :

CONTRA PASO (CP) = 0.1750 m.	ACABADOS (Kg/m <sup>2</sup> ) = 100.00 Kg/m <sup>2</sup>
PASO (P) = 0.25 m.	PESO PROPIO (Kg/m <sup>3</sup> ) = 2400.00 Kg/m <sup>3</sup>
Ln1 = 2.90 m.	SOBRE CARGA (Kg/m <sup>2</sup> ) = 200.00 Kg/m <sup>2</sup>
A1 = 1.400 m.	f'c(kg/cm <sup>2</sup> ) = 210.00 Kg/cm <sup>2</sup>
A2 = 0.250 m.	fy(kg/cm <sup>2</sup> ) = 4200.00 Kg/cm <sup>2</sup>

1. PREDIMENSIONAMIENTO

$$t = \frac{Ln}{20} = 0.150 \approx 0.175 \text{ m.}$$

2. METRADO DE CARGAS

$$\cos \phi = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} = 0.819 \text{ m.}$$

$$h = \frac{t}{\cos \phi} = 0.214 \text{ m.}$$

$$hm = h + \frac{CP}{2} = 0.300 \text{ m.}$$

PARA LA ESCALERA

Peso propio de la escal	0.30	x	1.00	x	2.40	=	0.720 Tn/m
Peso de acabados:			1.00	x	0.10	=	0.100 Tn/m
Sobrecarga en escalera:			1.00	x	0.20	=	0.200 Tn/m
					WD = 0.820		Tn/m
					WL = 0.200		Tn/m

PARA EL DESCANSO

Peso propio de la escal	0.18	x	1.00	x	2.40	=	0.420 Tn/m
Peso de acabados:			1.00	x	0.10	=	0.100 Tn/m
Sobrecarga en escalera:			1.00	x	0.20	=	0.200 Tn/m
					WD = 0.520		Tn/m
					WL = 0.200		Tn/m

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

$$w_U = 1.4 W_D + 1.7 W_L = 1.070 \text{ Tn/m}$$

$$L = 3.725 \text{ m.}$$

$$M_U = \frac{w_U L^2}{8} = 1.860 \text{ Tn-m}$$

$$V_U = \frac{w_U L}{2} = 1.990 \text{ Tn}$$

MU=	1.860 Tn-m
VU=	1.990 Tn

4. DISEÑO POR CORTE

F'c=	210.00 kg/cm <sup>2</sup>
b=	1.00 m.
d=	0.140 m.
recubrimiento	0.03
∅ 3/8"	0.953

$$V_c = 0.85 (0.53 \sqrt{f'c} b d) = 9.140 \text{ Tn}$$

$$V_U = 1.990 \text{ Tn}$$

$$V_c > V_U \rightarrow$$

El concreto absorbe todo el corte

5. DISEÑO POR FLEXIÓN  
5.1 ACERO POSITIVO

$\alpha = 0.90$   
 $f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$   
 $b = 100.00 \text{ cm}$   
 $d = 14.00 \text{ cm}$   
 $fy = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$   
 $M+ = 167000.00 \text{ kg-cm}$   
 $t = 17.50 \text{ cm}$

$$M^+ = \alpha M_U = 1.670 \text{ Tn-m}$$

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b d - \sqrt{\left(0.85 \frac{f'_c}{f_y} b d\right)^2 - \frac{1.7 f'_c b M^+}{\phi f_y^2}} = 3.240 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.240 \text{ cm}^2$$

$A_{smin} = 0.0018bt = 3.150 \text{ cm}^2$        $Ab = 1.27 \text{ cm}^2$

$n = \frac{A_s}{A_b} = 2.55$

$s = \frac{b}{n} = 39.22 \text{ cm} \approx 20.00 \text{ cm}$

USAR ACERO POSITIVO:  $\phi 1/2 = @ 20.00 \text{ cm}$

5.2 ACERO NEGATIVO

$\beta = 2.00$   
 $\phi = 0.90$   
 $f'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$   
 $b = 100.00 \text{ cm}$   
 $d = 14.00 \text{ cm}$   
 $fy = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$   
 $M+ = 84000.00 \text{ kg-cm}$   
 $t = 17.50 \text{ cm}$

$$M^- = \frac{M^+}{\beta} = 0.840 \text{ Tn-m}$$

$$A_s = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} b d - \sqrt{\left(0.85 \frac{f'_c}{f_y} b d\right)^2 - \frac{1.7 f'_c b M^+}{\phi f_y^2}} = 1.610 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.150 \text{ cm}^2$$

$A_{smin} = 0.0018bt = 3.150 \text{ cm}^2$        $Ab = 0.71 \text{ cm}^2$

$n = \frac{A_s}{A_b} = 4.44$

$s = \frac{b}{n} = 22.52 \text{ cm} \approx 20.00 \text{ cm}$

USAR ACERO NEGATIVO:  $\phi 3/8 = @ 20.00 \text{ cm}$

5.3 ACERO DE TEMPERATURA

$b = 100.00 \text{ cm}$   
 $d = 14.00 \text{ cm}$   
 $t = 17.50 \text{ cm}$

$A_{smin} = 0.0018bt = 3.150 \text{ cm}^2$        $Ab = 0.71 \text{ cm}^2$

$n = \frac{A_s}{A_b} = 4.44$

$s = \frac{b}{n} = 22.52 \text{ cm} \approx 20.00 \text{ cm}$

USAR ACERO TEMPERATUR  $\phi 3/8 = @ 20.00 \text{ cm}$



## **Anexo 5. Diseño de placas**

## DISEÑO DE PLACA PL-1

## DISEÑO DE MURO DE CORTE 01

## CÁLCULO DE ACERO DE REFUERZO PROBABLE EN EL ELEMENTO

$$A_{s \text{ ext}} = \frac{\frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot d} - \rho \cdot b_w \cdot L_w}{2}$$

	+	-
Momento flector actuante en el elemento : $M_u$ (Tonf-m)	706.77	694.04
Cortante actuante en el elemento : $V_u$ (Tonf)	101.35	105.47
Fluencia del Acero : $f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
Espesor del muro: $b_w$ (cm)	25	25
Longitud del muro : $l_w$ (cm)	276.00	276.00
Peralte efectivo del muro : $d = 0.8 l_w$ (m)	220.80	220.80
Cuantía mínima en el alma: $\rho_{\text{mín}}$	0.0025	0.0025
Acero mínimo requerido en el alma : $A_s$ , requerido (cm <sup>2</sup> )	17.25	17.25
Refuerzo en el alma distribuido; $2 \text{ } \phi \text{ } 3/8" \text{ } @ \text{ } 20 \text{ cm}$	1.42	1.42
Acero colocado en el alma : $A_s$ , colocado (cm <sup>2</sup> ) = $A_v \cdot L_w / S$	19.60	19.60
Acero exterior en elemento (cm <sup>2</sup> )	32.54	31.78
Acero exterior colocado en elemento (cm <sup>2</sup> )	39.90	39.90

CÁLCULO DE LA PROFUNDIDAD AL EJE NEUTRO "C" ASOCIADO AL  $M_n$  MAX

$$C = \frac{P_u + (A_s)(f_y) + (\rho l)(t_w)(l_w)(f_y) - (A' s)(f_y)}{0.85(f' c)(t_w)\beta + 2(\rho l)(t_w)(f_y)}$$

Resistencia a la compresión del concreto: $f'c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	210	210
Fluencia del Acero : $f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
Factor de relación " $\beta_1$ " = $c/a$	0.85	0.85
Espesor del muro: $b_w$ (cm)	25	25
Longitud del muro : $L_w$ (cm)	276	276
Carga axial en el muro: $P$ (Kgf)	203160	203160
Acero en tracción en el muro (cm <sup>2</sup> )	39.90	39.90
Acero en compresión en el muro (cm <sup>2</sup> )	39.90	39.90
Cuantía en el alma colocado: $\rho l = A_v / (S \cdot b_w)$	0.00284	0.00284
Mayor profundidad del eje neutro C (cm) asociado al $M_n$ max.	65.03	65.03

## ELEMENTOS DE BORDE (E.060)

21.9.7.2 Tenemos como espesor mínimo del alma del muro de 15 cm

21.9.7.3 Tenemos como recubrimiento mínimo de 2.5 cm

21.9.7.3 Tenemos como recubrimiento mínimo en contacto con el suelo de 4 - 5 cm

21.9.7.4 (a) Verificación de necesidad de elementos de borde:

Si es que la mayor profundidad del eje neutro "C" asociado al Momento nominal máximo resultante del combo de diseño cumple la siguiente expresión, que van desde la base hasta la parte superior de la estructura:

$$C \geq \frac{L_w}{600 \left( \frac{\delta u}{h_w} \right)} ; \left( \frac{\delta u}{h_w} \right) \geq 0.005$$

Espesor del muro: " $b_w$ " (cm)	25	25
Longitud del muro : " $L_w$ " (cm)	276	276
Altura del muro : " $h_w$ " (m)	18.20	18.20
Mayor profundidad del eje neutro "C" asociado al $M_n$ max.	65.03	65.03
Desplazamiento lateral máxima inelástica producido por el sismo $\delta u$ (m)	0.08	0.08
calculamos $L_w / (600 (\delta u / h_w))$ ; obs: $(\delta u / h_w) = 0.005$	61.33	61.33
verificación si $C \geq L_w / (600 (\delta u / h_w))$	Si	Si

21.9.7.4 (b) Zona de confinamiento mínima:

Hasta una longitud:  $L_w = 2.76 \text{ m}$   
 Hasta una Longitud  $4 V_u/M_u = 0.60 \text{ m}$

**DETERMINACION DE DIMENSIONES DEL MIEMBRO DE BORDE  
 BASADO EN E.060 Y APLICACIÓN ACI 318-19**

**Normativa E.060**

$n \geq C - 0.1 L_w \quad n \geq 37.43 \text{ cm}$   
 $n \geq C/2 \quad n \geq 32.52 \text{ cm}$

**Simplificaciones ACI 318-19**

$n \geq 0.1 L_w \quad n \geq 27.60 \text{ cm}$   
 $n \geq 0.15 L_w \quad n \geq 41.40 \text{ cm}$   
 $n \geq 2 b_w \quad n \geq 50.00 \text{ cm}$

OBS: Se recomienda usar  $n \geq 0.1 L_w$  y  $n \geq 0.15 L_w$  para muros con longitud superior a 4.00m o 150"  
 En cuánto al espesor del elemento de borde, la norma ACI 318-19 establece si  $C/L_w \geq 3/8$   
 ; entonces se tomará mínimamente el espesor del miembro de borde igual a 30 cm

$C/L_w \geq 3/8 \quad 0.236 \geq 0.375$

Tomaremos;  $n = 45.00 \text{ cm}$  y  $b_e = 30 \text{ cm}$

**DETERMINACION DE REFUERZO LONGITUDINAL DEL MIEMBRO DE BORDE**

De acuerdo al cálculo del acero de refuerzo exterior, establecemos la colocación del 18 Ø 3/4" en el miembro de borde a la izquierda.

De acuerdo al cálculo del acero de refuerzo exterior, establecemos la colocación del 12 Ø 3/4" en el miembro de borde a la derecha.

**DETERMINACION DE REFUERZO POR CORTANTE DEL MIEMBRO DE BORDE**

Calculamos en base al artículo 21.6.4.1 y también especifica ACI 318-19 (18.10.6.4)

S: espaciamiento del refuerzo del confinamiento

bc: dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con area  $A_{sh}$ .

$$A_{sh} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot bc \cdot f'_c}{f_y h}$$

Resistencia a la compresión del concreto: $f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	210	210
Fluencia del Acero trasnversal : $f_y h$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
separación de estribos: S (cm)	10.00	10.00
Longitud perpendicular normal al refuerzo con área $A_{sh}$ : bc (cm)	24.00	101.50
Área de acero de refuerzo necesaria por corte en el miembro de borde $A_{sh}$ (cm <sup>2</sup> )	1.08	4.57
Usamos acero de 1 Ø 3/8, la cantidad de hilos (grapas y estribo) necesario será:	1.52	6.43

OBS: El valor de S en miembros de borde es calculado según E.060 (Art. 21.9.7.6 (c) y (e))

Tenemos que B es el lado menor en un miembro de borde, entonces:

$B/3 = 10 \text{ cm} \quad B = 30 \text{ cm}$   
 $6 \text{ db long} = 10 \text{ cm} \quad 10 \text{ db long} = 16 \text{ cm}$   
 $10 \text{ cm} = 10 \text{ cm} \quad 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$

**Tomamos separación de estribos 6 @ 10 cm; R @ 15 cm AE en elemento de borde**

En miembros de borde según ACI 318-19 (Art. 18.10.6.4)

hx no debe exceder (hx es la separación entre hilos de estribos):

$2/3 (b_w) = 17 \text{ cm}$   
 $14" = 35 \text{ cm} \quad \text{cumple!!}$

## DISEÑO DE PLACA PL-1

## DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

DETERMINACION DE DIAGRAMA DE INTERACCION DE DISEÑO ( $\phi R_n$ )

CURVA 1 = 0°			CURVA 7 = 90°			CURVA 13 = 180°			CURVA 19 = 270°		
P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3
1060.6	3.9	0.0	1060.6	3.9	0.0	1060.6	3.9	0	1060.6	3.9	0.0
1060.6	1.1	246.4	1060.6	22.4	0.0	1060.6	1.1	-246	1060.6	-10.1	0.0
1012.4	-0.3	344.8	997.0	32.0	0.0	1012.4	-0.3	-345	1060.6	-16.0	0.0
920.8	-0.4	427.3	884.1	39.1	0.0	920.8	-0.4	-427	1015.5	-26.6	0.0
827.3	-0.1	499.0	755.2	45.0	0.0	827.3	-0.1	-499	890.4	-36.1	0.0
726.0	0.1	565.0	614.9	49.0	0.0	726.0	0.1	-565	757.1	-43.9	0.0
614.7	0.2	627.6	446.3	50.9	0.0	614.7	0.2	-628	592.2	-50.1	0.0
488.7	0.2	691.0	242.9	51.3	0.0	488.7	0.2	-691	393.1	-55.6	0.0
413.3	0.6	770.3	148.3	50.6	0.0	413.3	0.6	-770	300.6	-58.7	0.0
351.2	1.6	829.1	27.5	47.3	0.0	351.2	1.6	-829	195.7	-60.7	0.0
259.1	2.6	840.9	-129.3	38.2	0.0	259.1	2.6	-841	64.2	-57.1	0.0
132.8	3.3	756.5	-309.5	21.9	0.0	132.8	3.3	-756	-99.4	-45.8	0.0
-17.3	2.9	623.1	-464.4	5.5	0.0	-17.3	2.9	-623	-348.4	-26.5	0.0
-249.8	-0.6	376.8	-521.8	-1.3	0.0	-249.8	-0.6	-377	-471.2	-14.8	0.0
-547.1	-5.3	0.0	-547.1	-5.3	0.0	-547.1	-5.3	0	-547.1	-5.3	0.0

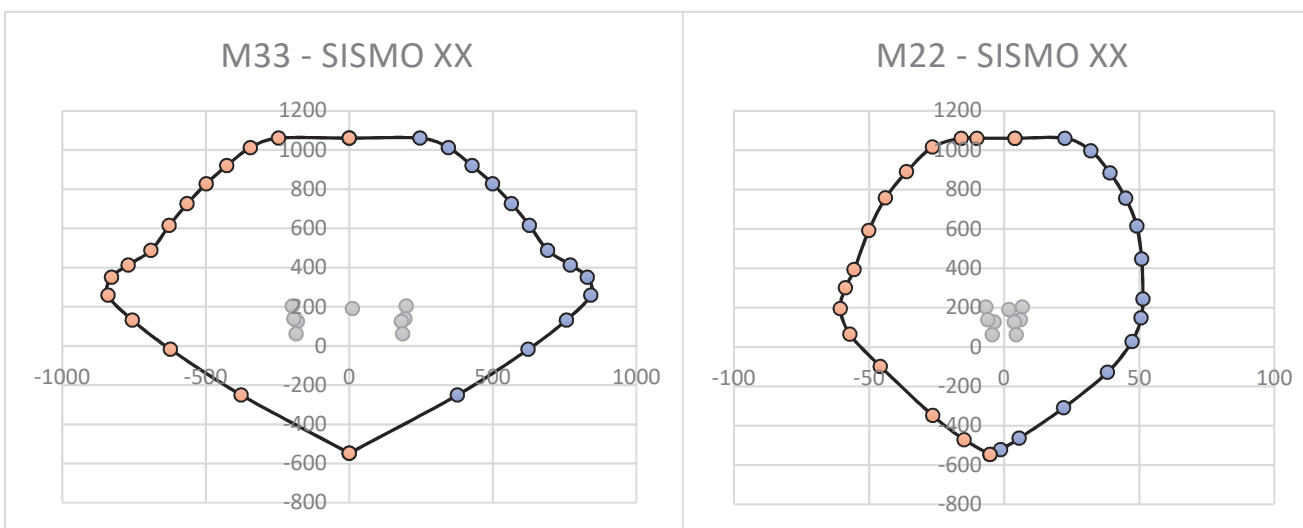
DETERMINACION DE LA RESISTENCIA REQUERIDA  $R_u$ 

Carga	P	V2	V3	T	M2	M3	
CM	-110.6	-1.6	1.0	0.4	0.9	4.4	110.6
CV	-21.1	-0.5	0.4	0.2	0.3	2.5	21.1
SX	38.5	22.5	2.5	0.5	5.2	189.5	
SY	29.3	102.8	0.6	0.7	1.1	698.0	

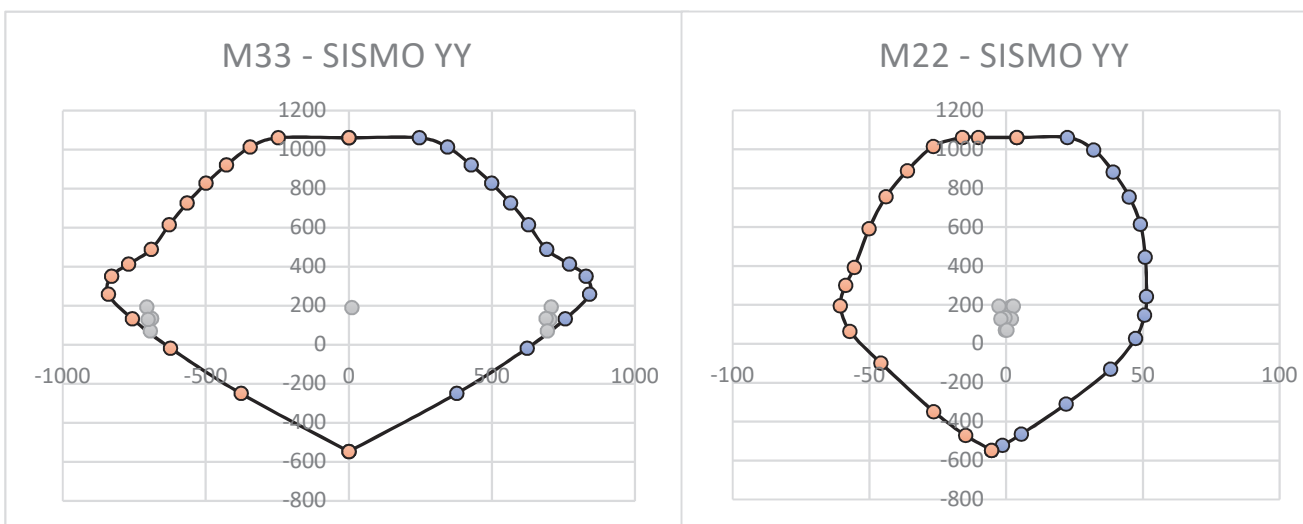
SISMO XX	COMBINACIONES $R_u$		
	P	M2	M3
U1	190.7	1.8	10.5
U2	203.2	6.7	198.3
U3	126.1	-3.8	-180.8
U4	138.1	6.0	193.5
U5	61.0	-4.5	-185.5
U6	203.2	-6.7	-198.3
U7	126.1	3.8	180.8
U8	138.1	-6.0	-193.5
U9	61.0	4.5	185.5

SISMO YY	COMBINACIONES $R_u$		
	P	M2	M3
U1	190.7	1.8	10.5
U2	193.9	2.6	706.8
U3	135.4	0.4	-689.3
U4	128.8	1.9	702.0
U5	70.3	-0.3	-694.0
U6	193.9	-2.6	-706.8
U7	135.4	-0.4	689.3
U8	128.8	-1.9	-702.0
U9	70.3	0.3	694.0

**VERIFICACION DE RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION X-X**



**VERIFICACION DE RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION Y-Y**



**DISEÑO POR CORTANTE**

CASO	P	V2	V3	M2	M3	
CM	-110.6	-1.65	1.01	0.87	4.44	110.6
CV	-21.10	-0.47	0.37	0.32	2.54	21.1
SX	38.52	22.53	2.47	5.25	189.5	
SY	29.28	102.83	0.60	1.12	698.0	

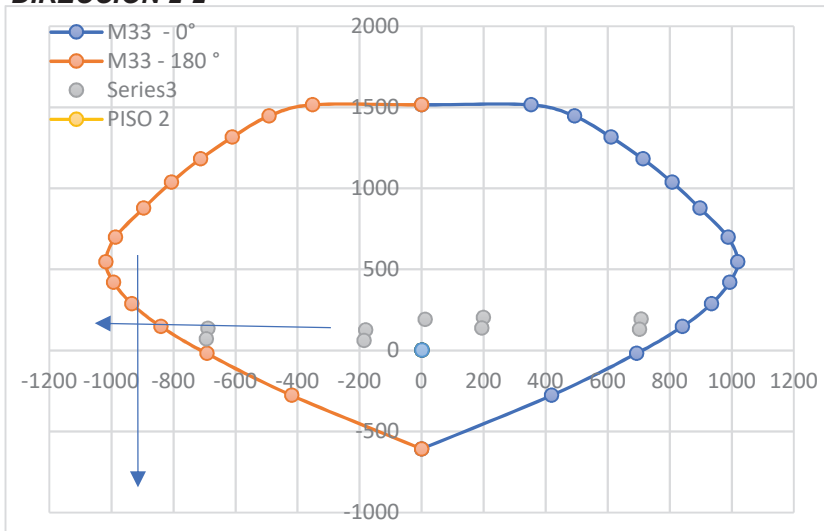
C	P	V2	V3	M2	M3
U1	190.7	-3.1	2.0	1.8	11
U2	203.2	19.9	4.2	6.7	198
U3	126.1	-25.2	-0.7	-3.8	-181
U4	138.1	21.0	3.4	6.0	194
U5	61.0	-24.0	-1.6	-4.5	-186
U6	193.9	100.2	2.3	2.6	706.77
U7	135.4	-105.5	1.1	0.4	-689
U8	128.8	101.3	1.5	1.9	702
U9	70.3	-104.3	0.3	-0.3	-694

\*Los valores de P, V2, M3, V3, M2 se toman absolutos

\* Para el diseño por corte se toma la cortante más grande de V2 Y V3

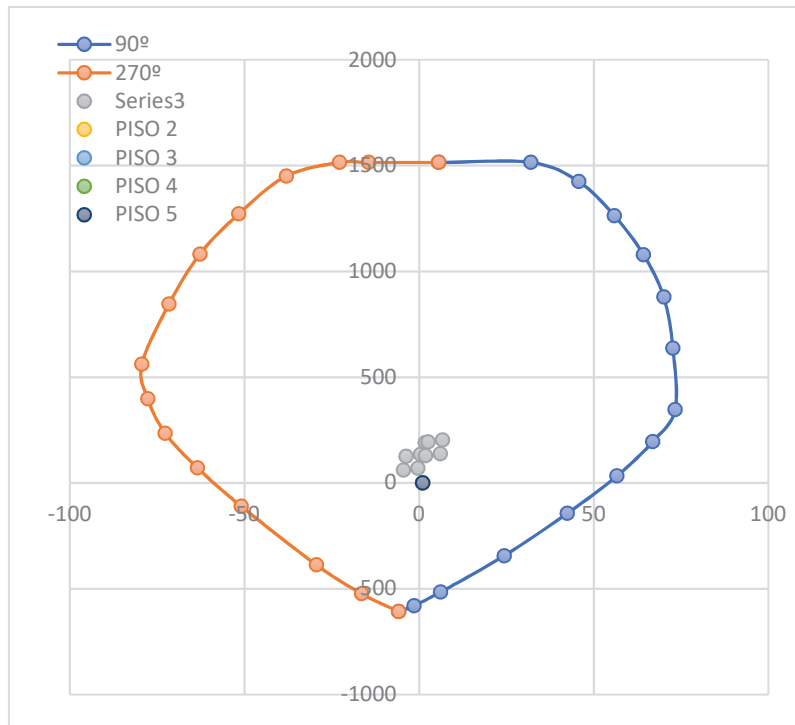
1ro	P	V2	V3	M2	M3	P	V2	M3	P	V3	M2
U1	190.7	-3.1	2.0	1.8	10.5	190.7	3.1	10.5	190.7	2.0	1.8
U2	203.2	19.9	4.2	6.7	198.3	203.2	19.9	198.3	203.2	4.2	6.7
U3	126.1	-25.2	-0.7	-3.8	-180.8	126.1	25.2	180.8	126.1	0.7	3.8
U4	138.1	21.0	3.4	6.0	193.5	138.1	21.0	193.5	138.1	3.4	6.0
U5	61.0	-24.0	-1.6	-4.5	-185.5	61.0	24.0	185.5	61.0	1.6	4.5
U6	193.9	100.2	2.3	2.6	706.8	193.9	100.2	706.8	193.9	2.3	2.6
U7	135.4	-105.5	1.1	0.4	-689.3	135.4	105.5	689.3	135.4	1.1	0.4
U8	128.8	101.3	1.5	1.9	702.0	128.8	101.3	702.0	128.8	1.5	1.9
U9	70.3	-104.3	0.3	-0.3	-694.0	70.3	104.3	694.0	70.3	0.3	0.3

**DIRECCION 2-2**



M33			
0°		180°	
Pn	Mn	Pn	Mn
1515	0.0	1515	0
1515	352.1	1515	-352
1446	492.6	1446	-493
1315	610.5	1315	-610
1182	712.8	1182	-713
1037	807.2	1037	-807
878	896.6	878	-897
698	987.2	698	-987
547	1018.6	547	-1019
421	993.0	421	-993
288	934.4	288	-934
148	840.6	148	-841
-19	692.4	-19	-692
-278	418.6	-278	-419
-608	0.0	-608	0

## DIRECCION 3-3



M22			
90°		270°	
Pn	Mn	Pn	Mn
1515.2	5.6	1515	6
1515.2	32.0	1515	-14
1424.3	45.7	1515	-23
1263.0	55.9	1451	-38
1078.9	64.3	1272	-52
878.4	70.1	1082	-63
637.5	72.7	846	-72
347.0	73.3	562	-79
196.1	66.9	398	-78
32.9	56.7	234	-73
-143.6	42.4	71	-63
-343.8	24.4	-110	-51
-516.0	6.1	-387	-29
-579.8	-1.5	-524	-16
-607.9	-5.9	-608	-6

## 1. CARACTERISTICAS DEL MURO

Dirección del Muro

Lm (m)	e (m)	Hm	f'c
2.76	0.25	18.20	210

## 2. DETERMINACION DE CORTANTE DE DISEÑO Vu (RNE E.060 (21.9.5.3))

Artículo 21.9.5.3

$$Vu \geq Vua \cdot \left( \frac{Mn}{Mua} \right) ; \frac{Mn}{Mua} \leq R$$

$$\text{MAXIMO} = R = 4.5$$

Vua	Mua	Mn	Mn/Mu	Vu	Vn =
105.5	689.3	841	1.22	128.7	151.4

## 3. DETERMINACION DEL APOORTE DEL CONCRETO (Vc) Y APOORTE DEL ACERO A CORTE (Vs)

Artículo 11.3.1.1

$$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot e \cdot d \cdot kg$$

$$d = 0.8 \cdot Lm$$

Artículo 11.10.3

$$Vn = Vc + Vs$$

Vc (Ton)	hw/Lw	αc	Vc MAX	Vc	Vs	Vs max	¿ Vs
42.40	6.59	0.53	42.40	42.40	109.04	168.0	cumple!

**Artículo 11.10.5**

Verificar:

$$V_{c,max} \leq A_{cw} \cdot (\alpha_c \cdot \sqrt{f'c}) \cdot 10 \text{ Ton}$$

$$A_{cw} = 0.8 \cdot L_m \cdot e$$

Si:  $\frac{h_m}{L_m} \geq 2.0 \quad \alpha_c = 0.53$

Si:  $\frac{h_m}{L_m} \leq 1.5 \quad \alpha_c = 0.80$

Si:  $1.5 < \frac{h_m}{L_m} < 2.0 \quad 0.80 > \alpha_c > 0.53$

**Artículo 11.5.7.9**

Verificar:

$$V_{s,max} \leq 2.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

Si no cumple, Si  $V_s > V_{s,max}$ ,

**CAMBIAR DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION Y CAMBIAR  $M_n$ , disminuyendo acero o aumentando la longitud del muro.**

**4. DETERMINACIÓN DE LA CUANTIA HORIZONTAL Y VERTICAL (ART 11.10.7 O 11.10.8)**

PISO	N°	Vu	$0.27 \sqrt{f'c} \cdot A_{cw}$
1	2	128.7	21.60

Diseñamos:

$$V_s = A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y$$

**Artículo 21.9.4.3**

Usar dos capas cuando,

a) Espesor  $\geq 20 \text{ cm}$

b) Si  $V_u > 0.53 \sqrt{f'c} \cdot A_{cw}$

$$V_u < 0.27 \sqrt{f'c} \cdot A_{cw} \dots\dots (11.10.7 \text{ O } 11.10.8)$$

$$V_u > 0.27 \sqrt{f'c} \cdot A_{cw}$$

Cuantía Horiz. mín:  $\rho_{h,min} \geq 0.0025$  y  $S_{máx} \leq 3e$  o  $40 \text{ cm}$

Cuantía Vertic. mín:  $\rho_{v,min} \geq 0.0025$

$$\rho_{v,min} = 0.0025 + 0.5 \cdot \left( 2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 < \rho_h$$

$$V_u < 0.27 \sqrt{f'c} \cdot A_{cw}$$

Cuantía Vertic. mín:  $\rho_{v,min} \geq 0.0015$

Cuantía Horiz. mín:  $\rho_{h,min} \geq 0.002$  y  $S_{máx} \leq 3e$  o  $40 \text{ cm}$

calculado en 11.10.10.1

En ambos casos dis con 11.10.10.1

ARTICULO 11.10.1

$$V_s = A_{cw} \cdot \rho_h \cdot f_y$$

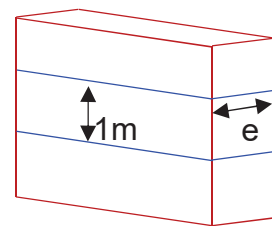
$$\rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} \cdot f_y}$$

**5. DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO DISTRIBUIDO HORIZONTAL**

$\rho_h \text{ min} = 0.0025$

$< V_{s,max}$  (11.5.7.9)

$\rho_h$	$V_s$	AREA	As Col	As	$\phi$	S
0.0047	109.04	2 $\Phi$ 1/2"	1.29	2.58	11.76	2 $\Phi$ 1/2" @ 0.200



As requerido =  $\rho$

Separación =  $\frac{A_s}{\rho}$

$A_s$

As colocado =  $2 \cdot$

**6. DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO DISTRIBUIDO VERTICAL**

$V_n \text{ real} = V_c + V_s$

$V_n \text{ real}$	$V_n \text{ max}$	$\zeta V_n$	$\rho_v$	$V_s, v$	AREA	As Col	As	$\phi$	S
151.4	208.0	cumple!	0.0025	57.96	2 $\Phi$ 1/2"	1.29	2.58	6.25	2 $\Phi$ 1/2" @ 0.20

$\rho_{v,min} \geq 0.0025 < \rho_h$

**Artículo 11.10.4**

Verificar:

$$V_{n,max} \leq 2.6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_{cw}$$

$$\rho_{v,min} = 0.0025 + 0.5 \cdot \left( 2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 < \rho_h$$



## DISEÑO DE PLACA PL-2 , PL-3

## DISEÑO DE MURO DE CORTE 02

## CÁLCULO DE ACERO DE REFUERZO PROBABLE EN EL ELEMENTO

$$As_{ext} = \frac{\frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot d} - \rho \cdot bw \cdot Lw}{2}$$

	+	-
Momento flector actuante en el elemento : $M_u$ (Tonf-m)	423.70	414.90
Cortante actuante en el elemento : $V_u$ (Tonf)	63.23	61.38
Fluencia del Acero : $f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
Espesor del muro: $b_w$ (cm)	25	25
Longitud del muro : $l_w$ (cm)	242.50	242.50
Peralte efectivo del muro : $d = 0.8 l_w$ (m)	194.00	194.00
Cuantía mínima en el alma: $\rho_{min}$	0.0025	0.0025
Acero mínimo requerido en el alma : $A_s$ , requerido (cm <sup>2</sup> )	15.16	15.16
Refuerzo en el alma distribuido; $2 \text{ } \phi \text{ } 3/8" \text{ } @ \text{ } 15 \text{ cm}$	1.42	1.42
Acero colocado en el alma : $A_s$ , colocado (cm <sup>2</sup> ) = $A_v \cdot Lw / S$	22.96	22.96
Acero exterior en elemento (cm <sup>2</sup> )	17.41	16.81
Acero exterior colocado en elemento (cm <sup>2</sup> )	20.00	20.00

CÁLCULO DE LA PROFUNDIDAD AL EJE NEUTRO "C" ASOCIADO AL  $M_n$  MAX

$$C = \frac{Pu + (A_s)(f_y) + (\rho l)(t_w)(l_w)(f_y) - (A' s)(f_y)}{0.85(f' c)(t_w)\beta + 2(\rho l)(t_w)(f_y)}$$

Resistencia a la compresión del concreto: $f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	210	210
Fluencia del Acero : $f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
Factor de relación " $\beta_1$ " = $c/a$	0.85	0.85
Espesor del muro: $b_w$ (cm)	25	25
Longitud del muro : $L_w$ (cm)	243	243
Carga axial en el muro: $P$ (Kgf)	227180	227180
Acero en tracción en el muro (cm <sup>2</sup> )	20.00	20.00
Acero en compresión en el muro (cm <sup>2</sup> )	20.00	20.00
Cuantía en el alma colocado: $\rho l = A_v / (S \cdot b_w)$	0.00379	0.00379
Mayor profundidad del eje neutro $C$ (cm) asociado al $M_n$ max.	70.53	70.53

## ELEMENTOS DE BORDE (E.060)

21.9.7.2 Tenemos como espesor mínimo del alma del muro de 15 cm

21.9.7.3 Tenemos como recubrimiento mínimo de 2.5 cm

21.9.7.3 Tenemos como recubrimiento mínimo en contacto con el suelo de 4 - 5 cm

21.9.7.4 (a) Verificación de necesidad de elementos de borde:

Si es que la mayor profundidad del eje neutro "C" asociado al Momento nominal máximo resultante del combo de diseño cumple la siguiente expresión, que van desde la base hasta la parte superior de la estructura:

$$C \geq \frac{L_w}{600 \left( \frac{\delta u}{h_w} \right)} ; \left( \frac{\delta u}{h_w} \right) \geq 0.005$$

Espesor del muro: " $b_w$ " (cm)	25	25
Longitud del muro : " $L_w$ " (cm)	243	243
Altura del muro : " $h_w$ " (m)	18.20	18.20
Mayor profundidad del eje neutro "C" asociado al $M_n$ max.	70.53	70.53
Desplazamiento lateral máxima inelástica producido por el sismo $\delta u$ (m)	0.07	0.07
calculamos $L_w / (600 (\delta u / h_w))$ ; obs: $(\delta u / h_w) = 0.005$	53.89	53.89
verificación si $C \geq L_w / (600 (\delta u / h_w))$	Si	Si

21.9.7.4 (b) Zona de confinamiento mínima:

Hasta una longitud:  $L_w = 2.43 \text{ m}$

Hasta una Longitud  $4 V_u/M_u = 0.60 \text{ m}$

**DETERMINACION DE DIMENSIONES DEL MIEMBRO DE BORDE  
BASADO EN E.060 Y APLICACIÓN ACI 318-19**

**Normativa E.060**

$n \geq C - 0.1 L_w \quad n \geq 46.28 \text{ cm}$

$n \geq C/2 \quad n \geq 35.26 \text{ cm}$

**Simplificaciones ACI 318-19**

$n \geq 0.1 L_w \quad n \geq 24.25 \text{ cm}$

$n \geq 0.15 L_w \quad n \geq 36.38 \text{ cm}$

$n \geq 2 b_w \quad n \geq 50.00 \text{ cm}$

OBS: Se recomienda usar  $n \geq 0.1 L_w$  y  $n \geq 0.15 L_w$  para muros con longitud superior a 4.00m o 150"

En cuánto al espesor del elemento de borde, la norma ACI 318-19 establece si  $C/L_w \geq 3/8$

; entonces se tomará mínimamente el espesor del miembro de borde igual a 30 cm

$C/L_w \geq 3/8 \quad 0.291 \geq 0.375$

Tomaremos;  $n = 40.00 \text{ cm}$  y  $b_e = 30 \text{ cm}$

**DETERMINACION DE REFUERZO LONGITUDINAL DEL MIEMBRO DE BORDE**

De acuerdo al cálculo del acero de refuerzo exterior, establecemos la colocación del 18 Ø 3/4" en el miembro de borde a la izquierda.

De acuerdo al cálculo del acero de refuerzo exterior, establecemos la colocación del 12 Ø 3/4" en el miembro de borde a la derecha.

**DETERMINACION DE REFUERZO POR CORTANTE DEL MIEMBRO DE BORDE**

Calculamos en base al artículo 21.6.4.1 y también especifica ACI 318-19 (18.10.6.4)

S: espaciamiento del refuerzo del confinamiento

bc: dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con area  $A_{sh}$ .

$$A_{sh} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot bc \cdot f'_c}{f_y h}$$

	Eje 2	Eje 3
Resistencia a la compresión del concreto: $f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	210	210
Fluencia del Acero trasnversal : $f_y h$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
separación de estribos: S (cm)	10.00	10.00
Longitud perpendicular normal al refuerzo con área $A_{sh}$ : bc (cm)	24.00	101.50
Área de acero de refuerzo necesaria por corte en el miembro de borde $A_{sh}$ (cm <sup>2</sup> )	1.08	4.57
Usamos acero de 1 Ø 3/8, la cantidad de hilos (grapas y estribo) necesario será:	1.52	6.43

OBS: El valor de S en miembros de borde es calculado según E.060 (Art. 21.9.7.6 (c) y (e))

Tenemos que B es el lado menor en un miembro de borde, entonces:

$B/3 = 10 \text{ cm} \quad B = 30 \text{ cm}$

$6 \text{ db long} = 10 \text{ cm} \quad 10 \text{ db long} = 16 \text{ cm}$

$10 \text{ cm} = 10 \text{ cm} \quad 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$

**Tomamos separación de estribos 6 @ 10 cm; R @ 15 cm AE en elemento de borde**

En miembros de borde según ACI 318-19 (Art. 18.10.6.4)

$h_x$  no debe exceder ( $h_x$  es la separación entre hilos de estribos):

$2/3 (b_w) = 17 \text{ cm}$

14" = 35 cm **cumple!!**

## DISEÑO DE PLACA PL-2, PL-3

## DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

DETERMINACION DE DIAGRAMA DE INTERACCION DE DISEÑO ( $\phi R_n$ )

CURVA 1 = 0°			CURVA 7 = 90°			CURVA 13 = 180°			CURVA 19 = 270°		
P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3
1515.7	-50.0	22.4	1515.7	-50.0	22.4	1515.7	-50.0	22	1515.7	-50.0	22.4
1179.6	234.0	485.5	1515.7	154.0	130.8	1515.7	-124.9	-253	1171.2	-356.2	-268.8
905.1	335.7	636.5	1515.7	234.2	174.7	1515.7	-156.4	-364	773.9	-489.2	-435.5
798.0	328.5	683.2	1515.7	308.8	219.8	1515.7	-188.5	-463	666.7	-517.5	-435.6
683.8	325.2	724.5	1514.5	376.0	265.0	1456.6	-221.7	-554	561.7	-540.1	-427.3
555.8	326.2	763.2	1438.7	443.5	314.2	1367.9	-257.3	-644	442.6	-561.3	-423.6
408.8	333.2	802.3	1354.6	513.9	368.8	1270.2	-296.5	-735	303.5	-582.7	-426.1
234.6	348.9	846.1	1258.1	591.1	431.2	1159.9	-340.6	-832	135.8	-607.4	-438.1
135.5	356.5	901.4	1253.7	653.0	510.5	1155.3	-407.5	-958	37.8	-640.2	-450.4
61.3	357.4	940.1	1249.3	715.0	589.8	1124.5	-471.2	-1019	-33.8	-660.6	-447.7
-34.7	344.3	929.2	1244.9	776.9	669.1	1093.8	-534.9	-1081	-122.2	-646.5	-426.4
-142.3	300.6	818.0	1240.6	838.8	748.4	1063.1	-598.6	-1142	-217.6	-559.3	-364.3
-272.9	248.8	658.9	1057.8	793.9	733.8	898.2	-617.6	-1075	-343.8	-427.1	-284.0
-481.2	168.4	376.2	300.2	539.0	418.5	340.4	-432.4	-773	-531.9	-211.2	-164.8
-744.6	67.2	-30.1	-744.6	67.2	-30.1	-744.6	67.2	-30	-744.6	67.2	-30.1

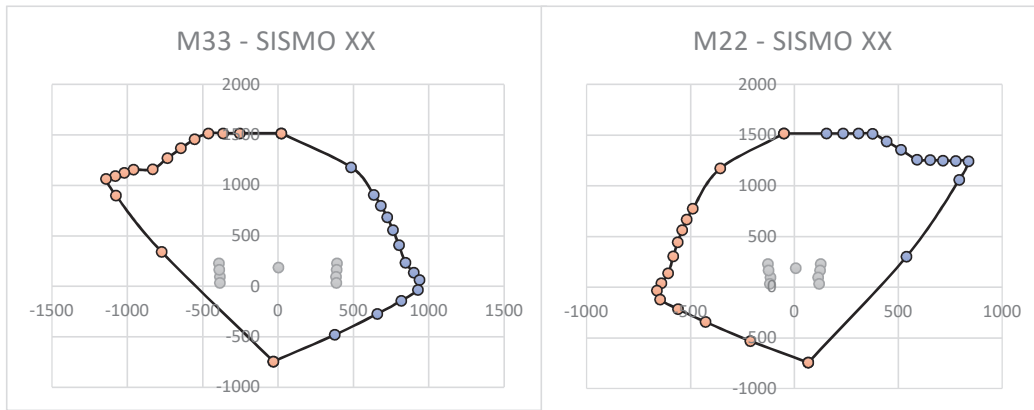
DETERMINACION DE LA RESISTENCIA REQUERIDA  $R_u$ 

Carga	P	V2	V3	T	M2	M3	
CM	-109.9	-0.8	0.7	0.5	3.0	1.4	109.9
CV	-19.1	-0.4	0.3	0.4	1.9	1.1	19.1
SX	65.9	59.5	13.1	32.2	121.2	387.8	
SY	61.4	14.1	62.0	46.4	417.6	208.8	

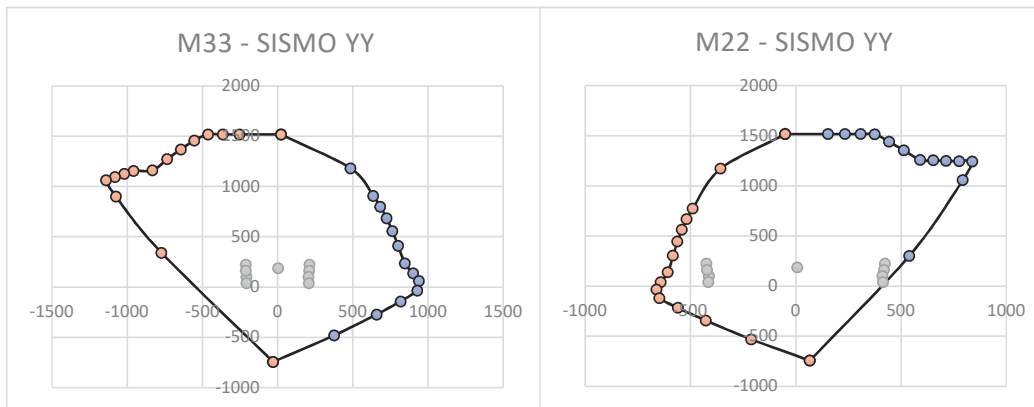
SISMO XX	COMBINACIONES $R_u$		
	P	M2	M3
U1	186.4	7.4	3.8
U2	227.2	127.3	390.9
U3	95.4	-115.1	-384.7
U4	164.8	123.9	389.1
U5	33.0	-118.5	-386.5
U6	227.2	-127.3	-390.9
U7	95.4	115.1	384.7
U8	164.8	-123.9	-389.1
U9	33.0	118.5	386.5

SISMO YY	COMBINACIONES $R_u$		
	P	M2	M3
U1	186.4	7.4	3.8
U2	222.7	423.7	211.9
U3	99.8	-411.5	-205.7
U4	160.4	420.3	210.1
U5	37.5	-414.9	-207.6
U6	222.7	-423.7	-211.9
U7	99.8	411.5	205.7
U8	160.4	-420.3	-210.1
U9	37.5	414.9	207.6

**VERIFICACION DE RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION X-X**



**VERIFICACION DE RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION Y-Y**



**DISEÑO POR CORTANTE**

CASO	P	V2	V3	M2	M3	
CM	-109.9	-0.83	0.68	3.00	1.41	109.9
CV	-19.10	-0.38	0.31	1.88	1.05	19.1
SX	65.89	59.50	13.09	121.23	387.8	
SY	61.44	14.08	61.99	417.58	208.8	

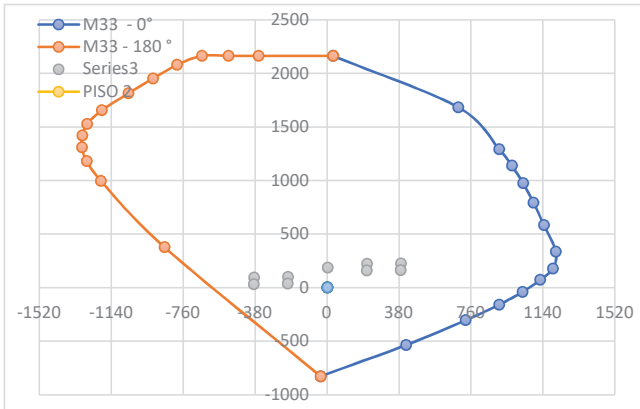
C	P	V2	V3	M2	M3
U1	186.4	-1.8	1.5	7.4	4
U2	227.2	58.0	14.3	127.3	391
U3	95.4	-61.0	-11.9	-115.1	-385
U4	164.8	58.8	13.7	123.9	389
U5	33.0	-60.3	-12.5	-118.5	-387
U6	222.7	12.6	63.2	423.7	211.91
U7	99.8	-15.6	-60.8	-411.5	-206
U8	160.4	13.3	62.6	420.3	210
U9	37.5	-14.8	-61.4	-414.9	-208

\*Los valores de P, V2, M3, V3, M2 se toman absolutos

\* Para el diseño por corte se toma la cortante más grande de V2 Y V3

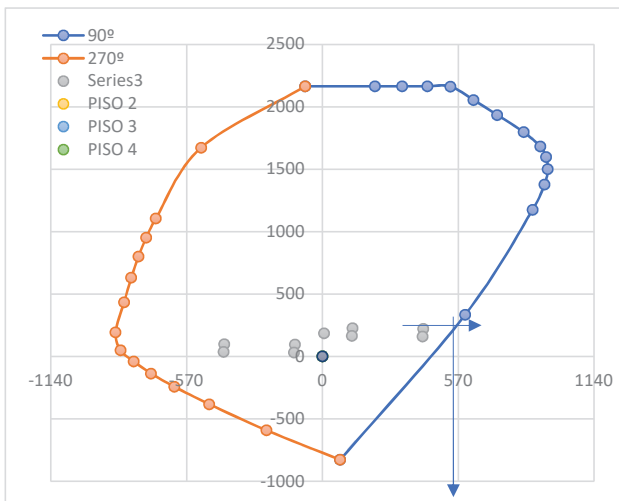
1ro	P	V2	V3	M2	M3	P	V2	M3	P	V3	M2
U1	186.4	-1.8	1.5	7.4	3.8	186.4	1.8	3.8	186.4	1.5	7.4
U2	227.2	58.0	14.3	127.3	390.9	227.2	58.0	390.9	227.2	14.3	127.3
U3	95.4	-61.0	-11.9	-115.1	-384.7	95.4	61.0	384.7	95.4	11.9	115.1
U4	164.8	58.8	13.7	123.9	389.1	164.8	58.8	389.1	164.8	13.7	123.9
U5	33.0	-60.3	-12.5	-118.5	-386.5	33.0	60.3	386.5	33.0	12.5	118.5
U6	222.7	12.6	63.2	423.7	211.9	222.7	12.6	211.9	222.7	63.2	423.7
U7	99.8	-15.6	-60.8	-411.5	-205.7	99.8	15.6	205.7	99.8	60.8	411.5
U8	160.4	13.3	62.6	420.3	210.1	160.4	13.3	210.1	160.4	62.6	420.3
U9	37.5	-14.8	-61.4	-414.9	-207.6	37.5	14.8	207.6	37.5	61.4	414.9

**DIRECCION 2-2**



M33			
0°		180°	
Pn	Mn	Pn	Mn
2165	32.1	2165	32
1685	693.5	2165	-361
1293	909.3	2165	-520
1140	976.0	2165	-661
977	1035.0	2081	-791
794	1090.3	1954	-919
584	1146.1	1815	-1049
335	1208.8	1657	-1188
179	1192.0	1528	-1267
73	1126.0	1422	-1292
-39	1032.4	1310	-1294
-158	908.9	1181	-1268
-303	732.2	998	-1195
-535	418.0	378	-858
-827	-33.5	-827	-33

**DIRECCION 3-3**



M22			
90°		270°	
Pn	Mn	Pn	Mn
2165.3	-71.4	2165	-71
2165.3	220.0	1673	-509
2165.3	334.5	1106	-699
2165.3	441.1	952	-739
2163.6	537.1	802	-772
2055.3	633.6	632	-802
1935.1	734.1	434	-832
1797.3	844.4	194	-868
1682.2	914.4	50	-847
1597.9	938.7	-41	-791
1501.0	945.7	-136	-718
1378.4	932.0	-242	-621
1175.3	882.1	-382	-475
333.5	598.9	-591	-235
-827.3	74.6	-827	75

1. CARACTERISTICAS DEL MURO

Dirección del Muro	Lm (m)	e (m)	Hm	f <sub>c</sub>
	2.87	0.25	18.20	210

2. DETERMINACION DE CORTANTE DE DISEÑO Vu (RNE E.060 (21.9.5.3))

**Artículo 21.9.5.3**  
 $Vu \geq Vua \cdot \left(\frac{Mn}{Mua}\right) ; \frac{Mn}{Mua} \leq R$       MAXIMO = R = 4.5

Vua	Mua	Mn	Mn/Mu	Vu	Vn =
63.2	423.7	570	1.35	85.0	100.0

3. DETERMINACION DEL APORTE DEL CONCRETO (Vc) Y APORTE DEL ACERO A CORTE (Vs)

**Artículo 11.3.1.1**  
 $Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot e \cdot d \cdot kg$   
 $d = 0.8 \cdot Lm$

**Artículo 11.10.3**  
 $Vn = Vc + Vs$

Vc (Ton)	hw/Lw	α <sub>c</sub>	Vc MAX	Vc	Vs	Vs max	¿ Vs
44.09	6.34	0.53	44.09	44.09	55.94	174.7	cumple!

**Artículo 11.10.5**  
**Verificar:**  
 $Vc,max \leq Acw \cdot (\alpha_c \cdot \sqrt{f'c}) \cdot 10 \text{ Ton}$   
 $Acw = 0.8 \cdot Lm \cdot e$

Si:  $\frac{hm}{Lm} \geq 2.0$       α<sub>c</sub> = 0.53

Si:  $\frac{hm}{Lm} \leq 1.5$       α<sub>c</sub> = 0.80

Si:  $1.5 < \frac{hm}{Lm} < 2.0$        $0.80 > \alpha_c > 0.53$

**Artículo 11.5.7.9**  
**Verificar:**  
 $Vsmax \leq 2.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$   
 Si no cumple, SI Vs > Vs max,  
**CAMBIAR DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION Y CAMBIARA Mn, disminuyendo acero o aumentando la longitud del muro.**

4. DETERMINACIÓN DE LA CUANTIA HORIZONTAL Y VERTICAL (ART 11.10.7 O 11.10.8)

PISO	Nº	Vu	0.27 √f <sub>c</sub> · Acw
1	2	85.0	22.46

Diseñamos:  
 $Vs = Acw \cdot Ph \cdot fy$

**Artículo 21.9.4.3**  
 Usar dos capas cuando,  
 a) Espesor ≥ 20 cm  
 b) Si Vu > 0.53 √f<sub>c</sub> · Acw

$Vu < 0.27 \sqrt{f'c} \cdot Acw$  ..... (11.10.7 O 11.10.8)

$Vu > 0.27 \sqrt{f'c} \cdot Acw$

Cuantía Horiz. mín:  $\rho_{hmin} \geq 0.0025$  y  $S_{max} \leq 3e$  o 40 cm

Cuantía Vertic. mín:  $\rho_{vmin} \geq 0.0025$

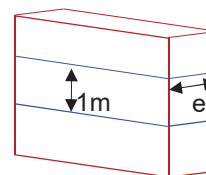
$\rho_{vmin} = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 < \rho_h$

$Vu < 0.27 \sqrt{f'c} \cdot Acw$

Cuantía Vertic. mín:  $\rho_{vmin} \geq 0.0015$   
 Cuantía Horiz. mín:  $\rho_{hmin} \geq 0.002$  y  $S_{max} \leq 3e$  o 40 cm

calculado en 11.10.10.1

En ambos casos diseñar con 11.10.10.1  
**ARTICULO 11.10.10.1**  
 $Vs = Acw \cdot \rho_h \cdot fy$   
 $\rho_h = \frac{Vs}{Acw \cdot fy}$



5. DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO DISTRIBUIDO HORIZONTAL

$\rho_{h min} = 0.0025$   
 $< Vs max (11.5.7.9)$

ρ <sub>h</sub>	Vs		AREA	As Col	As	Φ		S
0.0025	60.27	2Φ1/2"	1.29	2.58	6.25	2Φ1/2"	@	0.150

As requerido = ρ · 100 · e  
 Separación =  $\frac{As colocado}{As requerido}$   
 As colocado = 2 · Avarilla

6. DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO DISTRIBUIDO VERTICAL

$Vn real = Vc + Vs$

Vn	Vn	¿ Vn	p <sub>v</sub>	Vs, v		AREA	As Col	As	Φ		S
104.4	216.3	cumple!	0.0025	60.27	2Φ1/2"	1.29	2.58	6.25	2Φ1/2"	@	0.15

**Artículo 11.10.4**

**Verificar:**

$Vn,max \leq 2.6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot Acw$        $\rho_{v,min} \geq 0.0025 < \rho_h$

## DISEÑO DE PLACA PL-4, PL-5

## DISEÑO DE MURO DE CORTE 04

## CÁLCULO DE ACERO DE REFUERZO PROBABLE EN EL ELEMENTO

$$As_{ext} = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot d} - \rho \cdot bw \cdot Lw$$

	+	-
Momento flector actuante en el elemento : $Mu$ (Tonf-m)	429.65	444.21
Cortante actuante en el elemento : $Vu$ (Tonf)	57.32	49.98
Fluencia del Acero : $fy$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
Espesor del muro: $bw$ (cm)	25	25
Longitud del muro : $lw$ (cm)	220.00	220.00
Peralte efectivo del muro : $d = 0.8 lw$ (m)	176.00	176.00
Cuantía mínima en el alma: $\rho, min$	0.0025	0.0025
Acero mínimo requerido en el alma : $As$ , requerido (cm <sup>2</sup> )	13.75	13.75
Refuerzo en el alma distribuido; $2 \phi 3/8" @ 20 cm$	1.42	1.42
Acero colocado en el alma : $As$ , colocado (cm <sup>2</sup> ) = $Av \cdot Lw / S$	15.62	15.62
Acero exterior en elemento (cm <sup>2</sup> )	24.48	25.58
Acero exterior colocado en elemento (cm <sup>2</sup> )	26.00	26.00

CÁLCULO DE LA PROFUNDIDAD AL EJE NEUTRO "C" ASOCIADO AL  $Mn$  MAX

$$C = \frac{Pu + (As)(fy) + (\rho l)(tw)(lw)(fy) - (A's)(fy)}{0.85(f'c)(tw)\beta + 2(\rho l)(tw)(fy)}$$

Resistencia a la compresión del concreto: $f'c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	210	210
Fluencia del Acero : $fy$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
Factor de relación " $\beta 1$ " = $c/a$	0.85	0.85
Espesor del muro: $bw$ (cm)	25	25
Longitud del muro : $Lw$ (cm)	220	220
Carga axial en el muro: $P$ (Kgf)	313540	313540
Acero en tracción en el muro (cm <sup>2</sup> )	26.00	26.00
Acero en compresión en el muro (cm <sup>2</sup> )	26.00	26.00
Cuantía en el alma colocado: $\rho l = Av / (S \cdot bw)$	0.00284	0.00284
Mayor profundidad del eje neutro $C$ (cm) asociado al $Mn$ max.	86.37	86.37

## ELEMENTOS DE BORDE (E.060)

21.9.7.2 Tenemos como espesor mínimo del alma del muro de 15 cm

21.9.7.3 Tenemos como recubrimiento mínimo de 2.5 cm

21.9.7.3 Tenemos como recubrimiento mínimo en contacto con el suelo de 4 - 5 cm

21.9.7.4 (a) Verificación de necesidad de elementos de borde:

Si es que la mayor profundidad del eje neutro "C" asociado al Momento nominal maximo resultante del combo de diseño cumple la siguiente expresión, que van desde la base hasta la parte superior de la estructura:

$$C \geq \frac{Lw}{600 \left( \frac{\delta u}{hw} \right)} ; \left( \frac{\delta u}{hw} \right) \geq 0.005$$

Espesor del muro: " $bw$ " (cm)	25	25
Longitud del muro : " $Lw$ " (cm)	220	220
Altura del muro : " $hw$ " (m)	18.20	18.20
Mayor profundidad del eje neutro "C" asociado al $Mn$ max.	86.37	86.37
Desplazamiento lateral máxima inelástica producido por el sismo $\delta u$ (m)	0.07	0.07
calculamos $Lw / (600 (\delta u / hw))$ ; obs: $(\delta u / hw) = 0.005$	48.89	48.89
verificación si $C \geq Lw / (600 (\delta u / hw))$	Si	Si

21.9.7.4 (b) Zona de confinamiento mínima:

Hasta una longitud:  $L_w = 2.20 \text{ m}$

Hasta una Longitud  $4 V_u/M_u = 0.52 \text{ m}$

### **DETERMINACION DE DIMENSIONES DEL MIEMBRO DE BORDE BASADO EN E.060 Y APLICACIÓN ACI 318-19**

#### **Normativa E.060**

$n \geq C - 0.1 L_w \quad n \geq 64.37 \text{ cm}$

$n \geq C/2 \quad n \geq 43.19 \text{ cm}$

#### **Simplificaciones ACI 318-19**

$n \geq 0.1 L_w \quad n \geq 22.00 \text{ cm}$

$n \geq 0.15 L_w \quad n \geq 33.00 \text{ cm}$

$n \geq 2 b_w \quad n \geq 50.00 \text{ cm}$

OBS: Se recomienda usar  $n \geq 0.1 L_w$  y  $n \geq 0.15 L_w$  para muros con longitud superior a 4.00m o 150"

En cuánto al espesor del elemento de borde, la norma ACI 318-19 establece si  $C/L_w \geq 3/8$

; entonces se tomará mínimamente el espesor del miembro de borde igual a 30 cm

$C/L_w \geq 3/8 \quad 0.393 \geq 0.375$

**Tomaremos;**  $n = 65.00 \text{ cm}$  y  $b_e = 30 \text{ cm}$

### **DETERMINACION DE REFUERZO LONGITUDINAL DEL MIEMBRO DE BORDE**

De acuerdo al cálculo del acero de refuerzo exterior, establecemos la colocación del 18 Ø 3/4" en el miembro de borde a la izquierda.

De acuerdo al cálculo del acero de refuerzo exterior, establecemos la colocación del 12 Ø 3/4" en el miembro de borde a la derecha.

### **DETERMINACION DE REFUERZO POR CORTANTE DEL MIEMBRO DE BORDE**

Calculamos en base al artículo 21.6.4.1 y también específica ACI 318-19 (18.10.6.4)

S: espaciamento del refuerzo del confinamiento

bc: dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con area  $A_{sh}$ .

$$A_{sh} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot bc \cdot f'_c}{f_y h}$$

	Eje 2	Eje 3
Resistencia a la compresión del concreto: $f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	210	210
Fluencia del Acero trasnversal : $f_y h$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200	4200
separación de estribos: S (cm)	10.00	10.00
Longitud perpendicular normal al refuerzo con área $A_{sh}$ : bc (cm)	24.00	101.50
Área de acero de refuerzo necesaria por corte en el miembro de borde $A_{sh}$ (cm <sup>2</sup> )	1.08	4.57
Usamos acero de 1 Ø 3/8, la cantidad de hilos (grapas y estribo) necesario será:	1.52	6.43

OBS: El valor de S en miembros de borde es calculado según E.060 (Art. 21.9.7.6 (c) y (e))

Tenemos que B es el lado menor en un miembro de borde, entonces:

$B/3 = 10 \text{ cm} \quad B = 30 \text{ cm}$

$6 \text{ db long} = 10 \text{ cm} \quad 10 \text{ db long} = 16 \text{ cm}$

$10 \text{ cm} = 10 \text{ cm} \quad 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$

**Tomamos separación de estribos 6 @ 10 cm; R @ 15 cm AE en elemento de borde**

En miembros de borde según ACI 318-19 (Art. 18.10.6.4)

hx no debe exceder (hx es la separación entre hilos de estribos):

$2/3 (b_w) = 17 \text{ cm}$

$14" = 35 \text{ cm} \quad \text{cumple!!}$



## DISEÑO DE PLACA PL-4 , PL-5

### DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

#### DETERMINACION DE DIAGRAMA DE INTERACCION DE DISEÑO ( $\phi R_n$ )

CURVA 1 = 0°			CURVA 7 = 90°			CURVA 13 = 180°			CURVA 19 = 270°		
P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3	P	M2	M3
979.2	2.9	0.0	979.2	2.9	0.0	979.2	2.9	0	979.2	2.9	0.0
979.2	1.2	179.3	979.2	20.2	0.0	979.2	1.2	-179	979.2	-12.9	0.0
929.5	0.5	247.5	920.6	28.8	0.0	929.5	0.5	-248	979.2	-20.0	0.0
843.6	-0.2	308.2	822.2	35.4	0.0	843.6	-0.2	-308	883.8	-28.4	0.0
751.8	-0.9	363.5	707.2	41.1	0.0	751.8	-0.9	-364	769.1	-36.1	0.0
657.3	-0.4	410.3	579.7	45.4	0.0	657.3	-0.4	-410	642.2	-42.5	0.0
551.3	0.0	456.0	419.6	47.9	0.0	551.3	0.0	-456	480.3	-47.6	0.0
427.3	0.3	502.8	224.5	49.8	0.0	427.3	0.3	-503	280.6	-52.5	0.0
342.7	0.9	562.5	125.4	50.2	0.0	342.7	0.9	-562	188.1	-54.4	0.0
261.2	1.8	610.1	0.8	48.4	0.0	261.2	1.8	-610	74.1	-55.5	0.0
166.2	2.6	612.2	-152.1	41.1	0.0	166.2	2.6	-612	-67.7	-51.2	0.0
25.5	1.7	535.6	-319.1	27.1	0.0	25.5	1.7	-536	-224.2	-39.9	0.0
-162.7	0.2	412.7	-507.4	8.6	0.0	-162.7	0.2	-413	-461.6	-20.5	0.0
-349.2	-1.6	260.1	-567.1	1.5	0.0	-349.2	-1.6	-260	-543.1	-11.9	0.0
-603.3	-3.9	0.0	-603.3	-3.9	0.0	-603.3	-3.9	0	-603.3	-3.9	0.0

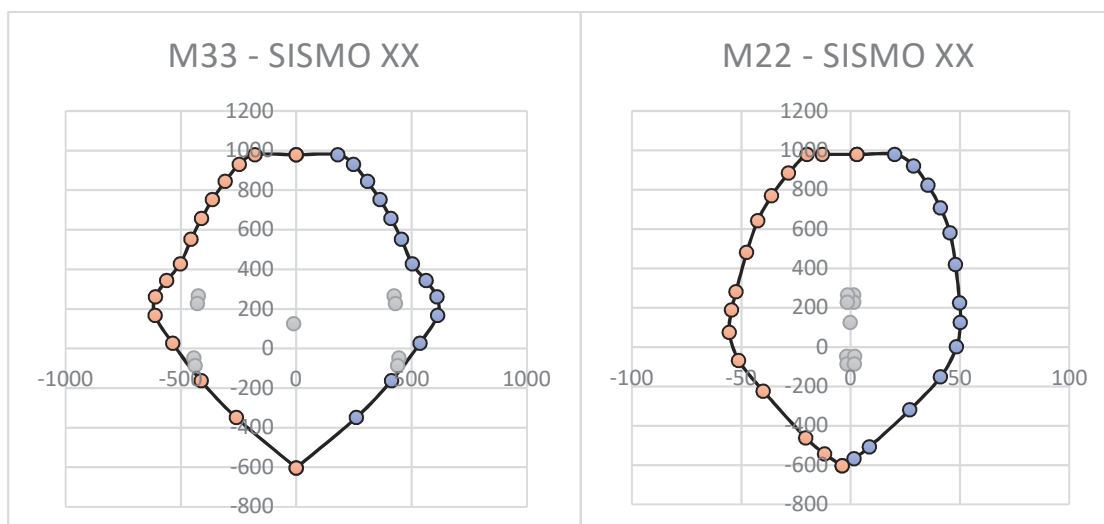
#### DETERMINACION DE LA RESISTENCIA REQUERIDA $R_u$

Carga	P	V2	V3	T	M2	M3	
CM	-78.2	3.1	-0.3	0.1	-0.1	-5.2	78.2
CV	-9.0	0.5	-0.1	0.1	0.0	-2.7	9.0
SX	156.6	52.8	1.2	1.4	1.6	434.3	
SY	204.5	23.3	9.7	3.2	8.8	124.1	

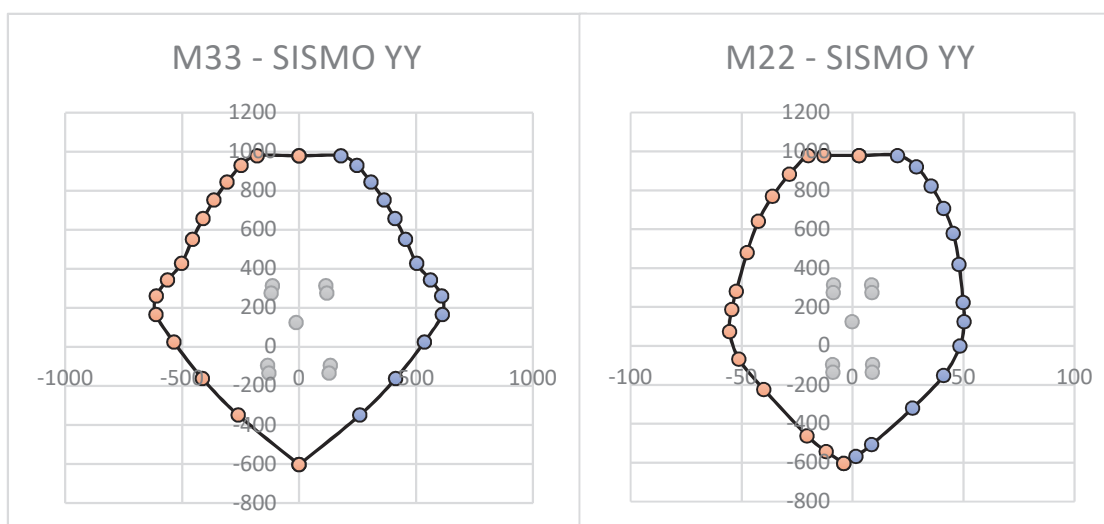
SISMO XX	COMBINACIONES $R_u$		
	P	M2	M3
U1	124.8	-0.2	-11.9
U2	265.6	1.4	424.4
U3	-47.5	-1.8	-444.2
U4	227.0	1.5	429.7
U5	-86.1	-1.7	-439.0
U6	265.6	-1.4	-424.4
U7	-47.5	1.8	444.2
U8	227.0	-1.5	-429.7
U9	-86.1	1.7	439.0

SISMO YY	COMBINACIONES $R_u$		
	P	M2	M3
U1	124.8	-0.2	-11.9
U2	313.5	8.6	114.2
U3	-95.5	-9.0	-134.0
U4	274.9	8.7	119.4
U5	-134.1	-8.9	-128.8
U6	313.5	-8.6	-114.2
U7	-95.5	9.0	134.0
U8	274.9	-8.7	-119.4
U9	-134.1	8.9	128.8

### VERIFICACION DE RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION X-X



### VERIFICACION DE RESISTENCIA AL SISMO EN DIRECCION Y-Y



### DISEÑO POR CORTANTE

CASO	P	V2	V3	M2	M3	
CM	-78.2	3.11	-0.31	-0.12	-5.19	78.2
CV	-8.97	0.52	-0.13	-0.04	-2.72	9.0
SX	#####	52.78	1.22	1.58	434.3	
SY	#####	23.32	9.74	8.77	124.1	

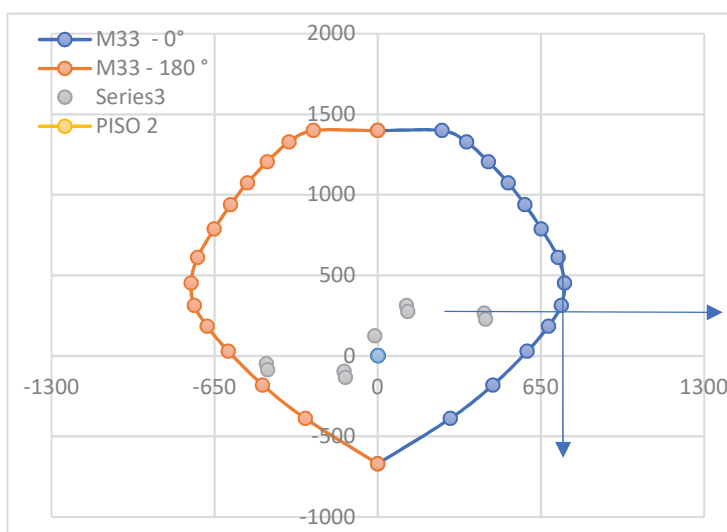
C	P	V2	V3	M2	M3
U1	124.8	5.2	-0.7	-0.2	-12
U2	265.6	57.3	0.7	1.4	424
U3	-47.5	-48.2	-1.8	-1.8	-444
U4	227.0	55.6	0.9	1.5	430
U5	-86.1	-50.0	-1.5	-1.7	-439
U6	313.5	27.9	9.2	8.6	#####
U7	-95.5	-18.8	-10.3	-9.0	-134
U8	274.9	26.1	9.5	8.7	119
U9	-134.1	-20.5	-10.0	-8.9	-129

\*Los valores de P, V2, M3, V3, M2 se toman absolutos

\* Para el diseño por corte se toma la cortante más grande de V2 Y V3

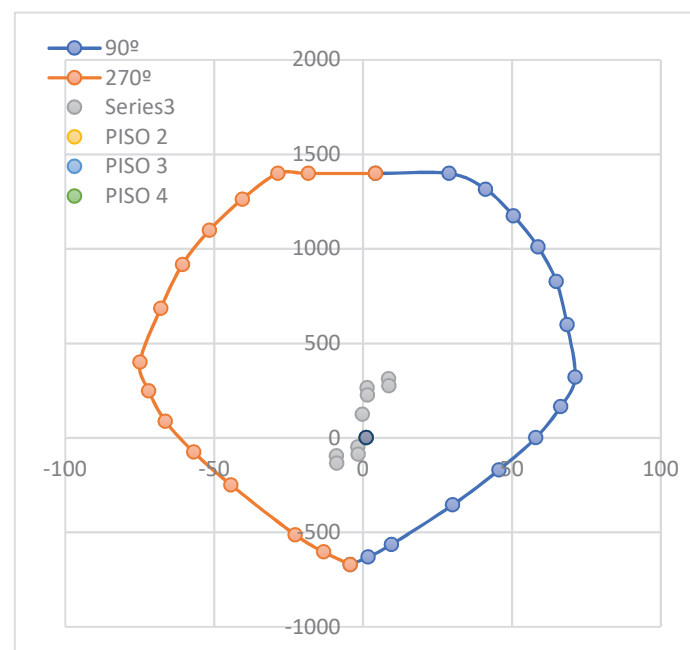
1ro	P	V2	V3	M2	M3	P	V2	M3	P	V3	M2
U1	124.8	5.2	-0.7	-0.2	-11.9	124.8	5.2	11.9	124.8	0.7	0.2
U2	265.6	57.3	0.7	1.4	424.4	265.6	57.3	424.4	265.6	0.7	1.4
U3	-47.5	-48.2	-1.8	-1.8	-444.2	-47.5	48.2	444.2	47.5	1.8	1.8
U4	227.0	55.6	0.9	1.5	429.7	227.0	55.6	429.7	227.0	0.9	1.5
U5	-86.1	-50.0	-1.5	-1.7	-439.0	-86.1	50.0	439.0	86.1	1.5	1.7
U6	313.5	27.9	9.2	8.6	114.2	313.5	27.9	114.2	313.5	9.2	8.6
U7	-95.5	-18.8	-10.3	-9.0	-134.0	-95.5	18.8	134.0	95.5	10.3	9.0
U8	274.9	26.1	9.5	8.7	119.4	274.9	26.1	119.4	274.9	9.5	8.7
U9	-134.1	-20.5	-10.0	-8.9	-128.8	-134.1	20.5	128.8	134.1	10.0	8.9

### DIRECCION 2-2



M33			
0°		180°	
Pn	Mn	Pn	Mn
1399	0.0	1399	0
1399	256.2	1399	-256
1328	353.6	1328	-354
1205	440.3	1205	-440
1074	519.3	1074	-519
939	586.1	939	-586
788	651.5	788	-651
610	718.2	610	-718
453	743.8	453	-744
313	730.7	313	-731
185	680.2	185	-680
28	595.2	28	-595
-181	458.5	-181	-459
-388	289.0	-388	-289
-670	0.0	-670	0

### DIRECCION 3-3



M22			
90°		270°	
Pn	Mn	Pn	Mn
#####	4.2	1399	4
#####	28.9	1399	-18
#####	41.2	1399	-29
#####	50.5	1263	-41
#####	58.7	1099	-52
828.1	64.9	917	-61
599.4	68.5	686	-68
320.7	71.2	401	-75
165.8	66.4	249	-72
0.9	58.0	89	-66
-169.0	45.6	-75	-57
-354.6	30.1	-249	-44
-563.7	9.5	-513	-23
-630.1	1.7	-603	-13
-670.4	-4.4	-670	-4

### 1. CARACTERISTICAS DEL MURO

Dirección del  
Muro

Lm	e (m)	Hm	f'c
2.2	0.25	18.20	210

2. DETERMINACION DE CORTANTE DE DISEÑO Vu (RNE E.060 (21.9.5.3))

Artículo 21.9.5.3

MAXIMO = R = 4.5

$$Vu \geq Vua \cdot \left(\frac{Mn}{Mua}\right); \frac{Mn}{Mua} \leq R$$

Vua	Mua	Mn	Mn/M	Vu	Vn =
57.3	424.4	730	1.72	98.6	116.0

3. DETERMINACION DEL APORTE DEL CONCRETO (Vc) Y APORTE DEL ACERO A CORTE (Vs)

Artículo 11.3.1.1

$$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot e \cdot d$$

· kg  
d = 0.8 · Lm

Artículo 11.10.3

Vn = Vc + Vs

Vc	hw/Lw	αc	Vc MAX	Vc	Vs	Vs	¿ Vs
33.79	8.27	0.53	33.79	33.79	82.16	133.9	cumpl

Artículo 11.10.5

Verificar:

$$Vc,max \leq Acw \cdot (\alpha_c \cdot \sqrt{f'c}) \cdot 10$$

Acw = 0.8 · Lm · e

Si:  $\frac{hm}{Lm} \geq 2.0$       αc = 0.53

Si:  $\frac{hm}{Lm} \leq 1.5$       αc = 0.80

Si:  $1.5 < \frac{hm}{Lm} < 2.0$        $0.80 > \alpha_c > 0.53$

Artículo 11.5.7.9

Verificar:

$$Vsmax \leq 2.1 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

Si no cumple, Si Vs > Vs max,

**CAMBIAR DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION Y**

**CAMBIARA Mn, disminuyendo acero o aumentando la longitud del muro.**

4. DETERMINACIÓN DE LA CUANTIA HORIZONTAL Y VERTICAL (ART 11.10.7 O 11.10.8)

PISO	Nº	Vu	$0.27 \sqrt{f'c} \cdot Acw$
1	2	98.6	17.22

Diseñamos:

Vs = Acw · Ph · fy

Artículo 21.9.4.3

Usar dos capas cuando,

a) Espesor ≥ 20 cm

b) Si Vu > 0.53 √f'c · Acw

Vu <> 0.27 √f'c · Acw ..... (11.10.7 O 11.10.8)

$Vu > 0.27 \sqrt{f'c} \cdot Acw$

Cuantía Horiz. mín:  $\rho_{h,min} \geq 0.0025$  y  $s_{max} \leq 3e$  o 40 cm

Cuantía Vertic. mín:  $\rho_{v,min} \geq 0.0025$

$\rho_{v,min} = 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 < \rho_h$

$Vu < 0.27 \sqrt{f'c} \cdot Acw$

Cuantía Vertic. mín:  $\rho_{v,min} \geq 0.0015$   
Cuantía Horiz. mín:  $\rho_{h,min} \geq 0.0025$  y  $s_{max} \leq 3e$  o 40 cm

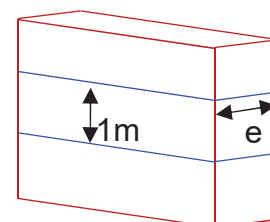
calculado en 11.10.10.1

En ambos casos diseñar con 11.10.10.1

ARTICULO 11.10.10.1

$Vs = Acw \cdot \rho_h \cdot fy$

$\rho_h = \frac{Vs}{Acw \cdot fy}$



5. DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO DISTRIBUIDO HORIZONTAL

ph min = 0.0025

< Vs max (11.5.7.9)

ph	Vs	AREA	As Col	As	Φ	S
----	----	------	--------	----	---	---

0.0044	82.16	2Φ1/2	1.29	2.58	11.11	2Φ1/2	@	0.150
--------	-------	-------	------	------	-------	-------	---	-------

$$A_s \text{ requerido} = \rho \cdot 100 \cdot e$$

$$\text{Separación} = \frac{A_s \text{ colocado}}{A_s \text{ requerido}}$$

$$A_s \text{ colocado} = 2 \cdot A_{\text{varilla}}$$

$$A_s \text{ colocado} = 2 \cdot A_{\text{varilla}}$$

### 6. DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO DISTRIBUIDO VERTICAL

$$V_n \text{ real} = V_c + V_s$$

Vn real	Vn	¿ Vn	ρv	Vs, v	AREA	As Col	As	Φ	S
116.0	165.8	cumpl	#####	46.20	2Φ1/2	1.29	2.58	6.25	2Φ1/2 @ 0.15

Artículo 11.10.4

$$\rho_{v, \min} \geq 0.0025 < \rho_h$$

Verificar:

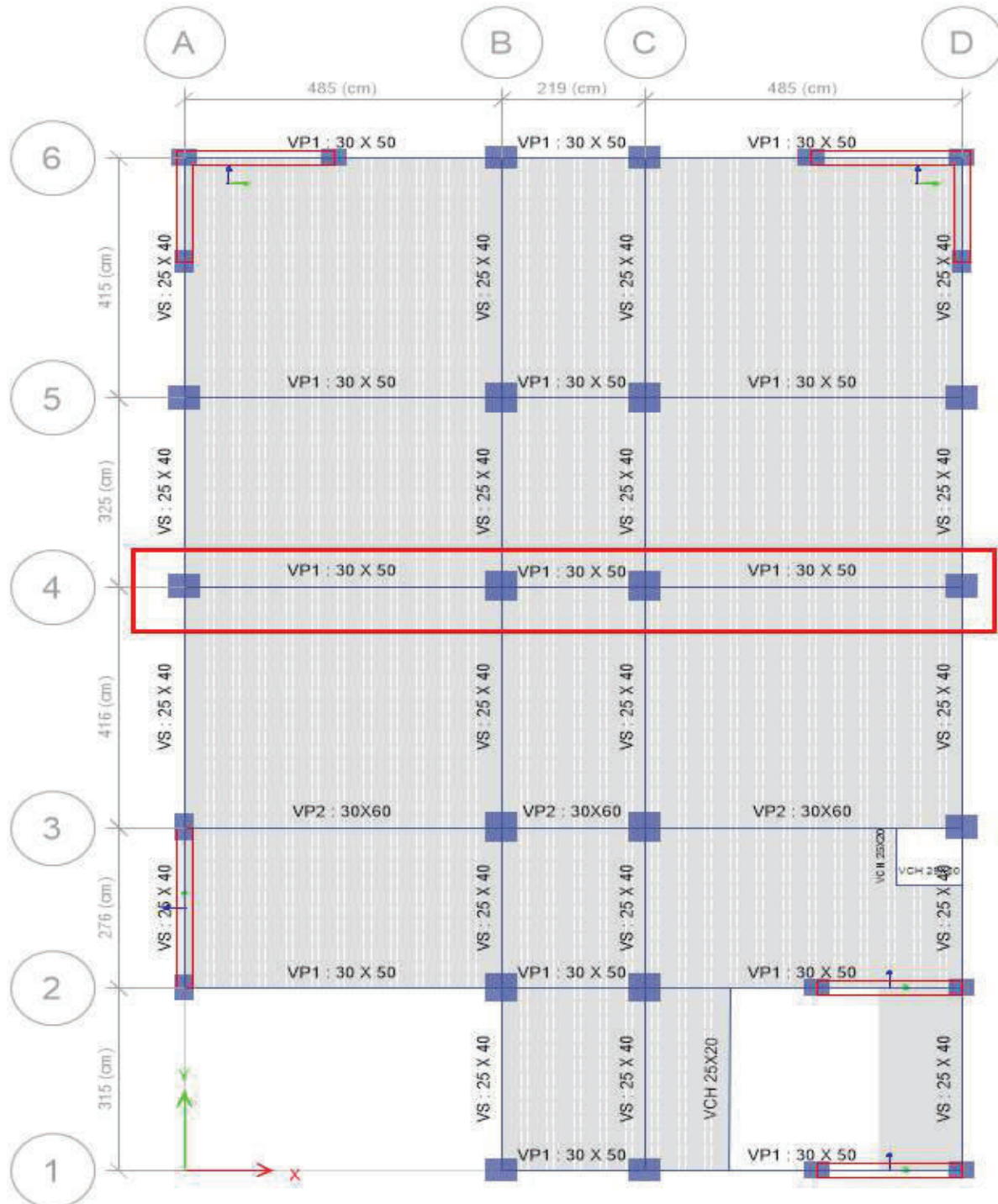
$$V_{n, \max} \leq 2.6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cw} \quad \blacktriangle \quad \rho_{v, \min} = 0.0025 + 0.5 \cdot \left( 2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 < \rho_h$$

**Anexo 6. Diseño de vigas**

## DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-1)

EJE 4-4 ENTRE A-B, B-C Y C-D

DISEÑO POR PLEXIÓN



**DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-1)**

**EJE 4-4 ENTRE A-B, B-C Y C-D**

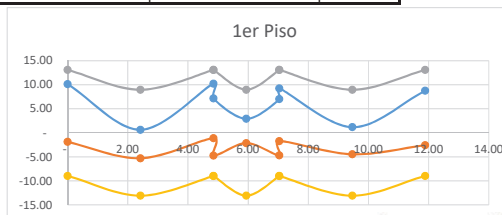
**DISEÑO POR PLEXIÓN**

TABLE: 1er piso

Story	Label	Section	Location	(-) Moment	(-) Combo	(+) Moment	(+) Combo
				Tn-m		Tn-m	
Story1	B7	VP1 : 30 X 50	End-I	-10.1378	ENVOLVENT	1.8882	ENVOLVENT
Story1	B7	VP1 : 30 X 50	Middle	-0.6375	ENVOLVENT	5.2937	ENVOLVENT
Story1	B7	VP1 : 30 X 50	End-J	-10.2225	ENVOLVENT	1.1401	ENVOLVENT
Story1	B8	VP1 : 30 X 50	End-I	-7.1565	ENVOLVENT	4.7316	ENVOLVENT
Story1	B8	VP1 : 30 X 50	Middle	-2.9064	ENVOLVENT	2.1353	ENVOLVENT
Story1	B8	VP1 : 30 X 50	End-J	-7.0216	ENVOLVENT	4.6857	ENVOLVENT
Story1	B9	VP1 : 30 X 50	End-I	-9.2141	ENVOLVENT	1.7348	ENVOLVENT
Story1	B9	VP1 : 30 X 50	Middle	-1.1738	ENVOLVENT	4.4672	ENVOLVENT
Story1	B9	VP1 : 30 X 50	End-J	-8.7508	ENVOLVENT	2.5726	ENVOLVENT

$$\rho := \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot Mu}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}}{1.18} \cdot \left( \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

diam (plg)	area (cm2)
1/4"	0.71
1/2"	1.27
5/8"	1.99
3/4"	2.84
1"	5.01



$$Mu = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot \rho \cdot f_y \cdot \left( 1 - 0.59 \cdot \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c} \right)$$





### DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-1)

**EJE 4-4 ENTRE A-B, B-C Y C-D**

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

As colocado										
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As Top	cm <sup>2</sup>	8.52	5.68	8.52	8.52	5.68	8.52	8.52	5.68	8.52
P colocada	%	0.65%	0.43%	0.65%	0.65%	0.43%	0.65%	0.65%	0.43%	0.65%
(-) øMn	Tn-m	13.09	8.97	13.09	13.09	8.97	13.09	13.09	8.97	13.09

As colocado										
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	0	1	0	0	1	0	0	1	0
As bot	cm <sup>2</sup>	5.68	8.52	5.68	5.68	8.52	5.68	5.68	8.52	5.68
P colocada	%	0.43%	0.65%	0.43%	0.43%	0.65%	0.43%	0.43%	0.65%	0.43%
(+) øMn	Tn-m	8.97	13.09	8.97	8.97	13.09	8.97	8.97	13.09	8.97

TABLE: 2do piso

Story	Label	Section	Location	(-) Moment	(-) Combo	(+) Moment	(+) Combo
				Tn-m	ENVOLVENT	Tn-m	ENVOLVENT
Story2	B7	VP1 : 30 X 50	End-I	-12.2975	ENVOLVENT	3.4769	ENVOLVENT
Story2	B7	VP1 : 30 X 50	Middle	-1.4139	ENVOLVENT	5.4558	ENVOLVENT
Story2	B7	VP1 : 30 X 50	End-J	-11.8061	ENVOLVENT	2.9181	ENVOLVENT
Story2	B8	VP1 : 30 X 50	End-I	-8.422	ENVOLVENT	6.6881	ENVOLVENT
Story2	B8	VP1 : 30 X 50	Middle	-3.4399	ENVOLVENT	3.0344	ENVOLVENT



## DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-1)

### EJE 4-4 ENTRE A-B, B-C Y C-D

### DISEÑO POR PLEXIÓN

Acero calculado										
(-) Moment	Tn-m	-12.30	-1.41	-11.81	-8.42	-3.44	-8.81	-11.45	-2.01	-10.94
(+) Moment	Tn-m	3.48	5.46	2.92	6.69	3.03	6.37	3.38	5.00	4.31
p	%	0.60%	0.06%	0.58%	0.40%	0.16%	0.42%	0.56%	0.09%	0.53%
b*d	cm2	1320.00	1320.00	1320.00	1320.00	1320.00	1320.00	1320.00	1320.00	1320.00
As Top	cm <sup>2</sup>	7.96	0.86	7.62	5.32	2.11	5.57	7.37	1.22	7.02
p	%	0.16%	0.26%	0.14%	0.32%	0.14%	0.30%	0.16%	0.23%	0.20%
As Bot	cm <sup>2</sup>	2.13	3.38	1.78	4.18	1.86	3.97	2.07	3.09	2.65

p min	%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%
Asmin	cm2	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19
p bal	%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%
Asmax	cm2	15.33	15.33	15.33	15.33	15.33	15.33	15.33	15.33	15.33

As colocado										
db	φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As Top	cm <sup>2</sup>	8.52	5.68	8.52	8.52	5.68	8.52	8.52	5.68	8.52
p colocada	%	0.65%	0.43%	0.65%	0.65%	0.43%	0.65%	0.65%	0.43%	0.65%
(-) øMn	Tn-m	13.09	8.97	13.09	13.09	8.97	13.09	13.09	8.97	13.09

As colocado										
db	φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	0	1	0	0	1	0	0	1	0
As bot	cm <sup>2</sup>	5.68	8.52	5.68	5.68	8.52	5.68	5.68	8.52	5.68
p colocada	%	0.43%	0.65%	0.43%	0.43%	0.65%	0.43%	0.43%	0.65%	0.43%
(+) øMn	Tn-m	8.97	13.09	8.97	8.97	13.09	8.97	8.97	13.09	8.97

**DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-1)**

**EJE 4-4 ENTRE A-B, B-C Y C-D**

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

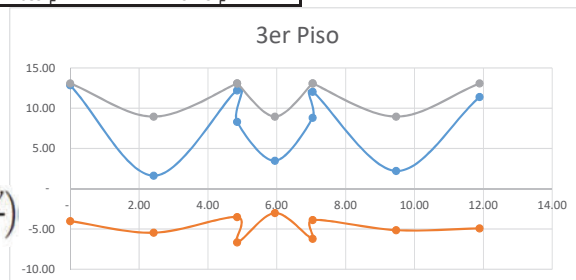
TABLE: 3er piso

Story	Label	Section	Location	(-) Moment		(+) Moment	
				Tn-m	ENVOLVENT	Tn-m	ENVOLVENT
Story3	B7	VP1 : 30 X 50	End-I	-12.854	ENVOLVENT	4.0139	ENVOLVENT
Story3	B7	VP1 : 30 X 50	Middle	-1.6291	ENVOLVENT	5.4525	ENVOLVENT
Story3	B7	VP1 : 30 X 50	End-J	-12.2245	ENVOLVENT	3.5146	ENVOLVENT
Story3	B8	VP1 : 30 X 50	End-I	-8.3181	ENVOLVENT	6.6484	ENVOLVENT
Story3	B8	VP1 : 30 X 50	Middle	-3.4778	ENVOLVENT	2.9983	ENVOLVENT
Story3	B8	VP1 : 30 X 50	End-J	-8.8251	ENVOLVENT	6.1993	ENVOLVENT
Story3	B9	VP1 : 30 X 50	End-I	-12.0373	ENVOLVENT	3.8765	ENVOLVENT
Story3	B9	VP1 : 30 X 50	Middle	-2.209	ENVOLVENT	5.1325	ENVOLVENT
Story3	B9	VP1 : 30 X 50	End-J	-11.4085	ENVOLVENT	4.9115	ENVOLVENT

$$\rho := \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot Mu}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}}{1.18} \cdot \left( \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

diam (plg)	area (cm2)
1/4"	0.71
1/2"	1.27
5/8"	1.99
3/4"	2.84
1"	5.01

$$Mu = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot \rho \cdot f_y \cdot \left( 1 - 0.59 \cdot \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c} \right)$$





## DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-1)

**EJE 4-4 ENTRE A-B, B-C Y C-D**

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

As colocado										
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As Top	cm <sup>2</sup>	8.52	5.68	8.52	8.52	5.68	8.52	8.52	5.68	8.52
P colocada	%	0.65%	0.43%	0.65%	0.65%	0.43%	0.65%	0.65%	0.43%	0.65%
(-) øMn	Tn-m	13.09	8.97	13.09	13.09	8.97	13.09	13.09	8.97	13.09

As colocado										
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	0	1	0	0	1	0	0	1	0
As bot	cm <sup>2</sup>	5.68	8.52	5.68	5.68	8.52	5.68	5.68	8.52	5.68
P colocada	%	0.43%	0.65%	0.43%	0.43%	0.65%	0.43%	0.43%	0.65%	0.43%
(+) øMn	Tn-m	8.97	13.09	8.97	8.97	13.09	8.97	8.97	13.09	8.97

TABLE: 4to piso

Story	Label	Section	Location	(-) Moment		(+) Moment	
				Tn-m	ENVOLVENT	Tn-m	ENVOLVENT
Story4	B7	VP1 : 30 X 50	End-I	-12.5765	ENVOLVENT	3.6989	ENVOLVENT
Story4	B7	VP1 : 30 X 50	Middle	-1.5434	ENVOLVENT	5.4488	ENVOLVENT
Story4	B7	VP1 : 30 X 50	End-J	-11.9471	ENVOLVENT	3.3347	ENVOLVENT
Story4	B8	VP1 : 30 X 50	End-I	-7.2555	ENVOLVENT	5.6715	ENVOLVENT
Story4	B8	VP1 : 30 X 50	Middle	-3.0963	ENVOLVENT	2.5691	ENVOLVENT
Story4	B8	VP1 : 30 X 50	End-J	-7.8739	ENVOLVENT	5.1369	ENVOLVENT
Story4	B9	VP1 : 30 X 50	End-I	-11.8245	ENVOLVENT	3.6113	ENVOLVENT
Story4	B9	VP1 : 30 X 50	Middle	-2.0249	ENVOLVENT	5.0443	ENVOLVENT
Story4	B9	VP1 : 30 X 50	End-J	-11.0565	ENVOLVENT	4.6492	ENVOLVENT





## DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-1)

### EJE 4-4 ENTRE A-B, B-C Y C-D

#### DISEÑO POR PLEXIÓN

Acero calculado										
(-) Moment	Tn-m	-12.58	-1.54	-11.95	-7.26	-3.10	-7.87	-11.82	-2.02	-11.06
(+) Moment	Tn-m	3.70	5.45	3.33	5.67	2.57	5.14	3.61	5.04	4.65
p	%	0.62%	0.07%	0.58%	0.34%	0.14%	0.38%	0.58%	0.09%	0.54%
b*d	cm2	1320.00	1320.00	1320.00	1320.00	1320.00	1320.00	1320.00	1320.00	1320.00
As Top	cm <sup>2</sup>	8.16	0.94	7.72	4.55	1.89	4.95	7.63	1.23	7.10
p	%	0.17%	0.26%	0.15%	0.27%	0.12%	0.24%	0.17%	0.24%	0.22%
As Bot	cm <sup>2</sup>	2.27	3.38	2.04	3.52	1.57	3.18	2.22	3.12	2.87

p min	%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%
Asmin	cm2	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19
p bal	%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%
Asmax	cm2	15.33	15.33	15.33	15.33	15.33	15.33	15.33	15.33	15.33

As colocado										
db	φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As Top	cm <sup>2</sup>	8.52	5.68	8.52	8.52	5.68	8.52	8.52	5.68	8.52
p colocada	%	0.65%	0.43%	0.65%	0.65%	0.43%	0.65%	0.65%	0.43%	0.65%
(-) øMn	Tn-m	13.09	8.97	13.09	13.09	8.97	13.09	13.09	8.97	13.09

As colocado										
db	φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	0	1	0	0	1	0	0	1	0
As bot	cm <sup>2</sup>	5.68	8.52	5.68	5.68	8.52	5.68	5.68	8.52	5.68
p colocada	%	0.43%	0.65%	0.43%	0.43%	0.65%	0.43%	0.43%	0.65%	0.43%
(+) øMn	Tn-m	8.97	13.09	8.97	8.97	13.09	8.97	8.97	13.09	8.97

**DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-1)**

**EJE 4-4 ENTRE A-B, B-C Y C-D**

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

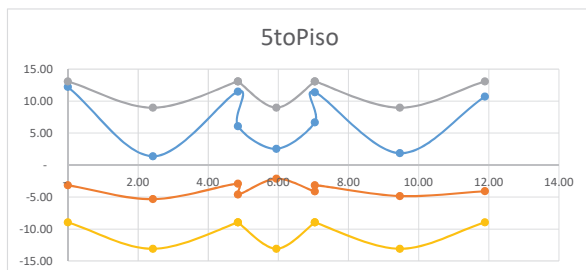
TABLE: 5to piso

Story	Label	Section	Location	(-) Moment	(-) Combo	(+) Moment	(+) Combo
				Tn-m		Tn-m	
Story5	B7	VP1 : 30 X 50	End-I	-12.2128	ENVOLVENT	3.1568	ENVOLVENT
Story5	B7	VP1 : 30 X 50	Middle	-1.3774	ENVOLVENT	5.3316	ENVOLVENT
Story5	B7	VP1 : 30 X 50	End-J	-11.4859	ENVOLVENT	2.9107	ENVOLVENT
Story5	B8	VP1 : 30 X 50	End-I	-6.0754	ENVOLVENT	4.6068	ENVOLVENT
Story5	B8	VP1 : 30 X 50	Middle	-2.5397	ENVOLVENT	2.1261	ENVOLVENT
Story5	B8	VP1 : 30 X 50	End-J	-6.6592	ENVOLVENT	4.097	ENVOLVENT
Story5	B9	VP1 : 30 X 50	End-I	-11.3663	ENVOLVENT	3.1606	ENVOLVENT
Story5	B9	VP1 : 30 X 50	Middle	-1.8541	ENVOLVENT	4.8397	ENVOLVENT
Story5	B9	VP1 : 30 X 50	End-J	-10.7149	ENVOLVENT	4.0899	ENVOLVENT

diam (plg)	area (cm2)
1/4"	0.71
1/2"	1.27
5/8"	1.99
3/4"	2.84
1"	5.01

$$Mu = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot \rho \cdot fy \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \frac{\rho \cdot fy}{f'c}\right)$$

$$\rho := \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot Mu}{\phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}}}{1.18} \cdot \left(\frac{fy}{fy}\right)$$





## DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-1)

### EJE 4-4 ENTRE A-B, B-C Y C-D

### DISEÑO POR PLEXIÓN

As colocado										
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As Top	cm <sup>2</sup>	8.52	5.68	8.52	8.52	5.68	8.52	8.52	5.68	8.52
P colocada	%	0.65%	0.43%	0.65%	0.65%	0.43%	0.65%	0.65%	0.43%	0.65%
(-) øMn	Tn-m	13.09	8.97	13.09	13.09	8.97	13.09	13.09	8.97	13.09

As colocado										
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	0	1	0	0	1	0	0	1	0
As bot	cm <sup>2</sup>	5.68	8.52	5.68	5.68	8.52	5.68	5.68	8.52	5.68
P colocada	%	0.43%	0.65%	0.43%	0.43%	0.65%	0.43%	0.43%	0.65%	0.43%
(+) øMn	Tn-m	8.97	13.09	8.97	8.97	13.09	8.97	8.97	13.09	8.97

TABLE: 6to piso

Story	Label	Section	Location	(-) Moment	(-) Combo	(+) Moment	(+) Combo
				Tn-m		Tn-m	
Story6	B7	VP1 : 30 X 50	End-I	-8.4608	ENVOLVENT	2.4678	ENVOLVENT
Story6	B7	VP1 : 30 X 50	Middle	-0.9799	ENVOLVENT	4.2348	ENVOLVENT
Story6	B7	VP1 : 30 X 50	End-J	-8.2896	ENVOLVENT	2.1998	ENVOLVENT
Story6	B8	VP1 : 30 X 50	End-I	-3.4621	ENVOLVENT	1.789	ENVOLVENT
Story6	B8	VP1 : 30 X 50	Middle	-1.9036	ENVOLVENT	0.4641	ENVOLVENT
Story6	B8	VP1 : 30 X 50	End-J	-4.4381	ENVOLVENT	1.0391	ENVOLVENT
Story6	B9	VP1 : 30 X 50	End-I	-9.1472	ENVOLVENT	1.7268	ENVOLVENT
Story6	B9	VP1 : 30 X 50	Middle	-0.8346	ENVOLVENT	4.3741	ENVOLVENT
Story6	B9	VP1 : 30 X 50	End-J	-7.8387	ENVOLVENT	2.8137	ENVOLVENT



### DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-1)

#### EJE 4-4 ENTRE A-B, B-C Y C-D

#### DISEÑO POR PLEXIÓN

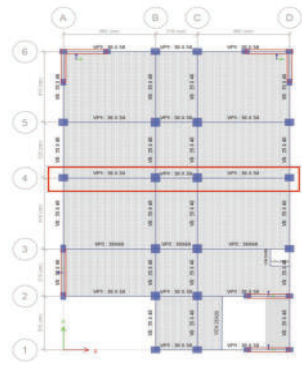
Acero calculado										
(-) Moment	Tn-m	-8.46	-0.98	-8.29	-3.46	-1.90	-4.44	-9.15	-0.83	-7.84
(+) Moment	Tn-m	2.47	4.23	2.20	1.79	0.46	1.04	1.73	4.37	2.81
p	%	0.40%	0.04%	0.40%	0.16%	0.09%	0.21%	0.44%	0.04%	0.37%
b*d	cm2	1320.00	1320.00	1320.00	1320.00	1320.00	1320.00	1320.00	1320.00	1320.00
As Top	cm <sup>2</sup>	5.34	0.59	5.23	2.12	1.16	2.74	5.80	0.50	4.93
p	%	0.11%	0.20%	0.10%	0.08%	0.02%	0.05%	0.08%	0.20%	0.13%
As Bot	cm <sup>2</sup>	1.50	2.61	1.34	1.09	0.28	0.63	1.05	2.69	1.72
p min	%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%
Asmin	cm2	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19	3.19
p bal	%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%
Asmax	cm2	15.33	15.33	15.33	15.33	15.33	15.33	15.33	15.33	15.33
As colocado										
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As Top	cm <sup>2</sup>	8.52	5.68	8.52	8.52	5.68	8.52	8.52	5.68	8.52
p colocada	%	0.65%	0.43%	0.65%	0.65%	0.43%	0.65%	0.65%	0.43%	0.65%
(-) øMn	Tn-m	13.09	8.97	13.09	13.09	8.97	13.09	13.09	8.97	13.09
As colocado										
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	0	1	0	0	1	0	0	1	0
As bot	cm <sup>2</sup>	5.68	8.52	5.68	5.68	8.52	5.68	5.68	8.52	5.68
p colocada	%	0.43%	0.65%	0.43%	0.43%	0.65%	0.43%	0.43%	0.65%	0.43%
(+) øMn	Tn-m	8.97	13.09	8.97	8.97	13.09	8.97	8.97	13.09	8.97



DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-1)  
 EJE 3-3 ENTRE A-B, B-C Y C-D  
 DISEÑO POR CORTANTE

Elemento	Material	Sección	Superficie	Área	Centro de Gravedad	Centros de Inercia	Módulo de Inercia	Módulo de Torsión	Módulo de Resistencia	Módulo de Torsión	Módulo de Resistencia
Armadura	Armadura	Armadura	2.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Armadura	Armadura	2.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Armadura	Armadura	2.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Armadura	Armadura	2.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Armadura	Armadura	2.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Eje 3-3	Eje 3-3	Eje 3-3	2.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Eje 3-3	Eje 3-3	2.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Eje 3-3	Eje 3-3	2.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Eje 3-3	Eje 3-3	2.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Eje 3-3	Eje 3-3	2.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Eje 1-1	Eje 1-1	Eje 1-1	14.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Eje 1-1	Eje 1-1	14.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Eje 1-1	Eje 1-1	14.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Eje 1-1	Eje 1-1	14.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Eje 1-1	Eje 1-1	14.55	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Story	Beam	Output Case	Case Type	Support	Station	V	M	T	MR	MT	
Story 87	ENVOLVENTE	Combination	Max	Support	0.25	0.00	-0.89	0.00	1.91	0.00	1.43
					0.61	0.00	-0.77	0.00	1.91	0.00	3.73
					0.97	0.00	-0.65	0.00	1.91	0.00	4.07
					0.97	0.00	-0.64	0.00	1.91	0.00	4.07
					1.46	0.00	-0.60	0.00	1.91	0.00	4.79
					1.84	0.00	-1.05	0.00	0.75	0.00	5.21
					1.84	0.00	-1.17	0.00	0.81	0.00	5.46
					1.84	0.00	-1.42	0.00	0.81	0.00	5.52
					2.91	0.00	-1.30	0.00	0.81	0.00	5.28
					2.91	0.00	-1.14	0.00	0.70	0.00	5.11
Story 87	ENVOLVENTE	Combination	Min	Support	0.60	0.00	-1.71	0.00	0.70	0.00	4.70
					0.88	0.00	-1.40	0.00	0.70	0.00	3.94
					1.08	0.00	-1.03	0.00	1.53	0.00	3.74
					1.24	0.00	-1.05	0.00	1.53	0.00	3.93
					1.62	0.00	-1.52	0.00	1.53	0.00	3.91
					0.25	0.00	-0.91	0.00	-1.34	0.00	3.20
					0.61	0.00	-0.75	0.00	-1.34	0.00	4.41
					0.97	0.00	-0.58	0.00	-1.34	0.00	4.50
					0.97	0.00	-1.22	0.00	-0.38	0.00	4.41
					1.46	0.00	-0.89	0.00	-0.38	0.00	3.94
Story 87	ENVOLVENTE	Combination	Min	Support	1.94	0.00	-3.46	0.00	-0.15	0.00	0.40
					2.63	0.00	-2.84	0.00	-1.14	0.00	1.94
					2.63	0.00	-2.84	0.00	-1.14	0.00	0.86
					2.63	0.00	-2.84	0.00	-1.45	0.00	0.79
					2.63	0.00	-2.84	0.00	-1.45	0.00	2.41
					1.88	0.00	-0.89	0.00	-1.05	0.00	3.41
					1.88	0.00	-1.48	0.00	-2.08	0.00	2.81
					1.88	0.00	-1.14	0.00	-2.08	0.00	3.74
					1.88	0.00	-1.48	0.00	-2.08	0.00	4.61
					0.25	0.00	0.73	0.00	1.28	0.00	2.81
Story 88	ENVOLVENTE	Combination	Max	Support	0.72	0.00	-3.60	0.00	1.28	0.00	2.91
					1.02	0.00	-3.60	0.00	1.28	0.00	-0.20
					1.32	0.00	-3.60	0.00	1.28	0.00	2.91
					1.46	0.00	-3.60	0.00	1.28	0.00	2.91
					1.46	0.00	-3.60	0.00	1.28	0.00	2.91
					1.46	0.00	-3.60	0.00	1.28	0.00	2.91
					1.46	0.00	-3.60	0.00	1.28	0.00	2.91
					1.46	0.00	-3.60	0.00	1.28	0.00	2.91
					1.46	0.00	-3.60	0.00	1.28	0.00	2.91
					1.46	0.00	-3.60	0.00	1.28	0.00	2.91
Story 88	ENVOLVENTE	Combination	Min	Support	0.25	0.00	-0.79	0.00	-1.02	0.00	-3.10
					0.72	0.00	-0.91	0.00	-0.07	0.00	-2.81
					1.02	0.00	-0.73	0.00	-0.07	0.00	-0.31
					1.46	0.00	-0.58	0.00	-0.07	0.00	-1.40
					1.46	0.00	-0.58	0.00	-1.01	0.00	-2.30
					1.46	0.00	-0.74	0.00	-1.01	0.00	-2.30
					1.46	0.00	-0.74	0.00	-1.01	0.00	-2.30
					1.46	0.00	-0.74	0.00	-1.01	0.00	-2.30
					1.46	0.00	-0.74	0.00	-1.01	0.00	-2.30
					1.46	0.00	-0.74	0.00	-1.01	0.00	-2.30





DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-1)  
EJE 3-3 ENTRE A-B, B-C Y C-D  
DISEÑO POR CORTANTE

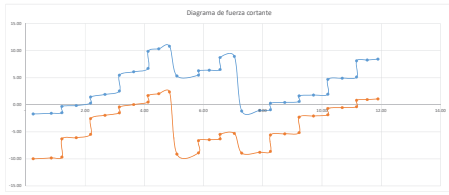


Table with 10 columns: Eje, Tipo, Estado, Combinación, Modo, Valor 1, Valor 2, Valor 3, Valor 4, Valor 5. It lists structural analysis results for various beam sections and load combinations.

Table with 2 columns: Tipo de carga, Valor. It defines the types of loads used in the analysis, such as 'C' for concentrated load and 'D' for dead load.

Large table titled 'Datos por Correas' containing structural design data. It includes columns for 'Cargas' (loads) and 'Resistencia' (resistance) for various beam sections (e.g., 15x25, 20x30, 25x35). The table is organized into sections for different beam types and includes detailed calculations for shear capacity.

DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-1)

EJE 3-3 ENTRE A-B, B-C Y C-D

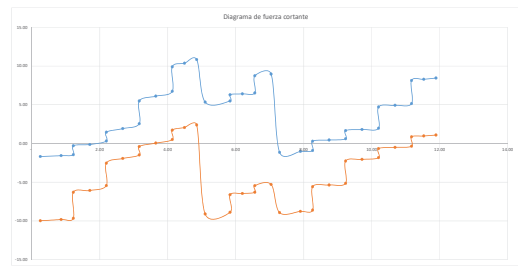
DISEÑO POR CORTANTE

Table with columns for design parameters and values. It includes a header row and multiple data rows for different design cases.

TABLE: Ser plus

TABLE: Element Forces - Max

Large table showing element forces for various members. Columns include Story, Beam, Output Case, Case Type, Shape Type, Station, UZ, UX, UY, VZ, MZ, and MS. The table lists forces for multiple stories and beams.



Small table with 2 columns: Item Group and Item Length. It lists different categories and their corresponding lengths.

Detalle por Cortante

Table providing detailed data for the shear force diagram. It includes columns for various parameters and values, likely representing shear force at different points along the beam.



DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-1)  
EJE 3-3 ENTRE A-B, B-C Y C-D  
DISEÑO POR CORTANTE

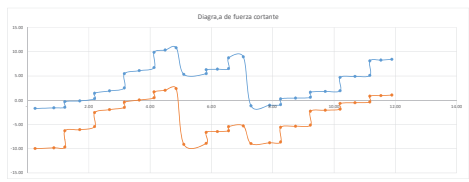


Table with columns for design parameters: Tipo, Estado, Combinación, Tipo de Diseño, Valor, and Descripción. It lists various design values for different states and combinations, such as 'ENVIOLANTE', 'Combinación', and 'Mín'. Values range from -0.06 to 1.46.

Summary table with columns: Tipo, Valor, and Descripción. It provides a quick reference for design values like 'Vmax', 'Vmin', 'Vmed', and 'Vdes'.

Main design table for shear force. It is organized into sections for different design states: 'ENVIOLANTE', 'ENVIOLANTE', 'ENVIOLANTE', and 'ENVIOLANTE'. Each section contains a grid of values for various design parameters across different beam sections. The table includes sub-sections for 'EJE 3-3', 'EJE 3-3', 'EJE 3-3', and 'EJE 3-3'. The values are presented in a structured grid format, with some cells highlighted in green.





DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-1)  
EJE 3-3 ENTRE A-B, B-C Y C-D  
DISEÑO POR CORTANTE

Table with columns: Eje, Tipo, Estado, Combinación, Tipo de Eje, Valor. Lists structural data for various axes and states.

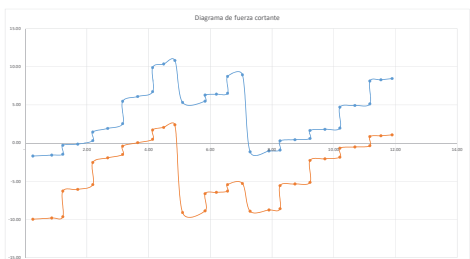


Table with 2 columns: Tipo, Valor. Lists values for different types.

Table titled 'Resúmenes por Cortante' (Summary by Shear). It contains multiple columns for different axes (EJE 3-3) and lists various parameters like 'Resumen', 'Tipo', 'Valor', and 'Estado'.

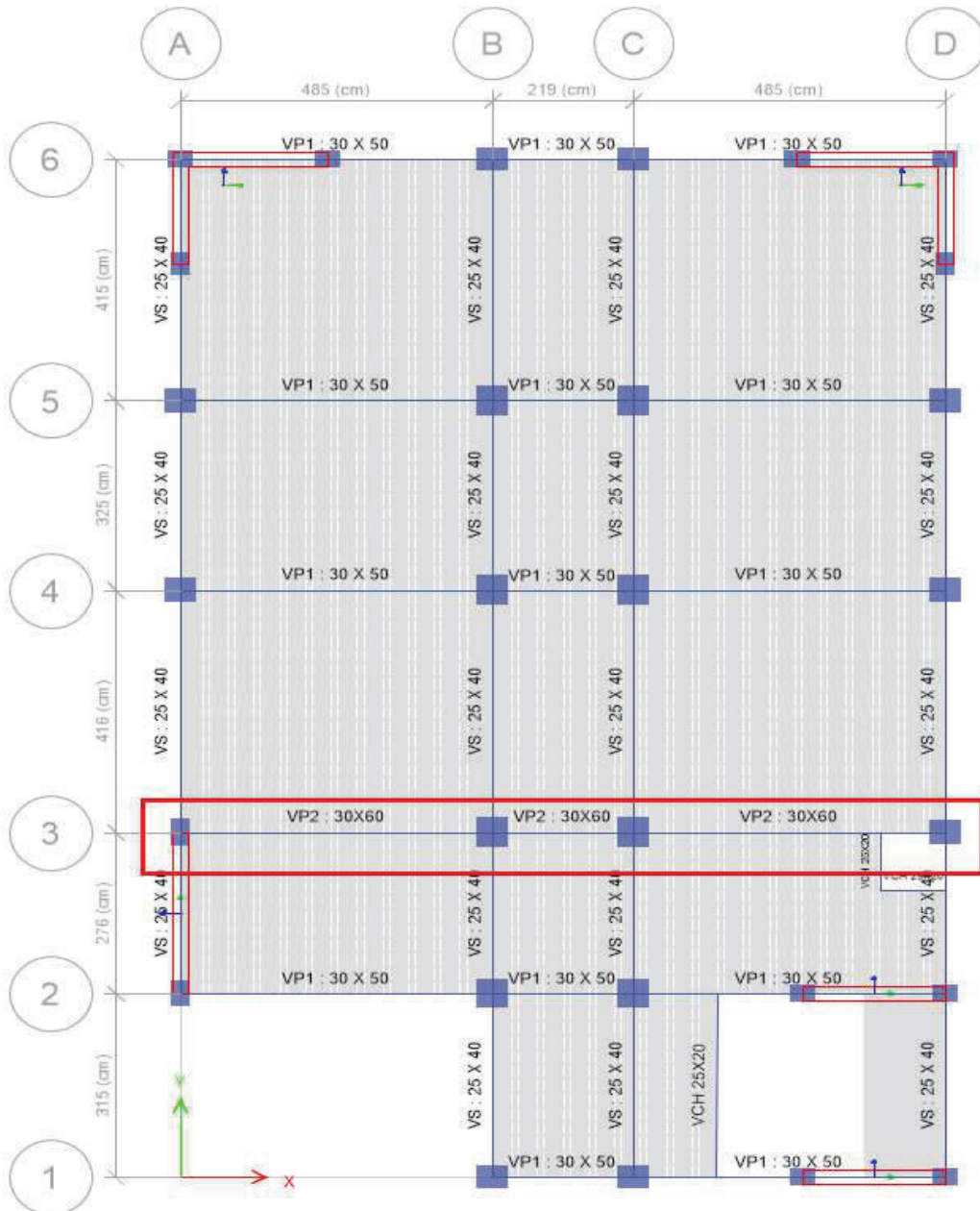




## DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-2)

EJE 3-3 ENTRE A-B, B-C Y C-D

DISEÑO POR PLEXIÓN





### DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-2)

**EJE 3-3 ENTRE A-B, B-C Y C-D**

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

r	cm	6	6	6	6	6	6	6	6	6
d	cm	54	54	54	54	54	54	54	54	54
fc	kg/cm <sup>2</sup>	210	210	210	210	210	210	210	210	210
fy	kg/cm <sup>2</sup>	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Ø		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9

#### Acero calculado

(-) Moment	Tn-m	-11.56	-1.39	-12.33	-10.90	-4.97	-9.96	-12.81	-2.28	-11.66
(+) Moment	Tn-m	3.56	6.70	3.25	7.16	3.13	7.17	4.59	6.07	5.97
p	%	0.37%	0.04%	0.39%	0.34%	0.15%	0.31%	0.41%	0.07%	0.37%
b*d	cm <sup>2</sup>	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00
As Top	cm <sup>2</sup>	5.92	0.68	6.33	5.57	2.48	5.07	6.59	1.13	5.97
p	%	0.11%	0.21%	0.10%	0.22%	0.10%	0.22%	0.14%	0.19%	0.18%
As Bot	cm <sup>2</sup>	1.77	3.36	1.61	3.60	1.55	3.61	2.29	3.04	2.99

p min	%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%
Asmin	cm <sup>2</sup>	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91
p bal	%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%
Asmax	cm <sup>2</sup>	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81

#### As colocado

db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"
Nro varilla	und	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As Top	cm <sup>2</sup>	10.69	5.68	10.69	10.69	5.68	10.69	10.69	5.68	10.69
p colocada	%	0.66%	0.35%	0.66%	0.66%	0.35%	0.66%	0.66%	0.35%	0.66%
(-) ØMn	Tn-m	20.12	11.11	20.12	20.12	11.11	20.12	20.12	11.11	20.12

#### As colocado

db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"
Nro varilla	und	0	1	0	0	1	0	0	1	0
As bot	cm <sup>2</sup>	5.68	10.69	5.68	5.68	10.69	5.68	5.68	10.69	5.68



### DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-2)

**EJE 3-3 ENTRE A-B, B-C Y C-D**

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

Location		End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J
station	m	-	2.43	4.85	4.85	5.945	7.04	7.04	9.465	11.89
b	cm	30	30	30	30	30	30	30	30	30
h	cm	60	60	60	60	60	60	60	60	60
r	cm	6	6	6	6	6	6	6	6	6
d	cm	54	54	54	54	54	54	54	54	54
fc	kg/cm <sup>2</sup>	210	210	210	210	210	210	210	210	210
fy	kg/cm <sup>2</sup>	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Ø		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9

Acero calculado										
(-) Moment	Tn-m	-15.84	-2.62	-14.58	-13.13	-5.66	-12.57	-16.48	-3.73	-15.06
(+) Moment	Tn-m	5.97	7.25	6.69	10.19	4.54	10.17	7.65	7.38	8.42
p	%	0.51%	0.08%	0.47%	0.42%	0.17%	0.40%	0.53%	0.11%	0.48%
b*d	cm <sup>2</sup>	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00
As Top	cm <sup>2</sup>	8.25	1.30	7.56	6.76	2.83	6.46	8.61	1.85	7.82
p	%	0.18%	0.23%	0.21%	0.32%	0.14%	0.32%	0.24%	0.23%	0.26%
As Bot	cm <sup>2</sup>	2.99	3.65	3.36	5.19	2.26	5.18	3.85	3.72	4.26

p min	%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%
Asmin	cm <sup>2</sup>	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91
p bal	%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%
Asmax	cm <sup>2</sup>	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81

As colocado										
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"
Nro varilla	und	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As Top	cm <sup>2</sup>	10.69	5.68	10.69	10.69	5.68	10.69	10.69	5.68	10.69
p colocada	%	0.66%	0.35%	0.66%	0.66%	0.35%	0.66%	0.66%	0.35%	0.66%
(-) ØMn	Tn-m	20.12	11.11	20.12	20.12	11.11	20.12	20.12	11.11	20.12

**DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-2)**

**EJE 3-3 ENTRE A-B, B-C Y C-D**

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

As colocado										
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"
Nro varilla	und	0	1	0	0	1	0	0	0	1
As bot	cm <sup>2</sup>	5.68	10.69	5.68	5.68	10.69	5.68	5.68	10.69	5.68
P colocada	%	0.35%	0.66%	0.35%	0.35%	0.66%	0.35%	0.35%	0.66%	0.35%
(+) ϕMn	Tn-m	11.11	20.12	11.11	11.11	20.12	11.11	11.11	20.12	11.11

TABLE: 3er piso

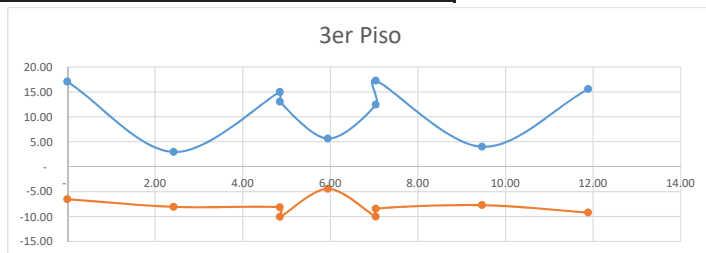
Story	Label	Section	Location	(-) Moment	(-) Combo	(+) Moment	(+) Combo
				Tn-m	ENVOLVENTE	Tn-m	ENVOLVENTE
Story3	B10	VP2 : 30X60	End-I	-17.0478	ENVOLVENTE	6.5255	ENVOLVENTE
Story3	B10	VP2 : 30X60	Middle	-2.9524	ENVOLVENTE	8.0493	ENVOLVENTE
Story3	B10	VP2 : 30X60	End-J	-14.9655	ENVOLVENTE	8.1425	ENVOLVENTE
Story3	B11	VP2 : 30X60	End-I	-13.0024	ENVOLVENTE	10.0477	ENVOLVENTE
Story3	B11	VP2 : 30X60	Middle	-5.6375	ENVOLVENTE	4.4401	ENVOLVENTE
Story3	B11	VP2 : 30X60	End-J	-12.4278	ENVOLVENTE	10.0188	ENVOLVENTE
Story3	B12	VP2 : 30X60	End-I	-17.2542	ENVOLVENTE	8.4196	ENVOLVENTE
Story3	B12	VP2 : 30X60	Middle	-3.9987	ENVOLVENTE	7.7171	ENVOLVENTE
Story3	B12	VP2 : 30X60	End-J	-15.5666	ENVOLVENTE	9.1987	ENVOLVENTE

$$\rho := \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 36 \cdot Mu}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot v \cdot d^2}}}{1.18} \cdot \left( \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

diam (plg)	area (cm2)
1/4"	0.71
1/2"	1.27
5/8"	1.99
3/4"	2.84
1"	5.01

$$Mu = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot \rho \cdot f_y \cdot \left( 1 - 0.59 \cdot \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c} \right)$$

diseño por flexion



### DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-2)

**EJE 3-3 ENTRE A-B, B-C Y C-D**

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

Story		Story3	Story3	Story3	Story3	Story3	Story3	Story3	Story3	Story3
Label		B7	B7	B7	B8	B8	B8	B9	B9	B9
Section		VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60
Location		End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J
station	m	-	2.43	4.85	4.85	5.945	7.04	7.04	9.465	11.89
b	cm	30	30	30	30	30	30	30	30	30
h	cm	60	60	60	60	60	60	60	60	60
r	cm	6	6	6	6	6	6	6	6	6
d	cm	54	54	54	54	54	54	54	54	54
fc	kg/cm2	210	210	210	210	210	210	210	210	210
fy	kg/cm2	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Ø		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9

Acero calculado										
(-) Moment	Tn-m	-17.05	-2.95	-14.97	-13.00	-5.64	-12.43	-17.25	-4.00	-15.57
(+) Moment	Tn-m	6.53	8.05	8.14	10.05	4.44	10.02	8.42	7.72	9.20
p	%	0.55%	0.09%	0.48%	0.41%	0.17%	0.39%	0.56%	0.12%	0.50%
b*d	cm2	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00
As Top	cm <sup>2</sup>	8.93	1.46	7.77	6.70	2.82	6.39	9.05	1.99	8.10
p	%	0.20%	0.25%	0.25%	0.32%	0.14%	0.31%	0.26%	0.24%	0.29%
As Bot	cm <sup>2</sup>	3.28	4.06	4.11	5.11	2.21	5.10	4.26	3.89	4.67

p min	%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%
Asmin	cm2	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91
p bal	%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%
Asmax	cm2	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81

As colocado										
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"
Nro varilla	und	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As Top	cm <sup>2</sup>	10.69	5.68	10.69	10.69	5.68	10.69	10.69	5.68	10.69
p colocada	%	0.66%	0.35%	0.66%	0.66%	0.35%	0.66%	0.66%	0.35%	0.66%

**DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-2)**

**EJE 3-3 ENTRE A-B, B-C Y C-D**

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

(-) øMn	Tn-m	20.12	11.11	20.12	20.12	11.11	20.12	20.12	11.11	20.12
---------	------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

As colocado											
db	φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	φ	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"
Nro varilla	und	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0
As bot	cm <sup>2</sup>	5.68	10.69	5.68	5.68	10.69	5.68	5.68	10.69	5.68	5.68
p colocada	%	0.35%	0.66%	0.35%	0.35%	0.66%	0.35%	0.35%	0.66%	0.35%	0.35%
(+) øMn	Tn-m	11.11	20.12	11.11	11.11	20.12	11.11	11.11	20.12	11.11	11.11

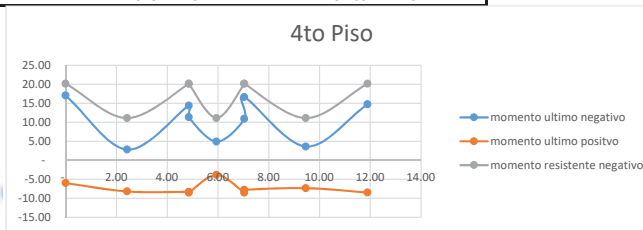
TABLE: 4to piso

Story	Label	Section	Location	(-) Moment	(-) Combo	(+) Moment	(+) Combo
				Tn-m	ENVOLVENTE	Tn-m	ENVOLVENTE
Story4	B10	VP2 : 30X60	End-I	-17.0239	ENVOLVENTE	5.9933	ENVOLVENTE
Story4	B10	VP2 : 30X60	Middle	-2.8078	ENVOLVENTE	8.195	ENVOLVENTE
Story4	B10	VP2 : 30X60	End-J	-14.3752	ENVOLVENTE	8.3021	ENVOLVENTE
Story4	B11	VP2 : 30X60	End-I	-11.3547	ENVOLVENTE	8.5093	ENVOLVENTE
Story4	B11	VP2 : 30X60	Middle	-4.9064	ENVOLVENTE	3.8092	ENVOLVENTE
Story4	B11	VP2 : 30X60	End-J	-10.9053	ENVOLVENTE	8.5258	ENVOLVENTE
Story4	B12	VP2 : 30X60	End-I	-16.6117	ENVOLVENTE	7.7862	ENVOLVENTE
Story4	B12	VP2 : 30X60	Middle	-3.6208	ENVOLVENTE	7.3366	ENVOLVENTE
Story4	B12	VP2 : 30X60	End-J	-14.7323	ENVOLVENTE	8.4697	ENVOLVENTE

$$\rho := \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot Mu}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}}{1.18} \cdot \left( \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

diam (plg)	area (cm2)
1/4"	0.71
1/2"	1.27
5/8"	1.99
3/4"	2.84
1"	5.01

$$Mu = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot \rho \cdot fy \cdot \left( 1 - 0.59 \cdot \frac{\rho \cdot fy}{f'_c} \right)$$



diseño por flexion



### DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-2)

**EJE 3-3 ENTRE A-B, B-C Y C-D**

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

Story		Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1
Label		B7	B7	B7	B8	B8	B8	B9	B9	B9
Section		VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60
Location		End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J
station	m	-	2.43	4.85	4.85	5.945	7.04	7.04	9.465	11.89
b	cm	30	30	30	30	30	30	30	30	30
h	cm	60	60	60	60	60	60	60	60	60
r	cm	6	6	6	6	6	6	6	6	6
d	cm	54	54	54	54	54	54	54	54	54
fc	kg/cm2	210	210	210	210	210	210	210	210	210
fy	kg/cm2	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
ø		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9

Acero calculado										
(-) Moment	Tn-m	-17.02	-2.81	-14.38	-11.35	-4.91	-10.91	-16.61	-3.62	-14.73
(+) Moment	Tn-m	5.99	8.20	8.30	8.51	3.81	8.53	7.79	7.34	8.47
p	%	0.55%	0.09%	0.46%	0.36%	0.15%	0.34%	0.54%	0.11%	0.47%
b*d	cm2	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00
As Top	cm <sup>2</sup>	8.92	1.39	7.45	5.81	2.45	5.57	8.69	1.80	7.64
p	%	0.19%	0.26%	0.26%	0.27%	0.12%	0.27%	0.24%	0.23%	0.26%
As Bot	cm <sup>2</sup>	3.00	4.14	4.20	4.30	1.89	4.31	3.93	3.69	4.28

p min	%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%
Asmin	cm2	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91
p bal	%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%
Asmax	cm2	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81

As colocado										
db	φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	φ	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"
Nro varilla	und	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As Top	cm <sup>2</sup>	10.69	5.68	10.69	10.69	5.68	10.69	10.69	5.68	10.69
p colocada	%	0.66%	0.35%	0.66%	0.66%	0.35%	0.66%	0.66%	0.35%	0.66%

### DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-2)

**EJE 3-3 ENTRE A-B, B-C Y C-D**

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

(-) øMn	Tn-m	20.12	11.11	20.12	20.12	11.11	20.12	20.12	11.11	20.12
---------	------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

As colocado											
db	φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	φ	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"
Nro varilla	und	0	1	0	0	1	0	0	0	1	0
As bot	cm <sup>2</sup>	5.68	10.69	5.68	5.68	10.69	5.68	5.68	10.69	10.69	5.68
p colocada	%	0.35%	0.66%	0.35%	0.35%	0.66%	0.35%	0.35%	0.66%	0.66%	0.35%
(+) øMn	Tn-m	11.11	20.12	11.11	11.11	20.12	11.11	11.11	20.12	11.11	11.11

TABLE: 5to piso

Story	Label	Section	Location	(-) Moment	(-) Combo	(+) Moment	(+) Combo
				Tn-m		Tn-m	
Story5	B10	VP2 : 30X60	End-I	-16.8232	ENVOLVENTE	5.2246	ENVOLVENTE
Story5	B10	VP2 : 30X60	Middle	-2.5087	ENVOLVENTE	8.0552	ENVOLVENTE
Story5	B10	VP2 : 30X60	End-J	-13.5083	ENVOLVENTE	8.1009	ENVOLVENTE
Story5	B11	VP2 : 30X60	End-I	-9.4864	ENVOLVENTE	6.773	ENVOLVENTE
Story5	B11	VP2 : 30X60	Middle	-4.0711	ENVOLVENTE	3.1642	ENVOLVENTE
Story5	B11	VP2 : 30X60	End-J	-9.1471	ENVOLVENTE	6.8388	ENVOLVENTE
Story5	B12	VP2 : 30X60	End-I	-15.4938	ENVOLVENTE	6.7436	ENVOLVENTE
Story5	B12	VP2 : 30X60	Middle	-3.1543	ENVOLVENTE	6.7587	ENVOLVENTE
Story5	B12	VP2 : 30X60	End-J	-13.728	ENVOLVENTE	7.3418	ENVOLVENTE

$$\rho := \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot Mu}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}}{1.18} \cdot \left( \frac{f_y}{f'_c} \right)$$

diam (plg)	area (cm2)
1/4"	0.71
1/2"	1.27
5/8"	1.99
3/4"	2.84

$$Mu = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot \rho \cdot fy \cdot \left( 1 - 0.59 \cdot \frac{\rho \cdot fy}{f'_c} \right)$$



## DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-2)

**EJE 3-3 ENTRE A-B, B-C Y C-D**

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

diseño por flexion		Story5	Story5	Story5	Story5	Story5	Story5	Story5	Story5	Story5
Story		Story5	Story5	Story5	Story5	Story5	Story5	Story5	Story5	Story5
Label		B7	B7	B7	B8	B8	B8	B9	B9	B9
Section		VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60
Location		End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J
station	m	-	2.43	4.85	4.85	5.945	7.04	7.04	9.465	11.89
b	cm	30	30	30	30	30	30	30	30	30
h	cm	60	60	60	60	60	60	60	60	60
r	cm	6	6	6	6	6	6	6	6	6
d	cm	54	54	54	54	54	54	54	54	54
fc	kg/cm2	210	210	210	210	210	210	210	210	210
fy	kg/cm2	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
Ø		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9

Acero calculado		Story5	Story5	Story5	Story5	Story5	Story5	Story5	Story5	Story5
(-) Moment	Tn-m	-16.82	-2.51	-13.51	-9.49	-4.07	-9.15	-15.49	-3.15	-13.73
(+) Moment	Tn-m	5.22	8.06	8.10	6.77	3.16	6.84	6.74	6.76	7.34
p	%	0.54%	0.08%	0.43%	0.30%	0.12%	0.29%	0.50%	0.10%	0.44%
b*d	cm2	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00
As Top	cm <sup>2</sup>	8.81	1.24	6.97	4.82	2.02	4.64	8.06	1.56	7.09
p	%	0.16%	0.25%	0.25%	0.21%	0.10%	0.21%	0.21%	0.21%	0.23%
As Bot	cm <sup>2</sup>	2.61	4.07	4.09	3.40	1.57	3.44	3.39	3.40	3.70

p min	%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%
Asmin	cm2	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91
p bal	%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%
Asmax	cm2	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81

As colocado		Story5	Story5	Story5	Story5	Story5	Story5	Story5	Story5	Story5
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"
Nro varilla	und	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As Top	cm <sup>2</sup>	10.69	5.68	10.69	10.69	5.68	10.69	10.69	5.68	10.69
p colocada	%	0.66%	0.35%	0.66%	0.66%	0.35%	0.66%	0.66%	0.35%	0.66%
(-) ØMn	Tn-m	20.12	11.11	20.12	20.12	11.11	20.12	20.12	11.11	20.12

**DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-2)**

**EJE 3-3 ENTRE A-B, B-C Y C-D**

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

As colocado										
db	Φ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"
Nro varilla	und	0	1	0	0	1	0	0	0	1
As bot	cm <sup>2</sup>	5.68	10.69	5.68	5.68	10.69	5.68	5.68	10.69	5.68
ρ colocada	%	0.35%	0.66%	0.35%	0.35%	0.66%	0.35%	0.35%	0.66%	0.35%
(+) ϕMn	Tn-m	11.11	20.12	11.11	11.11	20.12	11.11	11.11	20.12	11.11

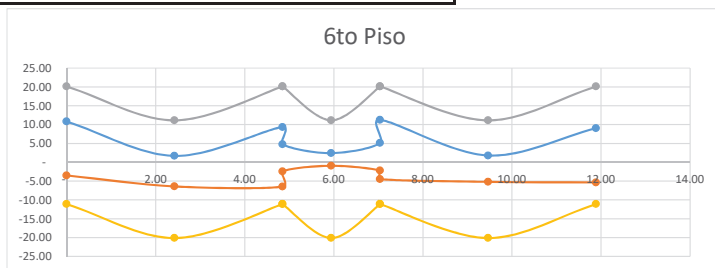
TABLE: 6to piso

Story	Label	Section	Location	(-) Moment Tn-m	(-) Combo	(+) Moment Tn-m	(+) Combo
Story6	B10	VP2 : 30X60	End-I	-10.8044	ENVOLVENTE	3.5106	ENVOLVENTE
Story6	B10	VP2 : 30X60	Middle	-1.6821	ENVOLVENTE	6.423	ENVOLVENTE
Story6	B10	VP2 : 30X60	End-J	-9.3399	ENVOLVENTE	6.4727	ENVOLVENTE
Story6	B11	VP2 : 30X60	End-I	-4.7407	ENVOLVENTE	2.4207	ENVOLVENTE
Story6	B11	VP2 : 30X60	Middle	-2.4203	ENVOLVENTE	0.9408	ENVOLVENTE
Story6	B11	VP2 : 30X60	End-J	-5.1193	ENVOLVENTE	2.2159	ENVOLVENTE
Story6	B12	VP2 : 30X60	End-I	-11.2567	ENVOLVENTE	4.4664	ENVOLVENTE
Story6	B12	VP2 : 30X60	Middle	-1.7888	ENVOLVENTE	5.1966	ENVOLVENTE
Story6	B12	VP2 : 30X60	End-J	-9.0504	ENVOLVENTE	5.3627	ENVOLVENTE

$$\rho := \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot Mu}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}}{1.18} \cdot \left( \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

diam (plg)	area (cm <sup>2</sup> )
1/4"	0.71
1/2"	1.27
5/8"	1.99
3/4"	2.84
1"	5.01

$$Mu = \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot \rho \cdot f_y \cdot \left( 1 - 0.59 \cdot \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c} \right)$$



### DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-2)

**EJE 3-3 ENTRE A-B, B-C Y C-D**

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

#### diseño por flexion

Story		Story6	Story6	Story6	Story6	Story6	Story6	Story6	Story6	Story6
Label		B7	B7	B7	B8	B8	B8	B9	B9	B9
Section		VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60	VP : 30 X 60
Location		End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J
		-	2.43	4.85	4.85	5.945	7.04	7.04	9.465	11.89
b	cm	30	30	30	30	30	30	30	30	30
h	cm	60	60	60	60	60	60	60	60	60
r	cm	6	6	6	6	6	6	6	6	6
d	cm	54	54	54	54	54	54	54	54	54
fc	kg/cm2	210	210	210	210	210	210	210	210	210
fy	kg/cm2	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
ϕ		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9

#### Acero calculado

(-) Moment	Tn-m	-10.80	-1.68	-9.34	-4.74	-2.42	-5.12	-11.26	-1.79	-9.05
(+) Moment	Tn-m	3.51	6.42	6.47	2.42	0.94	2.22	4.47	5.20	5.36
p	%	0.34%	0.05%	0.29%	0.15%	0.07%	0.16%	0.36%	0.05%	0.28%
b*d	cm2	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00	1620.00
As Top	cm <sup>2</sup>	5.51	0.83	4.74	2.36	1.20	2.56	5.76	0.88	4.59
p	%	0.11%	0.20%	0.20%	0.07%	0.03%	0.07%	0.14%	0.16%	0.17%
As Bot	cm <sup>2</sup>	1.74	3.22	3.25	1.20	0.46	1.09	2.22	2.59	2.68

p min	%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%
Asmin	cm2	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91
p bal	%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%
Asmax	cm2	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81	18.81

#### As colocado

db	ϕ	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	ϕ	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"
Nro varilla	und	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As Top	cm <sup>2</sup>	10.69	5.68	10.69	10.69	5.68	10.69	10.69	5.68	10.69
p colocada	%	0.66%	0.35%	0.66%	0.66%	0.35%	0.66%	0.66%	0.35%	0.66%

<b>DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-2)</b>
--

**EJE 3-3 ENTRE A-B, B-C Y C-D**

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

(-) $\phi$ Mn	Tn-m	20.12	11.11	20.12	20.12	11.11	20.12	20.12	11.11	20.12
<b>As colocado</b>										
db	$\phi$	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	$\phi$	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"	1"
Nro varilla	und	0	1	0	0	1	0	0	1	0
As bot	cm <sup>2</sup>	5.68	10.69	5.68	5.68	10.69	5.68	5.68	10.69	5.68
p colocada	%	0.35%	0.66%	0.35%	0.35%	0.66%	0.35%	0.35%	0.66%	0.35%
(+) $\phi$ Mn	Tn-m	11.11	20.12	11.11	11.11	20.12	11.11	11.11	20.12	11.11

DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL (VP-2)  
EJE 3 ENTRE A, B, C Y D  
DISEÑO POR CORTANTE

TABLA: Variables

Variable	Valor	Unidad	Comentario
W1	1.10	m	W1
W2	2.20	m	W2
W3	3.30	m	W3
W4	4.40	m	W4
W5	5.50	m	W5
W6	6.60	m	W6
W7	7.70	m	W7
W8	8.80	m	W8
W9	9.90	m	W9
W10	11.00	m	W10
W11	12.10	m	W11
W12	13.20	m	W12
W13	14.30	m	W13
W14	15.40	m	W14
W15	16.50	m	W15
W16	17.60	m	W16
W17	18.70	m	W17
W18	19.80	m	W18
W19	20.90	m	W19
W20	22.00	m	W20
W21	23.10	m	W21
W22	24.20	m	W22
W23	25.30	m	W23
W24	26.40	m	W24
W25	27.50	m	W25
W26	28.60	m	W26
W27	29.70	m	W27
W28	30.80	m	W28
W29	31.90	m	W29
W30	33.00	m	W30
W31	34.10	m	W31
W32	35.20	m	W32
W33	36.30	m	W33
W34	37.40	m	W34
W35	38.50	m	W35
W36	39.60	m	W36
W37	40.70	m	W37
W38	41.80	m	W38
W39	42.90	m	W39
W40	44.00	m	W40
W41	45.10	m	W41
W42	46.20	m	W42
W43	47.30	m	W43
W44	48.40	m	W44
W45	49.50	m	W45
W46	50.60	m	W46
W47	51.70	m	W47
W48	52.80	m	W48
W49	53.90	m	W49
W50	55.00	m	W50
W51	56.10	m	W51
W52	57.20	m	W52
W53	58.30	m	W53
W54	59.40	m	W54
W55	60.50	m	W55
W56	61.60	m	W56
W57	62.70	m	W57
W58	63.80	m	W58
W59	64.90	m	W59
W60	66.00	m	W60
W61	67.10	m	W61
W62	68.20	m	W62
W63	69.30	m	W63
W64	70.40	m	W64
W65	71.50	m	W65
W66	72.60	m	W66
W67	73.70	m	W67
W68	74.80	m	W68
W69	75.90	m	W69
W70	77.00	m	W70
W71	78.10	m	W71
W72	79.20	m	W72
W73	80.30	m	W73
W74	81.40	m	W74
W75	82.50	m	W75
W76	83.60	m	W76
W77	84.70	m	W77
W78	85.80	m	W78
W79	86.90	m	W79
W80	88.00	m	W80
W81	89.10	m	W81
W82	90.20	m	W82
W83	91.30	m	W83
W84	92.40	m	W84
W85	93.50	m	W85
W86	94.60	m	W86
W87	95.70	m	W87
W88	96.80	m	W88
W89	97.90	m	W89
W90	99.00	m	W90
W91	100.10	m	W91
W92	101.20	m	W92
W93	102.30	m	W93
W94	103.40	m	W94
W95	104.50	m	W95
W96	105.60	m	W96
W97	106.70	m	W97
W98	107.80	m	W98
W99	108.90	m	W99
W100	110.00	m	W100
W101	111.10	m	W101
W102	112.20	m	W102
W103	113.30	m	W103
W104	114.40	m	W104
W105	115.50	m	W105
W106	116.60	m	W106
W107	117.70	m	W107
W108	118.80	m	W108
W109	119.90	m	W109
W110	121.00	m	W110
W111	122.10	m	W111
W112	123.20	m	W112
W113	124.30	m	W113
W114	125.40	m	W114
W115	126.50	m	W115
W116	127.60	m	W116
W117	128.70	m	W117
W118	129.80	m	W118
W119	130.90	m	W119
W120	132.00	m	W120
W121	133.10	m	W121
W122	134.20	m	W122
W123	135.30	m	W123
W124	136.40	m	W124
W125	137.50	m	W125
W126	138.60	m	W126
W127	139.70	m	W127
W128	140.80	m	W128
W129	141.90	m	W129
W130	143.00	m	W130
W131	144.10	m	W131
W132	145.20	m	W132
W133	146.30	m	W133
W134	147.40	m	W134
W135	148.50	m	W135
W136	149.60	m	W136
W137	150.70	m	W137
W138	151.80	m	W138
W139	152.90	m	W139
W140	154.00	m	W140
W141	155.10	m	W141
W142	156.20	m	W142
W143	157.30	m	W143
W144	158.40	m	W144
W145	159.50	m	W145
W146	160.60	m	W146
W147	161.70	m	W147
W148	162.80	m	W148
W149	163.90	m	W149
W150	165.00	m	W150
W151	166.10	m	W151
W152	167.20	m	W152
W153	168.30	m	W153
W154	169.40	m	W154
W155	170.50	m	W155
W156	171.60	m	W156
W157	172.70	m	W157
W158	173.80	m	W158
W159	174.90	m	W159
W160	176.00	m	W160
W161	177.10	m	W161
W162	178.20	m	W162
W163	179.30	m	W163
W164	180.40	m	W164
W165	181.50	m	W165
W166	182.60	m	W166
W167	183.70	m	W167
W168	184.80	m	W168
W169	185.90	m	W169
W170	187.00	m	W170
W171	188.10	m	W171
W172	189.20	m	W172
W173	190.30	m	W173
W174	191.40	m	W174
W175	192.50	m	W175
W176	193.60	m	W176
W177	194.70	m	W177
W178	195.80	m	W178
W179	196.90	m	W179
W180	198.00	m	W180
W181	199.10	m	W181
W182	200.20	m	W182
W183	201.30	m	W183
W184	202.40	m	W184
W185	203.50	m	W185
W186	204.60	m	W186
W187	205.70	m	W187
W188	206.80	m	W188
W189	207.90	m	W189
W190	209.00	m	W190
W191	210.10	m	W191
W192	211.20	m	W192
W193	212.30	m	W193
W194	213.40	m	W194
W195	214.50	m	W195
W196	215.60	m	W196
W197	216.70	m	W197
W198	217.80	m	W198
W199	218.90	m	W199
W200	220.00	m	W200
W201	221.10	m	W201
W202	222.20	m	W202
W203	223.30	m	W203
W204	224.40	m	W204
W205	225.50	m	W205
W206	226.60	m	W206
W207	227.70	m	W207
W208	228.80	m	W208
W209	229.90	m	W209
W210	231.00	m	W210
W211	232.10	m	W211
W212	233.20	m	W212
W213	234.30	m	W213
W214	235.40	m	W214
W215	236.50	m	W215
W216	237.60	m	W216
W217	238.70	m	W217
W218	239.80	m	W218
W219	240.90	m	W219
W220	242.00	m	W220
W221	243.10	m	W221
W222	244.20	m	W222
W223	245.30	m	W223
W224	246.40	m	W224
W225	247.50	m	W225
W226	248.60	m	W226
W227	249.70	m	W227
W228	250.80	m	W228
W229	251.90	m	W229
W230	253.00	m	W230
W231	254.10	m	W231
W232	255.20	m	W232
W233	256.30	m	W233
W234	257.40	m	W234
W235	258.50	m	W235
W236	259.60	m	W236
W237	260.70	m	W237
W238	261.80	m	W238
W239	262.90	m	W239
W240	264.00	m	W240
W241	265.10	m	W241
W242	266.20	m	W242
W243	267.30	m	W243
W244	268.40	m	W244
W245	269.50	m	W245
W246	270.60	m	W246
W247	271.70	m	W247
W248	272.80	m	W248
W249	273.90	m	W249
W250	275.00	m	W250
W251	276.10	m	W251
W252	277.20	m	W252
W253	278.30	m	W253
W254	279.40	m	W254
W255	280.50	m	W255
W256	281.60	m	W256
W257	282.70	m	W257
W258	283.80	m	W258
W259	284.90	m	W259
W260	286.00	m	W260
W261	287.10	m	W261
W262	288.20	m	W262
W263	289.30	m	W263
W264	290.40	m	W264
W265	291.50	m	W265
W266	292.60	m	W266
W267	293.70	m	W267
W268	294.80	m	W268
W269	295.90	m	W269
W270	297.00	m	W270
W271	298.10	m	W271
W272	299.20	m	W272
W273	300.30	m	W273
W274	301.40	m	W274
W275	302.50	m	W275
W276	303.60	m	W276
W277	304.70	m	W277
W278	305.80	m	W278
W279	306.90	m	W279
W280	308.00	m	W280
W281	309.10	m	W281
W282	310.20	m	W282
W283	311.30	m	W283
W284	312.40	m	W284
W285	313.50	m	W285
W286	314.60	m	W286
W287	315.70	m	W287
W288	316.80	m	W288
W289	317.90	m	W289
W290	319.00	m	W290
W291	320.10	m	W291
W292	321.20	m	W292
W293	322.30	m	W293
W294	323.40	m	W294
W295	324.50	m	W295
W296	325.60	m	W296
W297	326.70	m	W297
W298	327.80	m	W298
W299	328.90	m	W299
W300	330.00	m	W300
W301	331.10	m	W301
W302	332.20	m	W302
W303	333.30	m	W303
W304	334.40	m	W304
W305	335.50	m	W305
W306	336.60	m	W306
W307	337.70	m	W307
W308	338.80	m	W308
W309	339.90	m	W309
W310	341.00	m	W310
W311	342.10	m	W311
W312	343.20	m	W312
W313	344.30	m	W313
W314	345.40	m	W314
W315	346.50	m	W315
W316	347.60	m	W316
W317	348.70	m	W317
W318	349.80	m	W318
W319	350.90	m	W319
W320	352.00	m	





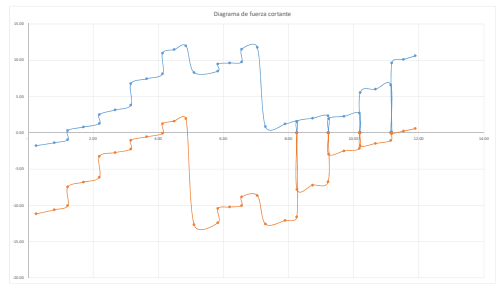


DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL(VP-2)  
EJE 3 ENTRE A-B, 6, C Y C-D  
DISEÑO POR CORTANTE

Table with 15 columns: Item, Descripción, Cantidad, Unidad, Precio Unitario, Precio Total, etc. It lists various materials and their costs for the beam design project.

Tabla de Bar para  
Tabla de Armado de Bases

Table with 15 columns: Item, Base, Origen, Descripción, Cantidad, Unidad, Precio Unitario, Precio Total, etc. It details the reinforcement bar schedule for the bases.



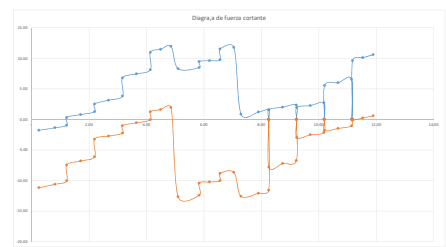
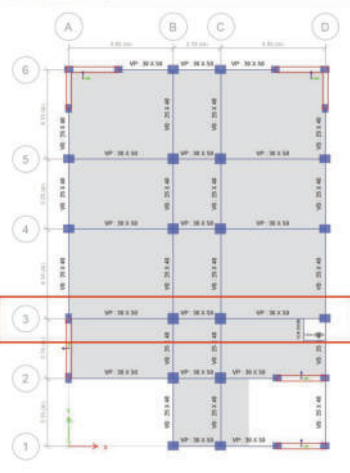


DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL(VP-2)  
EJE 3-3 ENTRE A-B, D-C Y C-D  
DISEÑO POR CORTANTE

Table with columns for design parameters and values, including sections and load types.

Table titled 'TABLA de pesos' containing structural weight data for various beam sections and spans.

Plan (viga-Diseño\_2 en 1:10m)



Small table with columns 'Viga', 'Sección', 'Peso (kg/m)' and values.

Diseño por Cortante

**DISÑO DE VIGA PRINCIPAL(VP-2)**  
**EIE 3-3 ENTRE A-8, 8, 6, CY C-0**  
**DISÑO POR CORTANTE**

Sección	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
Sección	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
Sección	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100

**Tabla 6. Sección**

**Tabla 7. Diagrama de Cortante**

Sección	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
Sección	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
Sección	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100





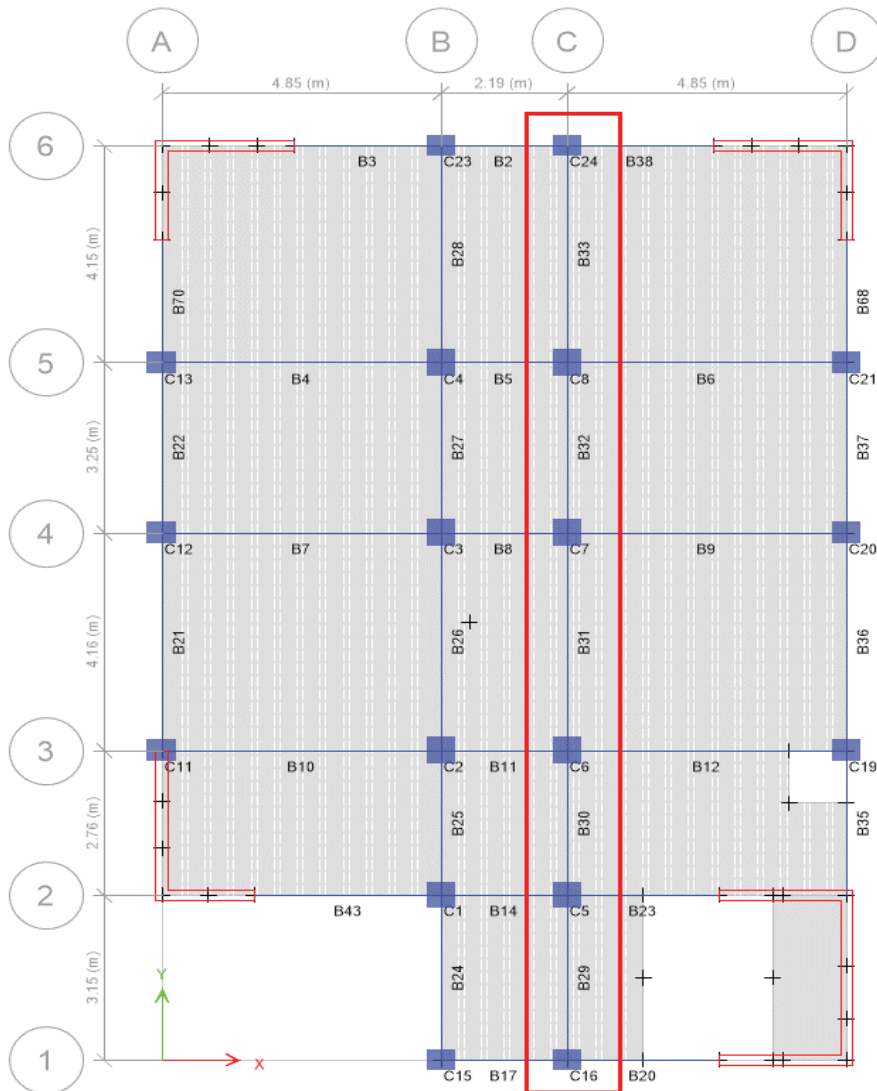




## DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA(VS-1)

EJE C-C ENTRE 1-2, 2-3, 3-4,4-5 Y 5-6

DISEÑO POR PLEXIÓN





**DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA(VS-1)**

EJE C-C ENTRE 1-2, 2-3, 3-4,4-5 Y 5-6

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

As Top	cm²	3.70	0.61	3.64	4.60	1.48	4.18	4.50	0.93	4.59	4.09	0.87	4.14	3.88	0.96	3.93
P	%	0.26%	0.15%	0.30%	0.39%	0.22%	0.42%	0.24%	0.20%	0.24%	0.37%	0.13%	0.37%	0.27%	0.18%	0.27%
As Bot	cm²	2.23	1.26	2.54	3.36	1.87	3.57	2.02	1.68	2.02	3.12	1.07	3.14	2.28	1.52	2.31

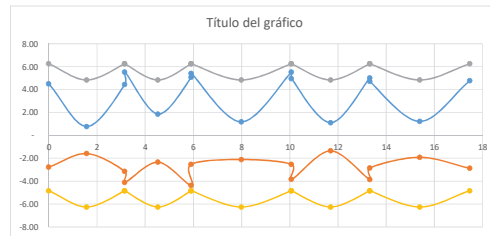
P min	%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%
Asmin	cm2	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05
P bal	%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%
Asmax	cm2	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87

As colocado																
db	Φ	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2
Nro varilla	und	1	0	1	1	0	1	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As Top	cm²	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25
P colocada	%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%
(-) øMn	Tn-m	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26

As colocado																
db	Φ	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2
Nro varilla	und	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0
As bot	cm²	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98	5.25
P colocada	%	0.47%	0.62%	0.47%	0.47%	0.62%	0.47%	0.47%	0.62%	0.47%	0.62%	0.47%	0.47%	0.62%	0.47%	0.62%
(+) øMn	Tn-m	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83	6.26

TABLE: Zdo piso

Story	Label	Section	Location	(-) Moment Tn-m	(-) Combo	(+) Moment Tn-m	(+) Combo
Story2	B29	VS : 25 X 40	End-I	-5.7475 ENVOLVENTE		4.47 ENVOLVENTE	
Story2	B29	VS : 25 X 40	Middle	-1.0871 ENVOLVENTE		1.8506 ENVOLVENTE	
Story2	B29	VS : 25 X 40	End-J	-5.5152 ENVOLVENTE		4.2863 ENVOLVENTE	
Story2	B30	VS : 25 X 40	End-I	-7.5388 ENVOLVENTE		5.6535 ENVOLVENTE	
Story2	B30	VS : 25 X 40	Middle	-2.6857 ENVOLVENTE		3.1201 ENVOLVENTE	
Story2	B30	VS : 25 X 40	End-J	-6.4397 ENVOLVENTE		6.2534 ENVOLVENTE	
Story2	B31	VS : 25 X 40	End-I	-7.0518 ENVOLVENTE		3.9775 ENVOLVENTE	
Story2	B31	VS : 25 X 40	Middle	-1.8034 ENVOLVENTE		2.759 ENVOLVENTE	
Story2	B31	VS : 25 X 40	End-J	-7.1535 ENVOLVENTE		3.975 ENVOLVENTE	
Story2	B32	VS : 25 X 40	End-I	-6.4277 ENVOLVENTE		5.4368 ENVOLVENTE	
Story2	B32	VS : 25 X 40	Middle	-1.5414 ENVOLVENTE		1.8008 ENVOLVENTE	
Story2	B32	VS : 25 X 40	End-J	-6.5807 ENVOLVENTE		5.3691 ENVOLVENTE	
Story2	B33	VS : 25 X 40	End-I	-5.7394 ENVOLVENTE		4.1432 ENVOLVENTE	
Story2	B33	VS : 25 X 40	Middle	-1.7788 ENVOLVENTE		2.3917 ENVOLVENTE	
Story2	B33	VS : 25 X 40	End-J	-6.2626 ENVOLVENTE		3.9672 ENVOLVENTE	



**DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA(VS-1)**

EJE C-C ENTRE 1-2, 2-3, 3-4,4-5 Y 5-6

DISEÑO POR PLEXIÓN

diam (plg)	area ( cm2)
1/4	0.71
1/2	1.27
5/8	1.99
3/4	2.84
1	5.01

diseño por flexion

Story	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1
Label	B29	B29	B29	B30	B30	B30	B31	B31	B31	B32	B32	B32	B33	B33	B33	
Section	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	
Location	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	
b	cm	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
h	cm	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
r	cm	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
d	cm	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
fc	kg/cm2	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210
fy	kg/cm2	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
a		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9

Acero calculado																
(j) Moment	Tn-m	-5.75	-1.0871	-5.5152	-7.5388	-2.6857	-6.4397	-7.0518	-1.8034	-7.1535	-6.4277	-1.5414	-6.5807	-5.7394	-1.7788	-6.2626
(k) Moment	Tn-m	4.47	1.8506	4.2863	5.6535	3.1201	6.2534	3.9775	2.759	3.975	5.4368	1.8008	5.3691	4.1432	2.3917	3.9672
p	%	0.56%	0.10%	0.54%	0.76%	0.25%	0.64%	0.70%	0.17%	0.72%	0.64%	0.14%	0.65%	0.56%	0.17%	0.62%
b*d	cm2	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00
As Top	cm²	4.79	0.86	4.58	6.44	2.15	5.42	5.98	1.43	6.08	5.41	1.22	5.55	4.78	1.41	5.26
p	%	0.43%	0.17%	0.41%	0.55%	0.30%	0.62%	0.38%	0.26%	0.38%	0.53%	0.17%	0.52%	0.40%	0.22%	0.38%
As Bot	cm²	3.66	1.47	3.51	4.71	2.52	5.25	3.24	2.21	3.24	4.51	1.43	4.45	3.38	1.91	3.23
p min	%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%
Asmin	cm2	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05
p bal	%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%
Asmax	cm2	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87

As colocado																
db	Φ	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2
Nro varilla	und	1	0	1	1	0	1	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As Top	cm²	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25
p colocada	%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%
(j) #Mn	Tn-m	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26



**DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA(VS-1)**

EJE C-C ENTRE 1-2, 2-3, 3-4,4-5 Y 5-6

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

fc	kg/cm2	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210
fy	kg/cm2	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
a		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9

Acero calculado																		
(i) Moment	Tn-m	-5.19	-0.9252	-4.9119	-7.2335	-2.5201	-5.8381	-6.7241	-1.6423	-6.7387	-5.8177	-1.3946	-6.0784	-5.2259	-1.6359	-5.9625		
(j) Moment	Tn-m	3.87	1.6995	3.7267	5.1378	3.024	5.8902	3.5919	2.6383	3.6181	4.9049	1.6612	4.7834	3.8011	2.2941	3.5246		
p	%	0.51%	0.09%	0.48%	0.72%	0.24%	0.57%	0.67%	0.15%	0.67%	0.57%	0.13%	0.60%	0.51%	0.15%	0.59%		
b'd	cm2	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00		
As Top	cm²	4.29	0.73	4.05	6.15	2.02	4.87	5.68	1.30	5.69	4.85	1.10	5.09	4.33	1.30	4.98		
p	%	0.37%	0.16%	0.36%	0.50%	0.29%	0.57%	0.34%	0.25%	0.35%	0.48%	0.15%	0.46%	0.36%	0.22%	0.34%		
As Bot	cm²	3.15	1.35	3.03	4.25	2.44	4.88	2.91	2.11	2.93	4.04	1.32	3.94	3.09	1.83	2.86		

p min	%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%		
Asmin	cm2	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05		
p bal	%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%		
Asmax	cm2	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87		

As colocado																		
db	Φ	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8		
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2		
db	Φ	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2		
Nro varilla	und	1	0	1	1	0	1	1	0	1	1	0	1	1	0	1		
As Top	cm²	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25		
p colocada	%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%		
(i) ρMn	Tn-m	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26		

As colocado																		
db	Φ	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8		
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2		
db	Φ	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2		
Nro varilla	und	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0		
As bot	cm²	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98		
p colocada	%	0.47%	0.62%	0.47%	0.47%	0.62%	0.47%	0.47%	0.62%	0.47%	0.47%	0.62%	0.47%	0.47%	0.62%	0.47%		
(i) ρMn	Tn-m	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83		

TABLE: 4to piso

Story	Label	Section	Location	(-) Moment Tn-m	(-) Combo	(+) Moment Tn-m	(+) Combo
Story4	B29	VS : 25 X 40	End-I	-5.5175 ENVOLVENTE		4.1609 ENVOLVENTE	
Story4	B29	VS : 25 X 40	Middle	-0.9916 ENVOLVENTE		1.7791 ENVOLVENTE	
Story4	B29	VS : 25 X 40	End-J	-5.1666 ENVOLVENTE		4.0039 ENVOLVENTE	
Story4	B30	VS : 25 X 40	End-I	-8.082 ENVOLVENTE		5.6945 ENVOLVENTE	

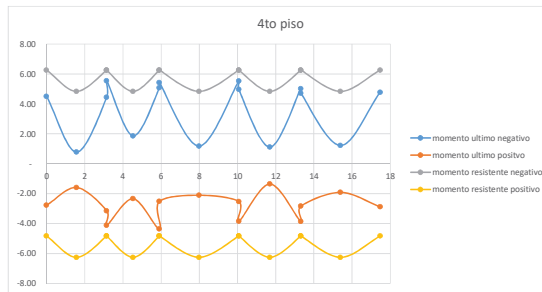
**DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA(VS-1)**

**EJE C-C ENTRE 1-2, 2-3, 3-4,4-5 Y 5-6**

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

Story4	B30	VS : 25 X 40	Middle	-2.8645 ENVOLVENTE	3.295 ENVOLVENTE
Story4	B30	VS : 25 X 40	End-J	-6.3621 ENVOLVENTE	6.6772 ENVOLVENTE
Story4	B31	VS : 25 X 40	End-I	-7.4763 ENVOLVENTE	4.4284 ENVOLVENTE
Story4	B31	VS : 25 X 40	Middle	-1.9793 ENVOLVENTE	2.9523 ENVOLVENTE
Story4	B31	VS : 25 X 40	End-J	-7.5824 ENVOLVENTE	4.4086 ENVOLVENTE
Story4	B32	VS : 25 X 40	End-I	-6.4696 ENVOLVENTE	5.6307 ENVOLVENTE
Story4	B32	VS : 25 X 40	Middle	-1.6086 ENVOLVENTE	1.8637 ENVOLVENTE
Story4	B32	VS : 25 X 40	End-J	-6.8334 ENVOLVENTE	5.4734 ENVOLVENTE
Story4	B33	VS : 25 X 40	End-I	-5.5806 ENVOLVENTE	4.3457 ENVOLVENTE
Story4	B33	VS : 25 X 40	Middle	-1.8588 ENVOLVENTE	2.5431 ENVOLVENTE
Story4	B33	VS : 25 X 40	End-J	-6.5676 ENVOLVENTE	3.9587 ENVOLVENTE

diam (plg)	area ( cm2)
1/4	0.71
1/2	1.27
5/8	1.99
3/4	2.84
1	5.01



**diseño por flexion**

Story		Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	
Label		B29	B29	B29	B30	B30	B30	B31	B31	B31	B32	B32	B32	B33	B33	B33	B33	B33	
Section		VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	
Location		End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J
		0	1.575	3.15	3.15	4.53	5.91	5.91	7.99	10.07	10.07	11.695	13.32	13.32	15.395	17.47			
b	cm	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
h	cm	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
r	cm	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
d	cm	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
fc	kg/cm2	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210
fy	kg/cm2	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
φ		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9

**Acero calculado**

(i) Moment	Tn-m	-5.52	-0.9916	-5.1666	-8.082	-2.8645	-6.3621	-7.4763	-1.9793	-7.5824	-6.4696	-1.6086	-6.8334	-5.5806	-1.8588	-6.5676
(e) Moment	Tn-m	4.16	1.7791	4.0039	5.6945	3.295	6.6772	4.4284	2.9523	4.4086	5.6307	1.8637	5.4734	4.3457	2.5431	3.9587
p	%	0.54%	0.09%	0.50%	0.82%	0.27%	0.63%	0.75%	0.19%	0.76%	0.64%	0.15%	0.68%	0.55%	0.17%	0.65%
b*d	cm2	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00
As Top	cm²	4.58	0.78	4.27	6.96	2.30	5.35	6.38	1.57	6.48	5.45	1.27	5.78	4.64	1.48	5.54
p	%	0.40%	0.17%	0.38%	0.56%	0.31%	0.66%	0.43%	0.28%	0.42%	0.55%	0.17%	0.53%	0.42%	0.24%	0.38%
As Bot	cm²	3.40	1.41	3.26	4.74	2.66	5.64	3.63	2.38	3.61	4.69	1.48	4.55	3.56	2.04	3.22

**DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA(VS-1)**

EJE C-C ENTRE 1-2, 2-3, 3-4,4-5 Y 5-6

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

P min	%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%
Asmin	cm2	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05
P bal	%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%
Asmax	cm2	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87

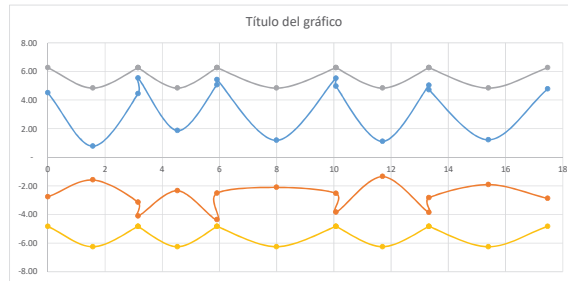
As colocado																
db	Φ	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2
Nro varilla	und	1	0	1	1	0	1	0	1	1	0	1	1	0	1	1
As Top	cm²	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25
P colocada	%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%
(+) ρMn	Tn-m	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26

As colocado																
db	Φ	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Φ	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2
Nro varilla	und	0	1	0	0	1	0	1	0	0	1	0	1	0	1	0
As bot	cm²	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98
P colocada	%	0.47%	0.62%	0.47%	0.47%	0.62%	0.47%	0.47%	0.62%	0.47%	0.47%	0.62%	0.47%	0.47%	0.62%	0.47%
(-) ρMn	Tn-m	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83

TABLE: Sto piso

Story	Label	Section	Location	(-) Moment Tn-m	(-) Combo	(+) Moment Tn-m	(+) Combo
Story5	B29	VS : 25 X 40	End-I	-4.8136 ENVOLVENTE		2.7602 ENVOLVENTE	
Story5	B29	VS : 25 X 40	Middle	-0.8037 ENVOLVENTE		1.5635 ENVOLVENTE	
Story5	B29	VS : 25 X 40	End-J	-4.4313 ENVOLVENTE		3.3297 ENVOLVENTE	
Story5	B30	VS : 25 X 40	End-I	-7.6149 ENVOLVENTE		5.0977 ENVOLVENTE	
Story5	B30	VS : 25 X 40	Middle	-2.6253 ENVOLVENTE		3.1762 ENVOLVENTE	
Story5	B30	VS : 25 X 40	End-J	-5.8398 ENVOLVENTE		6.2951 ENVOLVENTE	
Story5	B31	VS : 25 X 40	End-I	-7.279 ENVOLVENTE		4.1907 ENVOLVENTE	
Story5	B31	VS : 25 X 40	Middle	-1.8705 ENVOLVENTE		2.8568 ENVOLVENTE	
Story5	B31	VS : 25 X 40	End-J	-7.3218 ENVOLVENTE		4.1808 ENVOLVENTE	
Story5	B32	VS : 25 X 40	End-I	-6.0435 ENVOLVENTE		5.2176 ENVOLVENTE	
Story5	B32	VS : 25 X 40	Middle	-1.4905 ENVOLVENTE		1.7532 ENVOLVENTE	
Story5	B32	VS : 25 X 40	End-J	-6.4183 ENVOLVENTE		5.0555 ENVOLVENTE	
Story5	B33	VS : 25 X 40	End-I	-5.1219 ENVOLVENTE		4.0406 ENVOLVENTE	
Story5	B33	VS : 25 X 40	Middle	-1.7421 ENVOLVENTE		2.436 ENVOLVENTE	
Story5	B33	VS : 25 X 40	End-J	-6.3436 ENVOLVENTE		3.504 ENVOLVENTE	

diam (plg)	area (cm2)
1/4	0.71
1/2	1.27
5/8	1.99
3/4	2.84
1	5.01





**DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA(VS-1)**

**EJE C-C ENTRE 1-2, 2-3, 3-4,4-5 Y 5-6**

**DISEÑO POR PLEXIÓN**

diseño por flexión

Story		Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1	Story1
Label		B29	B29	B29	B30	B30	B30	B31	B31	B31	B32	B32	B32	B33	B33	B33	B33
Section		VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40	VS : 25 X 40
Location		End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I	Middle	End-J	End-I
b	cm	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
h	cm	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
r	cm	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
d	cm	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34	34
fc	kg/cm2	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210
fy	kg/cm2	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
ρ		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9

Acero calculado																	
[i] Moment	Tn-m	-4.81	-0.8037	-4.4313	-7.6149	-2.6253	-5.8398	-7.279	-1.8705	-7.3218	-6.0435	-1.4905	-6.4183	-5.1219	-1.7421	-6.3436	
[r] Moment	Tn-m	2.76	1.5635	3.2297	5.0977	3.1762	6.2951	4.1907	2.8568	4.1808	5.2176	1.7532	5.0555	4.0406	2.436	3.504	
p	%	0.47%	0.07%	0.43%	0.77%	0.25%	0.57%	0.73%	0.17%	0.73%	0.59%	0.14%	0.54%	0.50%	0.16%	0.63%	
p'd	cm2	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	
As Top	cm²	3.96	0.63	3.63	6.51	2.10	4.87	6.20	1.49	6.24	5.06	1.18	5.40	4.23	1.38	5.33	
p	%	0.26%	0.15%	0.32%	0.50%	0.30%	0.62%	0.40%	0.27%	0.40%	0.51%	0.16%	0.49%	0.39%	0.23%	0.33%	
As Bot	cm²	2.22	1.24	2.69	4.21	2.56	5.29	3.42	2.30	3.41	4.32	1.39	4.18	3.29	1.95	2.84	

P min	%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	
Asmin	cm2	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	
P bal	%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	
Asmax	cm2	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	

As colocado																	
db	Φ	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
db	Φ	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	
Nro varilla	und	1	0	1	1	0	1	1	0	1	1	0	1	1	0	1	
As Top	cm²	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25	
p colocada	%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%	
[i] ρMn	Tn-m	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26	

As colocado																	
db	Φ	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
db	Φ	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	
Nro varilla	und	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0	
As bot	cm²	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98	
p colocada	%	0.47%	0.62%	0.47%	0.47%	0.62%	0.47%	0.47%	0.62%	0.47%	0.62%	0.47%	0.47%	0.62%	0.47%	0.62%	
[r] ρMn	Tn-m	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83	



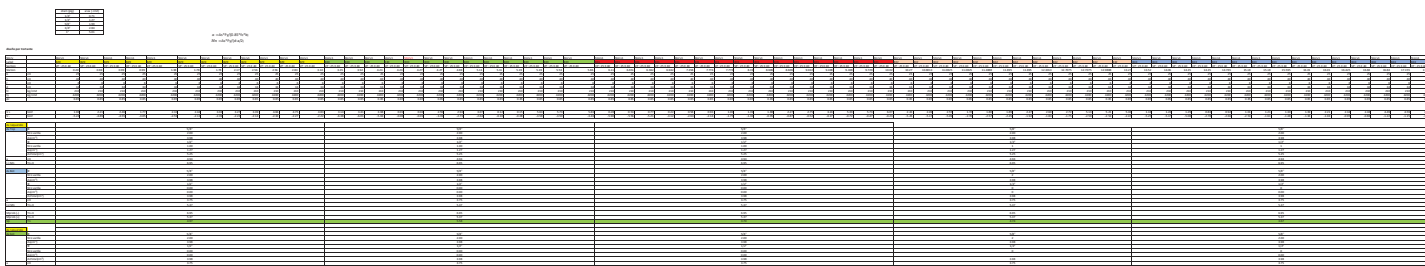
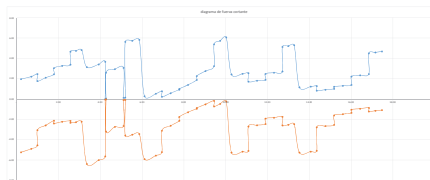
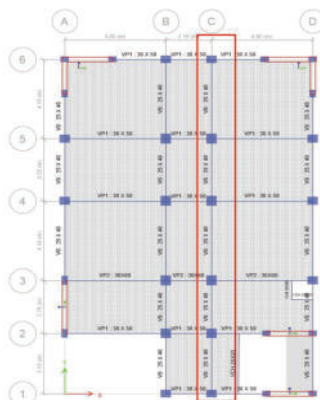
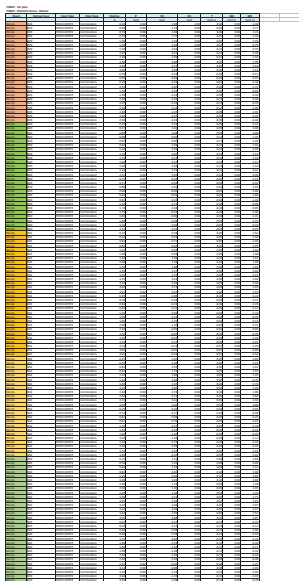
**DISEÑO DE VIGA SECUNDARIA(VS-1)**

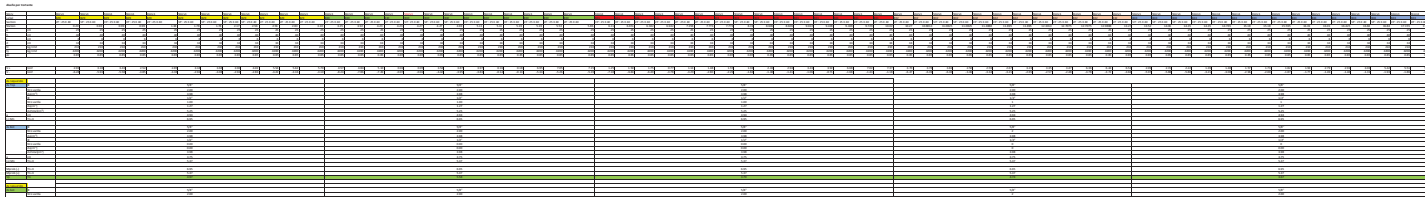
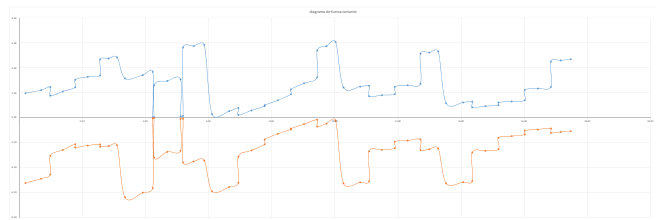
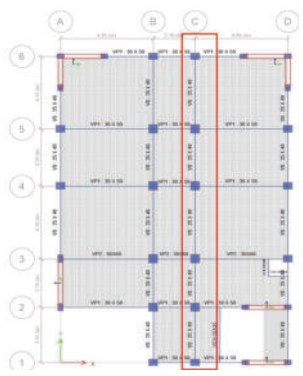
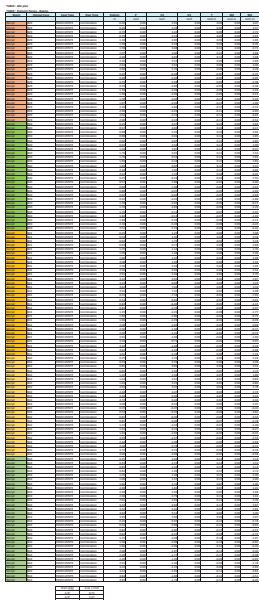
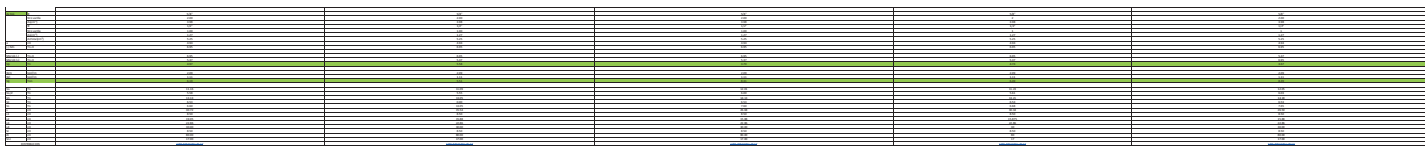
EJE C-C ENTRE 1-2, 2-3, 3-4,4-5 Y 5-6

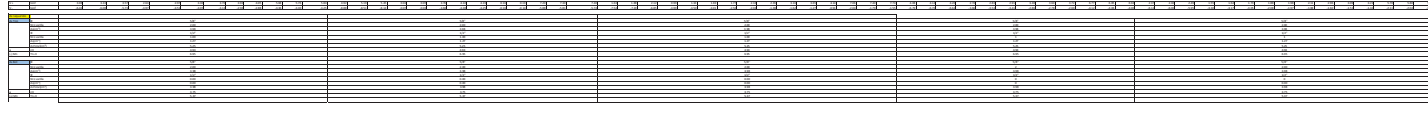
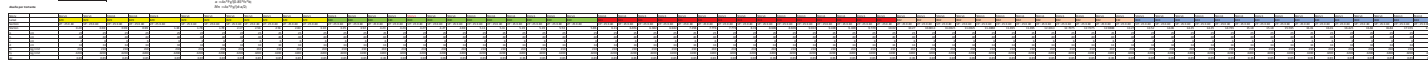
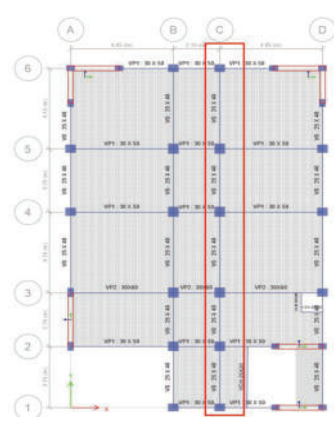
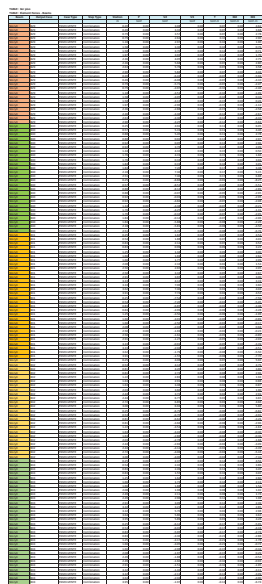
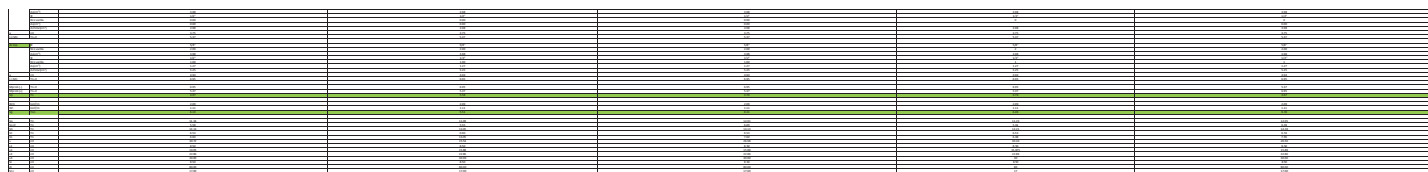
**DISEÑO POR PLEXIÓN**

Acero calculado																
(-) Moment	Tn-m	-4.13	-0.5332	-3.8444	-5.9902	-2.3571	-4.0798	-4.8587	-1.4378	-5.0356	-4.1619	-1.0262	-4.618	-3.8035	-1.1329	-4.5692
(+) Moment	Tn-m	2.98	1.5435	2.652	4.0106	2.2171	4.4718	2.8832	2.0326	3.2355	2.8505	1.2219	3.3033	2.6587	1.8426	2.485
P	%	0.40%	0.05%	0.37%	0.59%	0.22%	0.39%	0.47%	0.13%	0.49%	0.40%	0.10%	0.45%	0.36%	0.11%	0.44%
Ø'd	cm2	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00	850.00
As Top	cm²	3.27	0.42	3.13	5.01	1.88	3.23	4.00	1.14	4.16	3.40	0.81	3.79	3.09	0.89	3.75
P	%	0.28%	0.14%	0.25%	0.38%	0.21%	0.43%	0.27%	0.19%	0.31%	0.27%	0.11%	0.31%	0.25%	0.17%	0.23%
As Bot	cm²	2.40	1.22	2.13	3.27	1.77	3.67	2.32	1.62	2.61	2.29	0.96	2.67	2.13	1.46	1.99
P min	%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%	0.24%
Asmin	cm2	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05
P bal	%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%	1.55%
Asmax	cm2	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87	9.87
As colocado																
db	Ø	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Ø	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2
Nro varilla	und	1	0	1	1	0	1	1	0	1	1	0	1	1	0	1
As Top	cm²	5.25	3.98	5.25	5.25	3.98	5.25	3.98	5.25	3.98	5.25	3.98	5.25	3.98	5.25	3.98
P colocada	%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%	0.47%	0.62%	0.47%	0.62%	0.47%	0.62%	0.62%	0.47%	0.62%
(-) ØMn	Tn-m	6.26	4.83	6.26	6.26	4.83	6.26	4.83	6.26	4.83	6.26	4.83	6.26	4.83	6.26	4.83
As colocado																
db	Ø	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8
Nro varilla	und	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
db	Ø	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2	1/2
Nro varilla	und	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0
As bot	cm²	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98	3.98	5.25	3.98
P colocada	%	0.47%	0.62%	0.47%	0.47%	0.62%	0.47%	0.47%	0.62%	0.47%	0.47%	0.62%	0.47%	0.47%	0.62%	0.47%
(+) ØMn	Tn-m	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83	4.83	6.26	4.83

DIAGRAMA DE VIGA PRINCIPAL (US-1)  
C/ 4 ENTRE ALBAYTERIA  
CURSO POR CONTRA



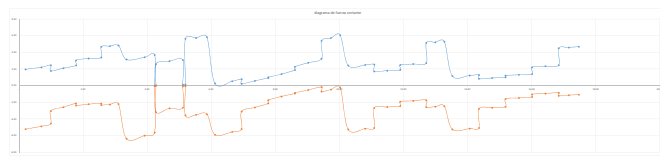
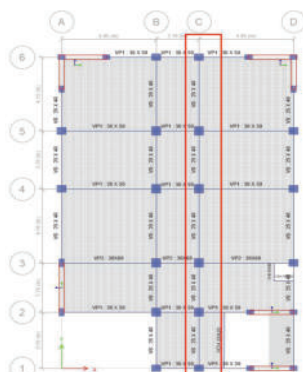
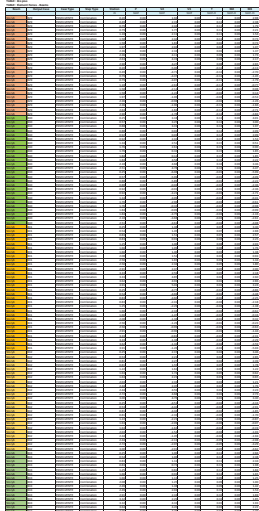
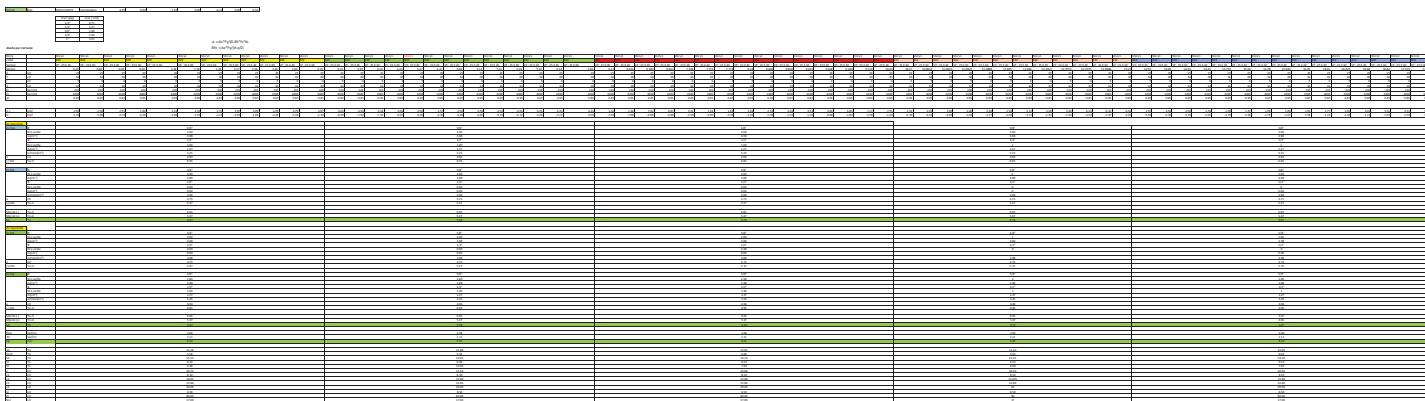






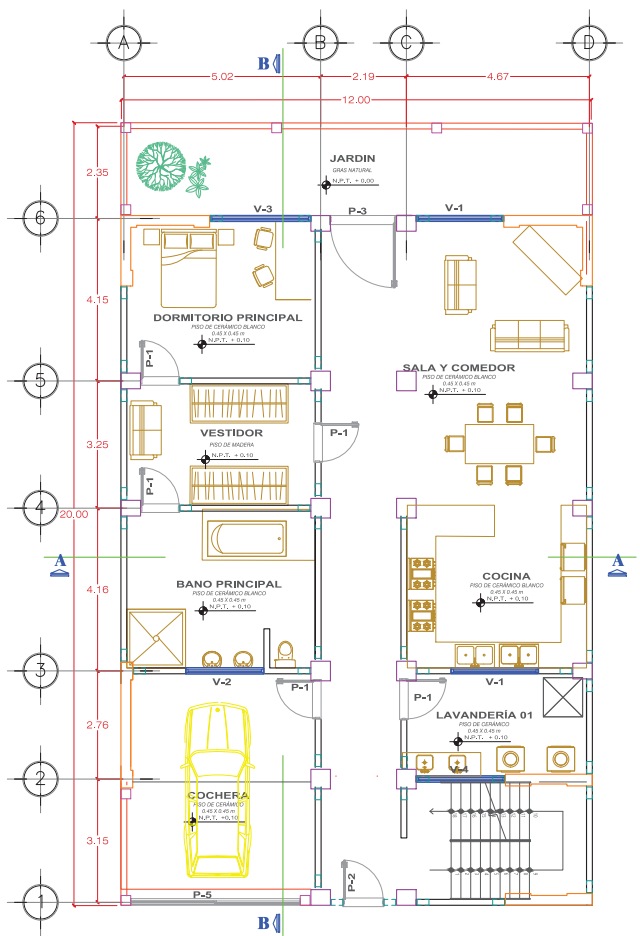




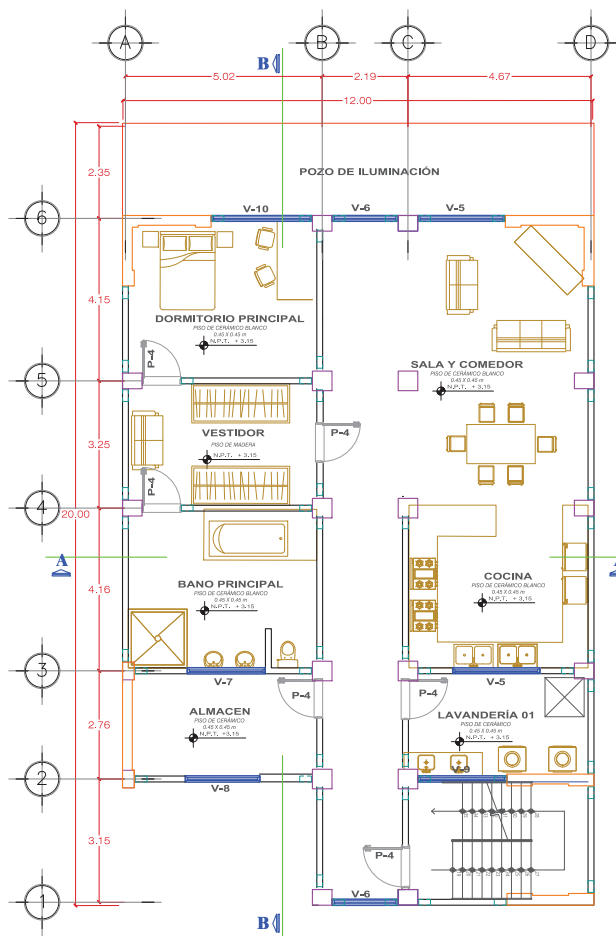




**Anexo 7. planos**



**PLANO DE DISTRIBUCION**  
PRIMER NIVEL  
ESC 1:50



**PLANO DE DISTRIBUCION**  
2DO AL 6TO NIVEL  
ESC 1:50

CUADRO DE VANOS

TIPO	Ancho	Alto	Afiteizer	Cant.
V1	2,25	1,20	1,50	03
V2	2,00	0,50	2,20	01
V4	2,28	1,20	1,50	01
V5	2,25	1,20	1,30	03
V6	2,04	1,20	1,30	02
V7	2,00	0,50	2,00	01
V8	1,91	1,20	1,30	01
V9	2,28	1,20	1,30	01

CUADRO DE VANOS

TIPO	Ancho	Alto	Cant.
P1	1,00	2,70	05
P2	1,00	2,70	01
P3	2,04	2,70	01
P4	1,00	2,50	06
P5	4,25	2,70	01

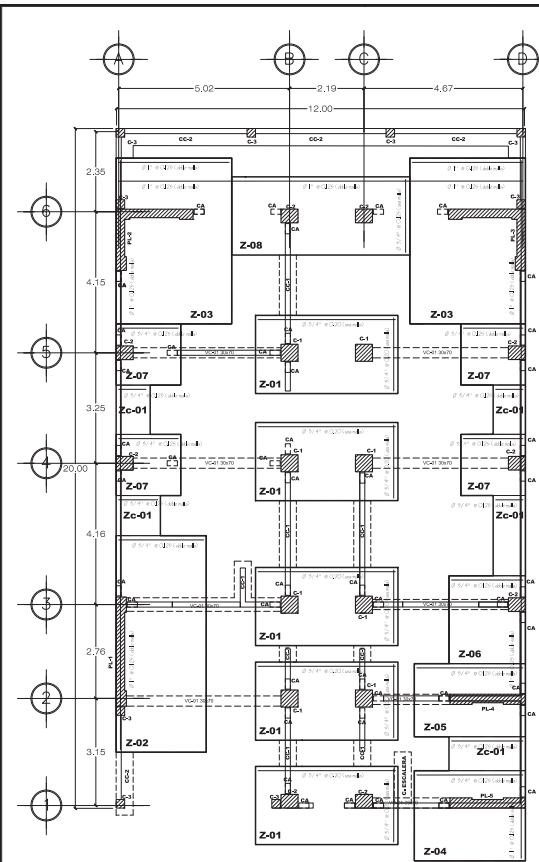








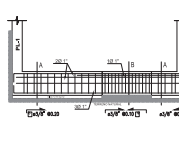
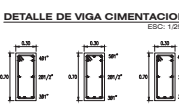
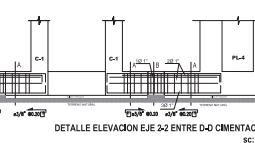
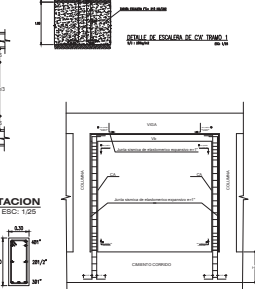
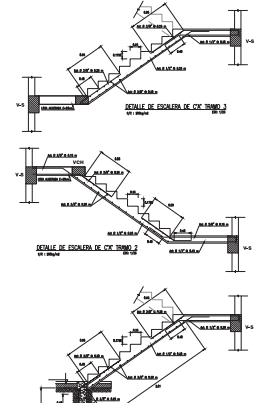
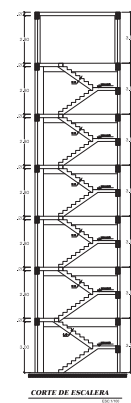
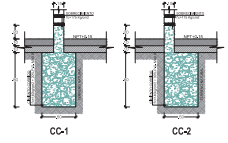
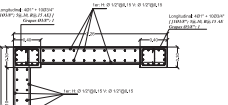
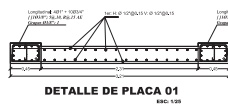




**CIMENTACION DE VIVIENDA**  
ESC 1:50

**DETALLE DE COLUMNAS**  
ESC: 1:25

TIPO	C-1	C-2	C-3	C-4	C-A
Sección (m)	0,50 X 0,50	0,50 X 0,40	0,25 X 0,25	0,25 X 0,25	0,25 X 0,25
As	16 Ø 5/8"	12 Ø 5/8"	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8"
Estróbil	12 Ø 3/8" R 90° 1/2" R 90° 1/2" 1/2"	8 Ø 3/8" R 90° 1/2" R 90° 1/2" 1/2"	4 Ø 3/8" R 90° 1/2" R 90° 1/2" 1/2"	4 Ø 3/8" R 90° 1/2" R 90° 1/2" 1/2"	4 Ø 3/8" R 90° 1/2" R 90° 1/2" 1/2"
Detalle del Acero en Columnas					



**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

**CONCRETO SIMPLE (CALPISO)**  
 CLASIFICACION: Fc 150  
 BASTES DE CURE (P.A. E. MEXI)  
 BASTES DE CURE (P.A. E. MEXI)

**CONCRETO ARMADO**  
 CLASIFICACION: Fc 150  
 BASTES DE CURE (P.A. E. MEXI)  
 BASTES DE CURE (P.A. E. MEXI)

**ACERO**  
 CLASIFICACION: Fy 230 kg/cm<sup>2</sup>  
 BASTES DE CURE (P.A. E. MEXI)  
 BASTES DE CURE (P.A. E. MEXI)

**ACEROS PASIVANTES**  
 CLASIFICACION: Fy 230 kg/cm<sup>2</sup>  
 BASTES DE CURE (P.A. E. MEXI)  
 BASTES DE CURE (P.A. E. MEXI)

**PARAMETROS DE DISEÑO SIGMA-ESTANTES**

**PARAMETROS DE DISEÑO**  
 Factor de Ductilidad: 2  
 Factor de Resistencia: 1,25  
 Factor de Resistencia: 1,25

**REQUISITOS DE MATERIA**  
 P.C.  
 P.C.

**PERIODO DE EXPOSICION**  
 50 años

**EXPOSICION Y DISEÑO**  
 Tipo de Suelo: S  
 Tipo de Suelo: S

**REQUISITOS DE MATERIA**  
 P.C.  
 P.C.

**PERIODO DE EXPOSICION**  
 50 años

**EXPOSICION Y DISEÑO**  
 Tipo de Suelo: S  
 Tipo de Suelo: S

**TRASLAPES Y EMPALMES**

TIPO	DESCRIPCION	REQUISITOS
1	Empalme de barras de acero	...
2	Traslape de barras de acero	...
3	...	...
4	...	...
5	...	...
6	...	...
7	...	...
8	...	...
9	...	...
10	...	...
11	...	...
12	...	...
13	...	...
14	...	...
15	...	...
16	...	...
17	...	...
18	...	...
19	...	...
20	...	...
21	...	...
22	...	...
23	...	...
24	...	...
25	...	...
26	...	...
27	...	...
28	...	...
29	...	...
30	...	...
31	...	...
32	...	...
33	...	...
34	...	...
35	...	...
36	...	...
37	...	...
38	...	...
39	...	...
40	...	...
41	...	...
42	...	...
43	...	...
44	...	...
45	...	...
46	...	...
47	...	...
48	...	...
49	...	...
50	...	...

