

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN
MÓDULO DE ALBAÑILERÍA UBICADO EN LA
ASOCIACIÓN DE VIVIENDA 26 DE ENERO -
DISTRITO DE CIUDAD NUEVA - TACNA**

TESIS

Presentada por:

Bach. Ruben Inquilla Cotrado

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

TACNA - PERÚ

2025

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

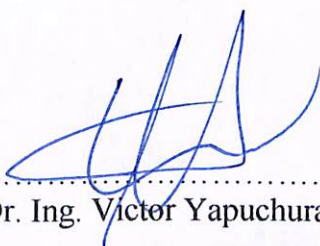
Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

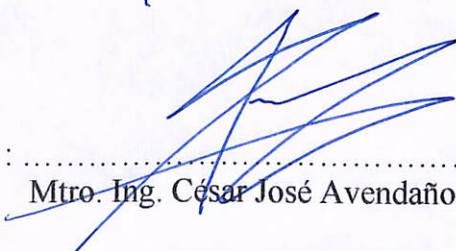
“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE
ALBAÑILERÍA UBICADO EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA 26 DE
ENERO - DISTRITO DE CIUDAD NUEVA - TACNA”

Tesis sustentada y aprobada el día 07 de febrero del 2025 estando
integrado el Jurado Calificador por:

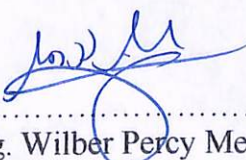
PRESIDENTE


:
Dr. Ing. Víctor Yapuchura Platero

SECRETARIO


:
Mtro. Ing. César José Avendaño Jihuallanga

VOCAL


:
Mtro. Ing. Wilber Percy Mendoza Ramirez

ASESOR DE TESIS


:
MSc. Ing. Edgar Chura Arocutipá

CERTIFICADO DE SIMILITUD

Yo, **MSc. Ing. Edgar Chura Arocutipa**, en mi condición de ASESOR acreditado con Resolución de Facultad N° 776-2023-FIAG/UNJBG del 20 de noviembre del 2023, del Trabajo de Tesis titulado: **“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE ALBAÑILERÍA UBICADO EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA 26 DE ENERO – DISTRITO DE CIUDAD NUEVA – TACNA”**. Presentado por el Bach. Ruben Inquilla Cotrado. Para optar el título profesional de Ingeniero Civil.

Habiendo cumplido con lo establecido en el reglamento de originalidad y similitud de trabajos de investigación y producción intelectual de la UNJBG; considerando que según la revisión, evaluación y análisis realizado a través del software de similitud textual **TURNITIN**, cuenta con el nivel de similitud **PERMITIDO** cuyo porcentaje es 13 %. Por lo que **CERTIFICO LA SIMILARIDAD** de la tesis enunciada líneas arriba, la cual esta expedita para continuar con los trámites para optar el título profesional de Ingeniero Civil, según corresponda para su publicación en el Repositorio Institucional.

Tacna, 10 de febrero del 2025.



FIRMA ASESOR

Nombres y apellidos: MSc. Ing. Edgar Chura Arocutipa

DNI: 00413327



Huella dactilar



FIRMA AUTOR

Nombres y apellidos: Bach. Ruben Inquilla Cotrado

DNI: 71910698



Huella dactilar

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por brindarme la capacidad y la dicha para poder desarrollarme en una profesión de gran envergadura.

A mis docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil y demás educadores que siempre creyeron en mis habilidades y me impartieron valiosos conocimientos, así como también inculcaron en mí los principios y valores que me ayudaron a mejorar como persona y profesional.

A la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, por ser mi alma máter y ser la casa de estudios que forma distintos profesionales de calidad.

DEDICATORIA

A mi madre, por su amor incondicional y ser la razón de todos mis logros, sobre todo, ser mi mayor apoyo y ejemplo de sacrificio y dedicación en mi vida.

A mi padre, por educarme como una persona de bien y ambición, con valores y principios que son la base de mi carácter y mis habilidades como profesional.

A mi familia, por ser el impulso y la motivación para el cumplimiento de mis metas, que me permiten crecer como persona y profesional.

ÍNDICE DE CONTENIDO

PORTADA.....	<i>i</i>
HOJA DE JURADO.....	<i>i</i>
CETIFICADO DE SIMILITUDAGRADECIMIENTOS.....	<i>iii</i>
DEDICATORIA.....	<i>v</i>
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	<i>vi</i>
ÍNDICE DE TABLAS	<i>x</i>
ÍNDICE DE FIGURAS.....	<i>xiii</i>
RESUMEN.....	<i>xvii</i>
ABSTRACT.....	<i>xviii</i>
INTRODUCCIÓN	<i>1</i>
CAPÍTULO I.....	<i>3</i>
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	<i>3</i>
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	<i>3</i>
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	<i>4</i>
1.2.1. Problema principal	<i>4</i>
1.2.2. Problemas secundarios	<i>4</i>
1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	<i>5</i>
1.3.1. Aporte metodológico.....	<i>5</i>
1.3.2. Aporte social.....	<i>6</i>
1.3.3. Aporte económico	<i>6</i>
1.4. OBJETIVOS	<i>6</i>
1.4.1. Objetivo principal.....	<i>6</i>
1.4.2. Objetivos secundarios.....	<i>6</i>
CAPÍTULO II.....	<i>7</i>
2. MARCO TEÓRICO.....	<i>7</i>
2.1. ANTECEDENTES.....	<i>7</i>
2.1.1. Antecedentes internacionales	<i>7</i>
2.1.2. Antecedentes nacionales.....	<i>8</i>
2.1.3. Antecedentes locales	<i>10</i>
2.2. BASES TEÓRICAS	<i>11</i>
2.2.1. Estudio de mecánica de suelos	<i>11</i>
2.2.2. Propiedades del suelo	<i>12</i>

2.2.3. Clasificación del suelo.....	13
2.2.4. Resistencia del suelo	14
2.2.5. Módulo de albañilería.....	15
2.2.6. Análisis estructural	16
2.2.7. Diseño estructural.....	19
2.3. DEFINICIÓN DE TERMINOS BÁSICOS	21
2.3.1. Vivienda multifamiliar	21
2.3.2. Configuración estructural	21
2.3.3. Albañilería confinada	21
2.3.4. Análisis sísmico estático	22
2.3.5. Análisis dinámico modal espectral.....	22
2.3.6. Parámetros sísmicos	22
2.3.7. Diseño estructural.....	22
2.3.8. Estructuración.....	22
2.3.9. Propiedades del suelo	23
2.3.10. Zonificación.....	23
CAPÍTULO III.....	24
3. MARCO METODOLÓGICO.....	24
3.1. HIPÓTESIS	24
3.1.1. Hipótesis principal.....	24
3.1.2. Hipótesis secundarias	24
3.2. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	24
3.2.1. Variable independiente.....	24
3.2.2. Variable dependiente	24
3.3. TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	25
3.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	25
3.5. POBLACIÓN Y MUESTRA	25
3.5.1. Población	25
3.5.2. Muestra.....	25
3.6. PROCEDIMIENTOS Y ANALISIS DE DATOS	26
3.7. MÉTODO DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	28
3.7.1. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	28
CAPÍTULO IV.....	29
4. RESULTADOS.....	29
4.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	29

4.1.1. Materiales empleados	29
4.1.2. Normas aplicadas	30
4.1.3. Características del suelo	30
4.2. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR.	40
4.3. PREDIMENSIONAMIENTO.....	56
4.2.1. Muro de albañilería armada.....	56
4.2.2. Columnas.....	59
4.2.3. Predimensionamiento de vigas.....	60
4.2.4. Predimensionamiento de las losas en una dirección	61
4.2.5. Escalera de concreto armado	61
4.4. METRADO DE CARGAS.....	61
4.3.1. Losa aligerada.....	61
4.5. ANÁLISIS SÍSMICO	62
4.5.1. Modelo Estructural	62
4.5.2. Análisis Modal	63
4.6. ANÁLISIS ESTÁTICO	64
4.6.1. Periodo fundamental de vibración.....	64
4.6.2. Fuerza cortante basal	64
4.7. ANÁLISIS DINÁMICO	65
4.7.1. Análisis de aceleración espectral.....	65
4.7.2. Desplazamiento de edificación.....	66
4.8. VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES	68
4.8.1. Verificación de irregularidades en altura	68
4.8.2. Verificación de irregularidades en planta.....	69
4.9. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA	70
4.9.1. Estructuración.....	71
4.9.2. Metrado de cargas	71
4.9.3. Análisis estructural	73
4.9.4. Diseño por flexión	75
4.9.5. Diseño por fuerza cortante	79
4.9.6. Acero por temperatura.....	80
4.9.7. Detalles de la losa aligerada	81
4.9.8. Control de deflexiones.....	82
4.10. DISEÑO DE VIGAS.....	86
4.10.1. Consideraciones.....	86

4.10.2. Diseño por flexión	87
4.10.3. Diseño por corte	93
4.11. DISEÑO DE COLUMNAS	98
4.11.1. Diseño por flexo-compresión	98
4.11.2. Diseño por corte	115
4.12. DISEÑO DE PLACAS.....	123
4.12.1. Diseño por flexo – compresión	123
4.12.2. Diseño por corte	136
4.13. DISEÑO DE ALBAÑILERÍA	142
4.13.1. Diseño sísmico de muros de albañilería	143
4.14. DISEÑO DE ESCALERA	157
4.14.1. Análisis estructural (tramo N° 01, 03 y 05).....	158
4.14.2. Diseño estructura (tramo N° 01, 03 y 05)	160
4.14.3. Análisis estructural (tramo N° 02,04 y 06).....	161
4.14.4. Diseño estructura (tramo N° 02, 04 y 06)	163
4.14.5. Verificación por corte.....	164
4.14.6. Longitudes de desarrollo	164
4.14.7. Detalle del refuerzo de acero de la Escalera.....	164
4.15. DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN	166
4.15.1. Verificaciones de la platea de cimentación	166
4.15.2. Diseño de la platea de cimentación	175
4.15.3. Detalle de la platea de cimentación	177
4.16. DETALLES DEL REFUERZO DE ACERO PARA LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	178
4.17. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	180
CONCLUSIONES	183
RECOMENDACIONES	187
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	189
ANEXOS.....	195

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Límites de distorsión de entrepisos	19
Tabla 2. Factores de reducción de resistencia ACI	20
Tabla 3. Características de materiales empleados	30
Tabla 4. Análisis granulométrico C1	32
Tabla 5. Humedad natural	33
Tabla 6. Límites de atterberg.....	34
Tabla 7. Densidad mínima	35
Tabla 8. Ensayo de corte directo	36
Tabla 9. Capacidad portante para cimentación corrida	38
Tabla 10. Datos para conseguir la densidad de los muros en planta.....	56
Tabla 11. Cálculo del área transversal de los muros en la dirección X-X	58
Tabla 12. Determinación del área transversal de los muros en la dirección Y-Y	59
Tabla 13. Metrado de cargas	61
Tabla 14. Datos para conseguir la densidad de los muros en planta.....	62
Tabla 15. Metrado de cargas de losa aligerada tercer nivel	62
Tabla 16. Resultados del análisis modal	63
Tabla 17. Modos predominantes	64
Tabla 18. Factores sísmicos en la dirección X-X e Y-Y	64
Tabla 19. Espectro de respuesta para ambas direcciones.....	65
Tabla 20. Desplazamientos y derivas máximas en dirección X-X.....	67
Tabla 21. Desplazamientos y derivas máximas en dirección Y-Y.....	67
Tabla 22. Verificación de irregularidad extrema de rigidez en dirección X.....	68
Tabla 23. Verificación de irregularidad extrema de rigidez en dirección Y	69
Tabla 24. Verificación de irregularidad extrema de resistencia en dirección X	69
Tabla 25. Verificación de irregularidad extrema de resistencia en dirección Y	69
Tabla 26. Verificación de irregularidad torsional extrema dirección X.....	70
Tabla 27. Verificación de irregularidad torsional extrema dirección Y	70
Tabla 28. Cálculo de cuantía de acero primer y según nivel.....	78
Tabla 29. Cálculo de cuantía de acero tercer nivel	79
Tabla 30. Cálculo de deflexiones inmediatas por carga viva.....	83
Tabla 31. Cálculo de deflexiones diferidas totales.....	83
Tabla 32. Acero de refuerzo en vigas VP-01 (Eje 2)	91

Tabla 33. Acero de refuerzo en vigas VP-02 (Eje 7)	91
Tabla 34. Acero de refuerzo en vigas VP-03 (Eje 6)	92
Tabla 35. Acero de refuerzo en vigas VS-02 (Eje C).....	92
Tabla 36. Acero de refuerzo en vigas VS-01 (Eje A)	92
Tabla 37. Acero de refuerzo en vigas VCH-01 (Eje 4).....	93
Tabla 38. Estribos en la viga VP-01.....	95
Tabla 39. Estribos en la viga VP-02.....	95
Tabla 40. Estribos en la viga VP-03.....	96
Tabla 41. Estribos en la viga VS-01	96
Tabla 42. Estribos en la viga VS-02.....	96
Tabla 43. Estribos en la viga VCH-01	97
Tabla 44. Combinaciones de cargas en la columna 01 (Top)	100
Tabla 45. Combinaciones de cargas en la columna 01 (Botton).....	101
Tabla 46. Combinaciones de cargas en la columna 02 (Top)	103
Tabla 47. Combinaciones de cargas en la columna 02 (Botton).....	103
Tabla 48. Combinaciones de cargas en la columna 03 (Top)	105
Tabla 49. Combinaciones de cargas en la columna 03 (Botton).....	106
Tabla 50. Combinaciones de cargas en la columna 04 (Top)	108
Tabla 51. Combinaciones de cargas en la columna 04 (Botton).....	108
Tabla 52. Combinaciones de cargas en la columna 05 (Top)	110
Tabla 53. Combinaciones de cargas en la columna 05 (Botton).....	111
Tabla 54. Combinaciones de cargas en la columna 06 (Top)	113
Tabla 55. Combinaciones de cargas en la columna 06 (Botton).....	113
Tabla 56. Diseño por corte columna C-1 15x25	116
Tabla 57. Diseño por corte columna C-2 20x50	117
Tabla 58. Diseño por corte columna C-3 70x30x20	118
Tabla 59. Diseño por corte columna C-4 50x50x15	119
Tabla 60. Diseño por corte columna C-5 70x50x15	120
Tabla 61. Diseño por corte columna C-6 15x35	121
Tabla 62. Combinaciones de cargas en la placa 01 (Top).....	125
Tabla 63. Combinaciones de cargas en la placa 01 (Botton)	126
Tabla 64. Combinaciones de cargas en la placa 02 (Top).....	128
Tabla 65. Combinaciones de cargas en la placa 02 (Botton)	129
Tabla 66. Combinaciones de cargas en la placa 03 (Top).....	131

Tabla 67. Combinaciones de cargas en la placa 03 (Botton)	132
Tabla 68. Combinaciones de cargas en la placa 04 (Top).....	134
Tabla 69. Combinaciones de cargas en la placa 04 (Botton)	135
Tabla 70. Diseño del refuerzo transversal de la placa 01	137
Tabla 71. Diseño del refuerzo transversal de la placa 02.....	139
Tabla 72. Diseño del refuerzo transversal de la placa 03.....	140
Tabla 73. Diseño del refuerzo transversal de la placa 04.....	141
Tabla 74. Área de corte de los muros portantes en la dirección X e Y	146
Tabla 75. Verificación de las densidades mínimas en la dirección X e Y	146
Tabla 76. Esfuerzo axial máximo de muros en la dirección X	148
Tabla 77. Esfuerzo axial máximo de muros en la dirección Y	148
Tabla 78. Carga gravitacional de servicio en los muros para la dirección X.....	150
Tabla 79. Carga gravitacional de servicio en los muros para la dirección.....	151
Tabla 80. Fuerzas internas en muros ante sismos moderados en la dirección X	151
Tabla 81. Fuerzas internas en muros ante sismos moderados en la dirección Y	152
Tabla 82. Verificación por fisuración en la dirección X (PISO 1).....	152
Tabla 83. Verificación por fisuración en la dirección X (PISO 2).....	153
Tabla 84. Verificación por fisuración en la dirección X (PISO 3).....	153
Tabla 85. Verificación por fisuración en la dirección Y (PISO 1).....	154
Tabla 86. Verificación por fisuración en la dirección Y (PISO 2).....	154
Tabla 87. Verificación por fisuración en la dirección Y (PISO 3).....	155
Tabla 88. Acero de refuerzo en la dirección X	177
Tabla 89. Acero de refuerzo en la dirección Y	177
Tabla 90. Longitudes de desarrollo para $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ en (cm)	179
Tabla 91. Longitudes de desarrollo con gancho para $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ en (cm).....	179
Tabla 92. Longitudes de desarrollo con gancho para $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ en (cm).....	179
Tabla 93. Longitudes de empalme en tracción CLASE B < 2 para $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$	179
Tabla 94. Longitudes de empalme en compresión para $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$.	179
Tabla 95. Cuadro de longitudes de gancho y doblez en estribos y grapas	180
Tabla 96. Longitudes de empalme en tracción CLASE B < 2 para $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$	180

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema gráfico de procedimiento para el desarrollo	27
Figura 2. Distribución en planta	29
Figura 3. Capacidad portante para cimentación cuadrada.....	39
Figura 4. Muros de albañilería	41
Figura 5. Configuración de columna L 64x64x14	42
Figura 6. Detalles de configuración de columna L 64x64x14	43
Figura 7. Configuración de columna L 50x50x14	44
Figura 8. Detalles de configuración de columna L 50x50x14	45
Figura 9. Configuración de columna 14x50.....	46
Figura 10. Detalles de configuración de columna 14x50.....	47
Figura 11. Configuración de columna 14x20.....	48
Figura 12. Configuración de vigas 25x45	49
Figura 13. Detalles de configuración de vigas 25x45	49
Figura 14. Configuración de vigas 25x30	50
Figura 15. Detalles de configuración de vigas 25x30	51
Figura 16. Configuración de vigas 25x20	52
Figura 17. Detalles de configuración de vigas 25x20	52
Figura 18. Configuración de viga 13x20.....	53
Figura 19. Detalles de configuración de viga 13x20.....	54
Figura 20. Configuración de placa 15 cm	54
Figura 21. Configuración placa 20 cm	55
Figura 22. Estructuración - plano planta	57
Figura 23. Vista en planta y 3D del modelado de la vivienda multifamiliar	63
Figura 24. Espectro de respuesta de pseudo aceleración en X-X.....	66
Figura 25. Espectro de respuesta de pseudo aceleración en Y-Y.....	66
Figura 26. Derivas de entrepiso dirección X-X.....	67
Figura 27. Derivas de entrepiso dirección Y-Y.....	68
Figura 28. Detalle típico de losa aligerada.....	71
Figura 29. Criterios de dimensionamiento de una viga "T"	71
Figura 30. Eje de losa aligerada a diseñar	72

Figura 31. Alternancia de cargas vivas (momentos positivos).....	74
Figura 32. Alternancia de cargas vivas (momentos negativos).....	74
Figura 33. Compatibilidad de deformaciones y equilibrio de una sección de C°A°	75
Figura 34. Diagrama de momentos flectores primer y segundo nivel	75
Figura 35. Diagrama de momentos flectores tercer nivel	75
Figura 36. Diagrama de fuerzas cortante primer y segundo nivel	79
Figura 37. Diagrama de fuerzas cortantes tercer nivel.....	79
Figura 38. Detalle de la losa aligerada	82
Figura 39. Distribución del refuerzo en la losa aligerada del primer y segundo nivel.....	85
Figura 40. Distribución del refuerzo en la losa aligerada del tercer nivel y azotea	86
Figura 41. Espesor o peralte mínimo	87
Figura 42. Momentos últimos de la envolvente	90
Figura 43. Momentos últimos envolvente eje 2-2 (primer nivel)	90
Figura 44. Momentos últimos envolvente Eje 2-2 (segundo y tercer nivel).....	91
Figura 45. Detalle de las vigas VP-01 20x45 (1er, 2do y 3er nivel).....	97
Figura 46. Detalle de las vigas VP-02 15x45 (1er, 2do y 3er nivel).....	97
Figura 47. Detalle de las vigas VS-01 15x40 (1er, 2do y 3er nivel).....	97
Figura 48. Cuadro de vigas	98
Figura 49. Ubicación de las columnas en planta.....	99
Figura 50. Vista en 3D de las columnas.....	99
Figura 51. Detalle de la sección de la columna 01	100
Figura 52. Diagrama de interacción con ϕ M3 de la columna C-01	101
Figura 53. Diagrama de interacción con ϕ M2 de la columna C-01	102
Figura 54. Detalle de la sección de la columna 02.....	102
Figura 55. Diagrama de interacción con ϕ M3 de la columna C-02	104
Figura 56. Diagrama de interacción con ϕ M2 de la columna C-02	104
Figura 57. Detalle de la sección de la columna 03.....	105
Figura 58. Diagrama de interacción con ϕ M3 de la columna C-03	106
Figura 59. Diagrama de interacción con ϕ M2 de la columna C-03	107
Figura 60. Detalle de la sección de la columna 04.....	107
Figura 61. Diagrama de interacción con ϕ M3 de la columna C-04	109
Figura 62. Diagrama de interacción con ϕ M2 de la columna C-04	109
Figura 63. Detalle de la sección de la columna 05.....	110
Figura 64. Diagrama de interacción con ϕ M3 de la columna C-05	111

Figura 65. Diagrama de interacción con ϕ M2 de la columna C-05	112
Figura 66. Detalle de la sección de la columna 06.....	112
Figura 67. Diagrama de interacción con ϕ M3 de la columna C-06	114
Figura 68. Diagrama de interacción con ϕ M2 de la columna C-06	114
Figura 69. Vista en 3D del cumplimiento de los ratios en columnas.....	115
Figura 70. Diagrama de interacción sin ϕ M2 de la columna C-01	116
Figura 71. Diagrama de interacción sin ϕ M2 de la columna C-02	117
Figura 72. Diagrama de interacción sin ϕ M2 de la columna C-03	118
Figura 73. Diagrama de interacción sin ϕ M2 de la columna C-04	119
Figura 74. Diagrama de interacción sin ϕ M3 de la columna C-05	120
Figura 75. Diagrama de interacción sin ϕ M3 de la columna C-06	121
Figura 76. Detalle de la columna	122
Figura 77. Detalles de las columnas para vivienda	122
Figura 78. Distribución de las placas en planta.....	123
Figura 79. Vista en 3D de la ubicación de las placas	124
Figura 80. Detalle de la sección de la placa 01	125
Figura 81. Diagrama de interacción M3 incluido las fuerzas internas de la placa 01	126
Figura 82. Diagrama de interacción M2 incluido las fuerzas internas de la placa 01	127
Figura 83. Detalle de la sección de la placa 02	128
Figura 84. Diagrama de interacción M3 incluido las fuerzas internas de la placa 02.....	129
Figura 85. Diagrama de interacción M2 incluido las fuerzas internas de la placa 02.....	130
Figura 86. Detalle de la sección de la placa 03	131
Figura 87. Diagrama de interacción M3 incluido las fuerzas internas de la Placa 03	132
Figura 88. Diagrama de interacción M2 incluido las fuerzas internas de la Placa 03	133
Figura 89. Detalle de la sección de la Placa 04.....	134
Figura 90. Diagrama de interacción M3 incluido las fuerzas internas de la placa 04.....	135
Figura 91. Diagrama de interacción M2 incluido las fuerzas internas de la placa 04.....	136
Figura 92. Vista en 3D del cumplimiento de los ratios en placas	136
Figura 93. Diagrama de interacción nominal M3 de la placa 01	137
Figura 94. Diagrama de interacción nominal M3 de la placa 02	138
Figura 95. Diagrama de interacción nominal M3 de la placa 03	140
Figura 96. Diagrama de interacción nominal M3 de la placa 04	141
Figura 97. Detalles de placas.....	142
Figura 98. Muros portantes primer nivel.....	144

Figura 99. Muros portantes segundo y tercer nivel.....	145
Figura 100. Peso por servicio en los muros del primer nivel.....	147
Figura 101. Control de fisuración	149
Figura 102. Resistencia al agrietamiento diagonal.....	150
Figura 103. Verificación para colocar acero horizontal en muros	156
Figura 104. Tramos de la Escalera	158
Figura 105. Momento ultimo máximo (+) mediante programa SAP-2000.....	160
Figura 106. Momento ultimo maximo (+) mediante programa SAP-2000.....	162
Figura 107. Escalera tramo N° 01	164
Figura 108. Escalera Tramo N° 02, 04 y 06.....	165
Figura 109. Escalera Tramo N° 03 y 05.....	165
Figura 110. Escalera Tramo N° 01, 02 y 03.....	166
Figura 111. Sección de la platea de h=30cm.....	167
Figura 112. Sección de la viga perimetral 35x90cm.....	167
Figura 113. Sección de la viga interior 25x75cm.....	168
Figura 114. Asignación de la capacidad portante admisible en la platea.....	168
Figura 115. Asignación de la capacidad portante admisible en la VP-01	169
Figura 116. Asignación de la capacidad portante admisible en la VI-01	169
Figura 117. Asignación de carga muerta sobre la platea.....	170
Figura 118. Asignación de carga viva sobre la platea.....	171
Figura 119. Platea de cimentación vista en planta	171
Figura 120. Presión 01 sobre la platea de cimentación	172
Figura 121. Presión 02 sobre la platea de cimentación	172
Figura 122. Presión 03 sobre la platea de cimentación	173
Figura 123. Presión 04 sobre la platea de cimentación	173
Figura 124. Presión 05 sobre la platea de cimentación	174
Figura 125. Asentamientos máximos de la platea.....	174
Figura 126. Momentos últimos obtenidos en la dirección X	175
Figura 127. Momentos últimos obtenidos en la dirección Y	176
Figura 128. Momentos últimos obtenidos en las vigas perimetrales e interiores	176
Figura 129. Acero de refuerzo en la dirección X	178
Figura 130. Acero de refuerzo en la dirección Y	178

RESUMEN

La presente investigación tuvo la finalidad de desarrollar el análisis y diseño sísmico de un módulo de vivienda multifamiliar de albañilería confinada en el distrito de Ciudad Nueva, la cual se realizó considerando los aspectos sismológicos características de la zona de estudio, además de tener en cuenta los criterios y lineamientos presentes en las normas técnicas E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismorresistente, E.050 Suelos y Cimentaciones, E.060 Concreto Armado y E.070 Albañilería.

En la investigación, primeramente, se propuso la arquitectura típica de una vivienda multifamiliar, para posteriormente efectuar el análisis y diseño sísmico de la estructura considerando criterios sismorresistentes y desarrollar planos estructurales con base a los resultados. Para ello, se empleó un estudio de mecánica de suelos de tres puntos de calicatas de la zona de estudio para obtener los parámetros de sitio y sísmicos que permitieron el análisis estático y dinámico modal espectral de la estructura mediante el software de análisis estructural Etabs, de donde se pudo obtener los valores de los esfuerzos interiores, la cortante en basal y las distorsiones entrepiso, los cuales se emplearon para verificar las derivas máximas permitidas y el diseño de los elementos de estructurales de concreto armado y albañilería. Finalmente, la investigación concluye en el dibujo de los planos de estructuras con base a los resultados del cumplimiento de lo solicitado de la normativa peruana para edificaciones sismorresistentes.

La investigación fue de tipo aplicada con un enfoque cuantitativo y el diseño de investigación, no experimental de corte transversal; asimismo, el nivel de la investigación fue descriptivo.

Palabras claves: Módulo, vivienda multifamiliar, albañilería confinada, análisis estático, análisis dinámico modal espectral, diseño sismorresistente.

ABSTRACT

The purpose of this research is to develop the seismic analysis and design of a confined masonry multifamily housing module in the district of Ciudad Nueva, which will be carried out considering the seismological aspects characteristic of the study area, in addition to taking into account the criteria and guidelines present in the technical standards E.020 Loads, E.030 Seismic Resistant Design, E.050 Soils and Foundations, E.060 Reinforced Concrete and E.070 Masonry.

In the research, first, the typical architecture of a multifamily house will be proposed, and then the seismic analysis and design of the structure will be carried out considering seismic-resistant criteria, and structural plans will be developed based on the results. For this purpose, a soil mechanics study of 3 points of pits in the study area will be used to obtain the site and seismic parameters that will allow the static and dynamic modal spectral analysis of the structure through the structural analysis software Etabs, from which the values of the internal forces, the basal shear and the distortions between floors can be obtained, which will be used to verify the maximum allowed drifts and the design of the structural elements of reinforced concrete and masonry. Finally, the investigation will conclude with the drawing of the structural plans based on the results of the compliance with the requirements of the Peruvian regulations for earthquake-resistant buildings.

The research is applied with a quantitative approach and the research design is non-experimental, cross-sectional, and the level of the research is descriptive.

Key words: Module, Multifamily Housing, Confined Masonry, Static Analysis, Spectral Modal Dynamic Analysis, Seismic Resistant Design.

INTRODUCCIÓN

La investigación se enfocó en el análisis y diseño sísmico estructural de un módulo de vivienda multifamiliar de albañilería confinada, ubicado en una asociación de vivienda en el distrito de Ciudad Nueva de Tacna. Este estudio es crucial debido a los eventos sísmicos registrados en los últimos años, que han puesto de manifiesto la vulnerabilidad de las edificaciones en la región y, sobre todo, en zonas de crecimiento poblacional. Los terremotos de magnitud significativa ocurridos en los años recientes han resaltado la necesidad de contar con estructuras que no solo sean habitables, sino que también ofrezcan un alto nivel de seguridad estructural.

La evaluación estructural de este módulo de albañilería se basa en la combinación de la norma técnica peruana de diseño sismorresistente y el modelamiento matemático, utilizando herramientas avanzadas de análisis estructural. El objetivo principal fue diseñar un módulo de albañilería en función a los parámetros sísmicos característicos de la zona de estudio con la finalidad de aumentar la resiliencia de la estructura frente a futuros eventos sísmicos. Para este fin, se obtuvieron parámetros críticos de diseño y se utilizaron normas técnicas vigentes para guiar el proceso.

En el campo del análisis y diseño estructural, se emplearon programas de software especializados como Etabs, Safe, Excel y Autocad, siguiendo los criterios establecidos en las normativas técnicas actuales E.020 (cargas), E.030 (Diseño sismorresistente), E.050 (suelos y cimentaciones), E.060 (concreto armado) y E.070 (albañilería). El propósito de esta investigación es no solo proponer un diseño que promueva la seguridad estructural del módulo de vivienda multifamiliar de albañilería en cuestión, sino también promover a que las viviendas presentes en el distrito opten por una alternativa de construcción formal y calificada por profesionales, contribuyendo así a la mitigación de riesgos y a la protección de los habitantes.

En este sentido, el trabajo de investigación se estructuró de la siguiente manera:

En el capítulo I, se realiza el planteamiento del problema, donde se describe la problemática, asimismo se formula el problema, se justifica la investigación y se plantean los objetivos generales y específicos.

En el capítulo II, se desarrolla el marco teórico, donde se exponen los antecedentes de la investigación, las bases teóricas y las definiciones conceptuales.

En el capítulo II se establece el marco metodológico, en el que indican el tipo de investigación, diseño de la investigación, la población y muestra, el método de análisis de datos, las técnicas e instrumentos para la recolección de datos y el flujo de trabajo.

En el capítulo IV, se presentan y se analizan los resultados a través de tablas y figuras.

En el capítulo V, se realiza la discusión de resultados. Se analizan los resultados obtenidos para evaluar la viabilidad del diseño.

Finalmente, presentan las conclusiones y recomendaciones; asimismo, se incluyen las referencias bibliográficas consultadas y se adjuntan los anexos, que abarcan imágenes del modelado en Etabs, operacionalización de variables, la matriz de consistencia y los planos.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

A nivel mundial, se estima que, en promedio, unas 20 000 personas mueren cada año, esto debido a derrumbes y fallas de edificios e infraestructuras provocados por terremotos. Los sismos pueden considerarse eventos comunes en regiones con alta actividad sísmica (Carrera, 2017). Por ejemplo, Haití es una región ubicada en el límite de las placas tectónicas de América del Norte y el Caribe. Esto hace que existan muchas fallas activas en la región, particularmente la falla Enquillo Plaintain Gardenestá. Estas han desatado a lo largo del tiempo varios terremotos devastadores, incluidos los más recientes de 2010 y 2021, ocurridos cerca de la falla de Enquillo. El terremoto del 2010 con magnitud 7.0 provocó más de 220 mil muertes y el colapso de más de 105 mil viviendas, sumándole una pérdida económica superior a los 7.8 millones de dólares. Por esta razón, los investigadores en ingeniería sísmica han mostrado gran interés en evaluar y mitigar el riesgo sísmico, centrándose en entender los peligros y vulnerabilidades de los edificios que contribuyen a este riesgo. Por otro lado, algunos investigadores se centraron en analizar los movimientos y fallas en la estructura (Erazo y Taveras, 2021).

Un hecho histórico relevante es el terremoto que sacudió Tacna el 23 de junio del año 2001, con una magnitud en la escala de Richter de 6.9. Este sismo es recordado por su prolongada duración, alcanzando hasta 120 segundos, lo que provocó graves desastres en la región. Según el Indeci, el terremoto dejó 115 muertos y 53 desaparecidos, además de destruir 21,189 casas, las cuales fueron consideradas inhabitables. En total, alrededor de 320 000 personas resultaron damnificadas por este fenómeno (La República, 2022).

Las estructuras de albañilería, hecha de unidades de albañilería y mortero, ha sido ampliamente utilizada en la construcción. Su disponibilidad, bajo costo y propiedades estructurales la han convertido en una opción muy popular para una variedad de edificaciones. Las estructuras de albañilería confinada han demostrado un buen comportamiento ante terremotos pasados (Paredes, 2023). Los elementos de confinamiento de concreto armado tanto horizontales como verticales contribuyen significativamente a la resistencia frente a cargas laterales debido a acciones sísmicas (Quinde, et al, 2023). No obstante, la diversidad en los materiales y prácticas de construcción en distintas regiones representa un desafío para crear normas de diseño uniformes. Esto crea la necesidad de realizar más estudios experimentales y

el desarrollo de modelos numéricos que puedan capturar las complejidades de estas estructuras bajo la acción de diferentes solicitaciones de carga (Piusseaut, et al, 2021).

En Perú, también existe alta actividad sísmica debido a que se encuentra en el Cinturón de Fuego del Pacífico. Esta zona es la responsable de la mayoría de los terremotos y erupciones volcánicas del mundo. Por este motivo, es que se están realizando investigaciones que permitan un correcto diseño y análisis de las edificaciones estructuralmente, de tal manera que tengan un óptimo desempeño ante fuerzas sísmicas durante su vida útil. Castro (2023), en su investigación tuvo el objetivo de analizar y diseñar estructuralmente una edificación residencial multifamiliar de cuatro pisos de altura. El sistema estructural estaba compuesto por muros de albañilería confinada en ambas direcciones de análisis.

Tacna, al igual que la mayoría de las ciudades costeras del Perú, es identificada por los sismólogos como una zona de alta sismicidad (Alva, 1988). Dentro del distrito de Ciudad Nueva, existen zonas donde el riesgo sísmico es mayor debido a la calidad del suelo existente y a las viviendas construidas de manera informal. Según Chura (2019), en el distrito de Ciudad Nueva, los estudios geotécnicos indican la presencia de suelos arenos limosos de baja capacidad portante de 0,25 a 1,00 kg/cm². Asimismo, según Huisa (2017), las edificaciones presentes no presentan ningún diseño estructural asesorado por un profesional calificado.

Por ello, en el ámbito local, también se están desarrollando investigaciones enfocados a edificaciones comunes como viviendas y que emplean el sistema estructural de albañilería confinada. Alfonte (2022), en su investigación, tuvo como objetivo llevar a cabo el análisis y diseño estructural aplicando la metodología BIM de un edificio de albañilería de cuatro pisos, destinado a la vivienda. Estas investigaciones buscan reducir la vulnerabilidad sísmica y diseñar estructuras que cumplan con la filosofía sismorresistente.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema principal

¿Cómo diseñar un módulo de albañilería en función de la sismicidad para las viviendas ubicadas en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna?

1.2.2. Problemas secundarios

- ¿Cuáles son las características sísmicas del suelo de las viviendas ubicadas en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna?

- ¿Cuál es la configuración estructural y la estructuración más conservador para el módulo de albañilería ubicada en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna?
- ¿Cómo realizar el análisis estático y dinámico modal espectral en función de los parámetros sísmicos de la zona para el módulo de albañilería ubicada en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna?
- ¿Cómo determinar el diseño del módulo de albañilería ubicada en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna?

1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

En los últimos años, se ha podido evidenciar que en el Perú la presencia de viviendas sin asesoramiento profesional y que se encuentran asentadas en lugares cada vez más inestables va creciendo de manera preocupante. Este es un problema que ha tenido mucha notoriedad, ya que esta situación está presente en todas partes del territorio peruano y puede generar pérdidas humanas y económicas en un futuro no muy lejano.

Con base a la información sobre la problemática en la zona de estudio, esta investigación desarrolló una propuesta de módulo de albañilería, la cual será una edificación de uso multifamiliar, esto mediante los estudios de mecánica de suelos presentes y característicos en la zona, que brindaran los parámetros sísmicos, asimismo del análisis y diseño estructural establecidos por el RNE E.020, E.030, E0.50 y E.060, para realizar el diseño sismorresistente de acuerdo a los parámetros sísmicos de la zona.

Diversos estudios señalan la importancia de un adecuado diseño estructural en zonas sísmicamente activas. Por ejemplo, un estudio de Machado (2021) titulado *Evaluación sísmica de una vivienda doméstica con el uso de aisladores sísmicos basados en la norma E030 en un distrito de Lima, 2019* concluyó que una evaluación preliminar del terreno y el diseño estructural son necesarios para garantizar la seguridad de la edificación. Este análisis demuestra la necesidad de diseñar viviendas multifamiliares seguras que cumplan con estándares estructurales y geotécnicos, contribuyendo al desarrollo sostenible y resiliente de las comunidades urbanas.

1.3.1. Aporte metodológico

La metodología que se empleó para el desarrollo de la investigación es aplicable para otras investigaciones que busquen conocer el análisis y diseño estructural de viviendas con las mismas características de suelo y sistema estructural. La investigación también permitirá usar

los resultados como referencia para el diseño de otras edificaciones que puedan estar ubicadas en la zona de estudio.

1.3.2. Aporte social

La investigación permitirá informar a la población en estudio sobre las medidas que deben tomar con respecto a la construcción o reconstrucción de sus viviendas, ya que el módulo de vivienda multifamiliar de albañilería confinada presentara las características necesarias para soportar sismos moderados y severos, así cumplir con la filosofía del diseño sismorresistente.

1.3.3. Aporte económico

La configuración estructural y la estructuración del módulo de vivienda multifamiliar será lo más simple y eficiente posible, de tal manera que los costos no serán significativamente elevados y el sistema estructural de la edificación será de albañilería confinada, lo que también permitirá disminuir los costos de la construcción.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo principal

Diseñar un módulo de albañilería en función a la sismicidad para las viviendas de la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna.

1.4.2. Objetivos secundarios

- Establecer cuáles son las características sísmicas del suelo de las viviendas ubicadas en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna.
- Definir la configuración estructural y estructuración más conservador para el módulo de albañilería ubicada en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna.
- Realizar el análisis estático y dinámico modal espectral basado en los parámetros sísmicos de la zona para el módulo de albañilería ubicada en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna.
- Desarrollar el diseño estructural y establecer como propuesta un módulo de albañilería ubicada en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna.

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

2.1.1. Antecedentes internacionales

Quinde et al. (2023) realizaron una investigación titulada *Revisión de Normas de Diseño para Mampostería Confinada en Latinoamérica: Propuestas para la Norma Ecuatoriana de Construcción*, teniendo como propósito analizar comparativamente las normativas latinoamericanas sobre mampostería confinada (MC) para identificar mejoras aplicables a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Siguiendo una metodología basada en la revisión documental y el análisis experimental, se compararon aspectos normativos relacionados con materiales, requerimientos constructivos y resistencia a carga lateral. Como resultado, se corroboró la eficacia de la formulación basada en el enfoque de Coulomb para estimar la resistencia de muros confinados. Se concluyó que, en Ecuador, es crucial actualizar las normativas de MC para asegurar un diseño confiable, estableciendo lineamientos claros y adaptados a las condiciones locales, con énfasis en aspectos como el uso de materiales adecuados y técnicas de refuerzo efectivas.

Espín (2020) desarrolló la investigación titulada *Diseño estructural sismo resistente en estructuras de mampostería confinada, aplicadas en edificaciones mayores a dos pisos de altura en el proyecto residencial El Pedregal de Churoloma*, cuyo propósito fue proponer una alternativa estructural más económica para el edificio D5 utilizando mampostería confinada en lugar de pórticos de concreto armado. La metodología incluyó el uso de software como ETABS, SAFE y AutoCAD para el diseño estructural, en cumplimiento con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y basándose en la norma peruana E-070. Como resultado, se demostró que la mampostería confinada es más económica y cumple con los controles de derivas exigidos por la NEC, alcanzando valores menores a 0.5 cm en ambos sentidos. Se concluyó que este sistema estructural es una opción eficiente y viable para edificaciones mayores a dos pisos, al combinar rigidez, sismo resistencia y costo reducido.

Mejía (2018) realizó una investigación titulada *Estudio estructural de mampostería confinada en ladrillo para viviendas emergentes en la zona de Pedernales*, teniendo como propósito definir el comportamiento de estructuras construidas con mampostería confinada, identificar posibles fallas en la concepción y ejecución del diseño, y recomendar cambios para futuras construcciones. Siguiendo una metodología que comprendió la revisión de tipos y

elementos de mampostería confinada, el cumplimiento de especificaciones normativas según el reglamento colombiano y ecuatoriano, y el diseño y análisis estructural utilizando software comercial de análisis estructural, se modeló y evaluó la edificación en la zona de Pedernales. Obteniendo resultados que demostraron que las estructuras de mampostería confinada presentan un mejor desempeño ante cargas sísmicas, con derivas que no superaron los 0.5 cm en ambos sentidos y una mayor eficiencia económica en comparación con estructuras de pórticos convencionales. Llegando a la conclusión de que la mampostería confinada es una opción viable y eficiente para viviendas emergentes, promoviendo su uso debido a su rigidez, resistencia sísmica y costos reducidos, además de recomendar la adopción de mejoras en el diseño y ejecución para optimizar el desempeño estructural en futuras construcciones.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Minaya (2023) planteó como objetivo realizar un diseño y análisis estructural de albañilería confinada de una edificación multifamiliar de cuatro pisos. Esta investigación tuvo un enfoque descriptivo. Como resultado, tuvieron el diseño total de la estructura teniendo en cuenta el Reglamento Nacional de Edificaciones (E020, E030, E050, E.060 y E.070); además, se tuvo en cuenta los niveles mínimos de resistencia, llegando a la conclusión que el modelamiento del edificio ha sido realizado con relativa facilidad en debido a que es regular, y fue posible hacerlo mediante modelos tridimensionales a través de los softwares correspondientes.

Endara y Palomino (2022) tuvieron como objeto elaborar un diseño estructural para una vivienda multifamiliar de cinco pisos basado en el desempeño sísmico, utilizando la normativa peruana actual y las recomendaciones del Comité Visión 2000. Para ello, se realizó el modelamiento y el análisis estructural en el software ETABS. Teniendo ya el modelado definido se realiza el nuevo diseño con los parámetros que establece el Comité Visión 2000. Se pudo observar para la dirección X un nivel de desempeño del tipo prevención de colapso para un sismo a nivel MCE. Para la dirección Y, se obtuvo mejores resultados ya que posee gran rigidez en este sentido. En conclusión, se lograron identificar y diseñar los elementos estructurales más críticos, es decir, donde se empezaron a notar las rotulas plásticas debido al análisis pushover. Así como también, se logró verificar que la estructura según el Visión 2000 se encuentra dentro del margen de seguridad para la vida en la dirección X e Y.

Vega (2021) planteó como objetivo desarrollar una comparación entre el sistema estructural de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en una misma edificación, pero ubicada en tres tipos diferentes de suelo. El objetivo era determinar qué sistema ofrece

mayores ventajas tanto estructurales como económicas. Para el sistema de muros de ductilidad limitada, se emplearon muros delgados de 10 cm de espesor; mientras que, para el sistema de albañilería confinada, se utilizaron muros de 15 cm. Los resultados mostraron que el sistema de muros de ductilidad limitada ofrece importantes ventajas estructurales, aunque resulta significativamente más costoso en comparación con la albañilería confinada. A pesar de esto, la diferencia de costos no es considerable, ya que se evaluó en la misma arquitectura y en una zona sísmica similar.

Warthon (2021) planteó como objetivo realizar un análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de albañilería confinada de cuatro pisos, ubicado en el distrito de Ciudad Nueva, Tacna. Este diseño se elaboró siguiendo las especificaciones de la Norma Técnica de Edificación (NTE) E.070 vigente, así como una propuesta de modificación de dicha norma, buscando garantizar la seguridad estructural del edificio. La metodología aplicada consistió en un estudio descriptivo que incluyó un análisis del terreno para determinar sus características. Los resultados indicaron la presencia de una arena limosa típica de la zona, con una capacidad admisible de 0.65 kg/cm^2 a una profundidad de 1.50 m. Además, se predimensionaron los componentes principales como losas, vigas, columnas y muros de albañilería, siguiendo los lineamientos establecidos en las normas E.020, E.030, E.050, E.060 y E.070. El análisis sísmico y los cálculos de cargas verticales se incorporaron en el diseño final. En cuanto a los resultados, se observó que la propuesta de modificación de la norma E.070 ofrece un diseño más conservador en aspectos como el peralte mínimo de las columnas, lo que incrementa la seguridad estructural. Se concluyó que la propuesta de modificación de la norma no solo permite un diseño más seguro, sino que también optimiza los materiales en ciertos elementos estructurales, generando ahorro en los costos de construcción. Estos hallazgos demuestran que la implementación de mejoras en la normativa vigente puede beneficiar significativamente la calidad y seguridad de las edificaciones de albañilería confinada en el Perú.

Bustamante (2021), en su investigación, planteó como objetivo desarrollar un análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de albañilería confinada, ubicada en la mencionada asociación en Tacna. La metodología empleada en este estudio incluye la recopilación de información sobre las características del terreno y las normativas vigentes, la realización de estudios de mecánica de suelos para determinar las propiedades geotécnicas del sitio, y el uso de software especializado para el modelado y análisis estructural de la edificación, asegurando el cumplimiento de las normas técnicas peruanas. Los resultados obtenidos muestran que, mediante un diseño estructural adecuado y la aplicación de las normativas

correspondientes, es posible garantizar la seguridad y estabilidad de la vivienda multifamiliar de albañilería confinada en la zona de estudio, considerando las particularidades sísmicas y geotécnicas de Tacna. En conclusión, el estudio demuestra la viabilidad de construir viviendas multifamiliares de albañilería confinada en zonas del distrito de Ciudad Nueva, siempre que se realicen análisis y diseños estructurales rigurosos que consideren las condiciones específicas del terreno y se apliquen las normativas técnicas establecidas.

2.1.3. Antecedentes locales

Ramos y Vicente (2020) tuvieron como objetivo el realizar un análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, teniendo en cuenta la normativa vigente E070 y también una propuesta de modificación en el distrito de Ciudad Nueva, en el departamento de Tacna. Esta investigación tuvo una metodología descriptiva. Tuvo como resultado el predimensionamiento de elementos estructurales, metrado de cargas y un análisis sísmico, llegando a la conclusión que, al aplicar las recomendaciones de la normativa peruana, se determinó un peralte mínimo para la columna, siendo así más conservador, es decir es, un mejor diseño; con respecto a los alfeizar, se recomienda usar la propuesta de norma también debido a que se utilizaría menos acero para las columnetas.

Rivera (2022), en su investigación, planteó como objetivo desarrollar el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano en el distrito de Ciudad Nueva, evaluando su desempeño sísmico y estructural según las normativas vigentes del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). El estudio busca garantizar que el edificio cumpla con los estándares de seguridad, funcionalidad y resistencia exigidos para edificaciones en zonas de alta sismicidad. Inicialmente, se definieron los criterios estructurales y funcionales del edificio, contemplando el diseño de elementos como vigas, columnas, muros de corte, losas aligeradas y la platea de cimentación. Posteriormente, se realizaron análisis estáticos y dinámicos utilizando software especializado para evaluar las deformaciones y las distorsiones entre pisos. Además, se consideraron las propiedades del terreno para diseñar la cimentación y asegurar un comportamiento estructural adecuado. Los resultados del análisis indican que las distorsiones máximas de entrepiso obtenidas en las direcciones X (0,0031) e Y (0,0043) están dentro de los límites permitidos por la norma E.030, que establece un máximo de 0.005. En conclusión, el edificio multifamiliar analizado presenta un desempeño estructural adecuado frente a cargas sísmicas, cumpliendo con los estándares establecidos por la normativa vigente. No obstante, las deficiencias identificadas en la platea de cimentación sugieren la necesidad de un análisis más detallado del terreno para garantizar la seguridad integral de la estructura. Este

estudio subraya la importancia de realizar un diseño estructural completo que considere tanto las condiciones del terreno como los requisitos de diseño sismo-resistente

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. Estudio de mecánica de suelos

Estudio de mecánica de suelos (EMS) consiste en un conjunto integrado de exploraciones e investigaciones de campo, ensayos de laboratorio y análisis de gabinete cuya finalidad es estudiar el comportamiento de los suelos y su respuesta a las sollicitaciones estáticas y dinámicas de una construcción. De igual manera, esta investigación es esencial, tanto en el proyecto estructural y en el soporte de las excavaciones como también en la fase de construcción del mismo. Si no se lleva a cabo de manera efectiva, el estudio de mecánica de suelos puede llevar al colapso de un edificio o una casa (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014).

En toda obra de arquitectura o ingeniería moderna, ya sean viviendas o edificios, es esencial y obligatoria la realización de un estudio de suelos. Este estudio, que debe ser realizado por un especialista reconocido y acreditado en mecánica de suelos, determina la resistencia del terreno sobre el que se construye la edificación y es fundamental para definir el tipo de cimentación adecuada. El Estudio de Suelos, o Estudio Geotécnico, es una parte integral de la mecánica de suelos (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014).

En el caso particular de las viviendas, especialmente en zonas de alta vulnerabilidad sísmica como muchas regiones del Perú, el EMS adquiere una importancia crítica. Las viviendas deben ser diseñadas considerando las características del terreno para garantizar su estabilidad y seguridad frente a las sollicitaciones dinámicas generadas por los sismos. La falta de un EMS adecuado no solo pone en riesgo la inversión económica del proyecto, sino también la vida de sus ocupantes. Además, en el diseño estructural de viviendas sostenibles, el EMS permite optimizar el uso de materiales, reducir costos innecesarios y prevenir problemas como asentamientos diferenciales, fallas en la cimentación o daños estructurales durante un evento sísmico (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014).

Por otro lado, en un contexto de construcción sostenible, el EMS también contribuye a elegir técnicas y materiales constructivos más adecuados al terreno, minimizando el impacto ambiental. La información obtenida en este estudio es crucial para tomar decisiones informadas en proyectos de vivienda, como la elección de cimentaciones superficiales, profundas o cimentaciones alternativas, lo que asegura una mayor durabilidad y desempeño de la estructura en el tiempo. En conclusión, el EMS no solo es un requisito técnico, sino una herramienta

indispensable para garantizar la seguridad, sostenibilidad y resiliencia de las viviendas modernas (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014).

2.2.2. *Propiedades del suelo*

El suelo es un sistema complejo compuesto por partículas inorgánicas y orgánicas, agua y aire en proporciones variables, lo que le otorga una serie de propiedades que son fundamentales para su comportamiento mecánico y su interacción con estructuras. Estas propiedades se clasifican en físicas, químicas y biológicas, y su comprensión es clave para el diseño de cimentaciones y estructuras en proyectos de ingeniería (Alfaro y Espinoza, 2021).

- **Propiedades físicas del suelo**

Textura del suelo: Determina la proporción relativa de partículas minerales de diferente tamaño (arena, limo y arcilla) presentes en el suelo, influyendo en su capacidad de carga y en la permeabilidad (Alfaro y Espinoza, 2021).

Estructura del suelo: Describe la forma en que las partículas del suelo se agrupan formando agregados, afectando directamente su resistencia al corte y su compresibilidad (Alfaro y Espinoza, 2021).

Densidad del suelo: Impacta en la capacidad del terreno para soportar cargas estructurales. Un suelo con alta densidad presenta mayor resistencia, mientras que una baja densidad puede implicar asentamientos diferenciales (Alfaro y Espinoza, 2021).

Porosidad: Indica el volumen de espacios vacíos en el suelo y afecta la capacidad de drenaje y retención de agua, factores esenciales en el diseño de cimentaciones (Alfaro y Espinoza, 2021).

Temperatura: Aunque más relevante en suelos superficiales para vegetación, puede influir en procesos de expansión y contracción térmica en suelos específicos (Alfaro y Espinoza, 2021).

Color: Asociado a la composición química y la humedad, puede ser indicativo de la presencia de minerales específicos o de condiciones de drenaje del suelo (Alfaro y Espinoza, 2021).

- Propiedades químicas del suelo:

Capacidad de intercambio catiónico (CIC): Representa la capacidad del suelo para retener y liberar nutrientes esenciales para las plantas, pero también tiene implicaciones en la estabilidad química del suelo bajo cargas estructurales (Alfaro y Espinoza, 2021).

pH: La acidez, neutralidad o alcalinidad del suelo puede influir en la estabilidad de ciertos materiales utilizados en cimentaciones, como concreto y acero. La modificación del pH puede ser relevante en la preparación del terreno para la construcción (Alfaro y Espinoza, 2021).

- Propiedades biológicas del suelo:

La presencia de microorganismos y macroorganismos (animales, bacterias, hongos) desempeña un papel en la composición y la estabilidad del suelo. Estos organismos pueden influir en la descomposición de materia orgánica y la generación de gases que afectan la compactación y las propiedades mecánicas del terreno (Puentes, 2020).

Existen dos sistemas de clasificación de suelos comúnmente utilizados para propósitos de ingeniería: 1) el Sistema Unificado de Clasificación del suelo (SUCS o USCS) Empleado en la mayoría de los trabajos de ingeniería geotécnica; 2) el sistema de clasificación AASHTO utilizado principalmente en la construcción de carreteras y terraplenes (Puentes, 2020)

Ambos sistemas se basan en los resultados del análisis granulométrico y en la determinación de los límites de Atterberg (Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad) para clasificar el suelo. (Puentes, 2020)

Las fracciones texturales del suelo incluyen grava, arena, limo y arcilla. A un suelo que contiene uno o más de estos componentes se le asigna un nombre descriptivo y una designación que consta de letras o combinaciones de letras y números. Estas designaciones dependen de las proporciones relativas de los componentes y de las características de plasticidad del suelo (Puentes, 2020).

2.2.3. Clasificación del suelo

- El sistema de clasificación USCS o SUCS

El Sistema Unificado de Clasificación del Suelo (USCS o SUCS) se basa en un sistema desarrollado por Casagrande durante la Segunda Guerra Mundial, que fue aprobado en 1952 con algunas modificaciones por varias agencias gubernamentales de EE.UU. y actualmente está estandarizado como la norma ASTM D 2487-93. Este sistema se usa en EE.UU. y en gran parte del mundo para trabajos geotécnicos distintos a la construcción de caminos y carreteras. Los

suelos en el sistema unificado se designan con un símbolo de dos letras: la primera indica el componente principal del suelo, y la segunda proporciona información sobre la curva granulométrica o las características de plasticidad. (Puentes, 2020)

- El sistema de clasificación AASHTO

El sistema de clasificación AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), designado como ASTM D-3282 y método AASHTO M145, es uno de los primeros sistemas de clasificación de suelos, desarrollado por Terzaghi y Hogentogler en 1928. Aunque ha pasado por varias revisiones, se utiliza principalmente para aplicaciones en carreteras, como la construcción de terraplenes, subrasantes, subbases y bases de carreteras. Es importante destacar que un suelo adecuado para subrasantes de carreteras puede no ser adecuado para otros usos. Este sistema se basa en la determinación de la distribución del tamaño de partículas, el límite líquido y el límite plástico, y la evaluación se realiza mediante un índice de grupo calculado a partir de una ecuación empírica (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014).

2.2.4. Resistencia del suelo

La resistencia al corte de los suelos es uno de los parámetros más importantes en el diseño de cimentaciones y estructuras, especialmente en zonas con alta actividad sísmica. Esta resistencia se define como la capacidad del suelo para soportar esfuerzos de corte sin experimentar una falla significativa o deformación excesiva. Es fundamental considerar la resistencia derivada del enclavamiento de partículas, la fricción entre los granos y la cohesión entre ellos, factores que garantizan la estabilidad estructural de edificaciones, incluyendo viviendas diseñadas en albañilería confinada o estructuras más complejas (Araca, 2020).

- Ensayo de corte directo NTP 339.171 (ASTM D3080)

Este ensayo permite evaluar la resistencia al corte del suelo bajo condiciones drenadas, replicando las condiciones que el terreno enfrentará bajo cargas estáticas o dinámicas. Es de suma relevancia en el diseño de cimentaciones de viviendas, ya que proporciona datos necesarios para calcular la capacidad portante del terreno y para definir la profundidad óptima de cimentación, reduciendo riesgos de asentamientos diferenciales o deslizamientos (Araca, 2020).

- Ensayo triaxial NTP 339.164 (ASTM D-2850)

El ensayo triaxial es ampliamente utilizado en proyectos de viviendas, especialmente en aquellas ubicadas en terrenos con variabilidad geotécnica significativa o expuestas a sismos. Al simular esfuerzos tridimensionales, permite obtener parámetros críticos como el ángulo de fricción y la cohesión del suelo, fundamentales para el diseño sísmico. Este ensayo proporciona una representación más realista del comportamiento del suelo bajo cargas complejas, como las inducidas por terremotos (Araca, 2020).

En el contexto del diseño estructural de viviendas, la resistencia al corte del suelo se traduce directamente en la capacidad del terreno para soportar las cargas transmitidas por las estructuras y resistir los esfuerzos dinámicos generados durante un sismo. Un suelo con baja resistencia al corte podría inducir fenómenos como licuación o desplazamientos laterales, comprometiendo la estabilidad de la vivienda y aumentando la vulnerabilidad de sus habitantes (Araca, 2020).

2.2.5. Módulo de albañilería

Albañilería confinada

El Reglamento Nacional de Edificaciones menciona que un edificio con este tipo de estructura está compuesto de muros de mampostería como elementos sísmicos (Rivero, 2017).

Configuración estructural

La configuración estructural se refiere a la disposición y localización de los elementos resistentes de una estructura, como columnas, muros, losas y núcleos de escalera, así como los elementos no estructurales, como la tabiquería. Según el RNE E.030 (2018), esta disposición es clave para garantizar la distribución uniforme de las cargas y minimizar los efectos de torsión o concentraciones de esfuerzo que podrían comprometer la estabilidad de la edificación.

Espinoza (2024) enfatiza que una buena configuración estructural no solo asegura una correcta distribución de cargas, sino que también hace a la edificación más tolerante a errores en el análisis, diseño o construcción. Las características fundamentales de una configuración estructural óptima incluyen.

- Simetría en planta: para evitar torsiones indeseadas.
- Continuidad de los elementos estructurales: para garantizar un flujo uniforme de cargas.

- Uniformidad en la distribución de masas: para evitar concentraciones de esfuerzos en puntos específicos.

Una configuración estructural adecuada también debe considerar las características geotécnicas del lugar, como las propiedades del suelo, que influyen directamente en la seguridad de las cimentaciones. En Tacna, conocida por su actividad sísmica, estas condiciones adquieren una relevancia crucial en el diseño estructural.

2.2.6. Análisis estructural

El análisis estructural es un proceso fundamental para garantizar la seguridad y el comportamiento adecuado de las edificaciones, especialmente aquellas construidas con albañilería confinada, que requieren una especial atención debido a su interacción entre muros de mampostería y elementos de concreto armado. El objetivo del análisis estructural es determinar los esfuerzos internos, deformaciones y tensiones que actúan sobre una estructura, utilizando para ello ecuaciones derivadas de la resistencia de materiales. Además, es crucial evaluar el comportamiento de la estructura bajo condiciones dinámicas, como las generadas por sismos, para asegurar su estabilidad frente a cargas sísmicas. (RNE E.030, 2018).

La albañilería confinada, al incorporar elementos de concreto armado, presenta una combinación entre la rigidez de los muros de mampostería y la ductilidad de las columnas y vigas de concreto, lo que permite una distribución adecuada de las cargas y mejora la capacidad de la estructura para soportar deformaciones sin perder su integridad. Según Araoz (2022), la resistencia al corte de la albañilería confinada se ve incrementada gracias al refuerzo que los elementos de concreto proporcionan, permitiendo una mayor capacidad de disipación de energía frente a movimientos sísmicos.

El análisis de estructuras de albañilería confinada requiere, entonces, el uso de métodos estáticos y dinámicos, que permitan evaluar tanto las solicitaciones estáticas (como el peso propio de la estructura) como las dinámicas (principalmente las fuerzas sísmicas). Estos análisis se deben llevar a cabo con base en las normas establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE E.030, 2018), que guían tanto el diseño como el análisis estructural en zonas sísmicas.

- **Análisis estático**

El análisis estático es un enfoque utilizado para determinar las fuerzas y momentos que actúan sobre una estructura bajo cargas estáticas. En el contexto de una edificación de albañilería confinada, las solicitaciones sísmicas se representan como un conjunto de fuerzas

aplicadas en los centros de gravedad de cada nivel del edificio. De acuerdo con el RNE E.030 (2018), estas fuerzas se deben distribuir a lo largo de la altura de la estructura. Esta distribución es clave para obtener un diseño adecuado que minimice los efectos de torsión y desbalance en la estructura.

Fuerza cortante en la base

Representa la fuerza total actuante sobre el edificio, que posteriormente debe distribuirse a lo largo de la altura del mismo. Este valor también se utiliza para determinar el valor mínimo de la cortante dinámica (RNE E.030, 2018).

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

Debe considerarse el valor mínimo de:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Distribución de la fuerza sísmica en altura

La fuerza cortante total aplicada se reparte a lo largo de la altura del edificio, asignando fuerzas a cada uno de los diafragmas. Estas fuerzas se determinan utilizando la siguiente fórmula::

$$F_i = \alpha i * V$$

$$\alpha i = \frac{P_i * (h_i)^k}{\sum P_i * (h_i)^k}$$

Donde:

n: número de pisos del edificio

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) ≤ 2.0

Periodo fundamental de vibracion

Para calcular el periodo fundamental en cada dirección, la norma (E.030, 2018) permite utilizar expresiones aproximadas o los resultados obtenidos de un análisis dinámico..

$$T = \frac{hn}{CT}$$

Donde:

hn = Es la altura total del edificio

CT = 35 Para edificios cuyos elementos resistentes sean únicamente pórticos

CT = 45 Para edificios cuyos elementos resistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras

CT = 60 Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada

- **Análisis dinámico modal espectral**

El análisis dinámico es crucial para evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras bajo las fuerzas generadas por un terremoto. En el caso de edificios construidos con albañilería confinada, este tipo de análisis es particularmente relevante, ya que las interacciones entre los muros de mampostería y los elementos de concreto armado pueden generar modos de vibración complejos

Modos de vibración

Para un edificio con diafragmas rígidos, el número de modos de vibración se considera como tres veces la cantidad de pisos.

Según E.030 (2018), se debe considerar al menos el 90 % de la masa total de la edificación en los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

Aceleración espectral

Con los parámetros sísmicos, se determinará el espectro de pseudoaceleración para cada dirección horizontal de análisis.

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Fuerza cortante mínima

La E.030 (2018) establece que la fuerza cortante en la base debe ser al menos el 80 % de la cortante estática para estructuras regulares, o el 90 % para estructuras irregulares.

Determinación de desplazamientos laterales

Según E.030 (2018), los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75R para estructuras regulares y por R para estructuras irregulares.

Los límites permisibles son:

Tabla 1

Límites de distorsión de entrepisos

LIMITES PARA DISTORSIÓN DE ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota. Elaboración propia en base al RNE E.030 (2018).

2.2.7. Diseño estructural

Según RNE E.030 (2018), el método de diseño empleado será el Diseño por Resistencia, que establece un margen de seguridad estructural utilizando dos enfoques: amplificando las cargas para aumentar la resistencia requerida y reduciendo la resistencia nominal mediante factores de reducción de resistencia ϕ . Este método implica que todas las secciones deben tener una resistencia de diseño (ajustada por factores de reducción de resistencia) que sea al menos igual a la resistencia requerida (ajustada por la amplificación de cargas).

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Requerida}$$

$$\phi M_n \geq M_u \text{ (Flexion)}$$

$$\phi V_n \geq V_u \text{ (Cortante)}$$

$$\phi P_n \geq P_u \text{ (Compresion)}$$

Factores de amplificaciones de cargas y combinaciones

$$\text{Comb1} = 1.4\text{CM} + 1.7 \text{CV}$$

$$\text{Comb2} = 1.25(\text{CM} + \text{CV}) \pm 1.0 \text{ SXX}$$

$$\text{Comb3} = 1.25(\text{CM} + \text{CV}) \pm 1.0 \text{ SYY}$$

$$\text{Comb4} = 0.9\text{CM} \pm 1.0 \text{ SXX}$$

$$\text{Comb5} = 0.9\text{CM} \pm 1.0 \text{ SYY}$$

Factores de reducción de resistencia.

Tabla 2

Factores de reducción de resistencia ACI

Asignación de parámetros	Factor de reducción (ϕ)
Flexión	0,90
Cortante	0,85
Flexo compresión y compresión con estribos	0,75
Aplastamiento	0,70

Nota. Elaboración propia en base a ACI 318-19.

a) Muros portantes

Los muros portantes son componentes esenciales que soportan tanto cargas verticales (peso propio, ocupantes, mobiliario) como cargas horizontales generadas por eventos sísmicos. Están contruidos con unidades de albañilería, como ladrillos sólidos, unidos mediante mortero, y son confinados por elementos de concreto armado en su perímetro. Este confinamiento mejora la capacidad de carga y la ductilidad del muro, permitiendo que la estructura absorba y disipe energía durante un sismo, reduciendo el riesgo de colapso (SENCICO, 2021).

b) Elementos de confinamiento

Los elementos de confinamiento incluyen columnas (elementos verticales) y vigas (elementos horizontales) de concreto armado que rodean los muros de albañilería. Su función principal es proporcionar ductilidad y resistencia adicional a los muros, mejorando el comportamiento sísmico de la estructura. Las columnas de confinamiento aumentan la capacidad de deformación del muro ante fuerzas laterales, mientras que las vigas soleras distribuyen uniformemente las cargas verticales y evitan la aparición de grietas, impidiendo que el muro oscile o vibre libremente durante un sismo (SENCICO, 2021).

c) **Diseño de Losas Aligerada**

Según la E.060, el diseño de losas debe considerar criterios de flexión y corte, determinando el refuerzo mínimo y máximo para garantizar su seguridad estructural y ductilidad.

Para el diseño por flexión, se debe verificar la resistencia a flexión de las losas aligeradas mediante el análisis de momentos máximos y mínimos. El acero mínimo (A_s) se calcula considerando: $A_{s,min}=0.0018 \cdot b \cdot h$

El diseño por corte debe incluir la verificación al esfuerzo cortante debe incluir la capacidad de los nervios aligerados, respetando la ecuación: $V_u \leq \phi \cdot V_n$

La longitud de desarrollo, según la E.060, debe anclarse mediante ganchos estándar o longitudes calculadas por la ecuación:

2.3. DEFINICIÓN DE TERMINOS BÁSICOS

2.3.1. *Vivienda multifamiliar*

Una vivienda multifamiliar es una edificación diseñada para albergar a múltiples familias en unidades residenciales independientes dentro de una misma estructura. Este tipo de construcción optimiza la utilización del suelo y es común en áreas urbanas densamente pobladas. El diseño y análisis estructural de estas edificaciones deben considerar factores como la distribución de cargas, la privacidad y la seguridad de los ocupantes. Según Calderón (2022), el análisis y diseño estructural de una vivienda multifamiliar de cinco pisos requiere una evaluación detallada de las cargas y la resistencia sísmica.

2.3.2. *Configuración estructural*

La configuración estructural es la disposición geométrica y la interrelación de los elementos que conforman una estructura. Una configuración adecuada asegura que la edificación pueda resistir cargas y fuerzas externas, como sismos o vientos, de manera eficiente. El análisis de la configuración estructural es crucial para identificar posibles debilidades y optimizar el diseño. Según el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, una adecuada configuración estructural es esencial para garantizar la seguridad sísmica de las edificaciones.

2.3.3. *Albañilería confinada*

La albañilería confinada es un sistema constructivo que combina muros de mampostería con elementos de concreto reforzado, como columnas y vigas, que los enmarcan. Este método mejora la resistencia sísmica de las edificaciones, ya que los elementos de confinamiento proporcionan ductilidad y capacidad de absorción de energía durante un sismo. Según Calderón

(2022), el análisis y diseño estructural de edificaciones de albañilería confinada es fundamental en zonas sísmicas.

2.3.4. *Análisis sísmico estático*

El análisis sísmico estático es una metodología que evalúa la respuesta de una estructura ante cargas sísmicas mediante la aplicación de fuerzas horizontales equivalentes. Este enfoque simplificado asume que la estructura responde de manera lineal y es útil para edificaciones de baja altura y geometría regular. Sin embargo, para estructuras más complejas, se recomienda un análisis dinámico. Según Calderón (2022), el análisis sísmico estático es una herramienta esencial en el diseño estructural de edificaciones.

2.3.5. *Análisis dinámico modal espectral*

El análisis dinámico modal espectral es una técnica avanzada que estudia la respuesta de una estructura ante excitaciones sísmicas considerando sus modos naturales de vibración. Este método utiliza espectros de respuesta para estimar las demandas sísmicas y es particularmente útil para edificaciones irregulares o de gran altura. Según Calderón (2022), este análisis proporciona una comprensión más precisa del comportamiento estructural bajo cargas sísmicas.

2.3.6. *Parámetros sísmicos*

Los parámetros sísmicos son variables que caracterizan la intensidad y las características de un sismo en una ubicación específica. Incluyen la aceleración máxima del suelo, la velocidad y el desplazamiento, así como la frecuencia y duración del movimiento. Estos parámetros son esenciales para el diseño sismorresistente, ya que permiten adaptar las estructuras a las condiciones sísmicas locales. Según el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, la consideración de parámetros sísmicos es fundamental en el diseño estructural.

2.3.7. *Diseño estructural*

El diseño estructural es el proceso de concebir y planificar la forma y los componentes de una estructura para que soporte las cargas previstas de manera segura y eficiente. Implica la selección de materiales, la determinación de dimensiones y la configuración de elementos como vigas, columnas y cimentaciones. Un diseño estructural adecuado garantiza la estabilidad, funcionalidad y durabilidad de la edificación. Según Calderón (2022), el diseño estructural de una vivienda multifamiliar de cinco pisos requiere una evaluación detallada de las cargas y la resistencia sísmica.

2.3.8. *Estructuración*

Según Calderón (2022), la estructuración en ingeniería civil se refiere al proceso de organizar y disponer los elementos que conforman una edificación para garantizar su

estabilidad, resistencia y funcionalidad. En este contexto, los diafragmas rígidos, que incluyen losas, cimentación y muros, actúan como elementos interconectados para distribuir de manera eficiente las fuerzas sísmicas, considerando su rigidez y las discontinuidades de la estructura. Los muros portantes son esenciales para soportar las cargas gravitacionales y laterales, siendo dimensionados adecuadamente desde la cimentación. Además, los arriostres, que son muros portantes o no portantes confinados por vigas y comunas, deben cumplir con ciertos parámetros para asegurar la estabilidad y resistencia de la edificación, especialmente frente a esfuerzos sísmicos. Todos estos elementos deben ser diseñados en función de las propiedades del suelo y las condiciones específicas del lugar de construcción.

2.3.9. *Propiedades del suelo*

Según Ramírez (2020), las propiedades del suelo son características fundamentales que determinan su comportamiento mecánico, especialmente en el análisis sísmico de edificaciones. Estas propiedades incluyen la composición, la textura, la densidad, el contenido de humedad y la plasticidad del suelo, lo que influye directamente en la capacidad de carga y la estabilidad estructural. Los suelos arcillosos, por ejemplo, pueden variar considerablemente su comportamiento dependiendo de su contenido de agua, pasando de ser duros y compactos en estado seco a volverse plásticos cuando se humedecen. Además, la estabilización de suelos es crucial, ya que una carga crítica puede inducir deformaciones irreversibles que afecten la resistencia y estabilidad. En el análisis sísmico, es esencial conocer el contenido de humedad, la porosidad y la relación de vacíos, ya que estos factores influyen en la capacidad portante y en cómo el suelo puede comportarse bajo las fuerzas sísmicas, lo que a su vez impacta el diseño y la seguridad estructural.

2.3.10. *Zonificación*

Según la Norma E 030, a cada zona, se le da un factor de acuerdo al lugar donde se encuentra, esto se basa en la sismicidad a lo largo del territorio peruano, los datos que se asignan a cada región son derivados del análisis sísmico durante el tiempo que se comenzaron a registrar los sismos, donde la norma nos especifica en la parte de anexos el valor que le corresponde.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. HIPÓTESIS

3.1.1. Hipótesis principal

El diseño del módulo de albañilería cumple los parámetros de sismicidad para las viviendas que se ubican en la Asociación de Vivienda 26 de Enero.

3.1.2. Hipótesis secundarias

- Las características del suelo de las viviendas ubicadas en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna, cumplen con las condiciones mínimas para soportar una estructura de albañilería confinada.
- Existe una configuración estructural y estructuración conservadora para el módulo de albañilería en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna.
- El análisis estático y dinámico modal espectral cumplirá con los límites para la distorsión del entrepiso del módulo de albañilería ubicada en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna.
- El diseño estructural del módulo de albañilería basado en los parámetros sísmicos de la zona proporcionará un diseño sismorresistente para las viviendas ubicadas en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna.

3.2. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

En el anexo A, se presenta la operacionalización de las variables, los cuales permitieron medir las variables en la investigación. También se describen a continuación:

3.2.1. Variable independiente

Parámetros sísmicos

Como variable independiente, se tuvo a los parámetros sísmicos de la zona de estudio. Según Castillo (2021), los parámetros sísmicos permitirán definir el comportamiento de una edificación. Las dimensiones de la variable fueron los parámetros generales de ubicación y de la estructura, el análisis sísmico y comportamiento sísmico.

3.2.2. Variable dependiente

Módulo de albañilería

La variable dependiente de la investigación es el módulo de albañilería que estuvo de acuerdo a los parámetros sísmicos, ya que el diseño sismorresistente de una estructura fue considerando los parámetros sísmicos establecidos por la norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente (Leveau, 2017).

3.3. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La investigación de tipo aplicada se define por un énfasis en hacer cosas y resolver problemas de una manera práctica, utilizando métodos y procedimientos científicos para recopilar y analizar datos para desarrollar soluciones, bienes o servicios que puedan aplicarse en circunstancias reales (Castro et al., 2023). Esta investigación es de tipo aplicado, ya que su objetivo es solucionar un problema práctico.

El enfoque cuantitativo se define por la recopilación y evaluación de datos estadísticos y numéricos para comprender lo que ocurre en la sociedad, el medio ambiente y más allá (Acosta, 2023). La presente investigación tiene un enfoque cuantitativo, ya que se pretende sustentar los resultados para demostrar la hipótesis en base a análisis de datos numéricos. Asimismo, el nivel de la investigación será de carácter descriptivo, ya que lo que realizará es analizar los resultados que se obtendrán mediante un análisis previo (Valderrama, 2013).

3.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

El diseño será no experimental, la cual se caracteriza por la observación y recolección de datos sin la manipulación de variables (Guevara et al., 2020). En este caso, también será de corte transversal, debido a que la investigación se está realizando en un momento determinado (Valderrama, 2013)

3.5. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.5.1. Población

La población en estudio engloba todos los elementos, individuos, unidades o casos que están siendo investigados y sobre los cuales se pretende obtener conclusiones o inferencias (Pantoja et al., 2022).

La población en estudio serán las viviendas construidas en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna.

3.5.2. Muestra

Con lo referente a la muestra es un conjunto tomado de una población mayor con el fin de ser estudiado en una investigación (Pantoja et al., 2022). Aquí el procedimiento no es mecánico ni con base en fórmulas de probabilidad, sino que depende del proceso de toma de decisiones de un investigador o de un grupo de investigadores y, desde luego, las muestras seleccionadas obedecen a otros criterios de investigación.

La muestra fue un lote destinado para una construcción de una vivienda medianera de carácter multifamiliar, la cual formará parte de la Asociación de Vivienda 26 de Enero.

3.6. PROCEDIMIENTOS Y ANALISIS DE DATOS

Para la obtención de los parámetros sísmicos de la zona de estudio se emplearon estudios de mecánica de suelos (EMS) presentes en el terreno donde se desarrollaría el proyecto. Se obtuvieron dos estudios realizados en la zona, los cuales fueron los siguientes: “*Estudio de Mecánica de Suelos para el Mejoramiento de los Servicios de Transitabilidad Vehicular y Peatonal en la calle Intiorko Tramo Av. Los Precursores – Av. 01 en el distrito de Ciudad Nueva – provincia de Tacna, departamento de Tacna*” y *Estudio de mecánica de suelos para la creación de los servicios policiales de la comisaría PNP tipo C, en el cono norte del distrito de Ciudad Nueva, distrito de Ciudad Nueva - Tacna - Tacna*, donde se obtuvieron muestras representativas a través de una exploración directa y se sometieron a diversos ensayos en laboratorio. Entre los ensayos realizados se incluyó la granulometría, que permitió determinar la distribución del tamaño de las partículas del suelo, ayudando a comprender sus propiedades físicas. Además, se aplicaron los sistemas de clasificación SUCS y AASHTO para identificar el tipo de suelo, clasificarlo y evaluar su idoneidad para soportar las estructuras. También se llevaron a cabo ensayos de corte directo y compresión triaxial para conocer las propiedades mecánicas del suelo, como su resistencia al esfuerzo cortante. Con los datos característicos del lugar de estudio, se establecieron los parámetros sísmicos.

En cuanto a la configuración estructural y la estructuración, se partió de los planos arquitectónicos y la topografía del terreno para diseñar una disposición inicial de los elementos estructurales que cumpliera con los criterios de funcionalidad, seguridad y economía. Esta configuración incluyó la disposición de losas, vigas, columnas, placas, muros de albañilería, escalera y la cimentación, buscando una distribución equilibrada de las cargas.

Para el predimensionamiento estructural, se realizó un metrado de las cargas que actuarían sobre la estructura. Se consideraron las cargas verticales, sumando el peso propio de los elementos (CM) más las cargas vivas (CV), con una combinación de 100 % CM + 100 % CV. Para las cargas laterales, se incluyeron las solicitaciones sísmicas, siguiendo la norma E.030, con una combinación de 100 % CM + 25 % CV para la categoría C. A partir de este metrado, se desarrollaron dos modelos estructurales: uno para analizar el comportamiento de la estructura frente a las cargas verticales y otro para evaluar la respuesta de la estructura a las cargas sísmicas.

El análisis estructural se enfocó en dos aspectos clave. Para las cargas verticales, se verificó la capacidad portante del suelo y el asentamiento del terreno, asegurando que se encontrara dentro de los límites permisibles. En cuanto a las cargas laterales, se analizaron las

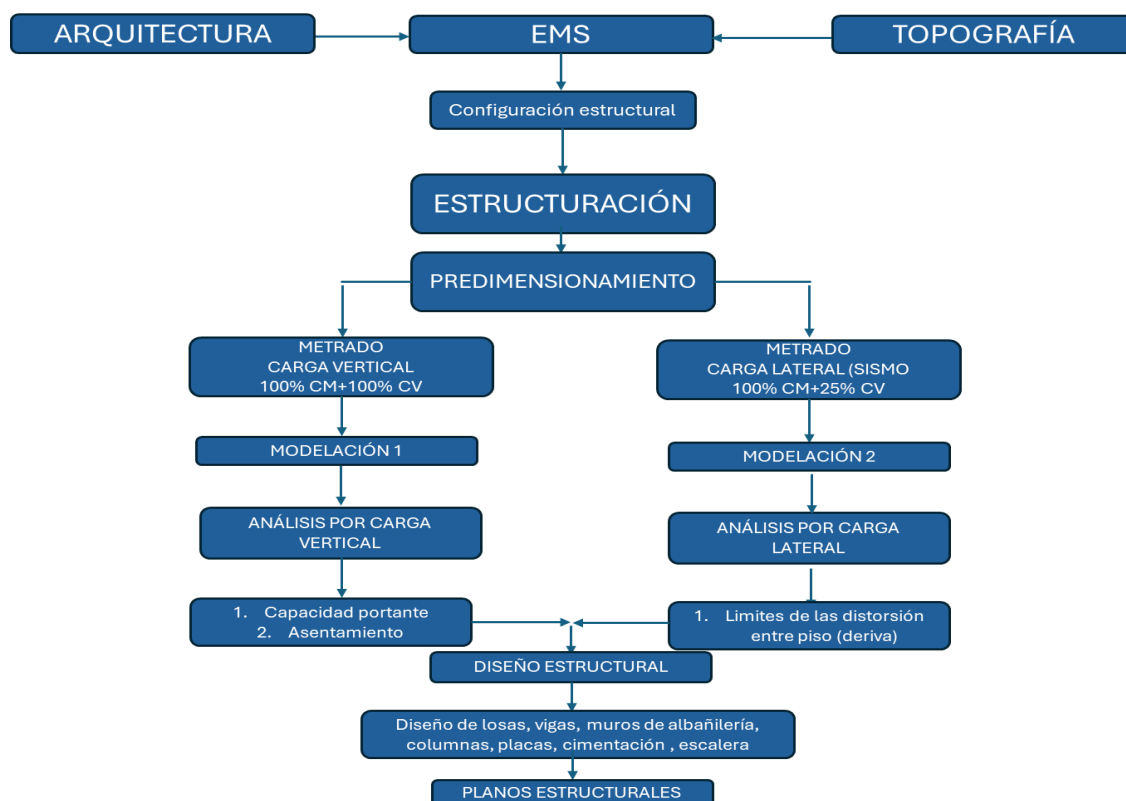
distorsiones entrepisos (deriva) en ambas direcciones principales del edificio, comprobando que estas distorsiones cumplieran con los límites establecidos por la norma E.030, para garantizar la seguridad sísmica.

Con base en los resultados del análisis, se procedió al diseño detallado de los elementos estructurales. Esto incluyó losas aligeradas, vigas principales y secundarias, columnas de concreto armado y muros de albañilería confinada, además de las placas y la cimentación, optando por una platea de cimentación debido a las condiciones del terreno. También se diseñaron las escaleras, cumpliendo con los requisitos de funcionalidad y seguridad.

Finalmente, se elaboraron los planos estructurales, incluyendo los detalles constructivos de cada uno de los elementos diseñados, las especificaciones técnicas y las recomendaciones esenciales según los estándares establecidos normativamente.

Figura 1

Esquema gráfico de procedimiento para el desarrollo



Nota. Elaboración propia

3.7. MÉTODO DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.7.1. *Técnicas e instrumentos de recolección de datos* Estudios de mecánica de suelos

Se requirió emplear un laboratorio; para lo cual, se emplearon los estudios de mecánica de suelos existentes en la zona de estudio, los cuales se encuentran en expedientes técnicos de obra de proyectos realizados en la cercanía y se considerará los parámetros sísmicos en la zona donde los estudios hayan generado valores desfavorables.

Etabs

Es un software de análisis estructural por la empresa CSI (Computers and Structures), que permite analizar y diseñar distintas estructuras.

Algunas ventajas son las siguientes:

- ✓ Presenta variedad de espectros de respuesta y dentro de ellas la norma peruana E.030 en su última modificatoria.
- ✓ El software es ampliamente utilizado por los ingenieros civiles especializados en estructuras.
- ✓ Permite realizar verificaciones de los elementos estructurales.

Algunas desventajas son las siguientes:

- ✓ No permite el detallado del acero de refuerzo en planos.
- ✓ No tiene alguna actualización que considere la metodología BIM.
- ✓ Al considerar el análisis y diseño de losas aligeradas genera una sobrecarga en el software y dificulta la interfaz.

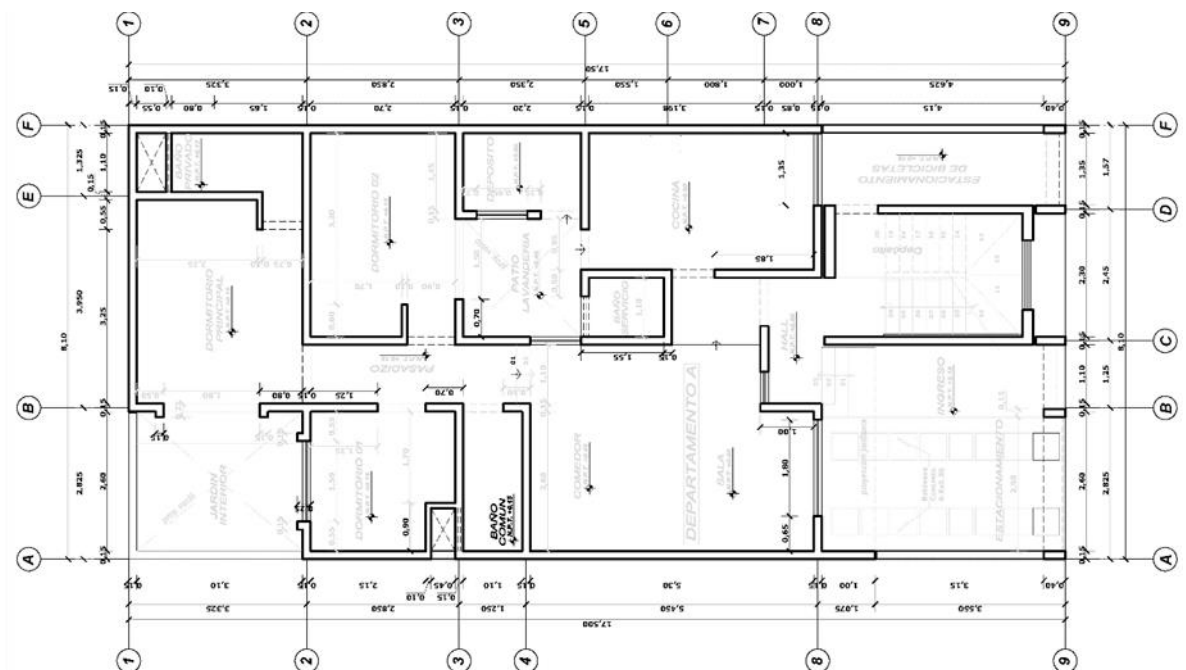
CAPÍTULO IV RESULTADOS

4.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El edificio en cuestión está destinado a departamentos y cuenta con acceso a sus 4 niveles mediante una escalera exterior. Cada nivel tiene una planta típica con una altura de entrepiso de 3,00 m, un área total de 110,00 m² por piso y un perímetro de 50,00 m. La distribución de los departamentos se presenta en la figura siguiente:

Figura 2

Distribución en planta



Nota. Elaboración propia

4.1.1. Materiales empleados

Las características de los materiales empleados en el diseño y modelado del presente proyecto son:

Tabla 3*Características de materiales empleados*

Material	Característica	Valor
Concreto	Resistencia a la compresión	210 kg/cm ²
	Módulo de Poisson	0,15
	Módulos de elasticidad	217 370,6512
	Peso específico	2400 kg/m ³
Acero	Esfuerzo de fluencia	4200
	Módulo de elasticidad	2x10 ⁶ kg/cm ²
Ladrillos	Clase	IV
	Espesor efectivo	0,13 m

Nota. Elaboración propia

4.1.2. Normas aplicadas

Para el análisis y diseño de cada elemento estructural, se han aplicado los criterios de diseño establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

El reglamento fue desarrollado por un equipo de profesionales altamente calificados provenientes de diversos organismos a nivel nacional. Este reglamento se actualiza periódicamente; a través de reuniones se discuten y acuerdan modificaciones para corregir y mejorar la norma según la experiencia obtenida de desastres y para asegurar que el formato sea claro en comparación con la versión anterior.

- Entre las normas a utilizar se encuentran las siguientes:
- E.020 Cargas
- E.030 Diseño Sismorresistente
- E.050 Suelos y cimentaciones
- E.060 Concreto Armado
- E.070 Albañilería

4.1.3. Características del suelo

Para definir las características del suelo y los parámetros sísmicos de la zona de estudio, se consideraron dos expedientes técnicos de obra cercanos a la asociación de vivienda 26 de enero, los cuales fueron el “*Estudio de mecánica de suelos para el mejoramiento de los servicios de transitabilidad vehicular y peatonal en la calle Intiorko tramo Av. Los Precursores – Av. 01 en el distrito de Ciudad Nueva – provincia de Tacna, departamento de Tacna*” y

“Estudio de mecánica de suelos para la creación de los servicios policiales de la comisaria PNP tipo C, en el cono norte del distrito de Ciudad Nueva, distrito de Ciudad Nueva - Tacna - Tacna”. De estos, se consideró el segundo estudio debido a que los valores serian conservadores y cercanos a los existentes en el distrito de Ciudad Nueva, además de que el estudio es de una edificación.

Ensayo de granulometría.

Se realiza para identificar la distribución de las partículas del suelo que será empleado en el diseño de los adobes.

Tabla 4
Análisis granulométrico C1

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO						
MTC E-204-2000						
Muestra	CALICATA-01					
Ubicación						
Fecha						
(a) Peso Muestra Húmeda						gr
(b) Peso Muestra Seca		448.95				gr
Humedad(a-b) /bx100 (%)						%
Tamices ASTM	Abertura en mm	Peso retenido gr	% Retenido parcial	% Retenido acumulado	% que pasa	Especificaciones
3"	75,000					
2"	50,000					
1 1/2"	37,500					
1 "	25,000					
3/4"	19,000					
1/2"	12,500					
3/8"	9,500					
1/4"	6,250				100,0	
N°4	4,750	8,68	1,93	1,9	98,1	
N° 8	2,360	18,54	4,13	6,1	93,9	
N° 10	2,000	6,78	1,51	7,6	92,4	
N° 20	0,840	21,56	4,80	12,4	87,6	
N° 30	0,600	33,15	7,38	19,8	80,2	
N°40	0,425	38,98	8,68	28,4	71,6	
N°50	0,300	35,46	7,90	36,3	63,7	
N°100	0,150	152,48	33,96	70,3	29,7	
N°200	0,075	40,58	9,04	79,3	20,66	
Fondo		92,74	20,66	100,0	0,0	

Gráfico de análisis granulométrico que muestra el porcentaje de suelo que pasa a través de diferentes tamices ASTM. El eje horizontal representa el tamaño de partícula en milímetros (logarítmico) y el eje vertical el porcentaje de suelo que pasa. La curva muestra un suelo predominantemente fino.

Límites de consistencia
MTC E 111

Límite líquido 20.20

Límite plástico NP

Ind. NP

plasticidad

Clasificación de suelos

Pasa N°4 98,1

Pasa N°10 92,4

Pasa N°40 71,6

Pasa N°200 20,7

D10 ---

D30 ---

D60 0,180

SUCS SM

AASHTO A-3

Nota. Tomado de *Creación de los servicios policiales de la comisaria PNP tipo c, en el cono norte del distrito de Ciudad Nueva, distrito de Ciudad Nueva - Tacna – Tacna.*

En la tabla 4, el análisis granulométrico muestra que el suelo tiene una distribución dominada por partículas finas, con un 98,1 % pasando por el tamiz N° 4 y un 20,7 % pasando por el tamiz N° 200. Además, el suelo no presenta plasticidad (NP), con un límite líquido de 20,20 %, indicando que es un material no plástico. Según AASHTO, con un D60 de 0,180 mm, el suelo se clasifica como un material arenoso o gravoso con un porcentaje significativo de finos.

Humedad natural.

El contenido de humedad o humedad natural en una muestra de suelo se define como la proporción entre el peso del agua presente en la muestra y el peso de la muestra después de haber sido secada en horno.

Tabla 5

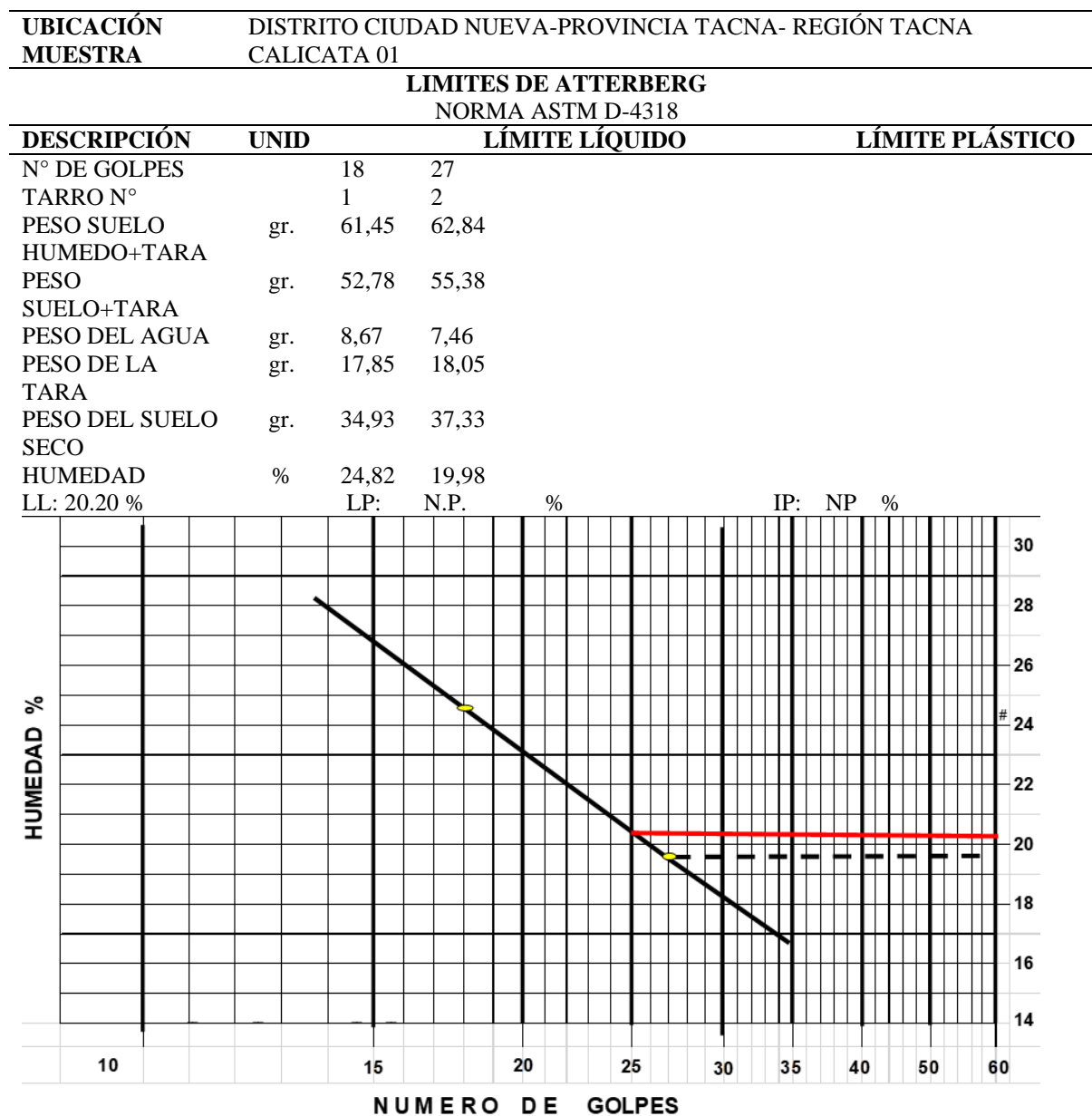
Humedad natural

Calicata	<i>Humedad del suelo propio</i>
C – 01	4,89
C – 02	4,70
C – 03	5,08

Nota. Tomado de *Creación de los servicios policiales de la comisaria PNP tipo c, en el cono norte del distrito de ciudad nueva, distrito de Ciudad Nueva - Tacna – Tacna.*

Límites de consistencia.

El ensayo de límites de consistencia, incluyendo el límite líquido y el límite plástico, es fundamental para verificar las propiedades cohesivas del suelo y su capacidad para retener humedad.

Tabla 6*Límites de atterberg***OBSERVACIONES**

N.P. = No Plástico o Plasticidad Nula

Nota. Tomado de *Creación de los servicios policiales de la comisaria PNP tipo c, en el cono norte del distrito de ciudad nueva, distrito de Ciudad Nueva - Tacna – Tacna.*

La tabla 6 muestra los datos de un ensayo de límites de consistencia, donde se ha determinado el límite líquido (LL) y se ha confirmado que el suelo no tiene límite plástico (NP). El límite líquido obtenido es de 20,20 %, lo que indica que el suelo comienza a comportarse como un líquido a este contenido de humedad. Dado que el límite plástico es no plástico, el suelo tiene una baja plasticidad

Densidad mínima.

La densidad mínima del suelo se obtuvo bajo un método específico que implica el depósito del suelo sin compactación. Estos resultados son fundamentales para el diseño de estructuras en suelos granulares, ya que proporcionan un valor de referencia para evaluar el grado de compactación necesario para garantizar la estabilidad del terreno.

Tabla 7

Densidad mínima

DENSIDAD MÍNIMA		
MUESTRA	CALICATA-01	
UBICACIÓN	ASOS. 28 DE AGOSTO- CIUDAD NUEVA- TACNA	
DATOS DEL MOLDE 6 "		
Volumen:	Volumen:	2115,7
Diámetro	Diámetro	15,210
Altura	Altura	11,644
	6	6
Peso de la muestra+molde	8875,45	8868,89
Peso del molde	6190	6190
Peso de la muestra	2685,45	2678,89
Volumen de la muestra	2115,7	2115,7
Densidad mínima	1,269	1,266
Densidad mínima promedio	1,268	

Nota. Tomado de *Creación de los servicios policiales de la comisaria PNP tipo c, en el cono norte del distrito de Ciudad Nueva, distrito de Ciudad Nueva - Tacna – Tacna.*

La densidad mínima seca de 1,268 g/cm³ indica el peso unitario más bajo que el suelo puede alcanzar cuando se encuentra en su estado más suelto, es decir, sin compactación.

El ensayo de corte directo (ASTM D3080).

El ensayo de corte directo (ASTM D3080) (NTP 339.133) es un procedimiento de laboratorio utilizado para determinar la resistencia al corte de suelos en condiciones controladas, simulando el comportamiento de un suelo bajo condiciones de esfuerzo cortante.

Tabla 8

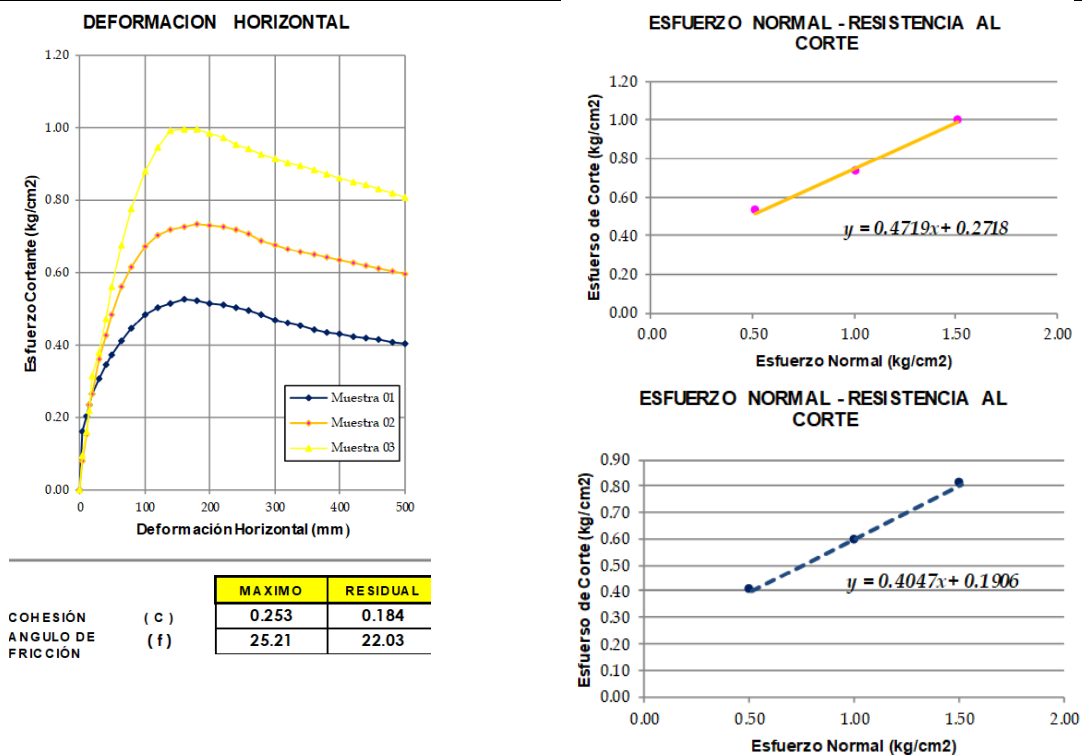
Ensayo de corte directo

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM -D3080)

UBICACIÓN:

FECHA

CALICATA

GRÁFICO DE CORTE DIRECTO

Nota. Tomado de *Mejoramiento de los servicios de transitabilidad vehicular y peatonal en la calle Intiorko tramo Av. Los precursores – Av. 01 en el distrito de Ciudad Nueva – provincia de Tacna, departamento de Tacna.*

De acuerdo a la tabla 8, la cohesión máxima es $0,253 \text{ kg/cm}^2$, indica la máxima resistencia al corte del suelo en condiciones iniciales. Luego la cohesión residual es $0,184 \text{ kg/cm}^2$, que representa la resistencia al corte del suelo después de que se han reorientado las partículas debido al corte.

Ángulo de fricción máximo es $25,21^\circ$ y residual es $22,03^\circ$. Corresponde al ángulo de fricción en condiciones iniciales y condiciones finales respectivamente.

Al comparar la cohesión máxima y residual, se observa una disminución en la resistencia del suelo después de la aplicación del esfuerzo de corte. Esto indica que el suelo puede sufrir una cierta degradación de sus propiedades mecánicas.

Capacidad portante.

La capacidad portante se refiere a la máxima carga que el suelo puede mantener sin fallar. Esto significa que es la resistencia que ofrece el terreno para evitar que una estructura se hunda o se deforme.

La fórmula general para calcular la capacidad portante última (Q_{ult}) de una cimentación superficial según el método de Terzaghi y Meyerhof, que considera la contribución de diferentes componentes de resistencia del suelo:

$$Q(ult.) = Sc \cdot c \cdot Nc + Sq \cdot q \cdot Nq + 1/2 \cdot Sg \cdot B \cdot Pe \cdot Ng$$

Donde:

- Q_{ult} : Capacidad portante última de la cimentación
- Sc, Sq, Sg : Factores de forma para cohesión, sobrecarga, y peso unitario del suelo, respectivamente.
- c : Cohesión del suelo
- q : Esfuerzo efectivo vertical en la base de la cimentación o carga de sobrecarga.
- B : Ancho de la cimentación
- Pe : Peso unitario del suelo
- Nc, Nq, Ng : Factores de capacidad portante que dependen del ángulo de fricción interna del suelo.

Tabla 9*Capacidad portante para cimentación corrida*

CIMENTACIÓN CORRIDA							
UBICACIÓN ASOC. 28 DE AGOSTO- CIUDAD NUEVA - TACNA							
MUESTRA SUELO DE FUNDACIÓN CALICATA 1							
$Q(ult.) = Sc . c . Nc + Sq . q . Nq + 1/2 . Sg . B . Pe . Ng$							
Df(m)	B(m)	Qult. (Tn/m ²)	Qadm. (Kg/cm ²)	S(cm) rígida	Asentamiento método elástico		
					S(cm) centro	S(cm) esquina	S(cm) medio
0,60	0,40	9,78	0,33	0,070	0,090	0,045	0,076
0,60	0,50	10,14	0,34	0,091	0,116	0,058	0,099
0,60	0,60	1051	0,35	0,113	0,144	0,073	0,123
0,80	0,40	11,29	0,38	0,081	0,103	0,052	0,088
0,80	0,50	11,65	0,39	0,105	0,133	0,067	0,113
0,80	0,60	12,01	0,40	0,129	0,165	0,083	0,140
1,00	0,40	12,79	0,43	0,092	0,117	0,059	0,099
1,00	0,50	13,15	0,44	0,118	0,151	0,076	0,128
1,00	0,60	13,51	0,45	0,146	0,185	0,093	0,158
1,20	0,40	14,29	0,48	0,103	0,227	0,114	0,193
1,20	0,50	14,66	0,49	0,132	0,158	0,080	0,135
1,20	0,60	15,02	0,50	0,162	0,202	0,102	0,172
1,40	0,40	15,80	0,53	0,113	0,248	0,125	0,210
1,40	0,50	16,16	0,54	0,145	0,172	0,087	0,146
1,40	0,60	16,52	0,55	0,178	0,219	0,110	0,186
1,60	0,40	17,30	0,58	0,124	0,268	0,135	0,228
1,60	0,50	17,66	0,59	0,159	0,186	0,094	0,158
1,60	0,60	18,02	0,60	0,194	0,237	0,119	0,201
1,80	0,40	18,81	0,63	0,135	0,172	0,125	0,146
1,80	0,50	19,17	0,64	0,172	0,219	0,110	0,186
1,80	0,60	19,53	0,65	0,210	0,268	0,135	0,228
2,00	0,40	20,31	0,68	0,146	0,186	0,094	0,158
2,00	0,50	20,67	0,69	0,186	0,237	0,119	0,201
2,00	0,60	21,03	0,70	0,227	0,289	0,145	0,245
2,20	0,40	21,81	0,73	0,157	0,200	0,101	0,170
2,20	0,50	22,17	0,74	0,199	0,254	0,128	0,216
2,20	0,60	22,54	0,75	0,243	0,309	0,156	0,263
2,40	0,40	23,32	0,78	0,167	0,213	0,107	0,181
2,40	0,50	23,68	0,79	0,213	0,271	0,136	0,230
2,40	0,60	24,04	0,80	0,259	0,330	0,166	0,281
2,60	0,40	24,82	0,83	0,178	0,227	0,114	0,193
2,60	0,50	25,18	0,84	0,226	0,288	0,145	0,245
2,60	0,60	25,54	0,85	0,275	0,351	0,177	0,298
2,80	0,40	26,32	0,88	0,189	0,241	0,121	0,205
2,80	0,50	26,69	0,89	0,240	0,305	0,154	0,259
2,80	0,60	27,05	0,90	0,291	0,371	0,187	0,316
3,00	0,40	27,83	0,93	0,200	0,255	0,128	0,216
3,00	0,50	28,19	0,94	0,253	0,323	0,162	0,274
3,00	0,60	28,55	0,95	0,308	0,392	0,197	0,333

Nota. Tomado de “Creación de los servicios policiales de la comisaria PNP tipo c, en el cono norte del distrito de Ciudad Nueva, distrito de Ciudad Nueva - Tacna – Tacna”

Otra fórmula general para calcular la capacidad portante última (Q_{ult}) de una cimentación superficial:

$$Q(ult.) = 1.3 Sc . c . Nc + Sq . q . Nq + 0.4 Sg . B . Pe . Ng$$

Figura 3
Capacidad portante para cimentación cuadrada

CIMENTACION CUADRADA							
UBICACIÓN : ASOC. 28 DE AGOSTO - CIUDAD NUEVA - TACNA							
MUESTRA : SUELO DE FUNDACION CALICATA I							
$Q(ult.) = 1.35c . c . Nc + 5q . q . Nq + 0.45g . B . Pe . Ng$							
Df (m)	B (m)	Quil.(Tn/m2)	Qadm.(Kg/cm2)	Asentamiento metodo elastico			
				S(cm) Rigida	S(cm) Centro	S(cm) Esquina	S(cm) Medio
1.00	1.00	15.38	0.51	0.189	0.258	0.129	0.219
1.00	1.50	16.83	0.56	0.310	0.423	0.211	0.359
1.00	2.00	18.28	0.61	0.448	0.612	0.306	0.519
1.00	2.50	19.72	0.66	0.605	0.826	0.413	0.701
1.00	3.00	21.17	0.71	0.779	1.064	0.532	0.902
1.50	1.00	19.14	0.64	0.235	0.321	0.160	0.272
1.50	1.50	20.59	0.69	0.379	0.517	0.259	0.439
1.50	2.00	22.04	0.73	0.541	0.738	0.369	0.626
1.50	2.50	23.48	0.78	0.720	0.984	0.492	0.834
1.50	3.00	24.93	0.83	0.917	1.253	0.626	1.063
2.00	1.00	22.90	0.76	0.281	0.384	0.192	0.325
2.00	1.50	24.35	0.81	0.448	0.612	0.306	0.519
3.00	2.00	33.31	1.11	0.817	1.116	0.558	0.947
3.00	2.50	34.76	1.16	1.066	1.456	0.728	1.235
3.00	3.00	36.21	1.21	1.332	1.820	0.910	1.544

Nota. Tomado de *Creación de los servicios policiales de la comisaria PNP tipo c, en el cono norte del distrito de Ciudad Nueva, distrito de Ciudad Nueva - Tacna – Tacna*

Los resultados indican que la capacidad portante crece con el aumento en la profundidad de la cimentación (Df) y el ancho de la misma (B). Esto es esperado, ya que, a mayor profundidad, el suelo subyacente es más resistente y a mayor ancho, se distribuyen las cargas en una mayor área.

Los valores de asentamiento calculados mediante el método elástico muestran que los asentamientos son generalmente bajos y se concentran en las esquinas de la cimentación.

Para reducir la profundidad de la base de la cimentación, se sugiere la utilización de platea de cimentación por lo siguiente:

Ventajas de utilizar una platea de cimentación:

- Distribución uniforme de las cargas: Es ideal en suelos con baja capacidad portante, ya que la carga de la estructura se reparte sobre una gran superficie, reduciendo la presión sobre el suelo.
- Reducción de asentamientos diferenciales: Debido a la gran área de contacto con el suelo, los asentamientos diferenciales son menores en comparación con otros tipos de cimentación.
- Versatilidad: Se puede utilizar para diferentes tipos de estructuras, desde edificios de varias plantas hasta estructuras más ligeras.
- Función estructural: Además de servir como cimentación, la platea puede actuar como el piso de la planta baja, lo que simplifica la construcción.

4.2. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR.

La configuración de la vivienda multifamiliar en la Asociación 26 de Enero se ha desarrollado con un enfoque centrado en dos factores esenciales: la seguridad estructural y la optimización de costos. Dada la importancia de garantizar una estructura que no solo sea resistente frente a eventos sísmicos, sino que también permita una construcción económicamente viable, se ha optado por emplear el sistema de albañilería confinada. Este sistema es ampliamente reconocido y utilizado en proyectos de viviendas multifamiliares en el Perú, debido a su equilibrio entre resistencia estructural y eficiencia económica.

El sistema de albañilería confinada se caracteriza por la construcción de muros de albañilería reforzados con elementos de concreto armado, como columnas y vigas de confinamiento, que proporcionan la rigidez y la capacidad de carga necesarias para soportar tanto las cargas estáticas como las dinámicas, especialmente en zonas sísmicas. Este método es particularmente adecuado para edificaciones de mediana altura, como las viviendas multifamiliares, donde la estabilidad y la durabilidad son cruciales.

Además, este tipo de sistema constructivo se diseña en cumplimiento con la Norma Técnica E.070 del Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, que establece los requisitos mínimos para garantizar la seguridad estructural de edificaciones en zonas sísmicamente activas. La Norma E.070 proporciona directrices claras sobre los materiales, el diseño y la construcción de los elementos estructurales, asegurando que la edificación no solo cumpla con los estándares de seguridad, sino que también sea costo-efectiva, minimizando así el impacto financiero para los propietarios y promotores del proyecto.

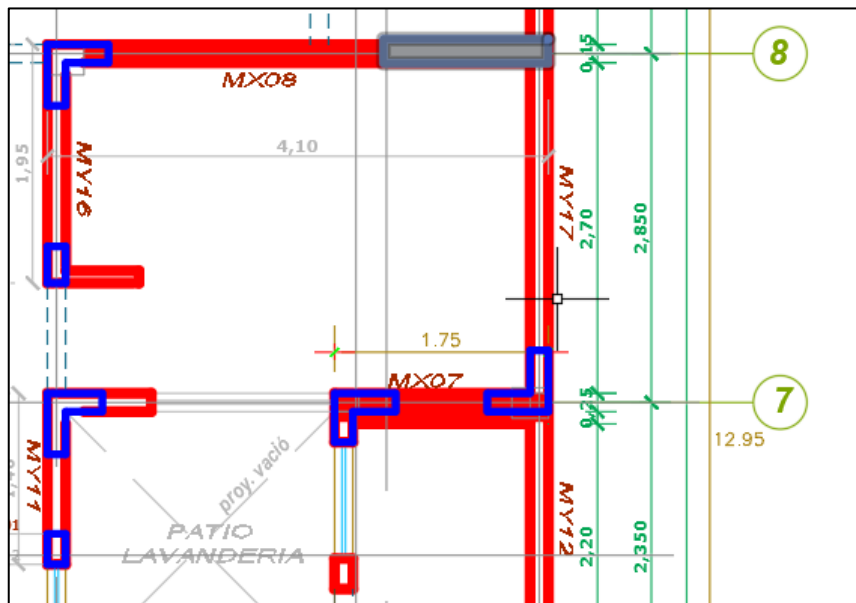
Las secciones que se colocarán en el software de *Etabs* serán valores preliminares que se deberán verificar de manera posterior en el análisis y diseño estructural:

Muros de albañilería

Los muros son la parte principal del sistema estructural. Son los elementos principales que soportan las cargas verticales y horizontales. Están contruidos con unidades de albañilería y reforzados con acero de refuerzo vertical y horizontal.

- Muros de albañilería de 23 tipo cabeza.
- Muros de albañilería tipo sogá 13 cm

Figura 4
Muros de albañilería



Nota: Elaboración propia.

Columnas y columnetas de confinamiento

- **Columnas de Confinamiento:** Son elementos verticales de concreto armado que se colocan en las esquinas de los muros o en puntos estratégicos para proporcionar soporte adicional y resistencia lateral.
 - Columnas tipo L
 - Col. L 65*65x 14:
 - 4 varillas corrugadas de 20mm (acero de 4200 kg/cm²) por cara en cada dirección
 - Recubrimiento de 4 cm
 - Estribos de confinamiento de 10 mm (acero de 4200 kg/cm²) con espaciamiento inicial de 15 cm

Figura 5
Configuración de columna L 64x64x14

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: CDL L 64X64X14

Material: Concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete L

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth	0.65	m
Total Width	0.65	m
Horizontal Leg Thickness	0.2	m
Vertical Leg Thickness At Corner	0.14	m
Vertical Leg Thickness At Tip	0.14	m

Ignore Flange for Area, Weight and Mass

Show Section Properties...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Mirror

Mirror About Local 2-Axis

Mirror About Local 3-Axis

OK Cancel

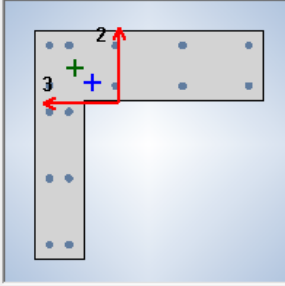


Figura 6
Detalles de configuración de columna L 64x64x14

E Frame Section Property Reinforcement Data ✕

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: Acero fy=4200kg/cm2

Confinement Bars (Ties): Acero fy=4200kg/cm2

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 0.0225 m

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 4

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 4

Longitudinal Bar Size and Area: 20 ... 0.000314 m²

Corner Bar Size and Area: 20 ... 0.000314 m²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 10 ... 0.000079 m²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 0.15 m

Number of Confinement Bars in 3-dir: 3

Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

OK Cancel

- Col. L 50x50x13
- 4 varillas corrugadas de 20mm (acero de 4200 kg/cm²) por cara en cada dirección
- Recubrimiento de 4 cm
- Estribos de confinamiento de 10 mm (acero de 4200 kg/cm²) con espaciamento inicial de 15 cm

Figura 7
Configuración de columna L 50x50x14

E Frame Section Property Data ×

General Data

Property Name:

Material: ...

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth: m

Total Width: m

Horizontal Leg Thickness: m

Vertical Leg Thickness At Corner: m

Vertical Leg Thickness At Tip: m

Ignore Flange for Area, Weight and Mass

Property Modifiers

Currently Default

Reinforcement

Mirror

Mirror About Local 2-Axis

Mirror About Local 3-Axis

Figura 8
Detalles de configuración de columna L 50x50x14

E Frame Section Property Reinforcement Data ×

Design Type <input checked="" type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column) <input type="radio"/> M3 Design Only (Beam)		Rebar Material Longitudinal Bars: Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ ▼ ... Confinement Bars (Ties): Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ ▼ ...	
Reinforcement Configuration <input checked="" type="radio"/> Rectangular <input type="radio"/> Circular		Confinement Bars <input checked="" type="radio"/> Ties <input type="radio"/> Spirals	
Check/Design <input type="radio"/> Reinforcement to be Checked <input checked="" type="radio"/> Reinforcement to be Designed			
Longitudinal Bars			
Clear Cover for Confinement Bars		0.0225	m
Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face		4	
Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face		4	
Longitudinal Bar Size and Area	20	▼ ...	0.000314 m ²
Corner Bar Size and Area	20	▼ ...	0.000314 m ²
Confinement Bars			
Confinement Bar Size and Area	10	▼ ...	0.000079 m ²
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis)		0.15	m
Number of Confinement Bars in 3-dir		3	
Number of Confinement Bars in 2-dir		3	

- Col. 13. 50
- 5 varillas corrugadas de 5/8" (acero de 4200 kg/cm²) para la cara larga de la columna y 2 varillas corrugadas de 3/4 " por la cara corta de la columna
- Recubrimiento de 4 cm
- Estribos de confinamiento de 3/8" (acero de 4200 kg/cm²) con espaciamiento inicial de 20 cm

Figura 9
Configuración de columna 14x50

E Frame Section Property Data ×

General Data

Property Name: CY-14x50

Material: Concreto $f_c=210\text{kg/cm}^2$...

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.14 m

Width: 0.5 m

Show Section Properties...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK
Cancel

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

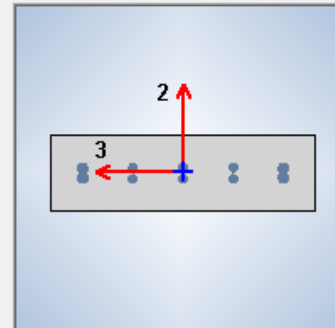


Figura 10
Detalles de configuración de columna 14x50

E Frame Section Property Reinforcement Data ×

Design Type <input checked="" type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column) <input type="radio"/> M3 Design Only (Beam)		Rebar Material Longitudinal Bars: Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$... Confinement Bars (Ties): Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$...	
Reinforcement Configuration <input checked="" type="radio"/> Rectangular <input type="radio"/> Circular		Confinement Bars <input checked="" type="radio"/> Ties <input type="radio"/> Spirals	
Check/Design <input type="radio"/> Reinforcement to be Checked <input checked="" type="radio"/> Reinforcement to be Designed			
Longitudinal Bars			
Clear Cover for Confinement Bars		0.025	m
Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face		5	
Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face		2	
Longitudinal Bar Size and Area	5/8"	0.0002	m ²
Corner Bar Size and Area	3/4"	0.0003	m ²
Confinement Bars			
Confinement Bar Size and Area	3/8"	0.0001	m ²
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis)		0.2	m
Number of Confinement Bars in 3-dir		2	
Number of Confinement Bars in 2-dir		2	

- Columnas de confinamiento.
- Col.Solera 14x20 cm:
 - 3 varillas corrugadas de 5/8" (acero de 4200 kg/cm²) para la cara larga de la columna y 2 varillas corrugadas de 3/4 " por la cara corta de la columna
 - Recubrimiento de 2,5 cm
 - Estribos de confinamiento de 3/8" (acero de 4200 kg/cm²) con espaciamiento inicial de 20 cm

Figura 11
Configuración de columna 14x20

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: Csolera-14x20

Material: Concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.2 m

Width: 0.14 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Show Section Properties...

- **Viguetas y losas**

- En algunos casos, se utilizan viguetas y losas de concreto para distribuir las cargas de la estructura y proporcionar soporte adicional. Las losas pueden ser macizas o aligeradas.
 - Las vigas
 - VP 25x45 cm
- Varillas corrugadas (acero de 4200 kg/cm²)
- Recubrimiento para el refuerzo superior e inferior de 6cm

Figura 12
Configuración de vigas 25x45

E Frame Section Property Data ×

General Data

Property Name:

Material: ...

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: m

Width: m

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Property Modifiers

Currently User Specified

Reinforcement

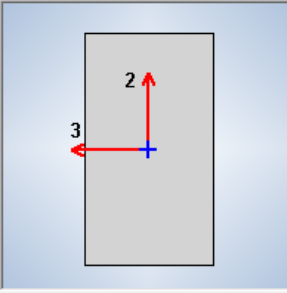


Figura 13
Detalles de configuración de vigas 25x45

E Frame Section Property Reinforcement Data ×

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: ...

Confinement Bars (Ties): ...

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: m

Bottom Bars: m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: m²

Top Bars at J-End: m²

Bottom Bars at I-End: m²

Bottom Bars at J-End: m²

- VS 25x30
- Varillas corrugadas (acero de 4200 kg/cm²)
- Recubrimiento para el refuerzo superior e inferior de 6cm

Figura 14
Configuración de vigas 25x30

E Frame Section Property Data ×

General Data

Property Name:

Material: ...

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: m

Width: m

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Property Modifiers

Currently User Specified

Reinforcement

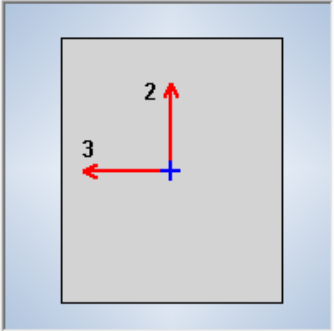


Figura 15
Detalles de configuración de vigas 25x30

E Frame Section Property Reinforcement Data ×

Design Type <input type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column) <input checked="" type="radio"/> M3 Design Only (Beam)		Rebar Material Longitudinal Bars: Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ ▼ ... Confinement Bars (Ties): Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ ▼ ...	
Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid Top Bars: 0.06 m Bottom Bars: 0.06 m		Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams Top Bars at I-End: 0 m ² Top Bars at J-End: 0 m ² Bottom Bars at I-End: 0 m ² Bottom Bars at J-End: 0 m ²	
OK		Cancel	

- VCH 25X20
- Varillas corrugadas (acero de 4200 kg/cm²)
- Recubrimiento para el refuerzo superior e inferior de 4cm

Figura 16
Configuración de vigas 25x20

E Frame Section Property Data ×

General Data

Property Name:

Material: ...

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: m

Width: m

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Property Modifiers

Currently User Specified

Reinforcement

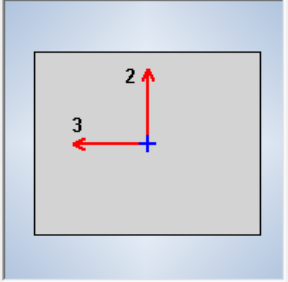


Figura 17
Detalles de configuración de vigas 25x20

E Frame Section Property Reinforcement Data ×

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: ...

Confinement Bars (Ties): ...

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: m

Bottom Bars: m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: m²

Top Bars at J-End: m²

Bottom Bars at I-End: m²

Bottom Bars at J-End: m²

- V.solera 20x13cm
- Varillas corrugadas (acero de 4200 kg/cm²)
- Recubrimiento para el refuerzo superior e inferior de 6cm

Figura 18*Configuración de viga 13x20*

E Frame Section Property Data

General Data

Property Name: Vsolera 13x20

Material: Concreto $f'_c=210\text{kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.2 m

Width: 0.13 m

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

Figura 19
Detalles de configuración de viga 13x20

E Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$

Confinement Bars (Ties): Acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 0.06 m

Bottom Bars: 0.06 m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 0 m^2

Top Bars at J-End: 0 m^2

Bottom Bars at I-End: 0 m^2

Bottom Bars at J-End: 0 m^2

OK Cancel

- **Muros estructurales**

- Se han agregado muros estructurales en dirección X-X y Y-Y para mejorar la capacidad de carga y la resistencia a sismos.
 - PL 15 cm

Figura 20
Configuración de placa 15 cm

E Wall Property Data

General Data

Property Name: PL=15CM

Property Type: Specified

Wall Material: Concreto $f'_c=210\text{kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Thickness: 0.14 m

Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

OK Cancel

- PL 20 cm

Figura 21
Configuración placa 20 cm

- **Cimentación**

- La cimentación debe ser adecuada considerando el tipo de suelo y las cargas de la estructura, debido a que nuestro proyecto se enfoca en la albañilería confinada las cargas de la edificación deben de repartirse a lo largo de toda la parte del suelo, es por ello que para garantizar esto se ha planteado una platea de cimentación o losa de cimentación de espesor de 30

Esta cimentación también nos garantizara que la disposición de los muros y columnas es hasta cierto punto de manera versátil

4.3. PREDIMENSIONAMIENTO

Para el predimensionamiento de cada elemento estructural, se ha utilizado el libro Estructuración y diseño en concreto armado, escrito por el Ing. Antonio Blanco Blasco.

Para el Predimensionamiento de los muros de albañilería confinada, se ha aplicado la norma E.070 Albañilería. Cada elemento debe tener una sección adecuada para resistir las sollicitaciones de esfuerzo a las que estará sometido.

4.2.1. Muro de albañilería armada

Espesor efectivo del muro portante (t)

De acuerdo a la norma E.070 Cap. 7 se menciona que el valor del espesor es igual a:

$$h = 2.70 \text{ m}$$

$$t = \frac{h}{20} = 0.135 \text{ m}$$

Donde “h” será la altura efectiva que pandea, se va utilizara ladrillos King Kong industrial de clase IV

Entonces en cuanto al espesor efectivo que se seleccionó para muros de albañilería es de 13 cm.

Densidad mínima para los muros reforzados

En la norma E.070 Cap. 7 menciona la siguiente fórmula:

$$\sum \frac{L * t}{A_p} \geq \frac{Zusn}{56}$$

Tabla 10

Datos para conseguir la densidad de los muros en planta

Símbolo	Descripción	Valor	Unidad
L	Longitud total del muro (incluir columnas)	variable	m
t	Espesor efectivo del muro	0,13	m
A _p	Área de la planta típica	106,43	m ²
Z	Factor de zonificación	0,45	adm
U	Factor de uso	1	adm
S	Parámetro de sitio	1,1	adm
N	Número de pisos del edificio	3	adm

Nota. Elaboración propia

Como primer punto, se obtiene el área transversal de cada muro:

Figura 22

Estructuración - plano planta

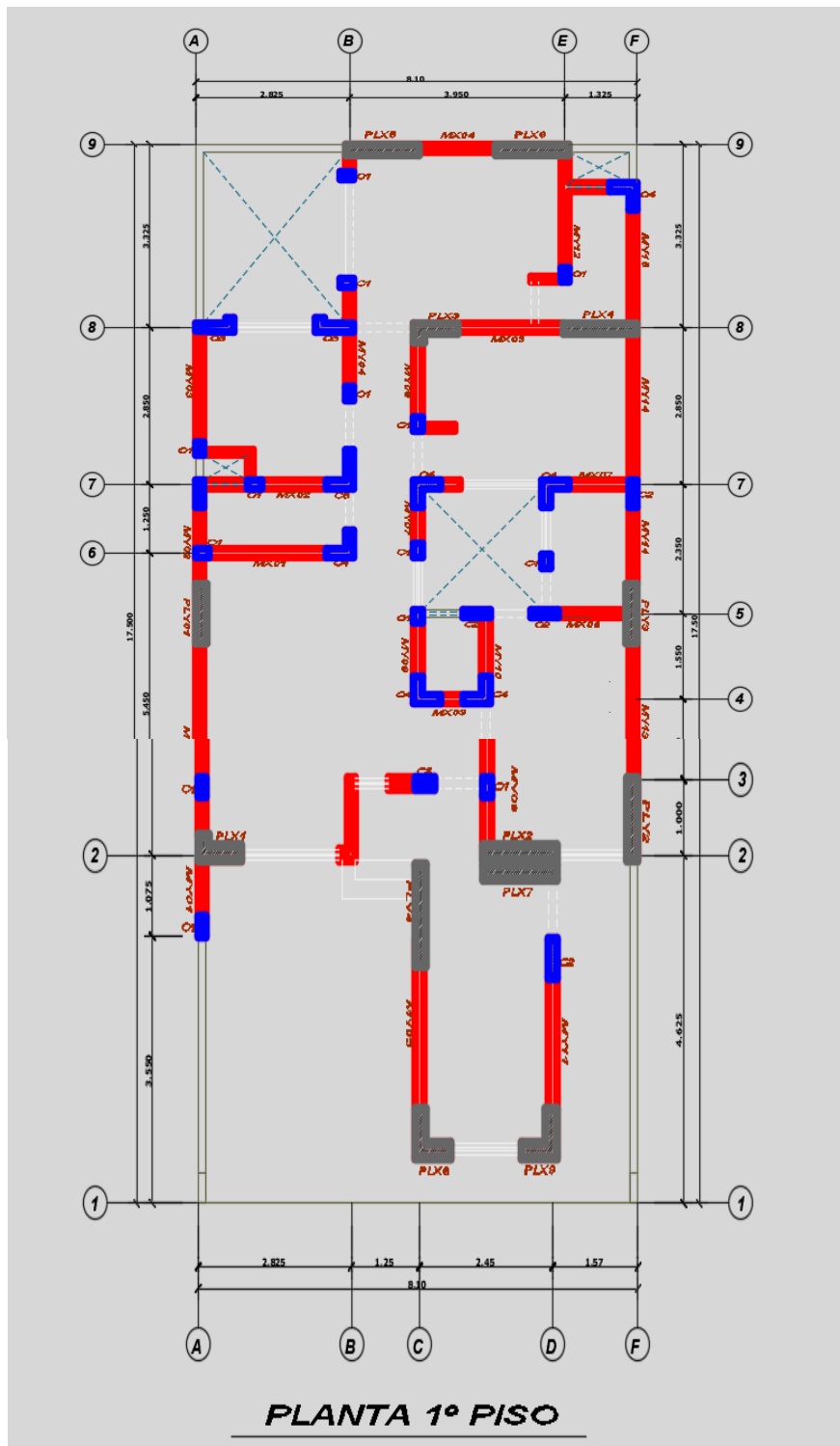


Tabla 11*Cálculo del área transversal de los muros en la dirección X-X*

ELEMENTOS DE ALBAÑILERÍA ESTRUCTURAL				
MURO	LONGITUD(m)	ESPEJOR(m)	n=Ec/Em	Ac(m2)
MX01	2,90	0,14	1	0,41
MX02	1,95	0,14	1	0,27
MX03	1,40	0,14	1	0,20
MX04	1,40	0,14	1	0,20
MX05	1,95	0,14	1	0,27
MX06	1,75	0,14	1	0,25
MX07	1,75	0,14	1	0,25
			----	----
ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO				
MURO	LONGITUD(m)	ESPEJOR(m)	n=Ec/Em	Ac(m2)
PLX1	0,80	1	1	0,80
PLX2	1,35	1	1	1,35
PLX3	0,80	1	1	0,80
PLX4	1,35	1	1	1,35
PLX5	1,35	1	1	1,35
PLX6	1,35	1	1	1,35
PLX7	1,35	1	1	1,35
PLX8	0,65	1	1	0,65
PLX9	0,65	1	1	0,65
			----	----
			$\sum L.t=$	11,52
			$\sum L.t/A_p=$	0,1047
OK				

Nota. Elaboración propia

Tabla 12*Determinación del área transversal de los muros en la dirección Y-Y*

ELEMENTOS DE ALBAÑILERÍA ESTRUCTURAL				
MURO	LONGITUD(m)	ESPESOR(m)	n=Ec/Em	Ac(m2)
MY1	4,88	0,14	1	0,68
MY2	1,88	0,14	1	0,26
MY3	2,43	0,14	1	0,34
MY4	2,20	0,14	1	0,31
MY5	1,90	0,14	1	0,27
MY6	1,70	0,14	1	0,24
MY7	1,40	0,14	1	0,20
MY8	1,95	0,14	1	0,27
MY9	1,80	0,14	1	0,25
MY10	1,70	0,14	1	0,24
MY11	2,30	0,14	1	0,32
MY12	2,30	0,14	1	0,32
MY13	2,80	0,14	1	0,39
MY14	4,53	0,14	1	0,63
MY15	2,55	0,14	1	0,36
ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO				
MURO	LONGITUD(m)	ESPESOR(m)	n=Ec/Em	Ac(m2)
PLY1	1,10	1,00	1	1,10
PLY2	1,10	1,00	1	1,10
PLY3	1,10	1,00	1	1,10
PLY4	1,35	1,00	1	1,35
			----	----
			$\sum L.t=$	9,747
			$\sum L.t/Ap=$	0,0886
				OK

Nota. Elaboración propia**4.2.2. Columnas**

En la norma E.070 Cap. 7 – Art. 20.5, el peralte mínimo requerido para la columna de confinamiento es de 15 cm.

Las dimensiones variarán dependiendo de dónde se ubiquen las columnas, y se supone que el peso será de 1 tonelada/m² cuando se trata de estructuras destinadas a vivienda y que no tiene sobrecargas considerables.

Columnas interiores:

$$A_{columna} = \frac{P_{servicio}}{0,45 * f'c}$$

Columnas exteriores o esquineras:

$$A_{columna} = \frac{P_{servicio}}{0,35 * f'c}$$

$$P_{servicio} = \#pisos * carga\ unitaria * \text{Área tributaria}$$

4.2.3. Predimensionamiento de vigas

Las vigas dintel se predimensionan con el criterio para determinar el peralte de las vigas será de 1/10 a 1/12 de la luz libre entre apoyos; Considera que este peralte abarca también el espesor de la losa.

$$\begin{aligned} LL &= & 4,55 \\ h &= LL/12 & 0,38 \\ h &= LL/10 & 0,46 \end{aligned}$$

$$\mathbf{USAR\ h = 0,45}$$

$$\mathbf{b = 0,25}$$

En la norma E.070 Cap. 7 – Art. 20.3 el espesor de la viga solera corresponde al mismo grosor que el de la losa de techo. Asimismo, para ambos elementos, este espesor coincide con el espesor efectivo del muro.

Es por ello que las dimensiones escogidas son:

- Columna de confinamiento: 0.13 x 0.20 m
- Viga solera: 0.20 x 0.13 m

Esfuerzo axial máximo

De acuerdo a la norma E.070 Art. 19.1-b, el esfuerzo axial máximo correspondiente a la carga de gravedad (carga muerta más carga viva) debe ser menor a:

Donde:

L = Longitud de muro mas el peralte e las columnas de confinamiento (m)

P_m = Carga de gravedad ($C_m + C_v$) (ton)

t = Espesor efectivo del muro de albañilería (m)

$f'm$ = Resistencia a la compresión en pilas (65 kg/cm²)

h = Altura del muro de albañilería (2.70 m)

σ_{\max} = Esfuerzo máximo

$$0,15 * f'm = 0,15 * 65 = 9,75 \text{ kg/cm}^2$$

4.2.4. Predimensionamiento de las losas en una dirección

El peralte de la losa aligerada en una dirección para edificaciones comunes se aplica la siguiente fórmula:

$$\frac{LL}{25} < SC \text{ 300 a 350}$$

$$\text{Luz Libre} = 4,49 \text{ m}$$

$$h = 0,18 \text{ m}$$

$$\text{USAR } h = 0,20 \text{ m}$$

4.2.5. Escalera de concreto armado

El espesor de la escalera se encuentra entre $\frac{L_n}{20}$ y $\frac{L_n}{25}$, donde L_n es la luz libre entre apoyos

Con un L_n de 3.75 se obtiene espesores entre 14,84 y 18,75 cm, por ello escogemos un $t=15.50$ cm.

4.4. METRADO DE CARGAS

Para el cálculo de las cargas, se requiere el siguiente cuadro de cargas unitarias:

Tabla 13

Metrado de cargas

CARGAS UNITARIAS	VALOR
p. e. de la albañilería:	1800 kg/m ³
p. e. del concreto armado:	2400 kg/m ³
p. e. del tarrajeo:	2000 kg/m ³
peso de ventanas:	20 kg/m ²
peso losa maciza h= 0.15 m	360 kg/m ²
peso aligerado h= 0.30 m	420 kg/m ²
acabados:	100 kg/m ²
s/c losa:	200 kg/m ²
sobre carga escalera:	200 kg/m ²
s/c azotea:	100 kg/m ²

Nota. Elaboración propia

4.3.1. Losa aligerada

En la siguiente tabla se muestran los elementos considerados para calcular la carga muerta y la carga viva

Tabla 14*Datos para conseguir la densidad de los muros en planta*

Elemento	Peso kg/m² o kg/m³	At m		Total kg/m
Carga muerta				
Peso propio losa aligerada	300			
Peso de acabados	150			
Peso de tabiquerías	120			
Viguetas	570	0,40	=	228
Carga viva				
Sobrecarga de vivienda	200			
Vigueta	200	0,40	=	80

Nota. Elaboración propia**Tabla 15***Metrado de cargas de losa aligerada tercer nivel*

Elemento	Peso kg/m² o kg/m³	At m		Total kg/m
Carga muerta				
Peso propio losa aligerada	300			
Peso de acabados	100			
Viguetas	400	0,40	=	160
Carga viva				
Sobrecarga de vivienda	100			
Vigueta	100	0,40	=	40

Nota. Elaboración propia

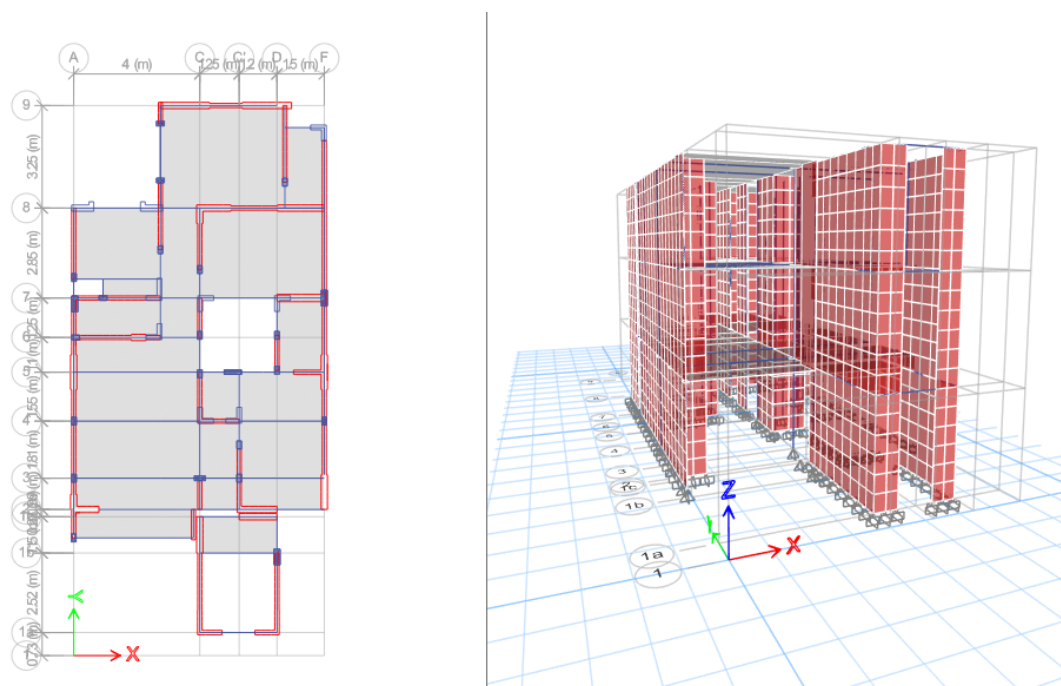
4.5. ANÁLISIS SÍSMICO

4.5.1. Modelo Estructural

Se llevó a cabo el estudio del inmueble multifamiliar a través de un modelo tridimensional empleando el programa ETABS, tal como se muestra en la figura 15. Las placas se modelaron con medidas de 0,20 y 0,25 m como elementos de espesor bidimensional. Se implementó un diafragma estricto para cada nivel de la estructura con tres grados de libertad por nivel, y todos los componentes verticales se sujetaron a la base.

Figura 23

Vista en planta y 3D del modelado de la vivienda multifamiliar



Nota. Elaboración propia

4.5.2. Análisis Modal

El modelo estructural de la vivienda multifamiliar incluye diafragmas rígidos en cada nivel, y 03 modos de vibración por nivel, Teniendo así un total de 9 modos de vibración distribuidos en los tres niveles, la tabla 23 presenta los hallazgos del análisis modal.

Tabla 16

Resultados del análisis modal

Modo	Periodos	UX	UY	RZ
1	0.149	0.832	0.002	0.167
2	0.098	0.011	0.969	0.02
3	0.087	0.157	0.029	0.814
4	0.046	0.825	0.002	0.173
5	0.033	0.006	0.989	0.005
6	0.029	0.174	0.01	0.817
7	0.027	0.826	0.002	0.172
8	0.021	0.004	0.996	2.188E-05
9	0.018	0.166	0.002	0.833

Nota. Elaboración propia En la tabla tenemos los modos traslacionales en el sentido X, en el sentido Y y el tercer modo de rotación en Z

Tabla 17
Modos predominantes

Modo	Periodos	Ux	Uy	Rz
1	0.151	0.6679	0.0005	0.1585
2	0.099	0.0044	0.8567	0.0073
3	0.086	0.149	0.0118	0.6821

Nota. Elaboración propia

4.6. ANÁLISIS ESTÁTICO

4.6.1. *Periodo fundamental de vibración*

Para el periodo fundamental, se toma en cuenta la siguiente formula

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

De acuerdo a nuestra edificación, la altura que presenta es de 9 metros y según la norma E. 030 el valor para el coeficiente empírico para una edificación de albañilería confinada es de 60, por ello:

$$T = \frac{9,00}{60}$$

$$T = 0,15 \text{ seg}$$

4.6.2. *Fuerza cortante basal*

Para poder encontrar la fuerza de la cortante, se utiliza la ecuación:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \times W$$

Con base a eso, se detallan los factores sísmicos de la edificación.

Tabla 18
Factores sísmicos en la dirección X-X e Y-Y

Descripción	Valor	Descripción	Valor
Z	0.45	Ia	1,00
U	1.00	Ip	1,00
C	2.50	R	4,50
S	1.10	Tp	1,00
Ro	6.00	Tl	1,60

Nota. Elaboración propia

De acuerdo a esos valores y al peso de la edificación, el valor de fuerza cortante es

$$V = \frac{0.45 \times 1.00 \times 2.50 \times 1.1}{4.50} \times 408.398$$

$$V = 112.309 \text{ Tn}$$

4.7. ANÁLISIS DINÁMICO

4.7.1. *Análisis de aceleración espectral*

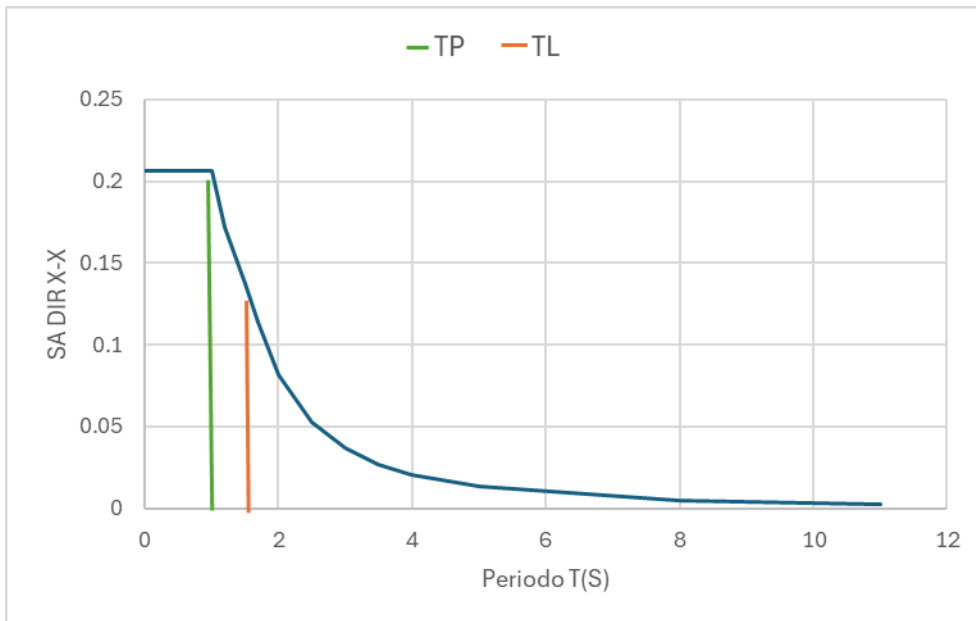
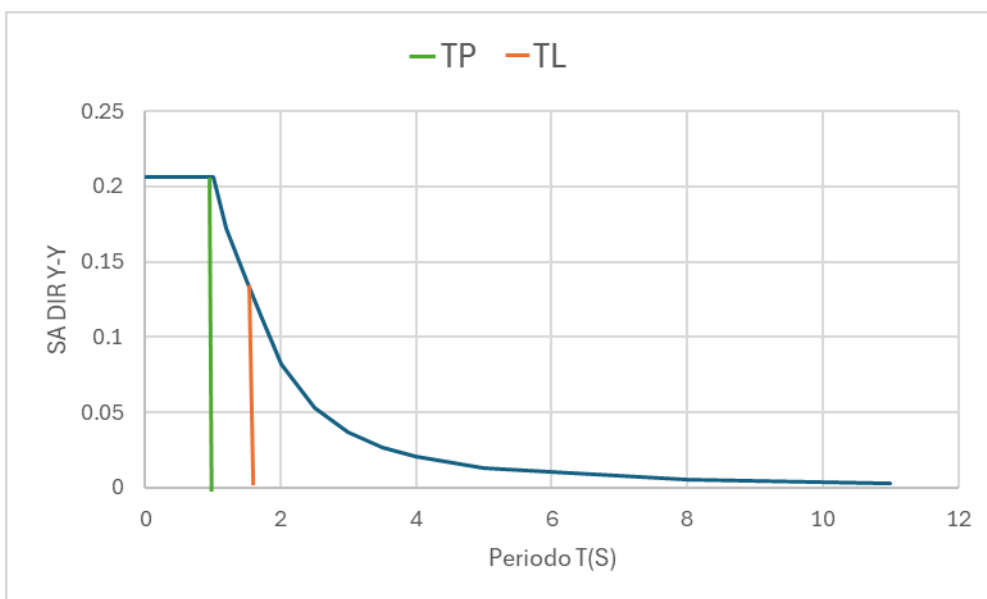
Se toma la alternativa para usar el espectro inelástico de pseudo aceleración en las direcciones X-X y Y-Y. A continuación, se mostrarán las definiciones del espectro de respuesta:

Tabla 19

Espectro de respuesta para ambas direcciones

T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
0	0,20625	0,20625	1,2	0,1719	0,1719
0,1	0,20625	0,20625	1,5	0,1375	0,1375
0,2	0,20625	0,20625	1,7	0,1142	0,1142
0,3	0,20625	0,20625	2,0	0,082	0,082
0,4	0,20625	0,20625	2,5	0,0528	0,0528
0,5	0,20625	0,20625	3,0	0,0367	0,0367
0,6	0,20625	0,20625	3,5	0,0269	0,0269
0,7	0,20625	0,20625	4,0	0,0206	0,0206
0,8	0,20625	0,20625	5,0	0,0132	0,0132
0,9	0,20625	0,20625	8,0	0,0052	0,0052
1,0	0,20625	0,20625	11,0	0,0027	0,0027

Nota. Elaboración propia

Figura 24*Espectro de respuesta de pseudo aceleración en X-X**Nota.* Elaboración propia**Figura 25***Espectro de respuesta de pseudo aceleración en Y-Y**Nota.* Elaboración propia**4.7.2. Desplazamiento de edificación**

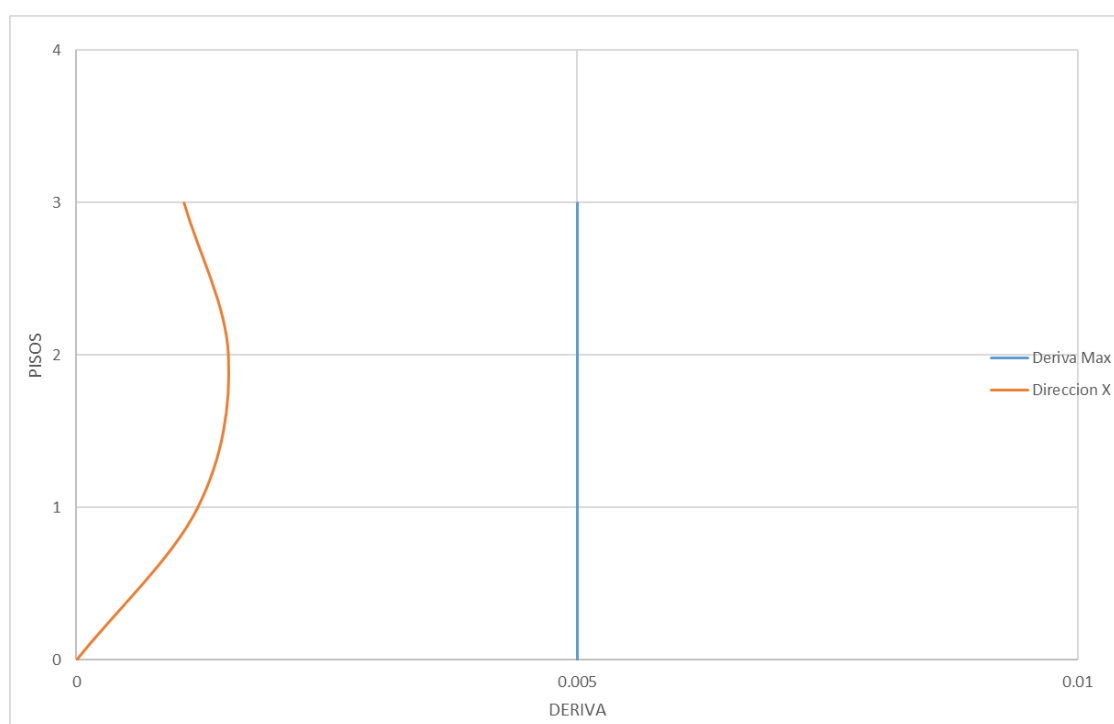
Los desplazamientos laterales se obtienen a partir del desplazamiento relativo elástico, posterior a esto se multiplica por $0.85R$ para obtener el desplazamiento relativo inelástico

Tabla 20
Desplazamientos y derivas máximas en dirección X-X

Piso	Hi (cm)	Δi (cm)	di (cm)	$\Delta i, \text{real}$ (cm)	di,real (cm)	Deriva	Verificación	Dmáx
Piso 3	300,000	0,071	0,223	0,3621	1,1373	0,001207	Ok	0,005
Piso 2	300,000	0,089	0,152	0,4539	0,7752	0,001513	Ok	0,005
Piso 1	300,000	0,063	0,063	0,3213	0,3213	0,001071	Ok	0,005

Nota. Elaboración propia

Figura 26
Derivas de entrepiso dirección X-X

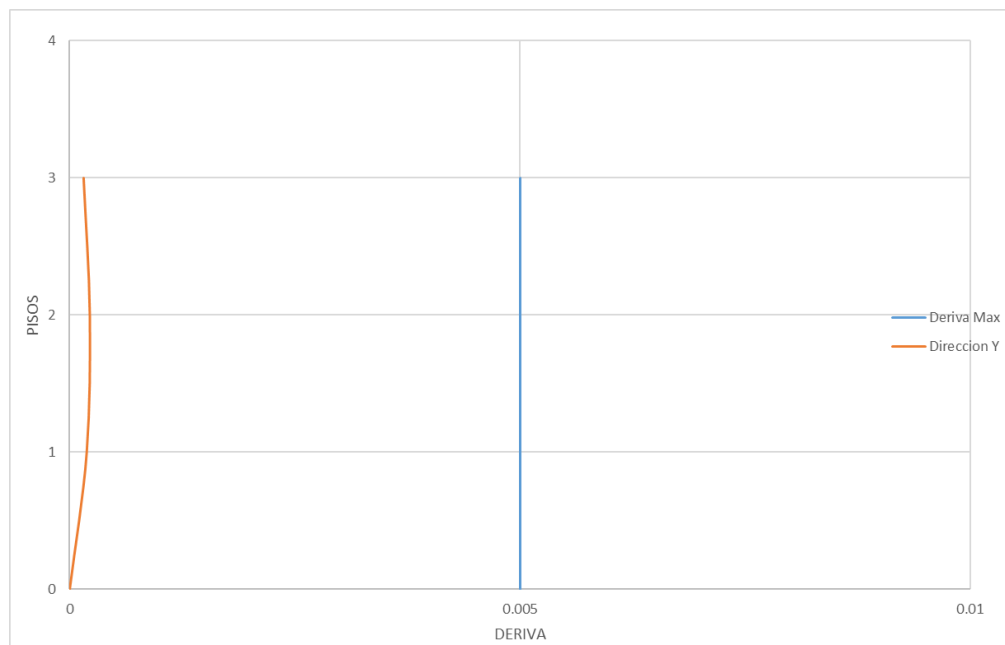


Nota. Elaboración propia

Tabla 21
Desplazamientos y derivas máximas en dirección Y-Y

Piso	Hi (cm)	Δi (cm)	di (cm)	$\Delta i, \text{real}$ (cm)	di,real (cm)	Deriva	Verificación	Dmáx
Piso 3	300,000	0,011	0,033	0,056	0,168	0,0002	Ok	0,005
Piso 2	300,000	0,013	0,022	0,066	0,112	0,0002	Ok	0,005
Piso 1	300,000	0,009	0,009	0,046	0,046	0,0002	Ok	0,005

Nota. Elaboración propia

Figura 27*Derivas de entrepiso dirección Y-Y*

Nota. Elaboración propia

4.8. VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES

Según la tabla 10 de la Norma Técnica Peruana E.030, nuestra edificación, al estar dentro de la categoría C y ubicarse en Zona 4, solo presenta restricciones en el contexto de irregularidades extremas en altura y planta.

4.8.1. Verificación de irregularidades en altura

4.8.1.1. Irregularidad extrema de rigidez

Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso (RNE E.030, 2018)

Tabla 22*Verificación de irregularidad extrema de rigidez en dirección X*

Story	Direction	Deriva	1.6 Der. Sup	Evaluacion
Story3	X	0.001207		
Story2	X	0.001513	0.001931	REGULAR
Story1	X	0.001071	0.002421	REGULAR

Nota. Elaboración propia en base a Etabs 21.

Tabla 23*Verificación de irregularidad extrema de rigidez en dirección Y*

Story	Direction	Deriva	1.6 Der. Sup	Evaluación
Story3	Y	0,000187		
Story2	Y	0,000221	0,000299	REGULAR
Story1	Y	0,000153	0,000353	REGULAR

Nota. Elaboración propia en base a Etabs 21.

4.8.1.2. Irregularidad extrema de resistencia

Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior (RNE E.030, 2018)

Tabla 24*Verificación de irregularidad extrema de resistencia en dirección X*

Story	Direction	VX tonf	65% Vx. Sup	Evaluación
Story3	SisDin X	23,410		
Story2	SisDin X	44,111	15,2165	REGULAR
Story1	SisDin X	53,985	28,6722	REGULAR

Nota. Elaboración propia en base a Etabs 21

Tabla 25*Verificación de irregularidad extrema de resistencia en dirección Y*

Story	Direction	VY tonf	65% Vy. Sup	Evaluación
Story3	SisDin Y	26.877		
Story2	SisDin Y	53.094	17.4701	REGULAR
Story1	SisDin Y	66.701	34.5111	REGULAR

Nota. Elaboración propia en base a Etabs 21

4.8.1.3. Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes

Según nuestro diseño este tipo de discontinuidad no se presenta en los elementos estructurales por ente cumple con la “Regularidad” (RNE E.030, 2018).

4.8.2. Verificación de irregularidades en planta

4.8.2.1. Irregularidad torsional extrema

Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ($\Delta_{m\acute{a}x}$), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y solamente si el máximo desplazamiento

relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11 de la Norma Técnica Peruana E.030. (RNE E.030, 2018)

Tabla 26

Verificación de irregularidad torsional extrema dirección X

Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Evaluación
Story3	SisDin X	0,8	0,54	1,460	REGULAR
Story2	SisDin X	1,02	0,69	1,481	REGULAR
Story1	SisDin X	0,74	0,5	1,472	REGULAR

Nota. Elaboración propia en base a Etabs 21.

Tabla 27

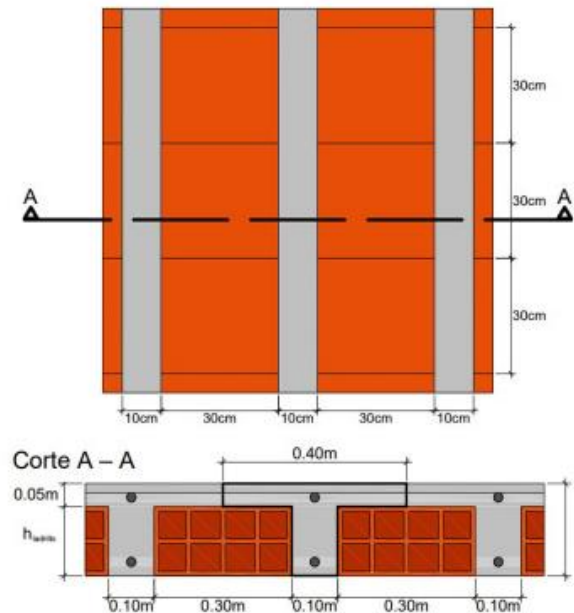
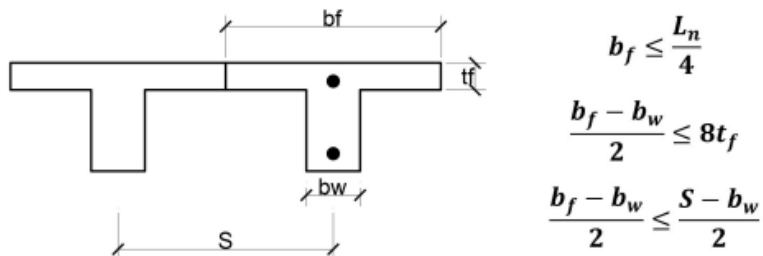
Verificación de irregularidad torsional extrema dirección Y

Story	Output Case	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Evaluación
Story3	SisDin Y	0,2	0,19	1,078	REGULAR
Story2	SisDin Y	0,28	0,27	1,063	REGULAR
Story1	SisDin Y	0,26	0,24	1,05	REGULAR

Nota. Elaboración propia en base a Etabs 21

4.9. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

Las losas macizas ya no resultan ser convenientes para luces mayores a 5m, debido a que requieren tener mayor peralte y esto genera un incremento del peso de la estructura. Como alternativa, se tiene a las losas aligeradas que presentan viguetas de concreto armado apoyadas en vigas principales, muros portantes y placas, además de tener una losa superior que ayuda a absorber los esfuerzos de compresión

Figura 28*Detalle típico de losa aligerada**Nota.* Elaboración propia**Figura 29***Criterios de dimensionamiento de una viga "T"**Nota.* Elaboración propia

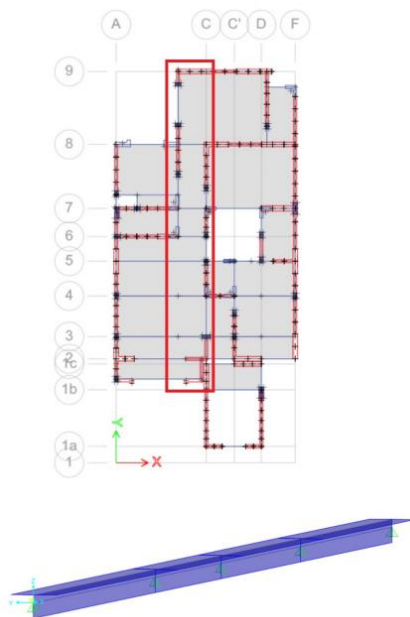
4.9.1. Estructuración

Las viguetas se arman en el sentido de la menor longitud del ambiente por techar ya que, al curvarse cilíndricamente la losa, los momentos flectores son significativos en esa dirección

4.9.2. Metrado de cargas

El metrado de cargas en aligerados de una sola dirección se realizan para anchos tributarios de 40 cm. de ancho, que es el ancho típico de las viguetas que conforman el aligerado. Las cargas actuantes son de dos tipos, cargas uniformemente repartidas provenientes del peso propio, piso terminado y la sobrecarga, y cargas concentradas provenientes de tabiques orientados en forma perpendicular a la dirección del aligerado

Figura 30
Eje de losa aligerada a diseñar



Nota. Elaboración propia

$$At = 0.40 \text{ m} \quad (\text{Ancho tributario})$$

$$Ln_{ext} = 4.10 \text{ m} \quad (\text{Luz en extremo})$$

Metrado de cargas muertas (CM) – primer y segundo nivel

$$PP_{losa} = 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Peso propio Losa Aligerada } h = 20\text{cm}$$

$$P_{acabados} = 150 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Peso de Acabados}$$

$$P_{tabiqueria} = 120 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Peso de Tabiquerias}$$

$$CM_{vigüeta12} = (PP_{losa} + P_{acabados} + P_{tabiqueria}) \cdot At$$

$$CM_{vigüeta12} = 228 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Metrado de cargas vivas (CV) – primer y segundo nivel

$$SC = 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Sobrecarga de Vivienda}$$

$$CV_{vigüeta12} = SC \cdot At = 80 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{Carga viva de la vigüeta}$$

Metrado de cargas muertas (CM) – tercer nivel

$$PP_{losa} = 300 \frac{kgf}{m^2} \quad \text{Peso propio Losa Aligerada } h = 20cm$$

$$P_{acabados} = 100 \frac{kgf}{m^2} \quad \text{Peso de Acabados}$$

$$CM_{viguetas3} = (PP_{losa} + P_{acabados}) \cdot At$$

$$CM_{viguetas12} = 160 \frac{kgf}{m}$$

Metrado de cargas vivas (CV) – tercer nivel

$$SC = 100 \frac{kgf}{m^2} \quad \text{Sobrecarga de Vivienda}$$

$$CV_{viguetas12} = SC \cdot At = 40 \frac{kgf}{m} \quad \text{Carga viva de la vigueta}$$

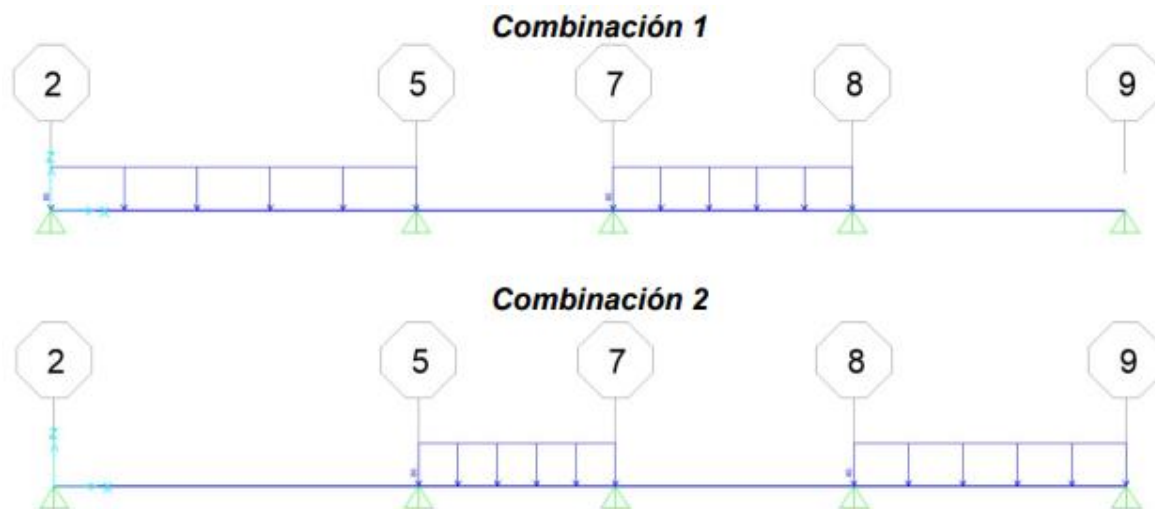
4.9.3. Análisis estructural

Después de haber hecho el análisis estructural, se considerarán momentos negativos en los extremos ($W_u \cdot L_n^2 / 24$) debido al monolitismo que debe haber entre la viga y la losa para el diseño por flexión de la losa.

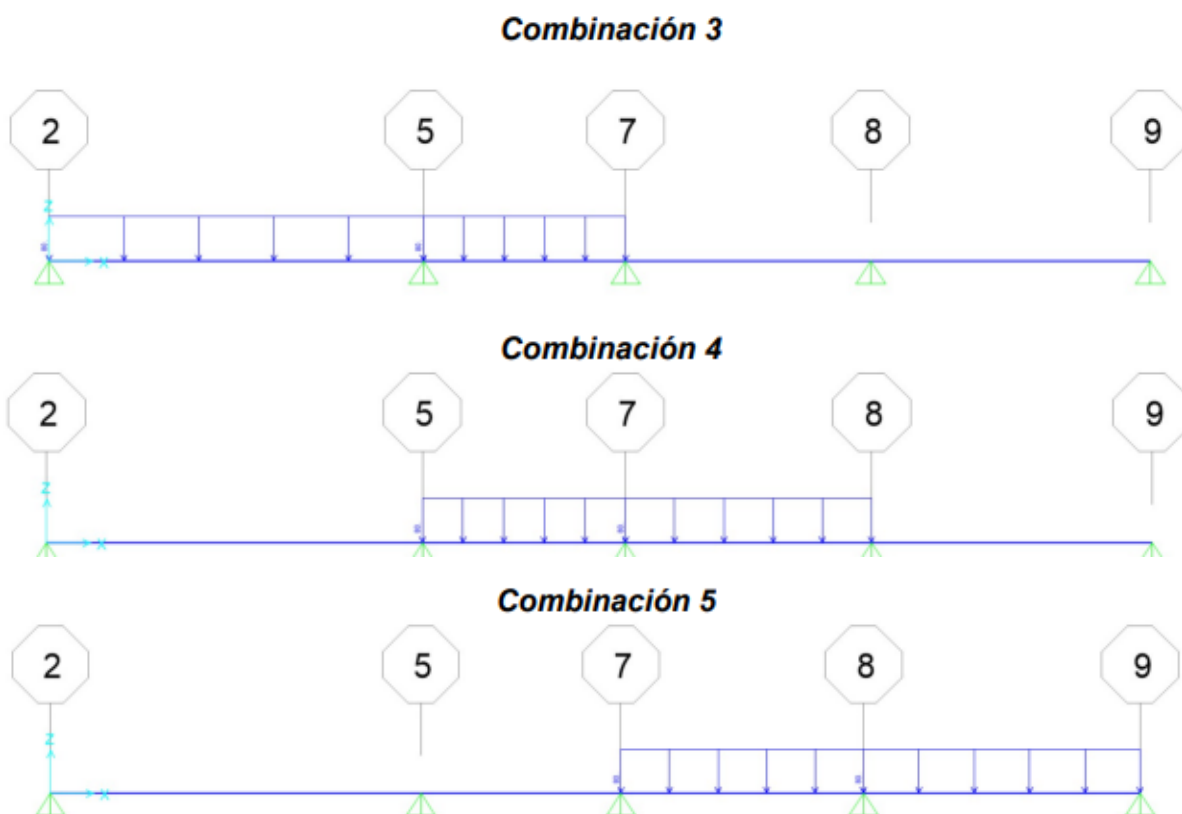
Análisis del primer y segundo nivel

$$CU_{12} = 1.4 CM_{viguetas12} + 1.7 CV_{viguetas12} = 455.2 \frac{kgf}{m}$$

$$M_{max_{extremos12}} = \frac{CU_{12} \cdot L_{n_{ext}}^2}{24} \text{ tonnef.m}$$

Figura 31*Alternancia de cargas vivas (momentos positivos)*

Nota: Elaboración propia

Figura 32*Alternancia de cargas vivas (momentos negativos)*

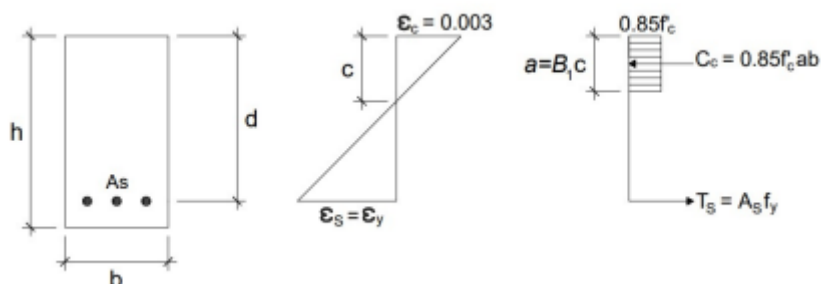
Nota: Elaboración propia

4.9.4. Diseño por flexión

El criterio considerado para el diseño del acero de refuerzo por flexión es que el esfuerzo a compresión ocurra en la losa superior de la losa aligerada, de tal manera que el alma se comporte como una viga rectangular.

Figura 33

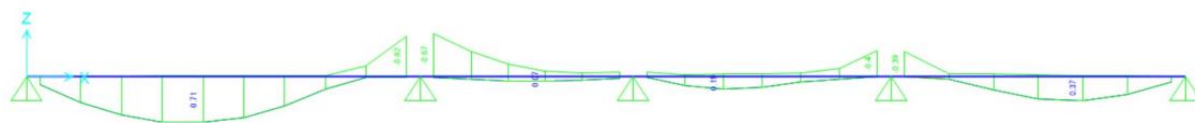
Compatibilidad de deformaciones y equilibrio de una sección de C°A°



Nota: Elaboración propia

Figura 34

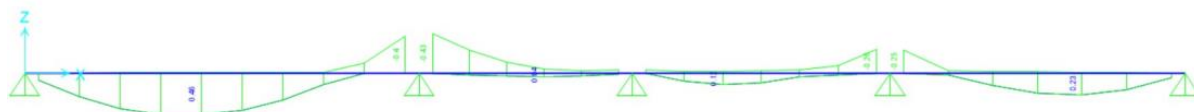
Diagrama de momentos flectores primer y segundo nivel



Nota. Elaboración propia

Figura 35

Diagrama de momentos flectores tercer nivel



Nota. Elaboración propia

Datos para el cálculo del acero de refuerzo losa aligerada (primer y segundo nivel)

$$f_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

(Resistencia a la Compresión del Concreto)

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

(Fluencia del Acero de Refuerzo)

$$\phi_f = 0.90$$

(Factor por Flexión)

$$bf = 40 \text{ cm}$$

(Ancho del Ala de la Vigüeta)

$$tf = 5 \text{ cm}$$

(Espesor de la Ala de la Vigüeta)

$$h = 20 \text{ cm}$$

(Altura de losa aligerada)

$$\begin{aligned}
 bw &= 10 \text{ cm} && (\text{Ancho del Alma de la Vigueta}) \\
 d &= h - 3 \text{ cm} = 17 \text{ cm} && (\text{Peralte efectivo de la Vigueta}) \\
 \beta_1 &= 0.9 && (\text{Factor del Bloque de Whitney}) \\
 \rho_b &= 0.023 && (\text{Cuantía balanceada}) \\
 \rho_{max} &= 0.017 && (\text{Cuantía máxima}) \\
 \rho_{min} &= 0.002 && (\text{Cuantía mínima})
 \end{aligned}$$

Cálculo del acero de refuerzo en el apoyo 1 y 5 (primer y segundo nivel)

$$b = bw = 10 \text{ cm} \qquad \qquad \qquad Mu = M_{max_{extremos12}} = 0.319 \text{ tonnef.m}$$

$$As = 0.514 \text{ cm}^2$$

Verificación del acero mínimo:

$$As = 0.514 \text{ cm}^2 < As_{max} = \rho_{max} * b * d = 2.869 \text{ cm}^2 \quad (OK)$$

$$As = 0.514 \text{ cm}^2 > As_{min} = \rho_{min} * b * d = 0.4106 \text{ cm}^2 \quad (OK)$$

$$\therefore As = 0.514 \text{ cm}^2$$

Finalmente: Acero Negativo en Apoyo 1 y 5 (-) = 1 Ø 3/8"

Cálculo del acero de refuerzo en el tramo 1 - 2 (primer y segundo nivel)

$$b = bf = 40 \text{ cm} \qquad \qquad \qquad Mu = 0.71 \text{ tonnef.m}$$

$$As = 1.127 \text{ cm}^2$$

Verificación del acero mínimo:

$$As = 1.127 \text{ cm}^2 < As_{max} = \rho_{max} * b * d = 2.869 \text{ cm}^2 \quad (OK)$$

$$As = 1.127 \text{ cm}^2 > As_{min} = 2 * \rho_{min} * b * d = 0.821 \text{ cm}^2 \quad (OK)$$

$$\therefore As = 1.127 \text{ cm}^2$$

Finalmente: Acero Positivo en Tramo 1 - 2 (+) = 1 Ø 1/2"

Cálculo del acero de refuerzo en el apoyo 2 (primer y segundo nivel)

$$b = bw = 10 \text{ cm} \qquad \qquad \qquad Mu = 0.67 \text{ tonnef.m}$$

$$As = 1.131 \text{ cm}^2$$

Verificación del acero mínimo:

$$As = 1.131 \text{ cm}^2 < As_{max} = \rho_{max} * b * d = 2.869 \text{ cm}^2 \quad (OK)$$

$$As = 1.131 \text{ cm}^2 > As_{min} = \rho_{min} * b * d = 0.4106 \text{ cm}^2 \quad (OK)$$

$$\therefore As = 1.131 \text{ cm}^2$$

Finalmente: Acero Negativo en Apoyo 2 (-) = 1 Ø 1/2"

Cálculo del acero de refuerzo en el tramo 2 - 3 (primer y segundo nivel)

$$b = bf = 40 \text{ cm} \qquad \qquad \qquad Mu = 0.072 \text{ tonnef.m}$$

$$A_s = 0.112 \text{ cm}^2$$

Verificación del acero mínimo:

$$A_s = 0.112 \text{ cm}^2 < A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d = 2.869 \text{ cm}^2 \quad (OK)$$

$$A_s = 0.112 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} = 2 * \rho_{min} * b * d = 0.821 \text{ cm}^2 \quad (\text{Considerar la cuantía mínima})$$

$$\therefore A_s = 0.821 \text{ cm}^2$$

Finalmente: Acero positivo en tramo 2 – 3 (+) = 1 Ø 1/2"

Cálculo del acero de refuerzo en el apoyo 3 (primer y segundo nivel)

$$b = b_w = 10 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.095 \text{ tonnef.m}$$

$$A_s = 0.149 \text{ cm}^2$$

Verificación del acero mínimo:

$$A_s = 0.149 \text{ cm}^2 < A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d = 2.869 \text{ cm}^2 \quad (OK)$$

$$A_s = 0.149 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d = 0.411 \text{ cm}^2 \quad (\text{Considerar la cuantía mínima})$$

$$\therefore A_s = 0.411 \text{ cm}^2$$

Finalmente: Acero negativo en apoyo 3 (-) = 1 Ø 3/8"

Cálculo del acero de refuerzo en el tramo 3 - 4 (primer y segundo nivel)

$$b = b_f = 40 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.19 \text{ tonnef.m}$$

$$A_s = 0.297 \text{ cm}^2$$

Verificación del acero mínimo:

$$A_s = 0.297 \text{ cm}^2 < A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d = 2.869 \text{ cm}^2 \quad (OK)$$

$$A_s = 0.297 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} = 2 * \rho_{min} * b * d = 0.821 \text{ cm}^2 \quad (\text{Considerar la cuantía mínima})$$

$$\therefore A_s = 0.821 \text{ cm}^2$$

Finalmente: Acero positivo en tramo 3 – 4 (+) = 1 Ø 1/2"

Cálculo del acero de refuerzo en el apoyo 4 (primer y segundo nivel)

$$b = b_w = 10 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.40 \text{ tonnef.m}$$

$$A_s = 0.652 \text{ cm}^2$$

Verificación del acero mínimo:

$$A_s = 0.652 \text{ cm}^2 < A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d = 2.869 \text{ cm}^2 \quad (OK)$$

$$A_s = 0.652 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d = 0.411 \text{ cm}^2 \quad (OK)$$

$$\therefore A_s = 0.652 \text{ cm}^2$$

Finalmente: Acero Negativo en Apoyo 4 (-) = 1 Ø 3/8"

Cálculo del acero de refuerzo en el tramo 4 - 5 (primer y segundo nivel)

$$b = bf = 40 \text{ cm}$$

$$Mu = 0.37 \text{ tonnef.m}$$

$$A_s = 0.582 \text{ cm}^2$$

Verificación del acero mínimo:

$$A_s = 0.582 \text{ cm}^2 < A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d = 2.869 \text{ cm}^2 \quad (OK)$$

$$A_s = 0.582 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} = 2 * \rho_{min} * b * d = 0.821 \text{ cm}^2 \quad (\text{Considerar la cuantía mínima})$$

$$\therefore A_s = 0.821 \text{ cm}^2$$

Finalmente: Acero positivo en tramo 4 – 5 (+) = 1 Ø 1/2"

Según la información recabada en la figura. Se llevó a cabo el cálculo de la cantidad de acero para diversas secciones presentes en la vigueta, los resultados obtenidos se pueden apreciar en la tabla.

Tabla 28

Cálculo de cuantía de acero primer y según nivel

ACERO DE REFUERZO LOSA ALIGERADA (PRIMER y SEGUNDO NIVEL)									
VERIFICACIONES	APOYO	TRAMO	APOYO	TRAMO	APOYO	TRAMO	APOYO	TRAMO	APOYO
	1 (-)	1-2 (+)	2 (-)	2-3 (+)	3 (-)	3-4 (+)	4 (-)	4-5 (+)	5 (-)
bw (cm)	10,00	40,00	10,00	40,00	10,00	40,00	10,00	40,00	10,00
Mu (Ton-m)	0,32	0,71	0,67	0,11	0,10	0,19	0,40	0,37	0,32
$A_{s_{calculado}}$	0,51	1,13	1,13	0,17	0,15	0,30	0,65	0,58	0,51
$A_{s_{min}}$	0,41	0,82	0,41	0,82	0,41	0,82	0,41	0,82	0,41
$A_{s_{considerado}}$	0,51	1,13	1,13	0,82	0,41	0,82	0,65	0,82	0,51
Ø Acero a usar	0,71	1,27	1,27	1,27	0,71	1,27	0,71	1,27	0,71
$A_{s_{final}}$	1Ø3/8"	1Ø1/2"	1Ø1/2"	1Ø1/2"	1Ø3/8"	1Ø1/2"	1Ø3/8"	1Ø1/2"	1Ø3/8"

Nota. Elaboración propia

Tabla 29
Cálculo de cuantía de acero tercer nivel

ACERO DE REFUERZO LOSA ALIGERADA (TERCER NIVEL)									
VERIFICACIONES	APOYO 1 (-)	TRAMO 1-2 (+)	APOYO 2 (-)	TRAMO 2-3 (+)	APOYO 3 (-)	TRAMO 3-4 (+)	APOYO 4 (-)	TRAMO 4-5 (+)	APOYO 5 (-)
bw (cm)	10,00	40,00	10,00	40,00	10,00	40,00	10,00	40,00	10,00
Mu (Ton-m)	0,23	0,46	0,43	0,04	0,05	0,12	0,26	0,23	0,23
AS _{calculado}	0,37	0,72	0,70	0,06	0,08	0,19	0,42	0,36	0,37
AS _{min}	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41
AS _{considerado}	0,41	0,72	0,70	0,41	0,41	0,41	0,42	0,41	0,41
øAcero a usar	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71
AS _{final}	1Ø3/8"	1Ø3/8"	1Ø3/8"	1Ø3/8"	1Ø3/8"	1Ø3/8"	1Ø3/8"	1Ø3/8"	1Ø3/8"

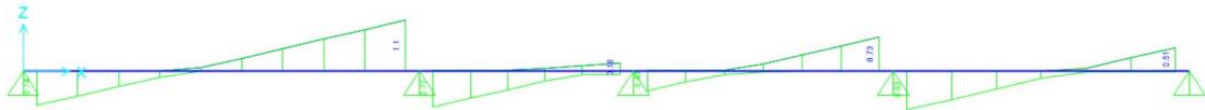
Nota. Elaboración propia

4.9.5. Diseño por fuerza cortante

Para el diseño por corte, se deberá realizar una verificación de la fuerza cortante que es capaz de resistir el concreto por su resistencia a la compresión y las dimensiones de la vigueta con la fuerza cortante última obtenida en el análisis estructural de la losa aligerada.

Figura 36

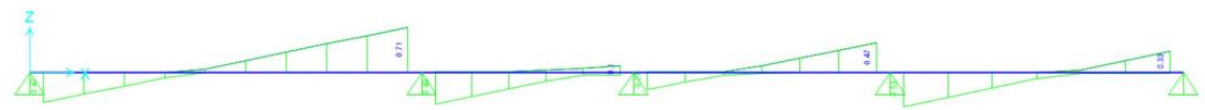
Diagrama de fuerzas cortante primer y segundo nivel



Nota. Elaboración propia

Figura 37

Diagrama de fuerzas cortantes tercer nivel



Nota. Elaboración propia

Datos para la verificación por corte:

$$f_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Resistencia a la Compresión del Concreto})$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Fluencia del Acero de Refuerzo})$$

$$\phi_v = 0.85 \quad (\text{Factor por Corte})$$

$$b = bw = 10 \text{ cm} \quad (\text{Ancho del Alma de la Vigueta})$$

Cálculo de la fuerza cortante que soporta el concreto:

$$V_c = 1.221 \text{ tonnef}$$

Verificación de la resistencia por corte:

$$V_c = 1.221 \text{ tonnef} \quad > \quad V_u = 1.1 \text{ tonnef} \quad (\text{OK, no requiere modificacion del ancho de la losa aligerada})$$

Según la información recabada en la figura 22. Se llevó a cabo el cálculo de verificación de los valores de diseño mediante la fuerza cortante del aligerado. Se puede apreciar en la tabla 39 que las ϕV_c superan a la V_u , lo que significa que cumple con el diseño.

4.9.6. Acero por temperatura

Además del refuerzo por flexión, se debe colocar un refuerzo mínimo perpendicular. Este refuerzo es llamado por temperatura, cuyo objetivo es ayudar a separar el refuerzo por flexión y evitar el agrietamiento por temperatura y contracción de fragua del concreto, fenómenos que se producen cuando existen áreas grandes de concreto. El espaciamiento recomendado por la E.060 es de un mínimo de 30cm.

Datos para el cálculo del acero de temperatura y su espaciamiento

$$b = 100 \text{ cm} \quad (\text{Ancho de calculo por metro})$$

$$t_f = 5 \text{ cm} \quad (\text{Espesor de la Ala de la Vigüeta})$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Fluencia del Acero de refuerzo})$$

Cálculo de Acero de temperatura (A_{st}):

$$A_{st_{E.060}} = 0.0018 * b * t_f = 0.9 \text{ cm}^2 \quad (\text{Cuantia de acero por temperatura E. 060})$$

$$A_{st_{ACI}} = 1.667 \text{ cm}^2 \quad (\text{Cuantía de acero por contraccion ACI})$$

Cálculo del espaciamiento por acero de temperatura (S):

$$A_{st_{varilla}} = 0.32 \text{ cm}^2 \quad (\text{Area del acero a emplear})$$

$$S_1 = 5 * t_f = 25 \text{ cm} \quad (\text{Espaciamiento recomendado por la E. 060})$$

$$S_2 = \frac{A_{S_{varilla}}}{A_{st_{E.060}}} = 0.356 \text{ m} \quad (\text{Espaciamiento por cuantia de E. 060})$$

$$S_3 = \frac{A_{S_{varilla}}}{A_{st_{ACI}}} = 0.192 \text{ m} \quad (\text{Espaciamiento por cuantia de ACI})$$

Finalmente: Acero por Temperatura = $\phi 1/4'' @ 17.5 \text{ cm}$

4.9.7. Detalles de la losa aligerada

Datos para el cálculo de la longitud de desarrollo, ganchos en tracción y longitudes de empalme

$$f_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Resistencia a la Compresión del Concreto})$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Fluencia del Acero de Refuerzo})$$

$$\psi_t = 1 \quad (\text{Factor para peraltes de losas} < 30\text{cm})$$

$$\psi_e = 1 \quad (\text{Factor para barras sin tratamiento sup})$$

$$\lambda = 1 \quad (\text{Factor para concreto de peso normal})$$

$$d = 17 \text{ cm} \quad (\text{Peralte efectivo de la Vigueta})$$

$$db_1 = \frac{3}{8} \text{ in} \quad (\text{Para el diametro de barra usado de } 3/8\text{"})$$

$$db_1 = \frac{1}{2} \text{ in} \quad (\text{Para el diametro de barra usado de } 1/2\text{"})$$

Longitud de desarrollo (l_d)

$$l_{d_{min}} = 30 \text{ cm} \quad (\text{Longitud de desarrollo minimo})$$

$$l_{d_1} = 33.666 \text{ cm} \quad (\text{Longitud de desarrollo para } 3/8\text{"})$$

$$l_{d_2} = 44.888 \text{ cm} \quad (\text{Longitud de desarrollo para } 3/8\text{"})$$

Finalmente:

$$l_d = 45 \text{ cm} \quad (\text{1er y 2do Nivel})$$

$$l_d = 35 \text{ cm} \quad (\text{3er Nivel})$$

Longitud de gancho en tracción (l_{dg}):

$$l_{dg_{min}} = 15 \text{ cm} \quad (\text{Longitud de desarrollode gancho minimo})$$

$$l_{dg_{min_1}} = 7.62 \text{ cm} \quad (\text{Longitud de desarrollode gancho minimo para } 3/8\text{"})$$

$$l_{dg_1} = 20.705 \text{ cm} \quad (\text{Longitud de desarrollode gancho para } 3/8\text{"})$$

$$l_{dg_{min_2}} = 10.16 \text{ cm} \quad (\text{Longitud de desarrollode gancho minimo para } 1/2\text{"})$$

$$l_{dg_2} = 27.606 \text{ cm} \quad (\text{Longitud de desarrollode gancho para } 1/2\text{"})$$

Finalmente:

$$l_{dg} = 20 \text{ cm} \quad (\text{1er y 2do Nivel})$$

$$l_{dg} = 15 \text{ cm} \quad (\text{3er Nivel})$$

$$\text{doblez}_1 = 12 \cdot db_1 = 11.43 \text{ cm} \quad (\text{Doblez } 90^\circ \text{ a considerar para } 3/8\text{"})$$

$$\text{doblez}_2 = 12 \cdot db_1 = 15.24 \text{ cm} \quad (\text{Doblez } 90^\circ \text{ a considerar para } 1/2\text{"})$$

$$L_{d1} = \frac{db_1}{2} + dolez_1 = 11.906 \text{ cm} \quad (\text{Longitud total de gancho para } 3/8'')$$

$$L_{d1} = \frac{db_2}{2} + dolez_2 = 15.875 \text{ cm} \quad (\text{Longitud total de gancho para } 1/2'')$$

Finalmente:

$$\text{Gancho} = 15 \text{ cm} \quad (\text{1er y 2do Nivel})$$

$$\text{Gancho} = 10 \text{ cm} \quad (\text{3er Nivel})$$

Longitud de empalmes (lst):

$$lst_1 = 1.3 * ld_1 = 43.766 \text{ cm} \quad (\text{Longitud de empalme para } 3/8'')$$

$$lst_2 = 1.3 * ld_1 = 58.354 \text{ cm} \quad (\text{Longitud de empalme para } 1/2'')$$

Finalmente:

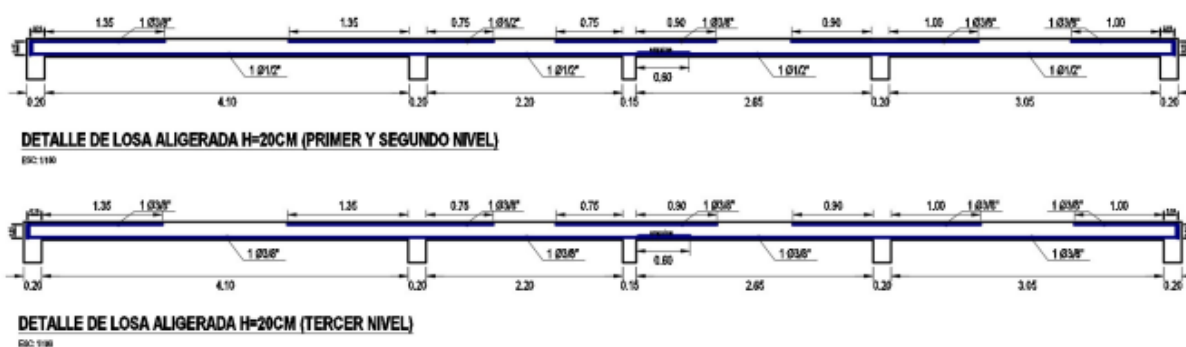
$$lst_1 = 60 \text{ cm} \quad (\text{1er y 2do Nivel})$$

$$lst_2 = 45 \text{ cm} \quad (\text{3er Nivel})$$

Detalle de la losa aligerada:

Figura 38

Detalle de la losa aligerada



Nota: Elaboración propia

4.9.8. Control de deflexiones

Datos para el cálculo de las deflexiones:

$$E_s = 2000000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad bf = 40 \text{ cm}$$

$$E_c = 217370.651 \frac{kgf}{cm^2} \quad bf = 40 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 9.201$$

Cálculo de la distancia a tracción:

$$Y_{t_{positivo}} = 13.214 \text{ cm}$$

$$Y_{t_{negativo}} = 6.786 \text{ cm}$$

Cálculo del momento de inercia bruto:

$$I_g = 11800.595 \text{ cm}^4$$

Cálculo del esfuerzo de agrietamiento

$$f_r = 28.983 \frac{kgf}{cm^2}$$

Cálculo del momento de agrietamiento:

$$M_{cr_{positivo}} = \frac{f_r * I_g}{Y_{t_{positivo}}} = 0.259 \text{ tonnef.m}$$

$$M_{cr_{negativo}} = \frac{f_r * I_g}{Y_{t_{negativo}}} = 0.504 \text{ tonnef.m}$$

Nota: Si los valores de los momentos negativos o positivos por servicio son menores a los momentos de agrietamiento se considera el 100% de las inercias brutas para el cálculo de las deflexiones

Tabla 30

Cálculo de deflexiones inmediatas por carga viva

DESCRIPCIÓN	Ln (m)	Δ_{iD} (cm)	Δ_{iD+L} (cm)	Δ_{iL} (cm)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)	Obs.
Tramo 1-2	4,1	0,3289	0,4341	0,1052	1,139	OK
Tramo 2-3	2,2	0,0282	0,034	0,0061	0,611	OK
Tramo 3-4	2,65	0,0174	0,0195	0,0022	0,736	OK
Tramo 4-5	3,05	0,0740	0,0714	-0,0026	0,847	OK

Nota. Elaboración propia

Tabla 31

Cálculo de deflexiones diferidas totales

DESCRIPCIÓN	ρ'	ξ_D	ξ_L	$\lambda'D$	$\lambda'L$	Δ_{iD} (cm)	Δ_{iL} (cm)	Δ (cm)	$D_{m\acute{a}x}$ (cm)	Obs.
-------------	---------	---------	---------	-------------	-------------	--------------------	--------------------	---------------	------------------------	------

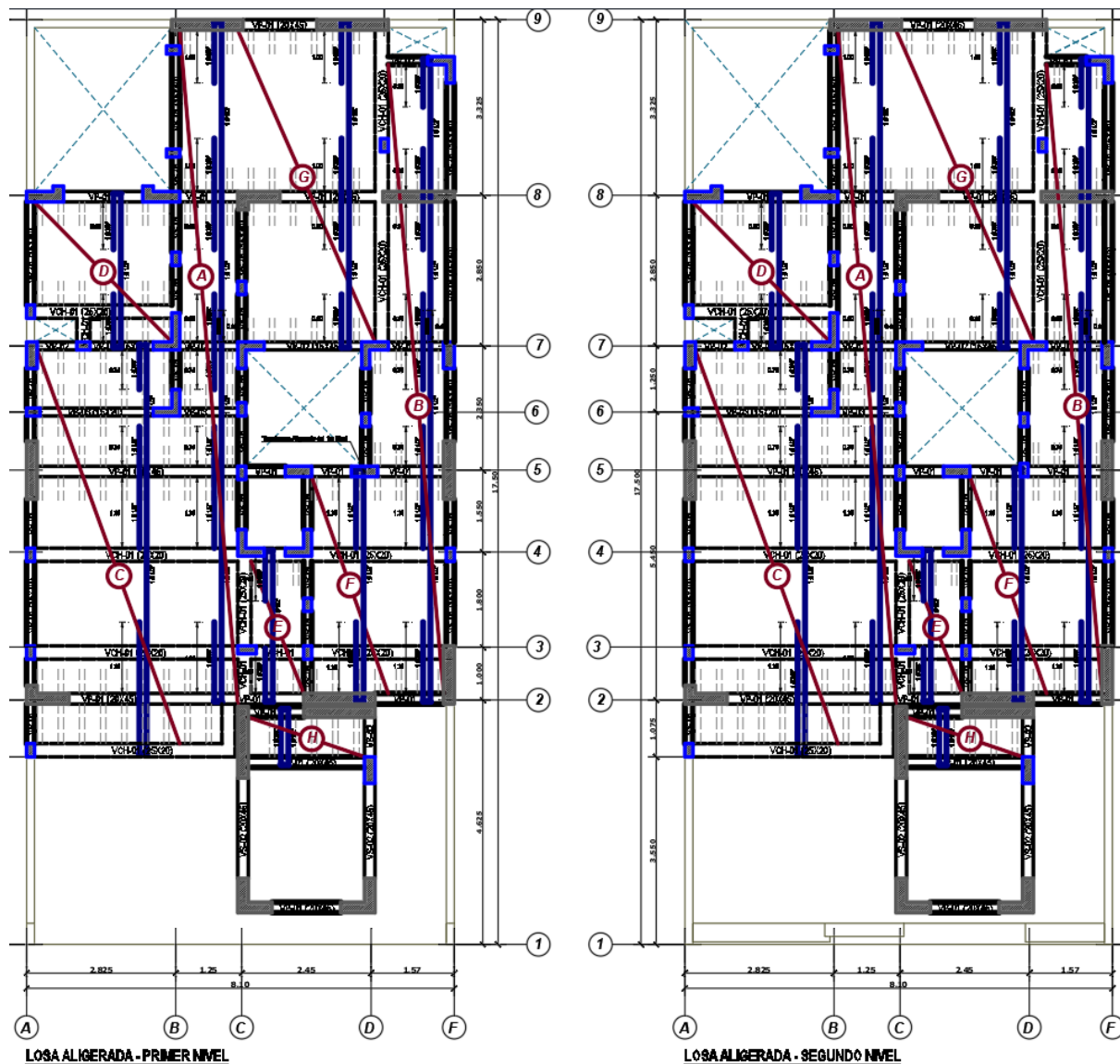
Tramo 1-2	0	1	2	1	2	0,3289	0,0526	0,4867	0,8542	OK
Tramo 2-3	0	1	2	1	2	0,0282	0,0030	0,0373	0,4583	OK
Tramo 3-4	0	1	2	1	2	0,0174	0,0011	0,0206	0,5521	OK
Tramo 4-5	0	1	2	1	2	0,0740	-0,0013	0,0701	0,6354	OK

Nota. Elaboración propia

Los valores obtenidos de las deflexiones inmediatas debido a la carga viva se encuentran por debajo de los límites máximos permitidos según la normativa vigente. De manera similar, las deflexiones diferidas también cumplen con los valores establecidos. Esto confirma que el peralte de la losa aligerada es adecuado para resistir las deflexiones ocasionadas tanto por la carga muerta como por la sobrecarga

Figura 39

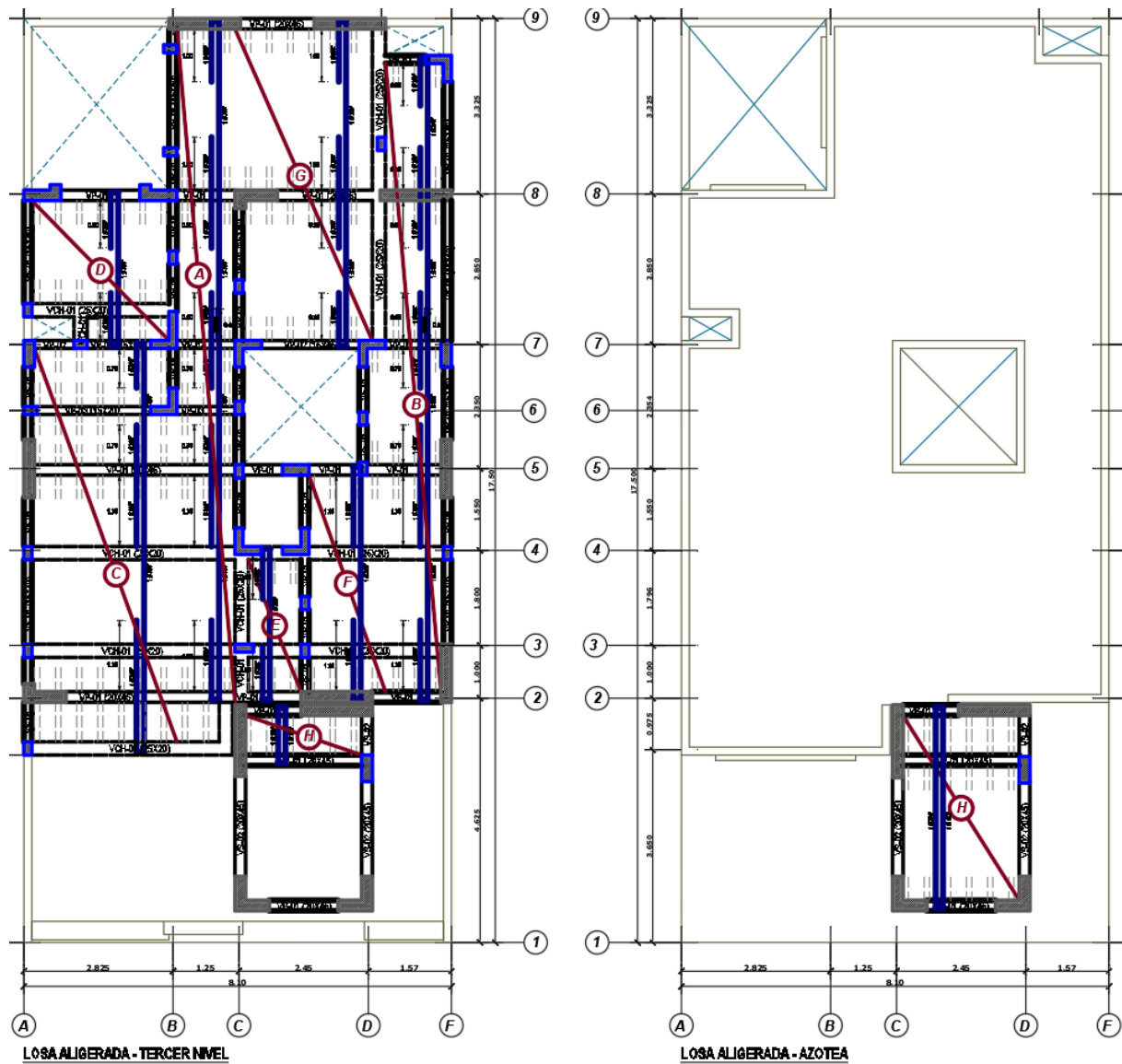
Distribución del refuerzo en la losa aligerada del primer y segundo nivel



Nota. Elaboración propia

Figura 40

Distribución del refuerzo en la losa aligerada del tercer nivel y azotea



Nota. Elaboración propia

En la figura 14, se presenta la distribución del acero de refuerzo en la losa, la cual ha sido diseñada para garantizar la resistencia estructural y el adecuado control de las deflexiones. La disposición del acero responde a los esfuerzos calculados, asegurando un comportamiento eficiente de la losa frente a las cargas aplicadas, tanto permanentes (carga muerta) como variables (sobrecarga).

4.10. DISEÑO DE VIGAS

4.10.1. Consideraciones

Las vigas son diseñadas por flexión, corte y torsión, el diseño por torsión solo se dará para ciertos casos. Para los diseños, se tomará en cuenta lo indicado en el Capítulo 9

"Resistencia de diseño", Capítulo 10 "Flexión y carga axial", Capítulo 11 "Cortante y torsión", Capítulo 21 "Disposiciones especiales para el diseño sísmico" y el Capítulo 12 "Longitudes de desarrollo y empalmes del refuerzo" del RNE E.060. El factor de reducción de resistencia (ϕ), para flexión será 0.90 y para cortante y torsión será 0.85. Para el concreto estructural, f'_c no debe ser inferior a 17 MPa, salvo para concreto estructural simple (véase 22.2.4). Los valores de f_y y f_{yt} usados en los cálculos de diseño no deben exceder de 550 MPa, excepto para los aceros de preesforzado, para los refuerzos transversales en espiral en 10.9.3, el refuerzo por cortante y torsión (véase 11.5.2 y 11.6.3.4). Según la Norma E.060, en su artículo 9.6.2.1. Los peraltes o espesores mínimos para no verificar deflexiones en vigas o losas nervadas en una dirección que no estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de dañarse por deflexiones excesivas del elemento estructural son:

Figura 41

Espesor o peralte mínimo

TABLA 9.1
PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	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	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

4.10.2. Diseño por flexión

En el análisis estructural, se ha considerado que las deformaciones unitarias tanto en el refuerzo como en el concreto son directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, cumpliendo con lo establecido en la normativa vigente, excepto para vigas de gran peralte, según lo definido en el apartado 10.7.1.

Se ha asumido que la máxima deformación unitaria utilizable del concreto en la fibra extrema sometida a compresión es igual a 0,003. Asimismo, el esfuerzo en el refuerzo se ha calculado como el módulo de elasticidad del acero multiplicado por la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo que exceden las correspondientes al límite de fluencia, el esfuerzo se ha considerado constante e igual al valor de f_y .

Para realizar el diseño de las vigas por flexión, primero definimos los datos necesarios para el siguiente cálculo:

$$f_c = 210 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\phi_f = 0.90$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$d = h - 6 \text{ cm} = 39 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0.90$$

$$\rho_b = 0.02$$

$$\rho_{max} = 0.0113$$

$$\rho_{min} = 0.0024$$

Cálculo del acero de refuerzo en el apoyo 1 (Eje 2-2)

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$M_u = 3.09 \text{ tonnef.m}$$

$$A_s = 2.167 \text{ cm}^2$$

Verificación de cuantía:

$$\rho_{acero} = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0028 \quad (\text{cuantía del acero calculado})$$

$$\rho_{acero} = 0.0028 < \rho_{max} = 0.0113 \quad (OK)$$

$$\rho_{acero} = 0.0028 > \rho_{min} = 0.0024 \quad (OK)$$

$$\therefore A_s = 2.17 \text{ cm}^2$$

Finalmente: Acero negativo en apoyo 1(-) = 2Ø1/2"

Cálculo del acero de refuerzo en el tramo 1-2 (Eje 2-2)

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$M_u = 2.00 \text{ tonnef.m}$$

$$A_s = 1.39 \text{ cm}^2$$

Verificación de cuantía:

$$\rho_{acero} = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.002 \quad (\text{cuantía del acero calculado})$$

$$\rho_{acero} = 0.002 < \rho_{max} = 0.0113 \quad (OK)$$

$$\rho_{acero} = 0.002 > \rho_{min} = 0.0024 \quad (OK)$$

$$\therefore A_s = 1.88 \text{ cm}^2$$

Finalmente: Acero positivo en tramo 1 – 2(+) = 2Ø1/2"

Cálculo del acero de refuerzo en el apoyo 2 (Eje 2-2)

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$Mu = 3.45 \text{ tonnef.m}$$

$$As = 2.43 \text{ cm}^2$$

Verificación de cuantía:

$$\rho_{acero} = \frac{As}{b \cdot d} = 0.0031 \quad (\text{cuantía del acero calculado})$$

$$\rho_{acero} = 0.0031 < \rho_{max} = 0.0113 \quad (OK)$$

$$\rho_{acero} = 0.0031 > \rho_{min} = 0.0024 \quad (OK)$$

$$\therefore As = 2.43 \text{ cm}^2$$

Finalmente: Acero negativo en apoyo 2(-) = 2Ø1/2"

Cálculo del acero de refuerzo en el tramo 2-3 (Eje 2-2)

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$Mu = 1.63 \text{ tonnef.m}$$

$$As = 1.12 \text{ cm}^2$$

Verificación de cuantía:

$$\rho_{acero} = \frac{As}{b \cdot d} = 0.0014 \quad (\text{cuantía del acero calculado})$$

$$\rho_{acero} = 0.0014 < \rho_{max} = 0.0113 \quad (OK)$$

$$\rho_{acero} = 0.0014 > \rho_{min} = 0.0024 \quad (\text{Considerar el Minimo})$$

$$\therefore As = 1.88 \text{ cm}^2$$

Finalmente: Acero positivo en tramo 2 – 3(+) = 2Ø1/2"

Cálculo del acero de refuerzo en el apoyo 3 (Eje 2-2)

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$Mu = 0.92 \text{ tonnef.m}$$

$$As = 0.63 \text{ cm}^2$$

Verificación de cuantía:

$$\rho_{acero} = \frac{As}{b \cdot d} = 0.001 \quad (\text{cuantía del acero calculado})$$

$$\rho_{acero} = 0.001 < \rho_{max} = 0.0113 \quad (OK)$$

$$\rho_{acero} = 0.001 > \rho_{min} = 0.0024 \quad (\text{Considerar el minimo})$$

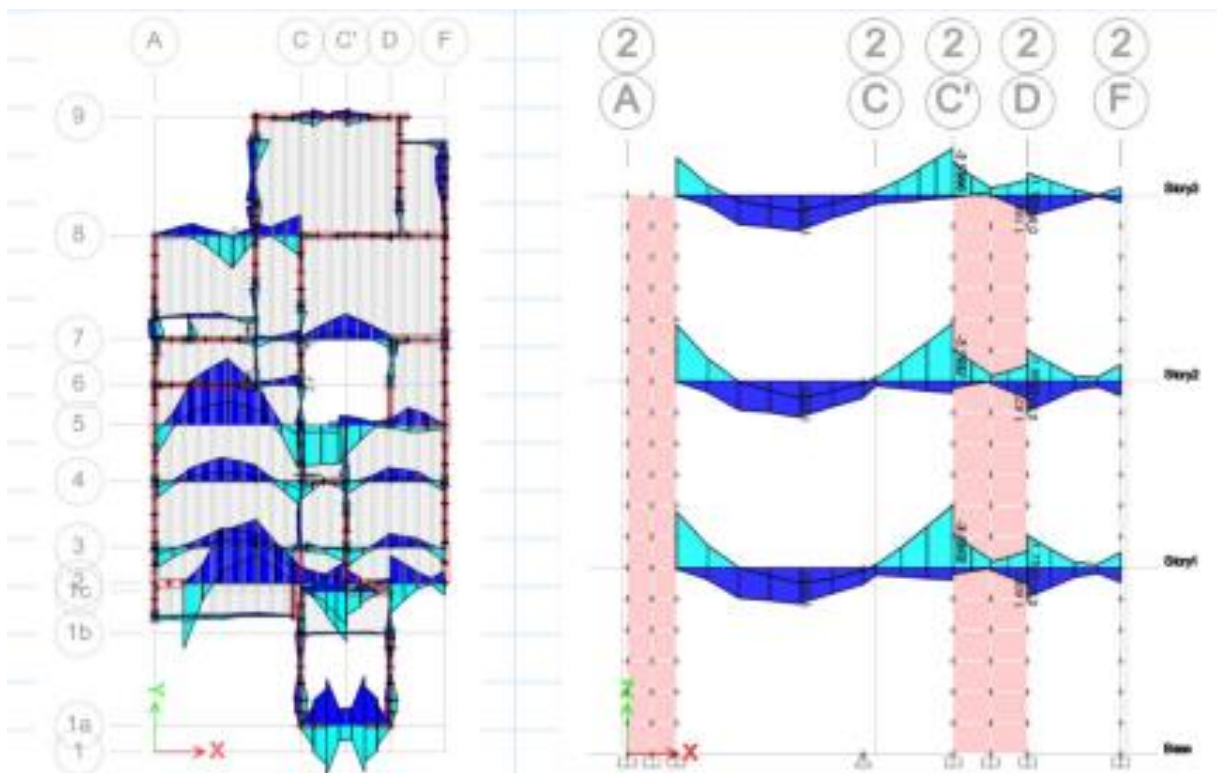
$$\therefore As = 1.88 \text{ cm}^2$$

Finalmente: Acero negativo en Apoyo $3(-) = 2\phi 1/2"$

En el diseño de la viga, se ha previsto la colocación de refuerzo continuo a lo largo de toda su extensión, cumpliendo con los requisitos normativos. Este refuerzo está compuesto por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior de la sección de la viga. El área de acero utilizada no es menor a la especificada en el apartado, asegurando así la capacidad estructural adecuada del elemento.

Figura 42

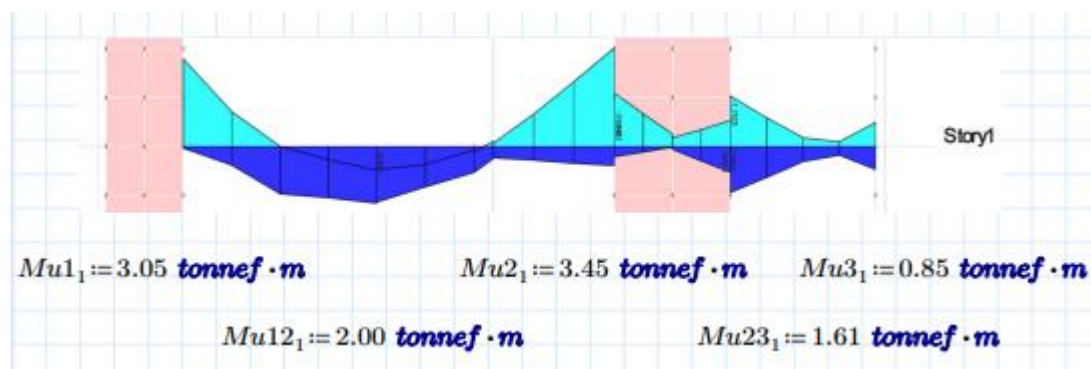
Momentos últimos de la envolvente



Nota. Elaboración propia

Figura 43

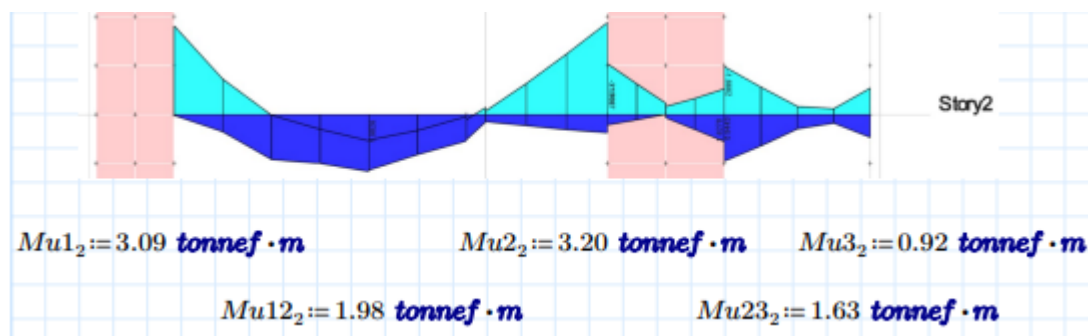
Momentos últimos envolvente eje 2-2 (primer nivel)



Nota. Elaboración propia

Figura 44

Momentos últimos envolvente Eje 2-2 (segundo y tercer nivel)



Nota. Elaboración propia

En las siguientes tablas, se observan los valores obtenidos como resultado del diseño de viga por flexión.

Tabla 32

Acero de refuerzo en vigas VP-01 (Eje 2)

ACERO DE REFUERZO EN VIGA VP-01 (20X45) - EJE 2					
VERIFICACIONES	APOYO 1 (-)	TRAMO 1-2 (+)	APOYO 2 (-)	TRAMO 2-3 (+)	APOYO 3 (-)
Mu (Ton-m)	3,09	1,98	3,45	1,63	0,92
AScalculado	2,17	1,37	2,43	1,12	0,63
ASmin	1,88	1,88	1,88	1,88	1,88
ASconsiderado	2,17	1,88	2,43	1,88	1,88
øAcero a usar	3,81	2,54	3,81	2,54	2,54
ASvarillas	3Ø1/2"	2Ø1/2"	3Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"
ASfinal	3,81	2,54	3,81	2,54	2,54
ASmaxima	8,78	8,78	8,78	8,78	8,78
Tipo de Falla	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil

Nota. Elaboración propia

Tabla 33

Acero de refuerzo en vigas VP-02 (Eje 7)

ACERO DE REFUERZO EN VIGA VP-02 (15X45) - EJE 7									
VERIFICACIONES	APOYO 1 (-)	TRAMO 1-2 (+)	APOYO 2 (-)	TRAMO 2-3 (+)	APOYO 3 (-)	TRAMO 3-4 (+)	APOYO 4 (-)	TRAMO 4-5 (+)	APOYO 5 (-)
Mu (Ton-m)	0,74	0,32	0,78	0,36	0,24	0,95	0,92	0,32	0,76
AScalculado	0,51	0,22	0,53	0,25	0,16	0,65	0,63	0,22	0,52
ASmin	1,41	1,41	1,41	1,41	1,41	1,41	1,41	1,41	1,41
ASconsiderado	1,41	1,41	1,41	1,41	1,41	1,41	1,41	1,41	1,41
øAcero a usar	2,54	2,54	2,54	2,54	3,81	3,81	3,81	2,54	2,54
ASvarillas	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	3Ø1/2"	3Ø1/2"	3Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"
ASfinal	2,54	2,54	2,54	2,54	3,81	3,81	3,81	2,54	2,54
ASmaxima	6,58	6,58	6,58	6,58	6,58	6,58	6,58	6,58	6,58
Tipo de Falla	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil

Nota. Elaboración propia

Tabla 34
Acero de refuerzo en vigas VP-03 (Eje 6)

ACERO DE REFUERZO EN VIGA VP-03 (15X20) - EJE 6					
VERIFICACIONES	APOYO 1 (-)	TRAMO 1-2 (+)	APOYO 2 (-)	TRAMO 2-3 (+)	APOYO 3 (-)
Mu (Ton-m)	0,05	0,05	0,20	0,35	0,10
AS _{calculado}	0,03	0,03	0,14	0,24	0,07
AS _{min}	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51
AS _{considerado}	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51
∅Acero a usar	1,42	1,42	1,42	1,42	1,42
AS _{varillas}	2Ø3/8"	2Ø3/8"	2Ø3/8"	2Ø3/8"	2Ø3/8"
AS _{final}	1,42	1,42	1,42	1,42	1,42
AS _{maxima}	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36
Tipo de Falla	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil

Nota. Elaboración propia

Tabla 35
Acero de refuerzo en vigas VS-02 (Eje C)

ACERO DE REFUERZO EN VIGA VS-01 (15X40) - EJE A									
VERIFICACIONES	APOYO 1 (-)	TRAMO 1-2 (+)	APOYO 2 (-)	TRAMO 2-3 (+)	APOYO 3 (-)	TRAMO 3-4 (+)	APOYO 4 (-)	TRAMO 4-5 (+)	APOYO 5 (-)
Mu (Ton-m)	0,40	0,42	0,54	0,42	1,05	0,51	0,35	0,45	0,68
AS _{calculado}	0,27	0,29	0,37	0,29	0,72	0,35	0,24	0,31	0,46
AS _{min}	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23
AS _{considerado}	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23
∅Acero a usar	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54
AS _{varillas}	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"
AS _{final}	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54
AS _{maxima}	5,74	5,74	5,74	5,74	5,74	5,74	5,74	5,74	5,74
Tipo de Falla	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil

Nota. Elaboración propia

Tabla 36
Acero de refuerzo en vigas VS-01 (Eje A)

ACERO DE REFUERZO EN VIGA VS-02 (20X45) - EJE C					
VERIFICACIONES	APOYO 1 (-)	TRAMO 1-2 (+)	APOYO 2 (-)	TRAMO 2-3 (+)	APOYO 3 (-)
Mu (Ton-m)	0,50	0,55	0,56	0,40	0,38
AS _{calculado}	0,34	0,38	0,38	0,27	0,26
AS _{min}	1,88	1,88	1,88	1,88	1,88
AS _{considerado}	1,88	1,88	1,88	1,88	1,88
∅Acero a usar	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54
AS _{varillas}	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"
AS _{final}	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54
AS _{maxima}	8,78	8,78	8,78	8,78	8,78
Tipo de Falla	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil	Dúctil

Nota. Elaboración propia

Tabla 37
Acero de refuerzo en vigas VCH-01 (Eje 4)

ACERO DE REFUERZO EN VIGA VCH-01 (35X20) - EJE 4					
VERIFICACIONES	APOYO 1 (-)	TRAMO 1-2 (+)	APOYO 2 (-)	TRAMO 2-3 (+)	APOYO 3 (-)
Mu (Ton-m)	0,77	0,72	1,12	0,42	0,61
AS _{calculado}	0,53	0,49	0,77	0,29	0,42
AS _{min}	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18
AS _{considerado}	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18
øAcero a usar	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13
AS _{varillas}	3Ø3/8"	3Ø3/8"	3Ø3/8"	3Ø3/8"	3Ø3/8"
AS _{final}	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13
AS _{maxima}	5,51	5,51	5,51	5,51	5,51
Tipo de Falla	Ductil	Ductil	Ductil	Ductil	Ductil

Nota. Elaboración propia

4.10.3. Diseño por corte

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

(a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas. En los elementos en flexo compresión, los momentos nominales en los extremos de la luz libre del elemento, estarán asociados a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible.

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5

Los datos para el cálculo del acero para estribos (Tramo 1-2) VP-01:

$$L_n = 4.45 \text{ m}$$

$$f_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi_v = 0.85$$

$$b = 20.00 \text{ cm}$$

$$h = 45.00 \text{ cm}$$

$$PE = 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$At = 2.75 \text{ m}$$

$$P_{losa} = 300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$P_{acabados} = 100 \text{ kgf/m}^2$$

Cálculo de carga última (CU):

$$CU_{viga} = 1.25 \cdot (CM_{viga} + CV_{viga}) = 2.33 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Cálculo del momento nominal izquierdo (Mni):

$$Mn_{ip} = As_{ip} \cdot fy \cdot \left(d_{ip} - \frac{a_{ip}}{2} \right) = 4.15 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cálculo del momento nominal derecho (Mnd):

$$Mn_{dp} = As_{dp} \cdot fy \cdot \left(d_{dp} - \frac{a_{dp}}{2} \right) = 4.15 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cálculo de la cortante última (Vu):

$$Vu_i = \frac{CU_{viga} \cdot Ln}{2} + \frac{Mn_{in} + Mn_{dp}}{Ln} = 7.49 \text{ tonnef}$$

$$Vu_d = \frac{CU_{viga} \cdot Ln}{2} + \frac{Mn_{ip} + Mn_{dn}}{Ln} = 7.49 \text{ tonnef}$$

$$Vu = \max(Vu_{1_1}, Vu_{2_1}, Vu_i, Vu_d) = 7.49 \text{ tonnef}$$

Cálculo del espaciamiento de los estribos (Zona \leq Lo=2h):

$$Av = 2 \times 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$db_v = 0.95 \text{ cm}$$

$$db_o = 1.27 \text{ cm}$$

$$d = \max(d_{in}, d_{ip}, d_{dn}, d_{dp}) = 40.37$$

$$S_1 = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} = 27.31 \text{ cm} \quad (\text{Primer espaciamiento de estribos})$$

$$S_2 = \frac{d}{4} = 10.09 \text{ cm} \quad (\text{Segundo espaciamiento de estribos})$$

$$S_3 = 10 \cdot db_o = 12.70 \text{ cm} \quad (\text{Tercer espaciamiento de estribos})$$

$$S_4 = 24 \cdot db_o = 22.80 \text{ cm} \quad (\text{Cuarto espaciamiento de estribos})$$

$$S_5 = 30 \text{ cm} \quad (\text{Quinto espaciamiento de estribos})$$

$$s = \min(s_1, s_2, s_3, s_4, s_5)$$

$$s = 10.09 \text{ cm} \quad (\text{Espaciamiento de estribos en una longitud } L_o = 2h)$$

$$N = \frac{2 \cdot h}{s} = 8.92 \quad (\text{Cantidad de estribos})$$

Finalmente: Estribos VP-01 = [Ø3/8", 1@0.05, 9@0.10, Rto. @0.20

Tabla 38

Estribos en la viga VP-01

DISEÑO POR CORTE VIGA VP-01 (20X45)	
ZONA DE CONFINAMIENTO (Zona ≤ Lo)	
Vs: Resistencia al corte del acero (V_u/ϕ_v)	8,85
Av: Área de acero del estribo (cm^2)	1,42
dbh: Diámetro de la barra estribo (pulg)	3/8
s ₁ : Primer espaciamento de estribos ($Avfyd/V_s$)	0,27
s ₂ : Segundo espaciamento de estribos ($d/4$)	0,10
s ₃ : Tercer espaciamento de estribos (10db)	0,13
s ₄ : Cuarto espaciamento de estribos (24dbh)	0,23
s ₅ : Quinto espaciamento de estribos (0.30m)	0,30
s: Espaciamento de estribos en una longitud L_o (m)	0,10
Lo: Longitud L_o (m)	0,90
ZONA CENTRAL (Zona > Lo)	
V _{uLo} : Cortante último a una distancia $L_o=2h$ ($V_u-wuL_o/2$)	6,47
Vc: Resistencia al corte del concreto ($0.53\sqrt{f'cbd}$)	6,20
V _{sLo} : Corte del acero a una distancia L_o (V_u/ϕ_v-V_c)	1,41
s _{1Lo} : Primer espaciamento a L_o ($Avfyd/V_{sLo}$)	1,71
s _{2Lo} : Segundo espaciamento de estribos a L_o ($d/2$)	0,20
s _{Lo} : Espaciamento de estribos más allá de $L_o=2h$ (m)	0,20
Usar []: Ø 3/8" 1@0,05, 9@0,10, Rsto. @ 0,20	

Nota. Elaboración propia

Tabla 39

Estribos en la viga VP-02

DISEÑO POR CORTE VIGA VP-02 (15X45)	
ZONA DE CONFINAMIENTO (Zona ≤ Lo)	
Vs: Resistencia al corte del acero (V_u/ϕ_v)	9,11
Av: Área de acero del estribo (cm^2)	1,42
dbh: Diámetro de la barra estribo (pulg)	3/8
s ₁ : Primer espaciamento de estribos ($Avfyd/V_s$)	0,26
s ₂ : Segundo espaciamento de estribos ($d/4$)	0,10
s ₃ : Tercer espaciamento de estribos (10db)	0,13
s ₄ : Cuarto espaciamento de estribos (24dbh)	0,23
s ₅ : Quinto espaciamento de estribos (0.30m)	0,30
s: Espaciamento de estribos en una longitud L_o (m)	0,10
Lo: Longitud L_o (m)	0,90
ZONA CENTRAL (Zona > Lo)	
V _{uLo} : Cortante último a una distancia $L_o=2h$ ($V_u-wuL_o/2$)	6,74
Vc: Resistencia al corte del concreto ($0.53\sqrt{f'cbd}$)	4,65
V _{sLo} : Corte del acero a una distancia L_o (V_u/ϕ_v-V_c)	4,46
s _{1Lo} : Primer espaciamento a L_o ($Avfyd/V_{sLo}$)	0,54
s _{2Lo} : Segundo espaciamento de estribos a L_o ($d/2$)	0,20
s _{Lo} : Espaciamento de estribos más allá de $L_o=2h$ (m)	0,20
Usar []: Ø 3/8" 1@0,05, 9@0,10, Rsto. @ 0,20	

Nota. Elaboración propia

Tabla 40*Estribos en la viga VP-03*

DISEÑO POR CORTE VIGA VP-03 (15X20)	
ZONA CENTRAL (Zona > Lo)	
Vs: Resistencia al corte del acero (V_u/ϕ_v)	3,47
Av: Área de acero del estribo (cm^2)	1,42
dbh: Diámetro de la barra estribo (pulg)	3/8
s ₁ : Primer espaciamiento de estribos ($Avfyd/V_s$)	0,26
s ₂ : Segundo espaciamiento de estribos (0.10m)	0,10
s: Espaciamiento de estribos en una longitud Lo (m)	0,10
Usar []: Ø 3/8" 1@0,05, Rsto. @ 0,10	

Nota. Elaboración propia

Tabla 41*Estribos en la viga VS-01*

DISEÑO POR CORTE VIGA VS-01 (15X40)	
ZONA DE CONFINAMIENTO (Zona ≤ Lo)	
Vs: Resistencia al corte del acero (V_u/ϕ_v)	4,59
Av: Área de acero del estribo (cm^2)	1,42
dbh: Diámetro de la barra estribo (pulg)	3/8
s ₁ : Primer espaciamiento de estribos ($Avfyd/V_s$)	0,46
s ₂ : Segundo espaciamiento de estribos (d/4)	0,09
s ₃ : Tercer espaciamiento de estribos (10db)	0,13
s ₄ : Cuarto espaciamiento de estribos (24dbh)	0,23
s ₅ : Quinto espaciamiento de estribos (0.30m)	0,30
s: Espaciamiento de estribos en una longitud Lo (m)	0,09
Lo: Longitud Lo (m)	0,80
ZONA CENTRAL (Zona > Lo)	
V _{uLo} : Cortante último a una distancia $Lo=2h$ ($V_u-wuLo/2$)	3,49
V _c : Resistencia al corte del concreto ($0.53\sqrt{f'c}bd$)	4,07
V _{sLo} : Corte del acero a una distancia Lo (V_u/ϕ_v-V_c)	0,52
s _{1Lo} : Primer espaciamiento a Lo ($Avfyd/V_{sLo}$)	4,06
s _{2Lo} : Segundo espaciamiento de estribos a Lo (d/2)	0,18
s _{Lo} : Espaciamiento de estribos más allá de $Lo=2h$ (m)	0,18
Usar []: Ø 3/8" 1@0,05, 8@0,10, Rsto. @ 0,175	

Nota. Elaboración propia

Tabla 42*Estribos en la viga VS-02*

DISEÑO POR CORTE VIGA VS-02 (20X45)	
ZONA DE CONFINAMIENTO (Zona ≤ Lo)	
Vs: Resistencia al corte del acero (V_u/ϕ_v)	4,87
Av: Área de acero del estribo (cm^2)	1,42
dbh: Diámetro de la barra estribo (pulg)	3/8
s ₁ : Primer espaciamiento de estribos ($Avfyd/V_s$)	0,49
s ₂ : Segundo espaciamiento de estribos (d/4)	0,10
s ₃ : Tercer espaciamiento de estribos (10db)	0,13
s ₄ : Cuarto espaciamiento de estribos (24dbh)	0,23
s ₅ : Quinto espaciamiento de estribos (0.30m)	0,30
s: Espaciamiento de estribos en una longitud Lo (m)	0,10
Lo: Longitud Lo (m)	0,90
ZONA CENTRAL (Zona > Lo)	
V _{uLo} : Cortante último a una distancia $Lo=2h$ ($V_u-wuLo/2$)	3,68
V _c : Resistencia al corte del concreto ($0.53\sqrt{f'c}bd$)	6,20
V _{sLo} : Corte del acero a una distancia Lo (V_u/ϕ_v-V_c)	Resit. Concreto
Usar []: Ø 3/8" 1@0,05, 9@0,10, Rsto. @ 0,25	

Nota. Elaboración propia

Tabla 43
Estribos en la viga VCH-01

DISEÑO POR CORTE VIGA VCH-01 (35X20)	
ZONA CENTRAL (Zona > Lo)	
Vs: Resistencia al corte del acero (V_u/ϕ_v)	3,34
Av: Área de acero del estribo (cm^2)	1,42
dbh: Diámetro de la barra estribo (pulg)	3/8
s ₁ : Primer espaciamiento de estribos ($Avfyd/V_s$)	0,27
s ₂ : Segundo espaciamiento de estribos (0.10m)	0,10
s: Espaciamiento de estribos en una longitud Lo (m)	0,10
Usar []: Ø 3/8" 1@0,05, Rsto. @ 0,10	

Nota. Elaboración propia

Figura 45
Detalle de las vigas VP-01 20x45 (1er, 2do y 3er nivel)

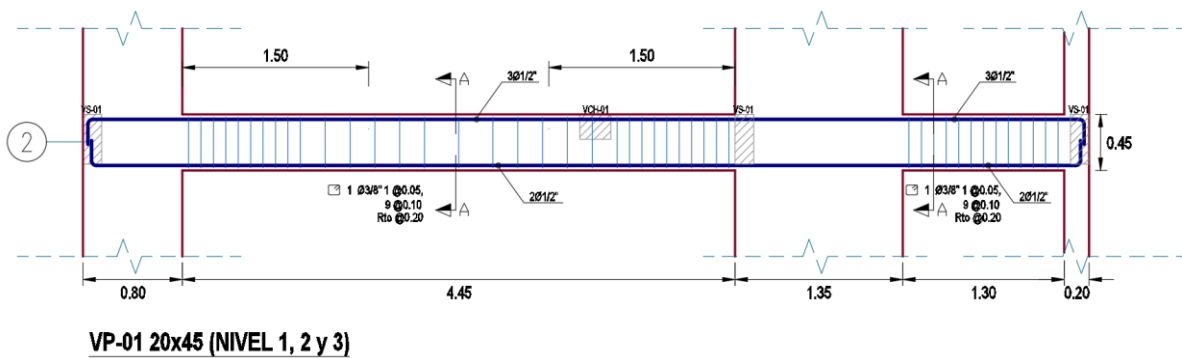


Figura 46
Detalle de las vigas VP-02 15x45 (1er, 2do y 3er nivel)

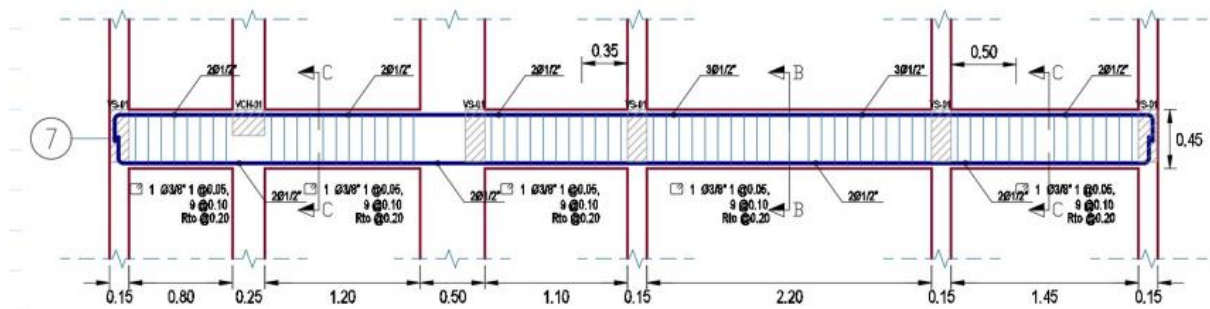


Figura 47
Detalle de las vigas VS-01 15x40 (1er, 2do y 3er nivel)

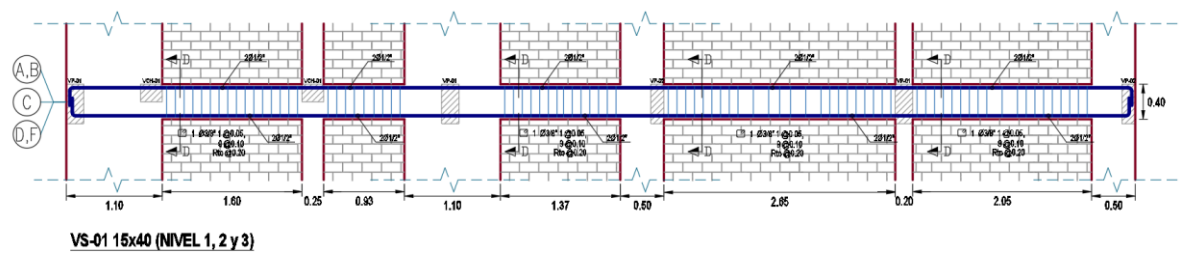
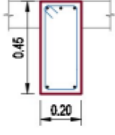
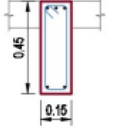
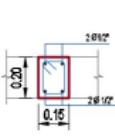
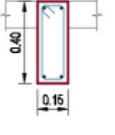
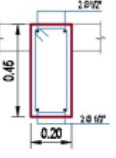
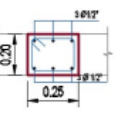


Figura 48
Cuadro de vigas

CUADRO DE VIGAS							
ESC: 1/25							
ZONA	TIPO	VP-01	VP-02	VP-03	VS-01	VS-02	VCH-01
Nivel	Sección	20X45	15X45	15X20	15X40	20X45	25X20
	As Continuo	Según desarrollo	Según desarrollo	4 Ø1/2"	Según desarrollo	4 Ø1/2"	6 Ø3/8"
1, 2 y 3							
	Estribo	Según desarrollo	Según desarrollo	1 Ø3/8" 1 @0.05, Rto @0.10	Según desarrollo	1 Ø3/8" 1 @0.05, 3 @0.10 Rto @0.25	1 Ø1/4" 1 @0.05, Rto @0.10

4.11. DISEÑO DE COLUMNAS

El diseño sísmico de las columnas se realizará por flexo-compresión empleando el diagrama de interacción y también por corte; para ello, se considerará el capítulo 21 "Disposiciones especiales para el diseño sísmico" y el capítulo 12 "Longitudes de desarrollo y empalmes del refuerzo" del RNE E.060.

4.11.1. Diseño por flexo-compresión

La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1 % ni mayor que 6 % del área total de la sección transversal. El límite inferior del área de refuerzo longitudinal es para controlar las deformaciones dependientes del tiempo y para que el momento de fluencia exceda al momento de fisuración. El límite superior refleja principalmente la preocupación por la congestión del acero y por otra parte evitar obtener secciones de comportamiento frágil.

Figura 49
Ubicación de las columnas en planta

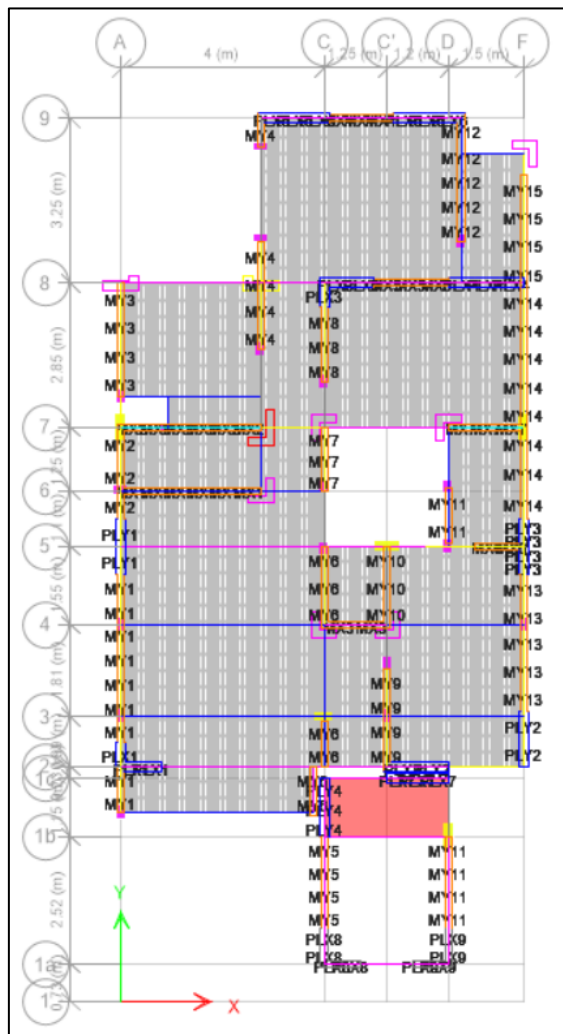
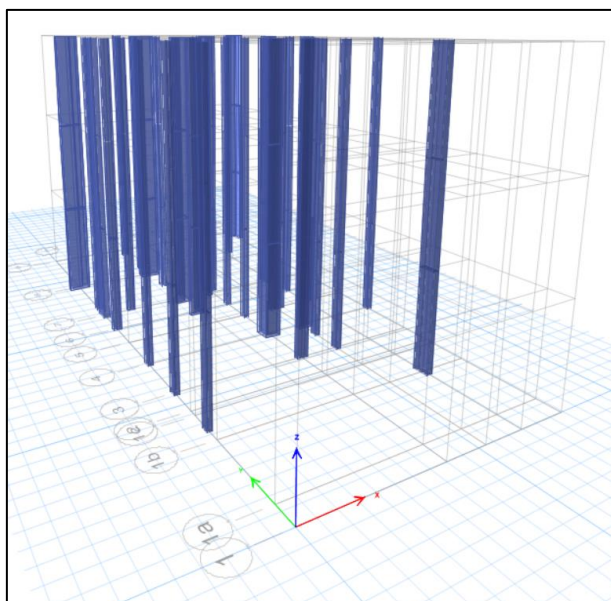


Figura 50
Vista en 3D de las columnas



Columna C-01 15x25

Acero en elementos de borde:

$$As1 = Ag * 1 \% = 15 * 25 * 0.01$$

$$\Rightarrow As1 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{varillas (1)} = 4\emptyset 1/2''$$

Figura 51

Detalle de la sección de la columna 01

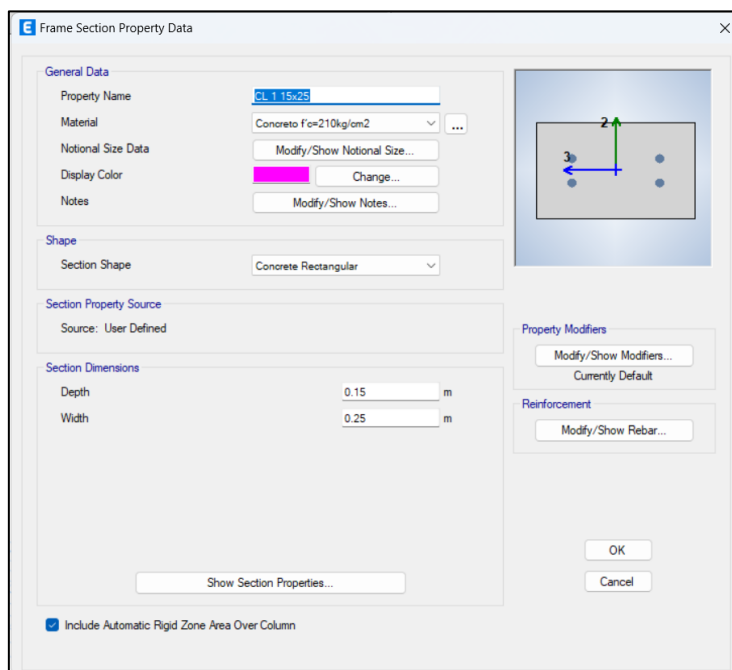


Tabla 44

Combinaciones de cargas en la columna 01 (Top)

FUERZAS INTERNAS (TOP)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	0,59	-0,01	0,18	-0,11	0,01
L	0,16	0,00	0,07	-0,05	0,00
SX	0,17	0,05	0,03	0,02	0,03
SY	0,05	0,06	0,01	0,00	0,04
COMBO 1	1,11	-0,02	0,38	-0,24	0,01
COMBO 2	1,12	0,03	0,35	-0,18	0,05
COMBO 3	0,77	-0,07	0,29	-0,22	-0,02
COMBO 4	0,99	0,04	0,33	-0,20	0,05
COMBO 5	0,90	-0,08	0,31	-0,20	-0,03
COMBO 6	0,71	0,04	0,20	-0,08	0,04
COMBO 7	0,36	-0,06	0,13	-0,12	-0,03
COMBO 8	0,58	0,05	0,17	-0,10	0,05
COMBO 9	0,49	-0,07	0,16	-0,11	-0,03

Nota. Elaboración propia

Tabla 45
Combinaciones de cargas en la columna 01 (Botton)

FUERZAS INTERNAS (BOTTON)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	0,86	0,01	-0,16	-0,11	0,01
L	0,16	0,00	-0,06	-0,05	0,00
SX	0,17	0,05	0,03	0,02	0,03
SY	0,05	0,06	0,01	0,00	0,04
COMBO 1	1,48	0,02	-0,33	-0,24	0,01
COMBO 2	1,45	0,07	-0,25	-0,18	0,05
COMBO 3	1,11	-0,04	-0,30	-0,22	-0,02
COMBO 4	1,33	0,08	-0,27	-0,20	0,05
COMBO 5	1,24	-0,05	-0,28	-0,20	-0,03
COMBO 6	0,95	0,06	-0,12	-0,08	0,04
COMBO 7	0,60	-0,04	-0,17	-0,12	-0,03
COMBO 8	0,82	0,07	-0,14	-0,10	0,05
COMBO 9	0,73	-0,05	-0,15	-0,11	-0,03

Nota. Elaboración propia

Figura 52
Diagrama de interacción con ϕ M3 de la columna C-01

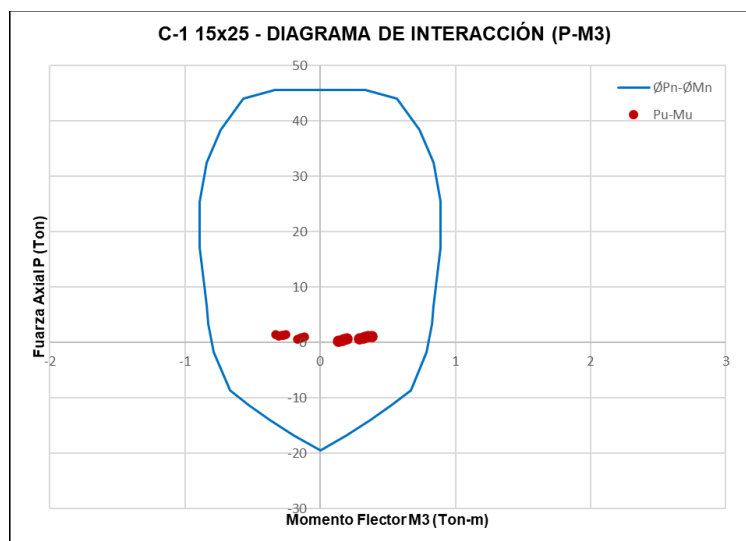
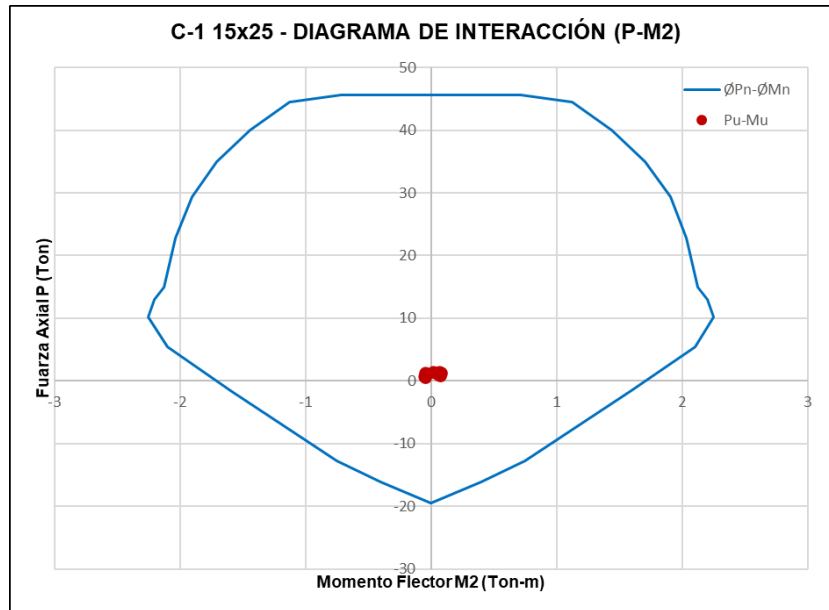


Figura 53

Diagrama de interacción con $\phi M2$ de la columna C-01



Columna C-02 20x50

$$As2 = Ag * 1\% = 20 * 50 * 0.01$$

$$\Rightarrow As2 = 10.00 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{varillas (2)} = 8\emptyset 1/2''$$

Figura 54

Detalle de la sección de la columna 02

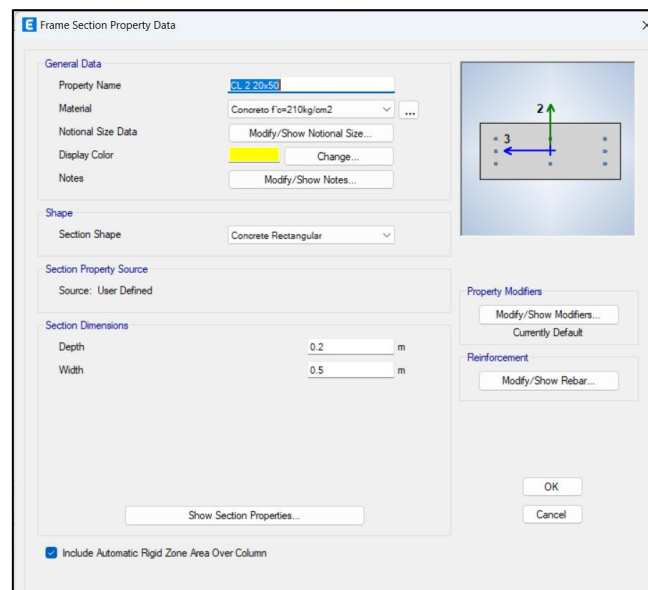


Tabla 46
Combinaciones de cargas en la columna 02 (Top)

FUERZAS INTERNAS (TOP)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	5,25	0,03	0,01	0,03	-0,18
L	0,65	0,01	0,00	0,00	-0,03
SX	4,10	0,35	0,00	0,23	0,80
SY	0,34	0,38	0,00	0,06	1,01
COMBO 1	8,45	0,05	0,01	0,04	-0,31
COMBO 2	11,47	0,39	0,02	0,27	0,53
COMBO 3	3,27	-0,31	0,01	-0,20	-1,07
COMBO 4	7,71	0,42	0,01	0,10	0,75
COMBO 5	7,03	-0,34	0,01	-0,03	-1,28
COMBO 6	8,82	0,38	0,01	0,26	0,64
COMBO 7	0,62	-0,33	0,00	-0,20	-0,97
COMBO 8	5,06	0,40	0,01	0,09	0,85
COMBO 9	4,39	-0,36	0,01	-0,04	-1,18

Nota. Elaboración propia

Tabla 47
Combinaciones de cargas en la columna 02 (Botton)

FUERZAS INTERNAS (BOTTON)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	6,50	0,11	-0,04	-0,11	0,23
L	0,73	0,01	-0,01	-0,02	0,03
SX	9,53	0,68	0,24	0,46	0,82
SY	3,09	0,83	0,02	0,05	0,94
COMBO 1	10,34	0,18	-0,07	-0,18	0,37
COMBO 2	18,57	0,83	0,18	0,30	1,14
COMBO 3	-0,49	-0,52	-0,30	-0,62	-0,50
COMBO 4	12,13	0,99	-0,04	-0,11	1,26
COMBO 5	5,95	-0,67	-0,08	-0,21	-0,62
COMBO 6	15,37	0,78	0,20	0,36	1,02
COMBO 7	-3,68	-0,58	-0,28	-0,56	-0,61
COMBO 8	8,94	0,93	-0,02	-0,05	1,14
COMBO 9	2,76	-0,73	-0,06	-0,15	-0,74

Nota. Elaboración propia

Figura 55

Diagrama de interacción con $\phi M3$ de la columna C-02

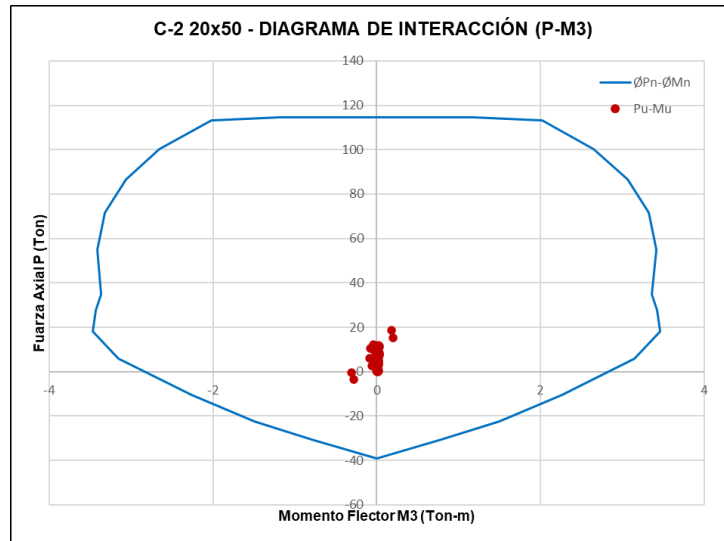
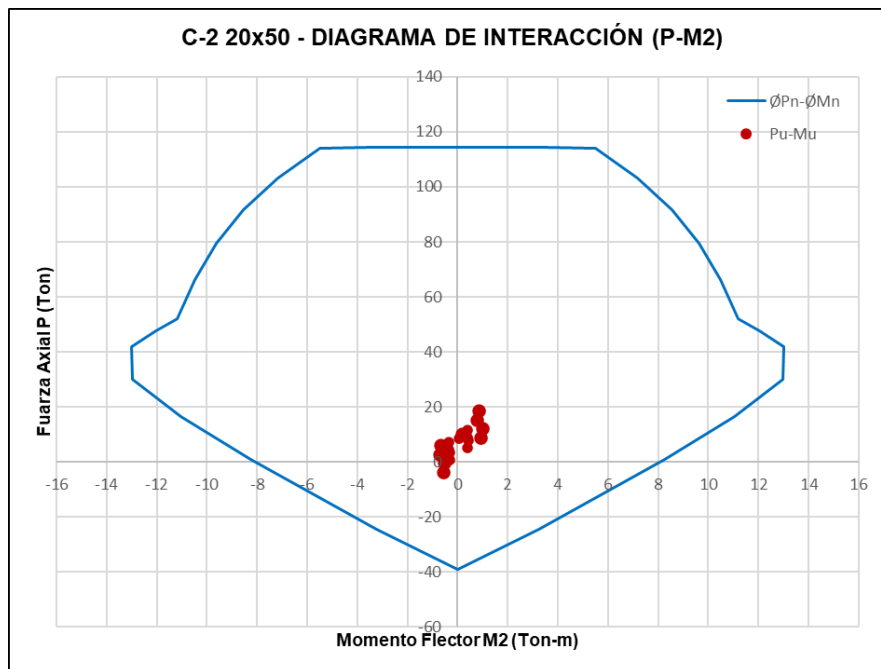
**Figura 56**

Diagrama de interacción con $\phi M2$ de la columna C-02



Columna C-03 70x30x20

$$As3 = Ag * 1\% = 1200 * 0.01$$

$$\Rightarrow As3 = 12.00 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{varillas (3)} = 12\emptyset 1/2''$$

Figura 57
Detalle de la sección de la columna 03

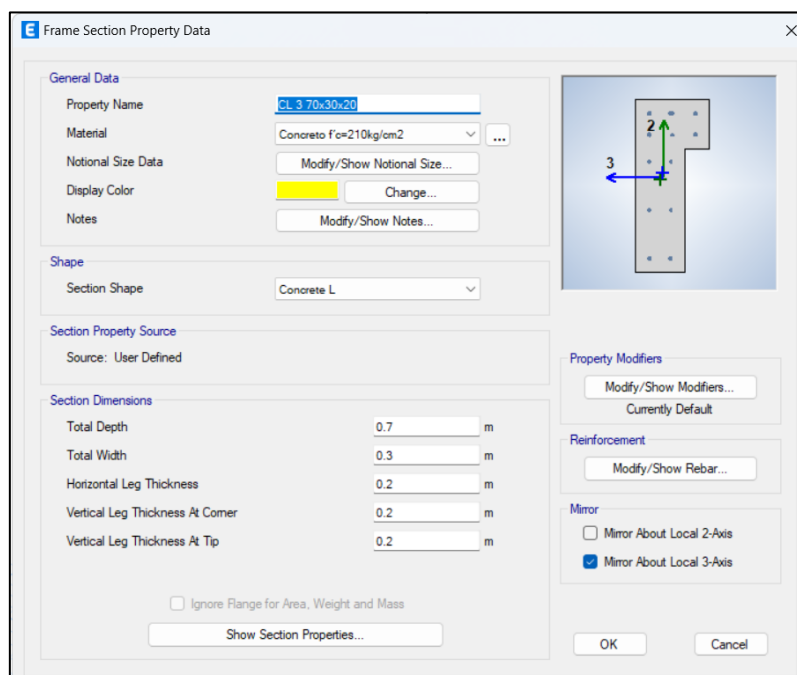


Tabla 48
Combinaciones de cargas en la columna 03 (Top)

FUERZAS INTERNAS (TOP)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	7,27	0,18	0,00	0,03	-0,10
L	0,75	0,04	0,00	0,00	-0,02
SX	6,99	0,16	0,02	0,12	0,52
SY	4,76	0,07	0,03	0,28	0,16
COMBO 1	11,44	0,32	-0,01	0,05	-0,18
COMBO 2	17,00	0,43	0,01	0,16	0,37
COMBO 3	3,03	0,12	-0,02	-0,07	-0,67
COMBO 4	14,77	0,35	0,03	0,32	0,01
COMBO 5	5,26	0,20	-0,04	-0,23	-0,31
COMBO 6	13,53	0,32	0,01	0,14	0,43
COMBO 7	-0,45	0,00	-0,02	-0,09	-0,61
COMBO 8	11,30	0,23	0,03	0,30	0,07
COMBO 9	1,78	0,09	-0,03	-0,25	-0,25

Nota. Elaboración propia

Tabla 49
Combinaciones de cargas en la columna 03 (Botton)

FUERZAS INTERNAS (BOTTON)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	8,74	-0,10	-0,06	-0,14	-0,11
L	0,78	-0,03	0,00	-0,01	-0,03
SX	9,18	1,21	0,28	0,52	0,52
SY	7,67	0,34	0,45	0,66	0,16
COMBO 1	13,55	-0,19	-0,09	-0,22	-0,20
COMBO 2	21,07	1,04	0,20	0,33	0,34
COMBO 3	2,71	-1,37	-0,35	-0,71	-0,69
COMBO 4	19,56	0,17	0,37	0,47	-0,01
COMBO 5	4,22	-0,50	-0,52	-0,85	-0,33
COMBO 6	17,04	1,11	0,23	0,40	0,42
COMBO 7	-1,32	-1,30	-0,33	-0,65	-0,62
COMBO 8	15,53	0,24	0,40	0,53	0,06
COMBO 9	0,19	-0,43	-0,50	-0,78	-0,26

Nota. Elaboración propia

Figura 58
Diagrama de interacción con ϕ M3 de la columna C-03

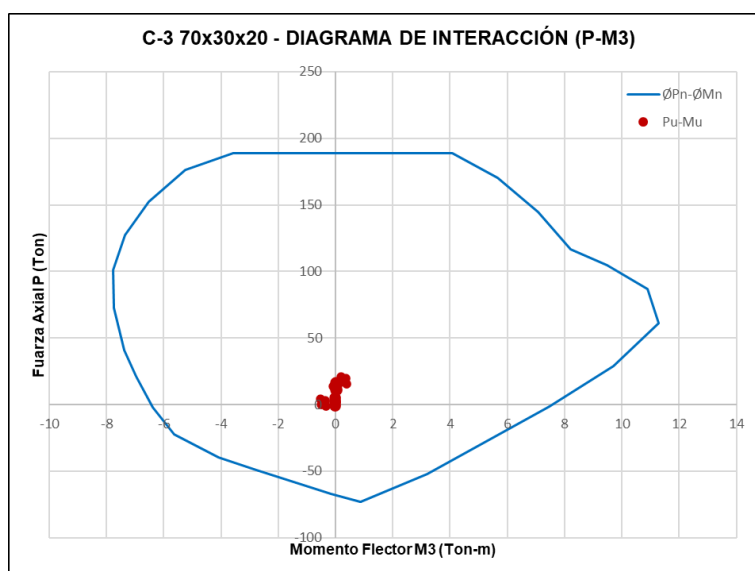
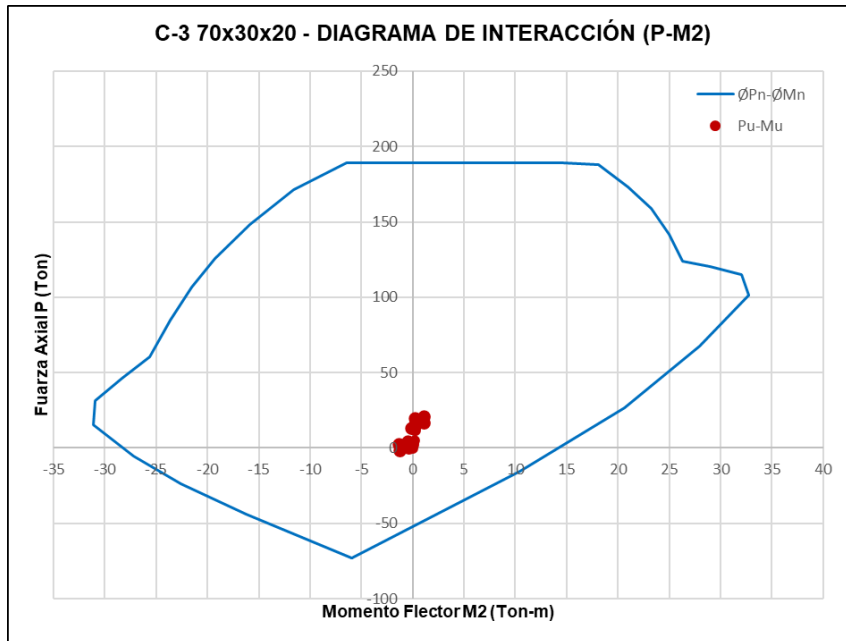


Figura 59

Diagrama de interacción con $\phi M2$ de la columna C-03



Columna C-04 50x50x15

$$As4 = Ag * 1\% = 1275 * 0.01$$

$$\Rightarrow As4 = 12.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{varillas (4)} = 11\emptyset 1/2''$$

Figura 60

Detalle de la sección de la columna 04

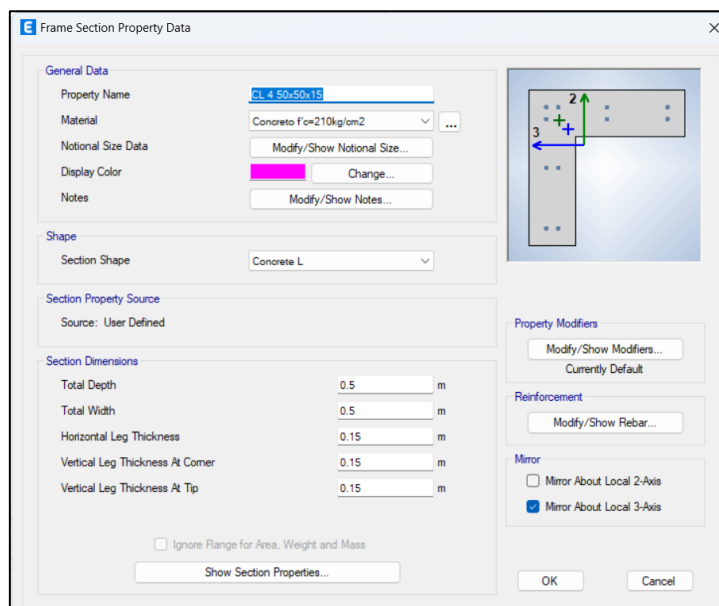


Tabla 50
Combinaciones de cargas en la columna 04 (Top)

FUERZAS INTERNAS (TOP)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	10,02	-0,03	0,16	-0,39	-0,16
L	2,30	-0,01	0,06	-0,14	-0,04
SX	4,72	0,06	0,18	0,81	0,19
SY	0,72	0,13	0,07	0,10	0,43
COMBO 1	17,93	-0,07	0,34	-0,80	-0,30
COMBO 2	20,12	0,01	0,46	0,13	-0,06
COMBO 3	10,67	-0,12	0,11	-1,48	-0,44
COMBO 4	16,12	0,08	0,35	-0,57	0,17
COMBO 5	14,67	-0,19	0,21	-0,77	-0,68
COMBO 6	13,74	0,04	0,32	0,45	0,05
COMBO 7	4,29	-0,09	-0,03	-1,16	-0,34
COMBO 8	9,74	0,11	0,22	-0,26	0,28
COMBO 9	8,29	-0,16	0,08	-0,45	-0,57

Nota. Elaboración propia

Tabla 51
Combinaciones de cargas en la columna 04 (Botton)

FUERZAS INTERNAS (BOTTON)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	11,12	0,12	0,01	0,07	0,23
L	2,23	0,03	-0,01	0,00	0,05
SX	8,26	0,61	1,30	1,11	0,35
SY	2,84	0,73	0,35	0,24	0,68
COMBO 1	19,36	0,21	0,00	0,11	0,40
COMBO 2	24,96	0,79	1,31	1,20	0,69
COMBO 3	8,43	-0,42	-1,30	-1,01	0,00
COMBO 4	19,53	0,92	0,35	0,34	1,03
COMBO 5	13,85	-0,55	-0,35	-0,15	-0,33
COMBO 6	18,27	0,71	1,31	1,17	0,55
COMBO 7	1,74	-0,50	-1,30	-1,04	-0,14
COMBO 8	12,85	0,84	0,36	0,31	0,89
COMBO 9	7,17	-0,63	-0,34	-0,18	-0,47

Nota. Elaboración propia

Figura 61

Diagrama de interacción con ϕ M3 de la columna C-04

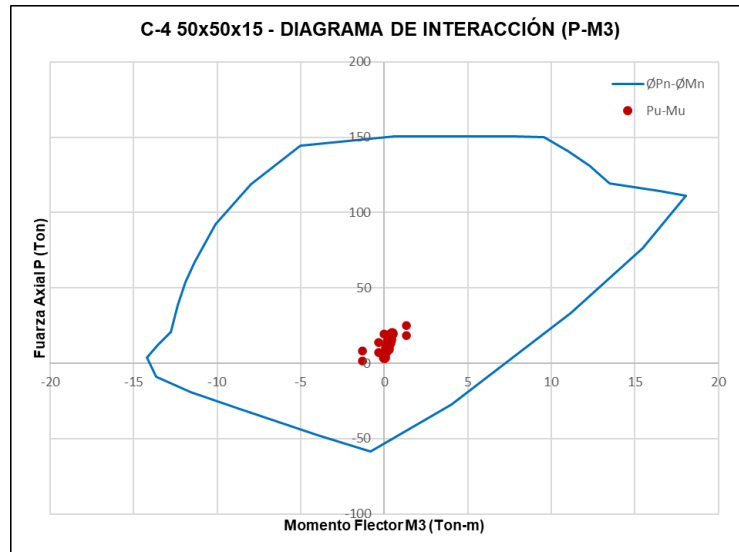
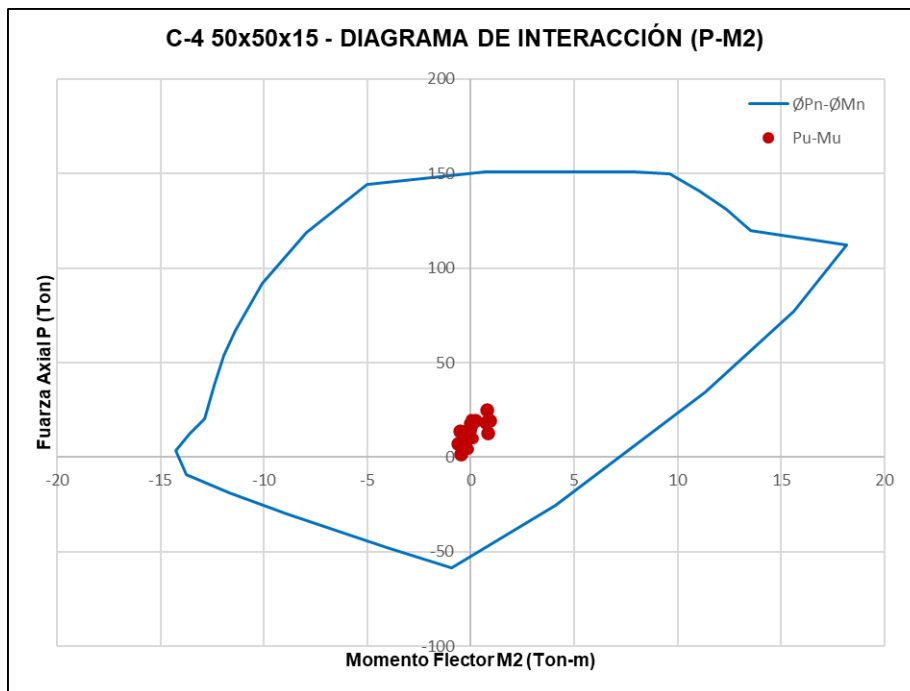
**Figura 62**

Diagrama de interacción con ϕ M2 de la columna C-04



Columna C-05 70x50x15

$$As5 = Ag * 1 \% = 1575 * 0.01$$

$$\Rightarrow As5 = 15.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{varillas (5)} = 15\emptyset 1/2''$$

Figura 63
Detalle de la sección de la columna 05

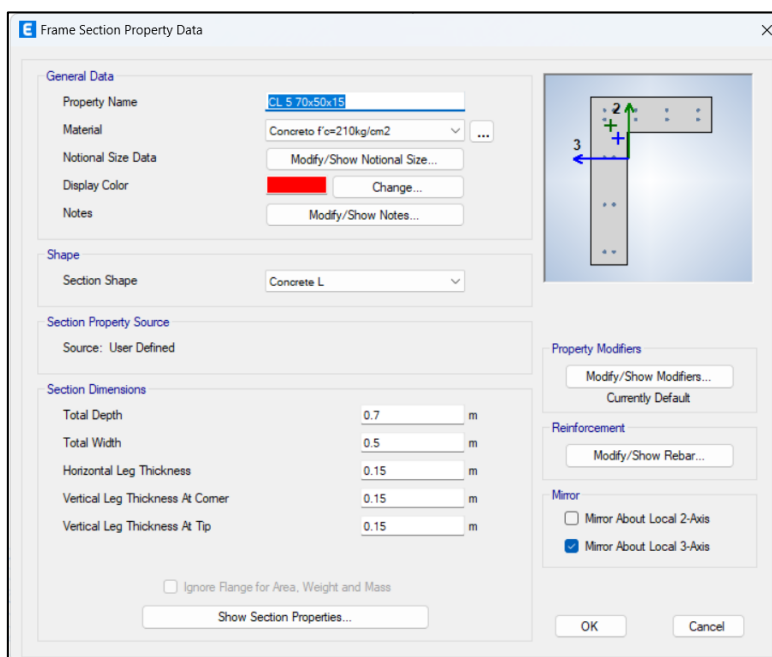


Tabla 52
Combinaciones de cargas en la columna 05 (Top)

FUERZAS INTERNAS (TOP)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	8,16	-0,01	-0,04	0,00	-0,08
L	1,24	0,00	-0,02	0,00	-0,01
SX	3,68	0,27	0,06	0,14	0,82
SY	0,77	0,11	0,40	0,71	0,17
COMBO 1	13,52	-0,01	-0,10	0,01	-0,13
COMBO 2	15,42	0,26	-0,02	0,15	0,71
COMBO 3	8,07	-0,28	-0,14	-0,14	-0,93
COMBO 4	12,52	0,09	0,32	0,72	0,06
COMBO 5	10,97	-0,12	-0,48	-0,70	-0,28
COMBO 6	11,02	0,26	0,02	0,14	0,75
COMBO 7	3,66	-0,28	-0,10	-0,14	-0,89
COMBO 8	8,11	0,10	0,37	0,71	0,10
COMBO 9	6,57	-0,11	-0,44	-0,71	-0,24

Nota. Elaboración propia

Tabla 53
Combinaciones de cargas en la columna 05 (Botton)

FUERZAS INTERNAS (BOTTON)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	9,62	0,10	0,03	0,03	0,20
L	1,29	0,01	0,02	0,02	0,02
SX	7,30	0,96	0,31	0,15	1,00
SY	1,09	0,54	1,48	0,74	0,32
COMBO 1	15,65	0,15	0,07	0,07	0,31
COMBO 2	20,93	1,10	0,37	0,21	1,27
COMBO 3	6,33	-0,83	-0,25	-0,09	-0,72
COMBO 4	14,72	0,67	1,54	0,79	0,59
COMBO 5	12,54	-0,41	-1,42	-0,68	-0,04
COMBO 6	15,96	1,05	0,34	0,17	1,18
COMBO 7	1,35	-0,88	-0,28	-0,12	-0,82
COMBO 8	9,75	0,63	1,51	0,76	0,50
COMBO 9	7,57	-0,45	-1,46	-0,71	-0,14

Nota. Elaboración propia

Figura 64
Diagrama de interacción con ϕ M3 de la columna C-05

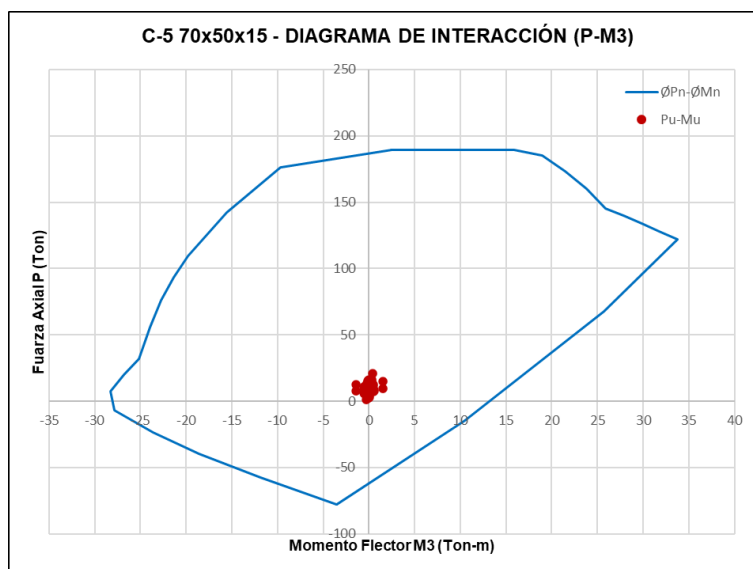
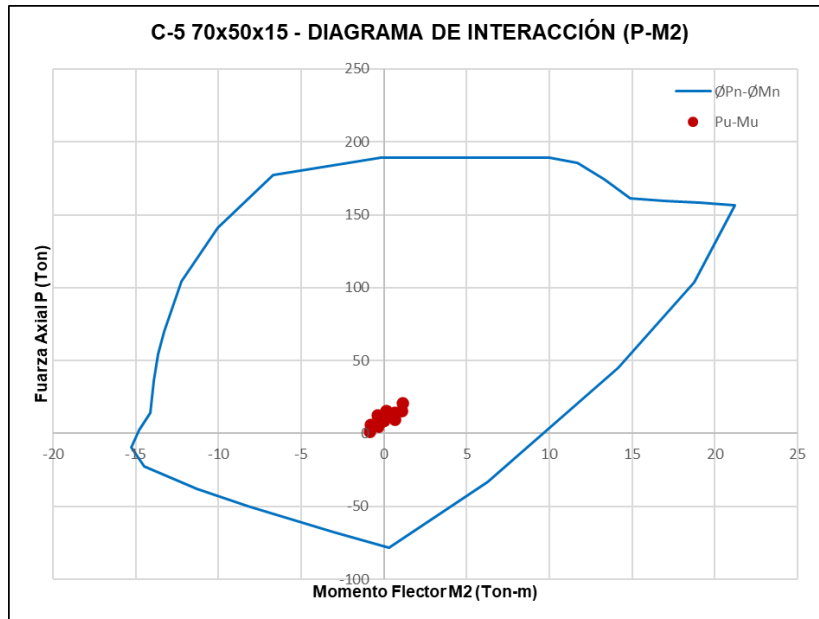


Figura 65

Diagrama de interacción con $\phi M2$ de la columna C-05



Columna C-06 15x35

$$As6 = Ag * 1 \% = 15 * 35 * 0.01$$

$$\Rightarrow As6 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{varillas (6)} = 6\emptyset 1/2''$$

Figura 66

Detalle de la sección de la columna 06

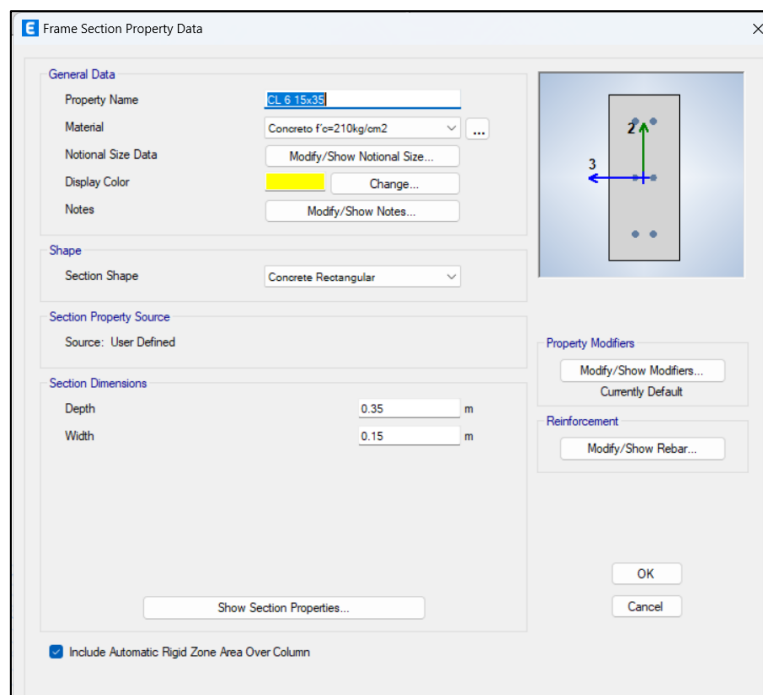


Tabla 54
Combinaciones de cargas en la columna 06 (Top)

FUERZAS INTERNAS (TOP)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	8,78	-0,03	-0,26	0,14	0,02
L	2,13	-0,01	-0,10	0,05	0,00
SX	2,16	0,01	0,29	0,24	0,01
SY	0,28	0,02	0,03	0,02	0,02
COMBO 1	15,91	-0,06	-0,53	0,29	0,03
COMBO 2	15,80	-0,04	-0,15	0,48	0,03
COMBO 3	11,47	-0,06	-0,74	0,01	0,02
COMBO 4	13,92	-0,03	-0,42	0,26	0,04
COMBO 5	13,36	-0,07	-0,47	0,22	0,01
COMBO 6	10,07	-0,02	0,06	0,37	0,02
COMBO 7	5,74	-0,04	-0,53	-0,11	0,01
COMBO 8	8,19	-0,01	-0,21	0,15	0,03
COMBO 9	7,62	-0,05	-0,26	0,11	0,00

Nota. Elaboración propia

Tabla 55
Combinaciones de cargas en la columna 06 (Botton)

FUERZAS INTERNAS (BOTTON)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	9,14	0,02	0,14	0,14	0,02
L	2,13	0,00	0,05	0,05	0,00
SX	2,16	0,01	0,37	0,24	0,01
SY	0,28	0,03	0,03	0,02	0,02
COMBO 1	16,41	0,03	0,28	0,29	0,03
COMBO 2	16,24	0,03	0,61	0,48	0,03
COMBO 3	11,92	0,02	-0,13	0,01	0,02
COMBO 4	14,36	0,05	0,27	0,26	0,04
COMBO 5	13,80	0,00	0,21	0,22	0,01
COMBO 6	10,39	0,02	0,50	0,37	0,02
COMBO 7	6,06	0,01	-0,24	-0,11	0,01
COMBO 8	8,51	0,04	0,15	0,15	0,03
COMBO 9	7,94	-0,01	0,10	0,11	0,00

Nota. Elaboración propia

Figura 67

Diagrama de interacción con $\phi M3$ de la columna C-06

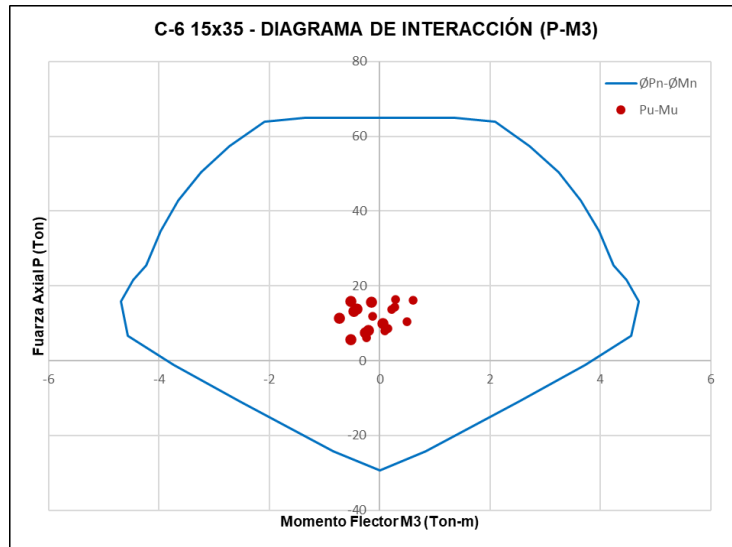
**Figura 68**

Diagrama de interacción con $\phi M2$ de la columna C-06

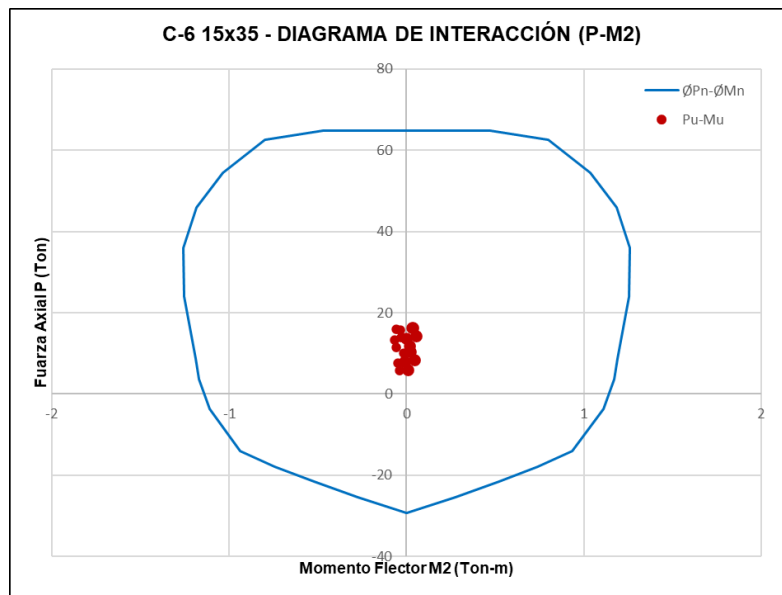
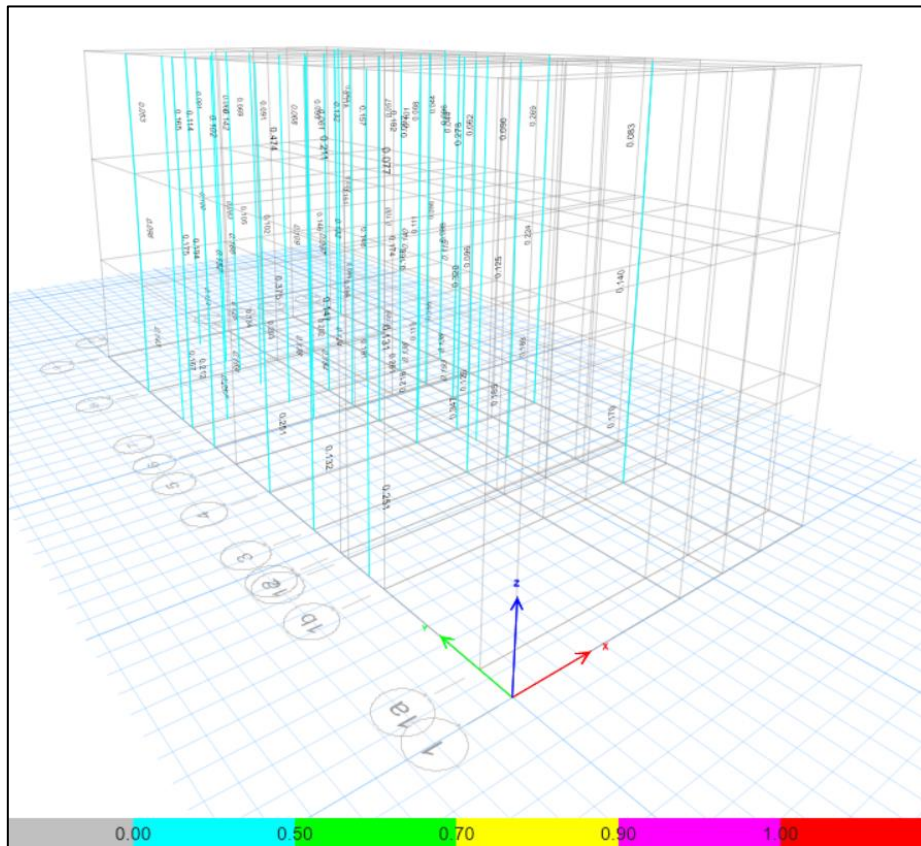


Figura 69

Vista en 3D del cumplimiento de los ratios en columnas



4.11.2. Diseño por corte

La fuerza cortante de diseño V_u se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas se deben determinar usando las resistencias máximas probables en flexión ($M_{pr} = M_n$) en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales amplificadas P_u que actúan en él.

Columna C-01 15X25

Figura 70

Diagrama de interacción sin ϕ M2 de la columna C-01

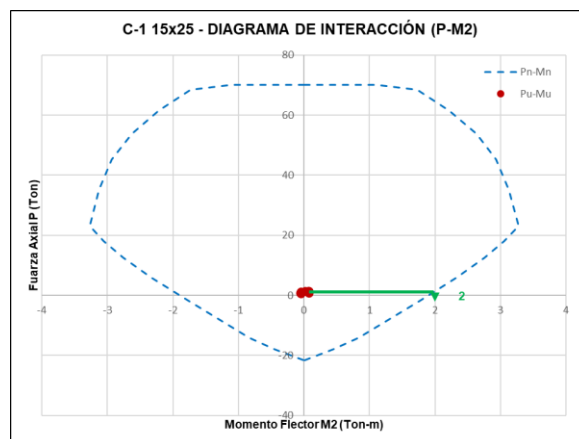


Tabla 56

Diseño por corte columna C-1 15x25

DISEÑO POR CORTE COLUMNA C-1 15x25	
DATOS	
fc: Esfuerzo a compresión del concreto (t/m ²)	2100
fy: Esfuerzo de fluencia del acero (t/m ²)	42000
Ø _v : Factor de reducción por corte	0,85
db: Diámetro de la barra longitudinal (pulg)	1/2
db _h : Diámetro de la barra del estribo (pulg)	3/8
hn: Altura libre de la columna (m)	2,60
b: Base (m)	0,15
h: Peralte de la sección (m)	0,25
d: Peralte efectivo (m)	0,19
Mn ⁺ : Momento nominal positivo (t-m)	2
Mn ⁻ : Momento nominal negativo (t-m)	2
Vu: Cortante último ([Mn ⁺ +Mn ⁻]/hn)	1,54
ZONA DE CONFINAMIENTO (Zona ≤ Lo)	
Vs: Resistencia al corte del acero (Vu/Ø _v)	1,81
Av: Área de acero del estribo (cm ²)	1,42
s ₁ : Primer espaciamiento de estribos (Avfyd/Vs)	0,63
s ₂ : Segundo espaciamiento de estribos (6db)	0,08
s ₃ : Tercer espaciamiento de estribos (min[b,h]/3)	0,05
s ₄ : Cuarto espaciamiento de estribos (0.10m)	0,10
s: Espaciamiento de estribos en una longitud Lo (m)	0,05
Lo ₁ : Primera longitud Lo (hn/6)	0,43
Lo ₂ : Segunda longitud Lo (max[b,h])	0,25
Lo ₃ : Tercera longitud Lo (0.50m)	0,50
Lo: Longitud Lo (m)	0,50
ZONA CENTRAL (Zona > Lo)	
Vc: Resistencia al corte del concreto (0.53√f _c bd)	2,19
V _{SLo} : Corte del acero a una distancia Lo (Vu/Ø _v -Vc)	0,00
s _{1Lo} : Primer espaciamiento a Lo (Avfyd/V _{SLo})	Resist. fc
s _{2Lo} : Segundo espaciamiento de estribos a Lo (10db)	0,13
s _{3Lo} : Quinto espaciamiento de estribos (0.25m)	0,25
s _{Lo} : Espaciamiento de estribos más allá de Lo (m)	0,25
Usar []: Ø 3/8" 10@0,05, Rsto. @ 0,25	

Nota. Elaboración propia

Columna C-02 20x50

Figura 71

Diagrama de interacción sin ϕ M2 de la columna C-02

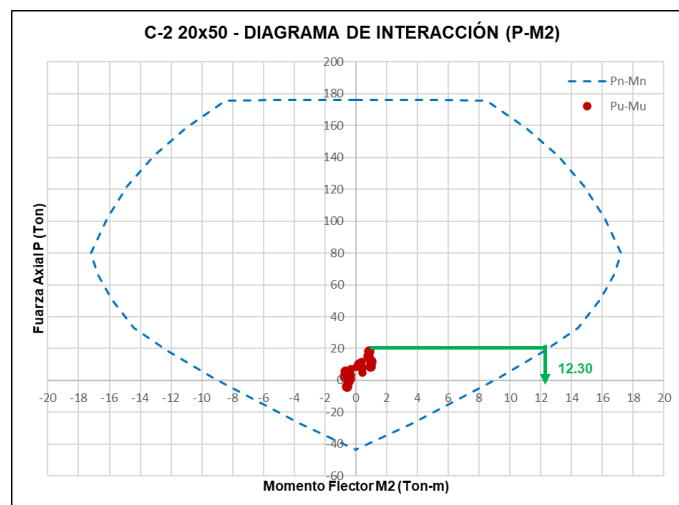


Tabla 57

Diseño por corte columna C-2 20x50

DISEÑO POR CORTE COLUMNA C-2 20x50

DATOS

f'c: Esfuerzo a compresión del concreto (t/m ²)	2100
f _y : Esfuerzo de fluencia del acero (t/m ²)	42000
Ø _v : Factor de reducción por corte	0,85
db: Diámetro de la barra longitudinal (pulg)	1/2
db _h : Diámetro de la barra del estribo (pulg)	3/8
hn: Altura libre de la columna (m)	2,60
b: Base (m)	0,20
h: Peralte de la sección (m)	0,50
d: Peralte efectivo (m)	0,44
Mn ⁺ : Momento nominal positivo (t-m)	12,3
Mn ⁻ : Momento nominal negativo (t-m)	12,3
Vu: Cortante último ($[Mn^+ + Mn^-]/hn$)	9,46

ZONA DE CONFINAMIENTO (Zona ≤ Lo)

V _s : Resistencia al corte del acero (Vu/Ø _v)	11,13
A _v : Área de acero del estribo (cm ²)	1,42
s ₁ : Primer espaciamiento de estribos (Avfyd/V _s)	0,24
s ₂ : Segundo espaciamiento de estribos (6db)	0,08
s ₃ : Tercer espaciamiento de estribos (min[b,h]/3)	0,07
s ₄ : Cuarto espaciamiento de estribos (0.10m)	0,10
s: Espaciamiento de estribos en una longitud Lo (m)	0,07
Lo ₁ : Primera longitud Lo (hn/6)	0,43
Lo ₂ : Segunda longitud Lo (max[b,h])	0,50
Lo ₃ : Tercera longitud Lo (0.50m)	0,50
Lo: Longitud Lo (m)	0,50

ZONA CENTRAL (Zona > Lo)

V _c : Resistencia al corte del concreto (0.53√f'cbd)	6,76
V _{SLo} : Corte del acero a una distancia Lo (Vu/Ø _v -V _c)	4,37
s _{1Lo} : Primer espaciamiento a Lo (Avfyd/V _{SLo})	Resist. fc
s _{2Lo} : Segundo espaciamiento de estribos a Lo (10db)	0,13
s _{3Lo} : Quinto espaciamiento de estribos (0.25m)	0,25
s _{Lo} : Espaciamiento de estribos más allá de Lo (m)	0,25

Usar []: Ø 3/8" 1@0,05, 7@0,075, Rsto. @ 0,25

Nota. Elaboración propia

Columna C-03 70x30x20

Figura 72

Diagrama de interacción sin ϕ M2 de la columna C-03

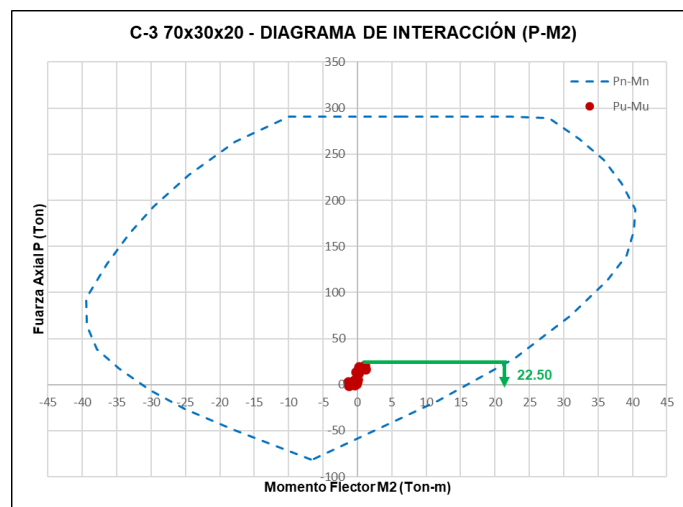


Tabla 58

Diseño por corte columna C-3 70x30x20

DISEÑO POR CORTE COLUMNA C-3 70x30x20	
DATOS	
f'c: Esfuerzo a compresión del concreto (t/m ²)	2100
f _y : Esfuerzo de fluencia del acero (t/m ²)	42000
Ø _v : Factor de reducción por corte	0,85
db: Diámetro de la barra longitudinal (pulg)	5/8
db _h : Diámetro de la barra del estribo (pulg)	3/8
hn: Altura libre de la columna (m)	2,60
b: Base (m)	0,20
h: Peralte de la sección (m)	0,70
d: Peralte efectivo (m)	0,64
Mn ⁺ : Momento nominal positivo (t-m)	22,5
Mn ⁻ : Momento nominal negativo (t-m)	22,5
Vu: Cortante último ([Mn ⁺ +Mn ⁻]/hn)	17,31
ZONA DE CONFINAMIENTO (Zona ≤ Lo)	
Vs: Resistencia al corte del acero (Vu/Ø _v)	20,36
Av: Área de acero del estribo (cm ²)	2,13
s ₁ : Primer espaciamiento de estribos (Avfyd/Vs)	0,28
s ₂ : Segundo espaciamiento de estribos (6db)	0,10
s ₃ : Tercer espaciamiento de estribos (min[b,h]/3)	0,07
s ₄ : Cuarto espaciamiento de estribos (0.10m)	0,10
s: Espaciamiento de estribos en una longitud Lo (m)	0,07
Lo ₁ : Primera longitud Lo (hn/6)	0,43
Lo ₂ : Segunda longitud Lo (max[b,h])	0,70
Lo ₃ : Tercera longitud Lo (0.50m)	0,50
Lo: Longitud Lo (m)	0,70
ZONA CENTRAL (Zona > Lo)	
Vc: Resistencia al corte del concreto (0.53√f'cbd)	9,83
V _{SLo} : Corte del acero a una distancia Lo (Vu/Ø _v -Vc)	10,53
s _{1Lo} : Primer espaciamiento a Lo (Avfyd/V _{SLo})	0,54
s _{2Lo} : Segundo espaciamiento de estribos a Lo (10db)	0,16
s _{3Lo} : Quinto espaciamiento de estribos (0.25m)	0,25
s _{Lo} : Espaciamiento de estribos más allá de Lo (m)	0,16
Usar []: Ø 3/8" 1@0,05, 10@0,075, Rsto. @ 0,15	

Nota. Elaboración propia

Columna C-04 50x50x15

Figura 73

Diagrama de interacción sin ϕ M2 de la columna C-04

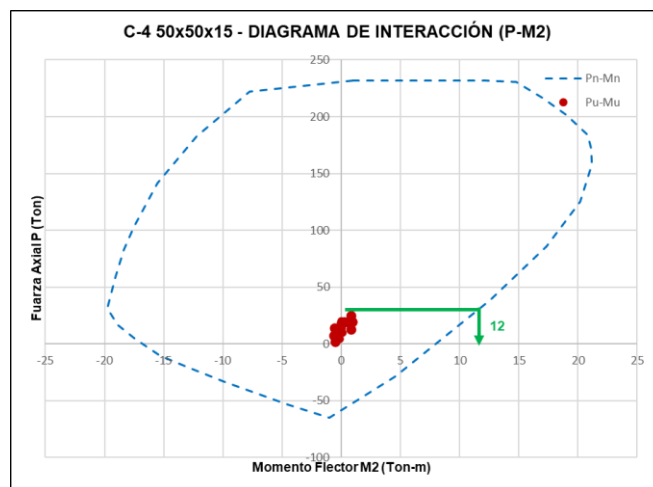


Tabla 59

Diseño por corte columna C-4 50x50x15

DISEÑO POR CORTE COLUMNA C-4 50x50x15

DATOS

f_c : Esfuerzo a compresión del concreto (t/m ²)	2100
f_y : Esfuerzo de fluencia del acero (t/m ²)	42000
ϕ_v : Factor de reducción por corte	0,85
d_b : Diámetro de la barra longitudinal (pulg)	1/2
d_{b_h} : Diámetro de la barra del estribo (pulg)	3/8
h_n : Altura libre de la columna (m)	2,60
b : Base (m)	0,15
h : Peralte de la sección (m)	0,50
d : Peralte efectivo (m)	0,44
M_n^+ : Momento nominal positivo (t-m)	12
M_n^- : Momento nominal negativo (t-m)	12
V_u : Cortante último ($[M_n^+ + M_n^-]/h_n$)	9.23

ZONA DE CONFINAMIENTO (Zona $\leq L_o$)

V_s : Resistencia al corte del acero (V_u/ϕ_v)	10,86
A_v : Área de acero del estribo (cm ²)	2,13
s_1 : Primer espaciamiento de estribos ($A_v f_y d / V_s$)	0,36
s_2 : Segundo espaciamiento de estribos (6 d_b)	0,08
s_3 : Tercer espaciamiento de estribos ($\min[b, h]/3$)	0,05
s_4 : Cuarto espaciamiento de estribos (0.10m)	0,10
s : Espaciamiento de estribos en una longitud L_o (m)	0,05
L_{o1} : Primera longitud L_o ($h_n/6$)	0,43
L_{o2} : Segunda longitud L_o ($\max[b, h]$)	0,50
L_{o3} : Tercera longitud L_o (0.50m)	0,50
L_o : Longitud L_o (m)	0,50

ZONA CENTRAL (Zona $> L_o$)

V_c : Resistencia al corte del concreto ($0.53\sqrt{f_c} b d$)	5,07
V_{sL_o} : Corte del acero a una distancia L_o ($V_u/\phi_v - V_c$)	5,79
s_{1L_o} : Primer espaciamiento a L_o ($A_v f_y d / V_{sL_o}$)	Resist. f_c
s_{2L_o} : Segundo espaciamiento de estribos a L_o (10 d_b)	0,13
s_{3L_o} : Quinto espaciamiento de estribos (0.25m)	0,25
s_{L_o} : Espaciamiento de estribos más allá de L_o (m)	0,25

Usar \square : ϕ 3/8" 10@0,05, Rsto. @ 0,25

Nota. Elaboración propia

Columna C-05 70x50x15

Figura 74

Diagrama de interacción sin ϕ M3 de la columna C-05

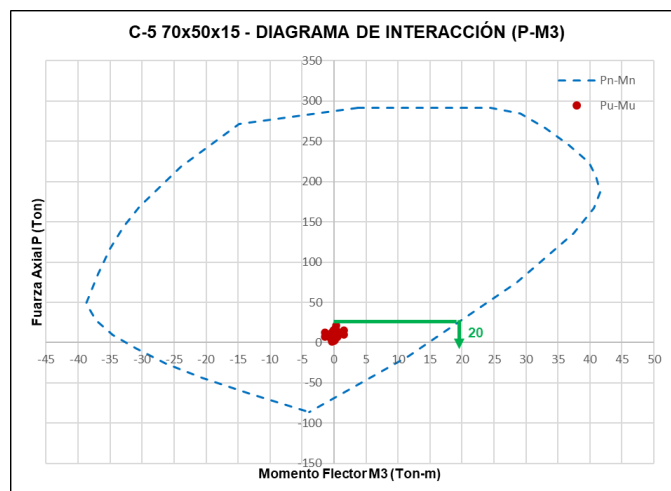


Tabla 60

Diseño por corte columna C-5 70x50x15

DISEÑO POR CORTE COLUMNA C-5 70x50x15	
DATOS	
f'_c : Esfuerzo a compresión del concreto (t/m ²)	2100
f_y : Esfuerzo de fluencia del acero (t/m ²)	42000
ϕ_v : Factor de reducción por corte	0,85
d_b : Diámetro de la barra longitudinal (pulg)	1/2
d_{b_h} : Diámetro de la barra del estribo (pulg)	3/8
h_n : Altura libre de la columna (m)	2,60
b : Base (m)	0,15
h : Peralte de la sección (m)	0,70
d : Peralte efectivo (m)	0,64
M_n^+ : Momento nominal positivo (t-m)	20
M_n^- : Momento nominal negativo (t-m)	20
V_u : Cortante último ($[M_n^+ + M_n^-]/h_n$)	15,38
ZONA DE CONFINAMIENTO (Zona $\leq L_o$)	
V_s : Resistencia al corte del acero (V_u/ϕ_v)	18,09
A_v : Área de acero del estribo (cm ²)	2,13
s_1 : Primer espaciamiento de estribos ($A_v f_y d / V_s$)	0,32
s_2 : Segundo espaciamiento de estribos (6 d_b)	0,08
s_3 : Tercer espaciamiento de estribos ($\min[b, h]/3$)	0,05
s_4 : Cuarto espaciamiento de estribos (0.10m)	0,10
s : Espaciamiento de estribos en una longitud L_o (m)	0,05
L_{o1} : Primera longitud L_o ($h_n/6$)	0,43
L_{o2} : Segunda longitud L_o ($\max[b, h]$)	0,70
L_{o3} : Tercera longitud L_o (0.50m)	0,50
L_o : Longitud L_o (m)	0,70
ZONA CENTRAL (Zona $> L_o$)	
V_c : Resistencia al corte del concreto ($0.53\sqrt{f'_c} b d$)	7,37
$V_{S_{L_o}}$: Corte del acero a una distancia L_o ($V_u/\phi_v - V_c$)	10,72
s_{1L_o} : Primer espaciamiento a L_o ($A_v f_y d / V_{S_{L_o}}$)	0,53
s_{2L_o} : Segundo espaciamiento de estribos a L_o (10 d_b)	0,13
s_{3L_o} : Quinto espaciamiento de estribos (0.25m)	0,25
s_{L_o} : Espaciamiento de estribos más allá de L_o (m)	0,13
Usar []: ϕ 3/8" 14@0.05, Rsto. @ 0.15	

Nota. Elaboración propia

Columna C-06 15x35

Figura 75

Diagrama de interacción sin ϕ M3 de la columna C-06

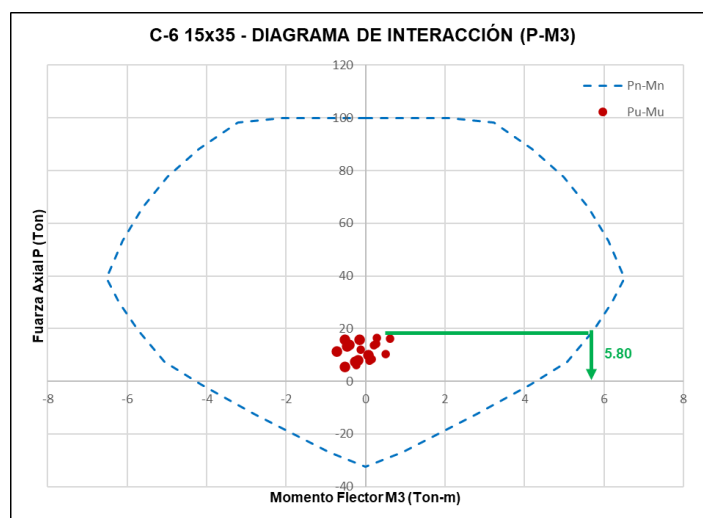


Tabla 61

Diseño por corte columna C-6 15x35

DISEÑO POR CORTE COLUMNA C-6 15x35	
DATOS	
f_c : Esfuerzo a compresión del concreto (t/m ²)	2100
f_y : Esfuerzo de fluencia del acero (t/m ²)	42000
ϕ_v : Factor de reducción por corte	0,85
db : Diámetro de la barra longitudinal (pulg)	1/2
db_h : Diámetro de la barra del estribo (pulg)	3/8
h_n : Altura libre de la columna (m)	2,60
b : Base (m)	0,15
h : Peralte de la sección (m)	0,35
d : Peralte efectivo (m)	0,29
M_n^+ : Momento nominal positivo (t-m)	5,80
M_n^- : Momento nominal negativo (t-m)	5,80
V_u : Cortante último ($[M_n^+ + M_n^-]/h_n$)	4,46
ZONA DE CONFINAMIENTO (Zona $\leq L_o$)	
V_s : Resistencia al corte del acero (V_u/ϕ_v)	5,25
A_v : Área de acero del estribo (cm ²)	1,42
s_1 : Primer espaciamiento de estribos ($A_v f_y d / V_s$)	0,33
s_2 : Segundo espaciamiento de estribos ($6db$)	0,08
s_3 : Tercer espaciamiento de estribos ($\min[b, h]/3$)	0,05
s_4 : Cuarto espaciamiento de estribos (0.10m)	0,10
s : Espaciamiento de estribos en una longitud L_o (m)	0,05
L_{o1} : Primera longitud L_o ($h_n/6$)	0,43
L_{o2} : Segunda longitud L_o ($\max[b, h]$)	0,35
L_{o3} : Tercera longitud L_o (0.50m)	0,50
L_o: Longitud L_o (m)	0,50
ZONA CENTRAL (Zona $> L_o$)	
V_c : Resistencia al corte del concreto ($0.53\sqrt{f_c} b d$)	3,34
V_{sL_o} : Corte del acero a una distancia L_o ($V_u/\phi_v - V_c$)	1,91
s_{1L_o} : Primer espaciamiento a L_o ($A_v f_y d / V_{sL_o}$)	Resist. f_c
s_{2L_o} : Segundo espaciamiento de estribos a L_o ($10db$)	0,13
s_{3L_o} : Quinto espaciamiento de estribos (0.25m)	0,25
s_{L_o}: Espaciamiento de estribos más allá de L_o (m)	0,25
Usar []: ϕ 3/8" 10@0,05, Rsto. @ 0,25	

Nota. Elaboración propia

Detalles de la columna:

Se comparará las longitudes de desarrollo con los cortes mínimos y se utilizará el mayor.

Figura 76

Detalle de la columna

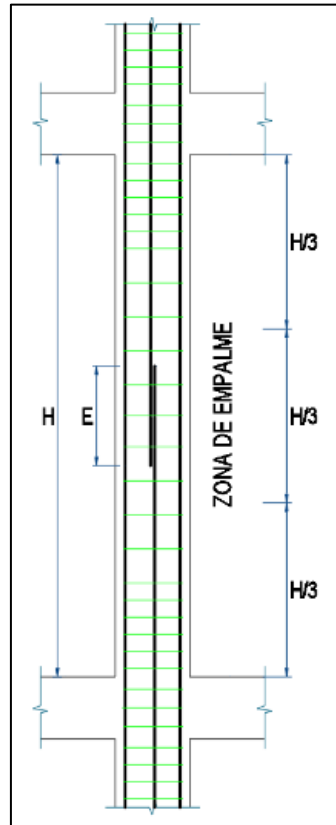


Figura 77

Detalles de las columnas para vivienda

CUADRO DE COLUMNAS GENERALES

ZONA	TIPO	C-01	C-02	C-03	C-04	C-05	C-06
Nivel	Sección	0.25X0.15	0.50X0.20	0.70X0.30/0.20	0.50X0.50/0.15	0.70X0.50/0.15	0.35X0.15
	As Continúa	4 Ø1/2"	8 Ø1/2"	12 Ø1/2"	12 Ø1/2"	16 Ø1/2"	6 Ø1/2"
1, 2 y 3							
	As Transversal	3 Ø 3/8" 10 Ø 1/8" Rm Ø 0.25	1 Ø 3/8" + 11 Ø 3/8" 1 Ø 0.05 7 Ø 0.075 Rm Ø 0.25	2 Ø 3/8" + 21 Ø 3/8" 1 Ø 0.05 18 Ø 0.075 Rm Ø 0.15	2 Ø 3/8" + 21 Ø 3/8" 10 Ø 0.05 Rm Ø 0.25	2 Ø 3/8" + 41 Ø 3/8" 14 Ø 0.05 Rm Ø 0.15	1 Ø 3/8" + 11 Ø 3/8" 10 Ø 0.05 Rm Ø 0.25

4.12. DISEÑO DE PLACAS

El diseño sísmico de las placas se realizará por flexo-compresión empleando el diagrama de interacción, también se efectuará el diseño por corte mediante las amplificaciones recomendadas por la normativa y también se desarrollará la verificación de los elementos de borde, para ello se considerará el capítulo 21 "Disposiciones especiales para el diseño sísmico" y el capítulo 12 "Longitudes de desarrollo y empalmes del refuerzo" del RNE E.060. Asimismo, se considera los elementos de borde, según RNE E.060 (2009), a lo largo de los bordes de los muros y de los diafragmas estructurales, reforzados con acero longitudinal y transversal se deben considerar los elementos de borde con la finalidad de garantizar un buen comportamiento de la placa en sismos.

4.12.1. Diseño por flexo – compresión

Los muros de corte deben ser diseñados para la acción simultánea de las cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores provenientes del análisis. Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso. Dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza.

Figura 78

Distribución de las placas en planta

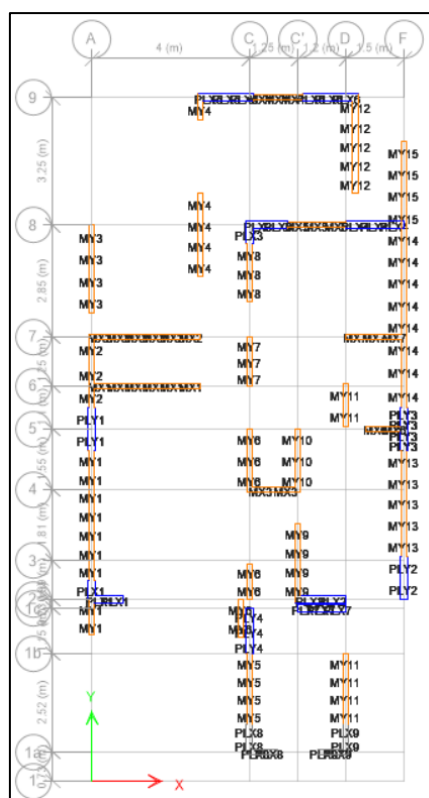
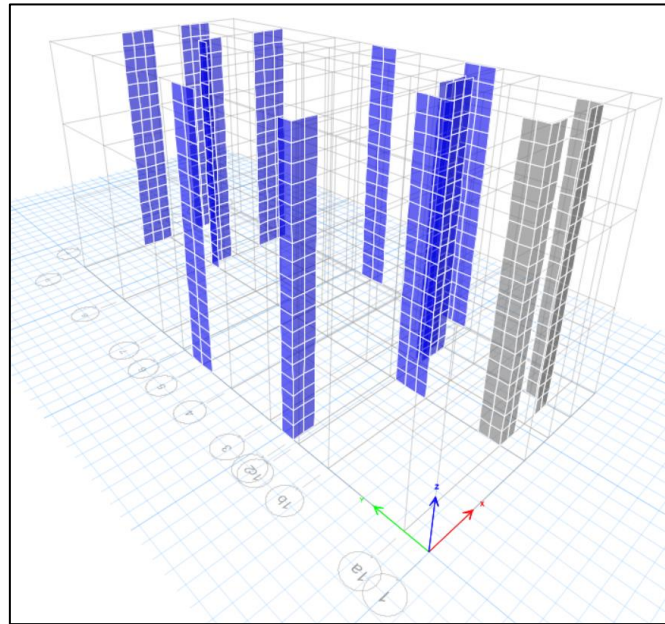
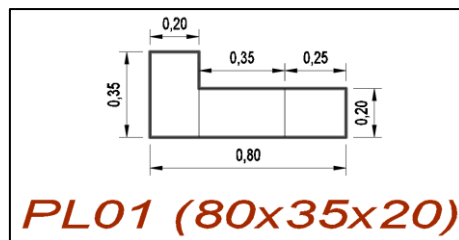


Figura 79

Vista en 3D de la ubicación de las placas



Placa 01 (80X35X20)



Acero horizontal:

$$\rho_h = 0.0025$$

$$A_{sh} = \rho_h * 100 * 20 \Rightarrow A_{sh} = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{A_v * n}{A_{sh}} = \frac{0.71 * 2}{1.75} = 0.25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{varillas (h)} = \text{Ø}3/8" @ 0.25 \text{ m}$$

Acero vertical:

$$\rho_v = 0.0025$$

$$A_{sv} = \rho_v * 100 * 20 \Rightarrow A_{sv} = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{A_v * n}{A_{sv}} = \frac{0.71 * 2}{1.75} = 0.25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{varillas (v)} = \text{Ø}3/8" @ 0.25 \text{ m}$$

Acero en elementos de borde:

$$As1 = Ag * 1\% = 35 * 20 * 0.01$$

$$\Rightarrow As1 = 7.00 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{varillas (1)} = 6\emptyset 1/2''$$

$$As2 = Ag * 1\% = 25 * 20 * 0.01$$

$$\Rightarrow As2 = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{varillas (2)} = 4\emptyset 1/2''$$

Sección final:

Figura 80

Detalle de la sección de la placa 01

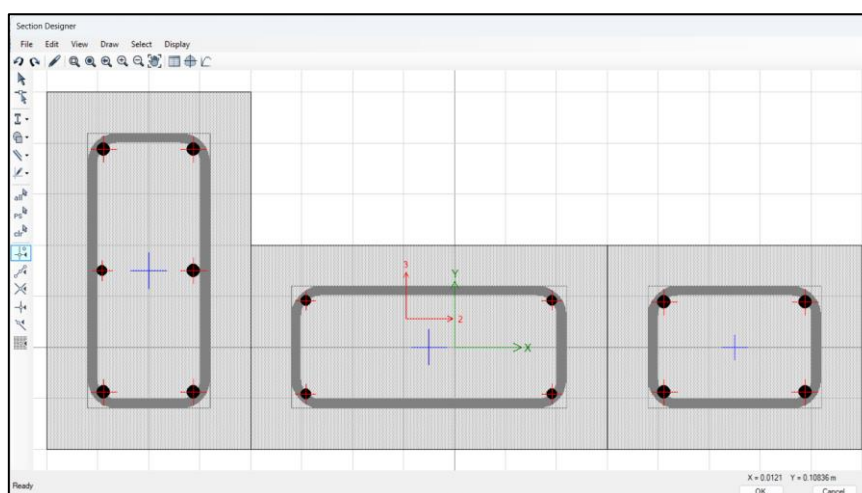


Tabla 62

Combinaciones de cargas en la placa 01 (Top)

FUERZAS INTERNAS (TOP)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	15,41	-0,17	1,43	-0,59	-0,03
L	3,02	-0,03	0,45	-0,20	-0,04
SX	6,54	0,43	0,85	3,05	1,68
SY	6,73	0,64	0,18	0,62	1,45
COMBO 1	26,71	-0,28	2,76	-1,16	-0,11
COMBO 2	29,58	0,19	3,20	2,06	1,59
COMBO 3	16,51	-0,68	1,49	-4,03	-1,77
COMBO 4	29,77	0,40	2,52	-0,36	1,36
COMBO 5	16,31	-0,88	2,17	-1,60	-1,54
COMBO 6	20,41	0,29	2,14	2,52	1,65
COMBO 7	7,33	-0,58	0,43	-3,57	-1,71
COMBO 8	20,60	0,49	1,46	0,09	1,42
COMBO 9	7,14	-0,79	1,11	-1,15	-1,48

Nota. Elaboración propia

Tabla 63
Combinaciones de cargas en la placa 01 (Botton)

FUERZAS INTERNAS (BOTTON)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	17,53	-0,01	-0,60	-0,67	-0,15
L	2,95	0,01	-0,18	-0,22	-0,01
SX	10,12	3,10	7,70	3,07	2,03
SY	8,62	1,76	1,25	0,63	2,19
COMBO 1	29,57	0,00	-1,15	-1,31	-0,23
COMBO 2	35,72	3,10	6,73	1,96	1,83
COMBO 3	15,49	-3,10	-8,68	-4,19	-2,24
COMBO 4	34,23	1,76	0,28	-0,49	1,98
COMBO 5	16,99	-1,76	-2,23	-1,74	-2,39
COMBO 6	25,89	3,10	7,16	2,46	1,90
COMBO 7	5,66	-3,11	-8,24	-3,68	-2,17
COMBO 8	24,40	1,76	0,71	0,02	2,05
COMBO 9	7,16	-1,77	-1,79	-1,23	-2,32

Nota. Elaboración propia

Figura 81

Diagrama de interacción M3 incluido las fuerzas internas de la placa 01

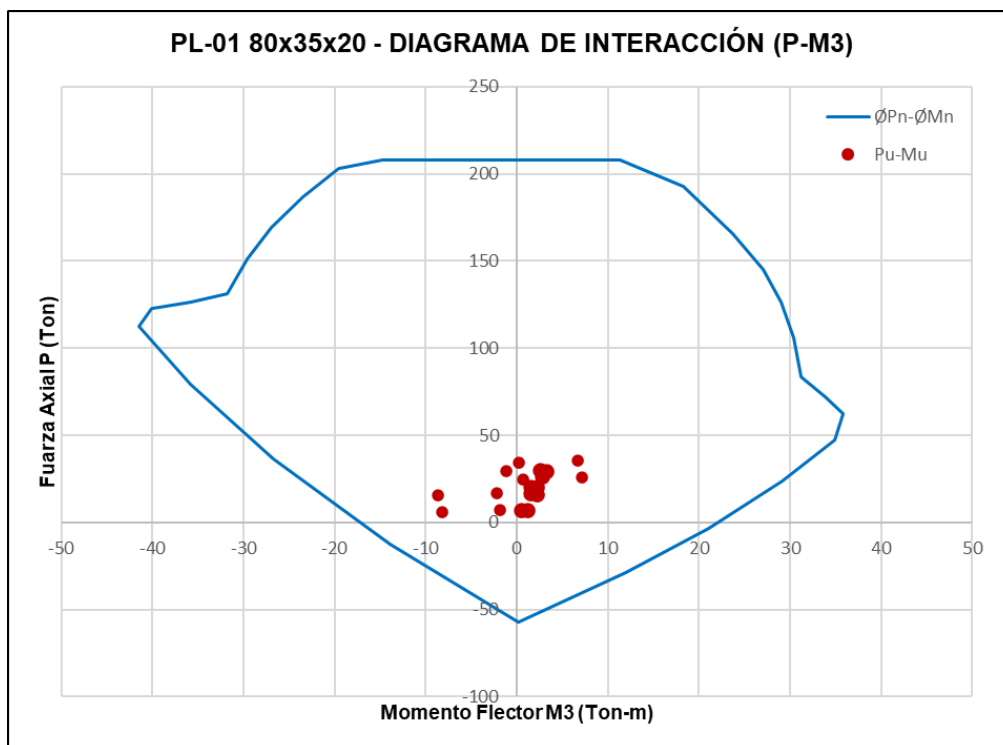
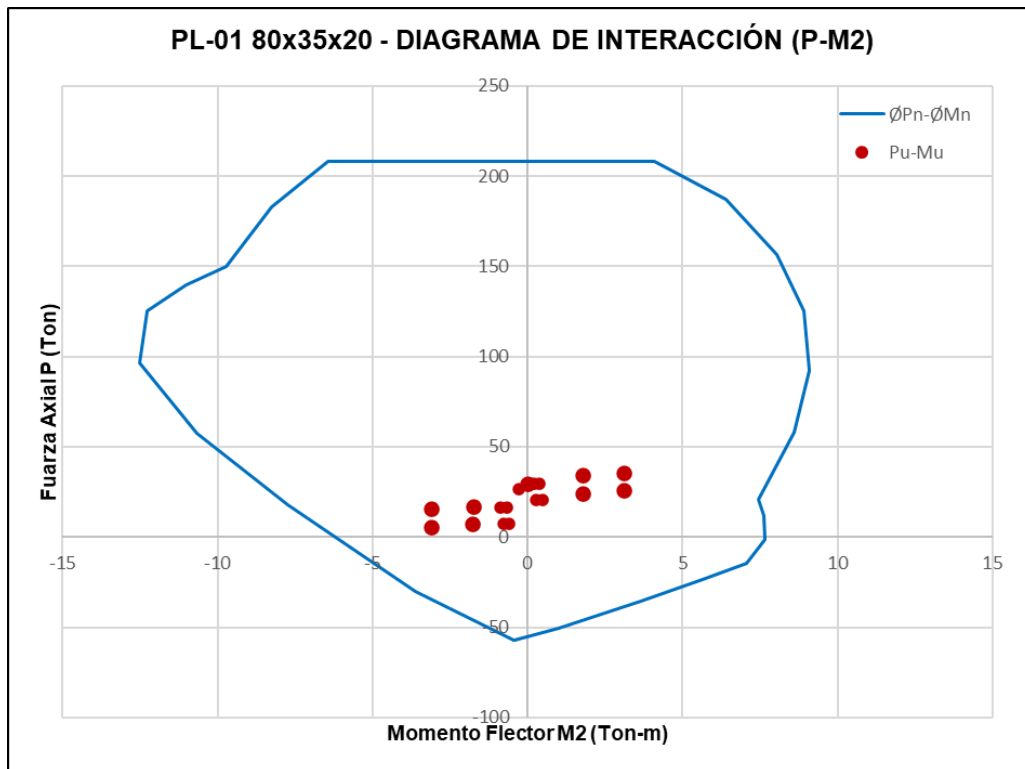
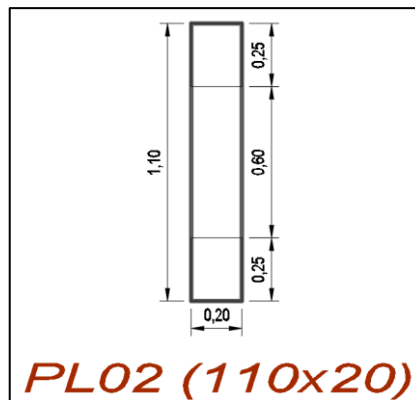


Figura 82

Diagrama de interacción M2 incluido las fuerzas internas de la placa 01



Placa 02 (110x20)



Acero horizontal:

$$\rho_h = 0.0025$$

$$A_{sh} = \rho_h * 100 * 20 \Rightarrow A_{sh} = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{A_v * n}{A_{sh}} = \frac{0.71 * 2}{1.75} = 0.25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{varillas (h)} = \text{Ø}3/8" @ 0.25 \text{ m}$$

Acero vertical:

$$\rho_v = 0.0025$$

$$Asv = \rho_v * 100 * 20 \Rightarrow Asv = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{Av * n}{Asv} = \frac{0.71 * 2}{1.75} = 0.25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{varillas (v)} = \emptyset 3/8" @ 0.25 \text{ m}$$

Acero en elementos de borde:

$$As1 = Ag * 1\% = 25 * 20 * 0.01$$

$$\Rightarrow As1 = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{varillas (1)} = 4\emptyset 1/2"$$

Sección final:

Figura 83

Detalle de la sección de la placa 02

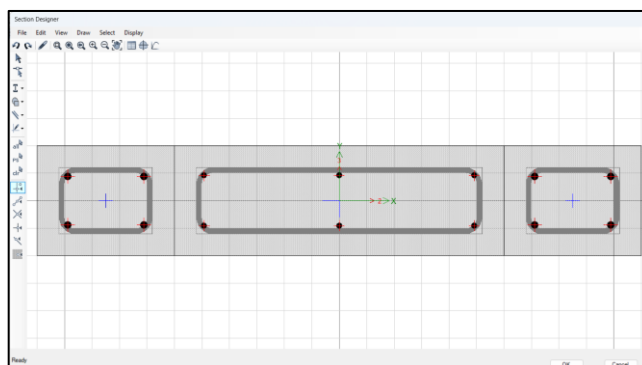


Tabla 64

Combinaciones de cargas en la placa 02 (Top)

FUERZAS INTERNAS (TOP)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	12,02	-0,24	0,00	-0,04	0,10
L	2,02	-0,09	-0,01	-0,01	0,04
SX	5,68	0,17	0,62	2,01	0,16
SY	1,26	0,01	1,71	3,86	0,01
COMBO 1	20,26	-0,49	-0,01	-0,07	0,20
COMBO 2	23,23	-0,24	0,61	1,95	0,33
COMBO 3	11,88	-0,58	-0,63	-2,08	0,01
COMBO 4	18,81	-0,40	1,70	3,79	0,18
COMBO 5	16,30	-0,42	-1,72	-3,92	0,16
COMBO 6	16,50	-0,04	0,62	1,98	0,25
COMBO 7	5,15	-0,38	-0,62	-2,05	-0,07
COMBO 8	12,08	-0,20	1,71	3,82	0,10
COMBO 9	9,57	-0,23	-1,71	-3,89	0,08

Nota. Elaboración propia

Tabla 65
Combinaciones de cargas en la placa 02 (Botton)

FUERZAS INTERNAS (BOTTON)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	14,27	0,12	0,08	0,19	0,12
L	2,03	0,04	0,01	0,04	0,04
SX	6,51	0,33	3,59	3,41	0,21
SY	2,00	0,03	5,30	5,66	0,02
COMBO 1	23,43	0,24	0,13	0,33	0,24
COMBO 2	26,88	0,54	3,70	3,70	0,42
COMBO 3	13,87	-0,13	-3,47	-3,13	-0,01
COMBO 4	22,37	0,23	5,42	5,94	0,22
COMBO 5	18,38	0,18	-5,19	-5,38	0,19
COMBO 6	19,35	0,44	3,66	3,58	0,32
COMBO 7	6,33	-0,22	-3,51	-3,25	-0,11
COMBO 8	14,84	0,13	5,38	5,83	0,13
COMBO 9	10,85	0,08	-5,23	-5,49	0,09

Nota. Elaboración propia

Figura 84
Diagrama de interacción M3 incluido las fuerzas internas de la placa 02

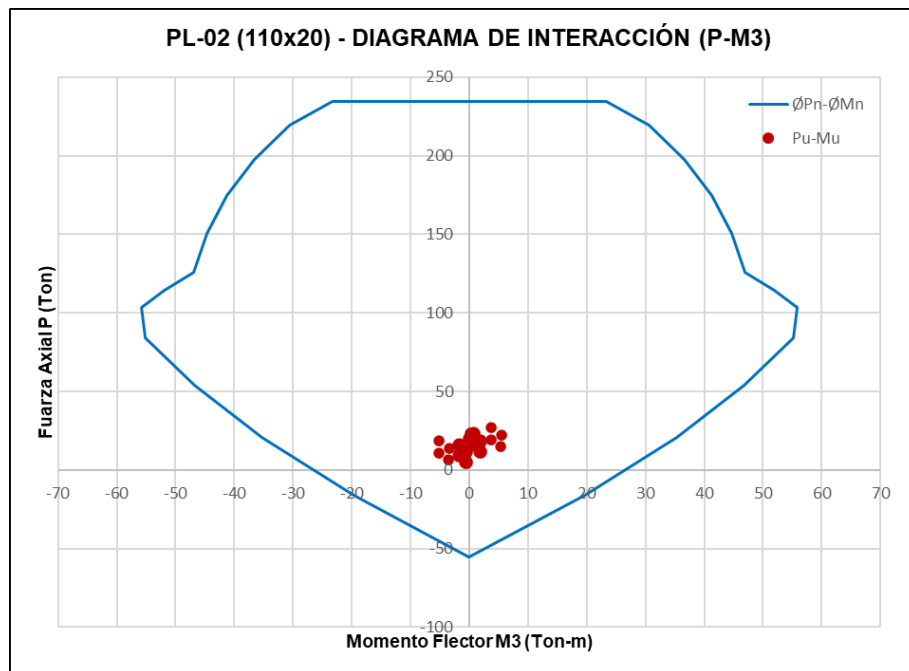
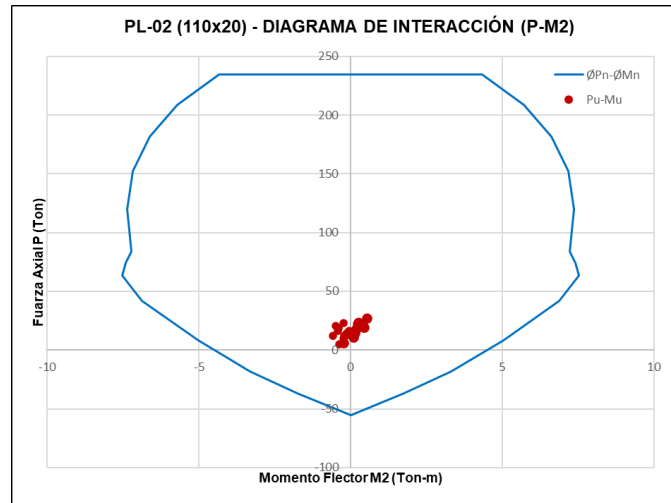
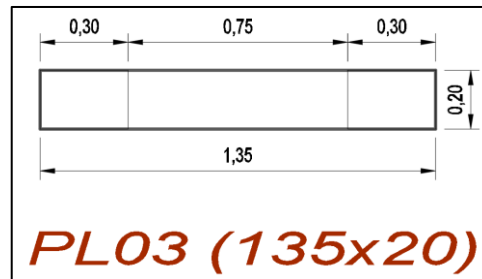


Figura 85

Diagrama de interacción M2 incluido las fuerzas internas de la placa 02



Placa 03 (135X20)



Acero horizontal:

$$\rho_h = 0.0025$$

$$A_{sh} = \rho_h * 100 * 20 \Rightarrow A_{sh} = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{A_v * n}{A_{sh}} = \frac{0.71 * 2}{1.75} = 0.25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{varillas (h)} = \text{Ø}3/8" @ 0.25 \text{ m}$$

Acero vertical:

$$\rho_v = 0.0025$$

$$A_{sv} = \rho_v * 100 * 20 \Rightarrow A_{sv} = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{A_v * n}{A_{sv}} = \frac{0.71 * 2}{1.75} = 0.25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{varillas (v)} = \text{Ø}3/8" @ 0.25 \text{ m}$$

Acero en elementos de borde:

$$A_{s1} = A_g * 1\% = 30 * 20 * 0.01$$

$$\Rightarrow A_{s1} = 6.00 \text{ cm}^2$$

⇒ varillas (1) = 6Ø1/2"

Sección final:

Figura 86

Detalle de la sección de la placa 03

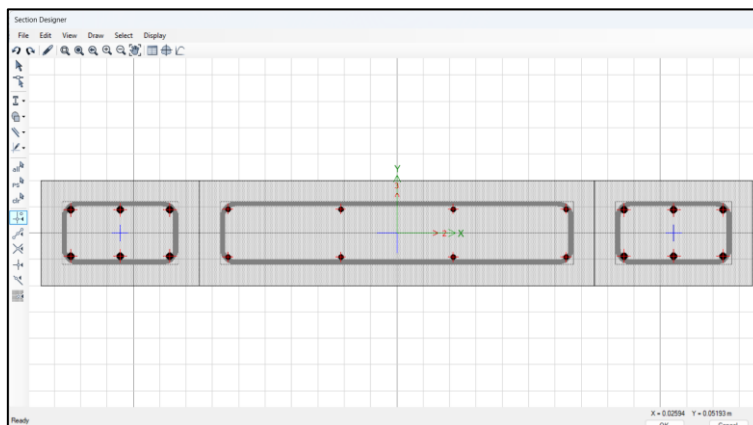


Tabla 66

Combinaciones de cargas en la placa 03 (Top)

FUERZAS INTERNAS (TOP)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	13,76	0,07	-0,79	0,50	-0,03
L	2,39	0,03	-0,17	0,11	-0,03
SX	2,79	0,03	1,81	5,00	0,03
SY	3,72	0,10	0,20	0,76	0,14
COMBO 1	23,33	0,15	-1,39	0,89	-0,09
COMBO 2	22,97	0,16	0,62	5,76	-0,05
COMBO 3	17,40	0,09	-3,01	-4,24	-0,10
COMBO 4	23,91	0,22	-0,99	1,52	0,06
COMBO 5	16,46	0,03	-1,40	0,01	-0,21
COMBO 6	15,17	0,09	1,10	5,45	0,00
COMBO 7	9,60	0,03	-2,52	-4,55	-0,06
COMBO 8	16,11	0,16	-0,51	1,20	0,11
COMBO 9	8,66	-0,04	-0,91	-0,31	-0,17

Nota. Elaboración propia

Tabla 67
Combinaciones de cargas en la placa 03 (Botton)

FUERZAS INTERNAS (BOTTON)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	16.16	-0.07	0.30	0.50	-0.13
L	2.52	-0.02	0.07	0.10	-0.03
SX	6.30	0.04	11.53	5.11	0.07
SY	6.20	0.28	1.06	0.78	0.33
COMBO 1	26.91	-0.12	0.54	0.87	-0.23
COMBO 2	29.65	-0.06	11.99	5.86	-0.12
COMBO 3	17.05	-0.15	-11.07	-4.36	-0.27
COMBO 4	29.55	0.17	1.52	1.53	0.13
COMBO 5	17.15	-0.38	-0.60	-0.02	-0.52
COMBO 6	20.84	-0.02	11.79	5.56	-0.04
COMBO 7	8.24	-0.10	-11.26	-4.66	-0.19
COMBO 8	20.74	0.22	1.33	1.22	0.21
COMBO 9	8.34	-0.34	-0.79	-0.33	-0.44

Nota. Elaboración propia

Figura 87
Diagrama de interacción M3 incluido las fuerzas internas de la Placa 03

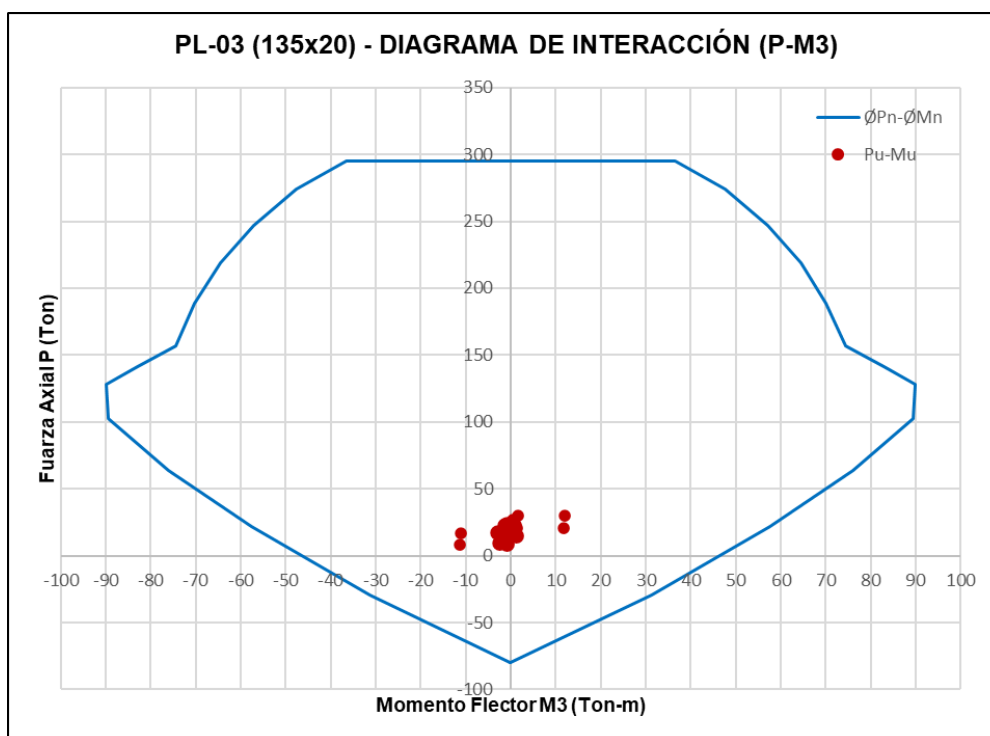
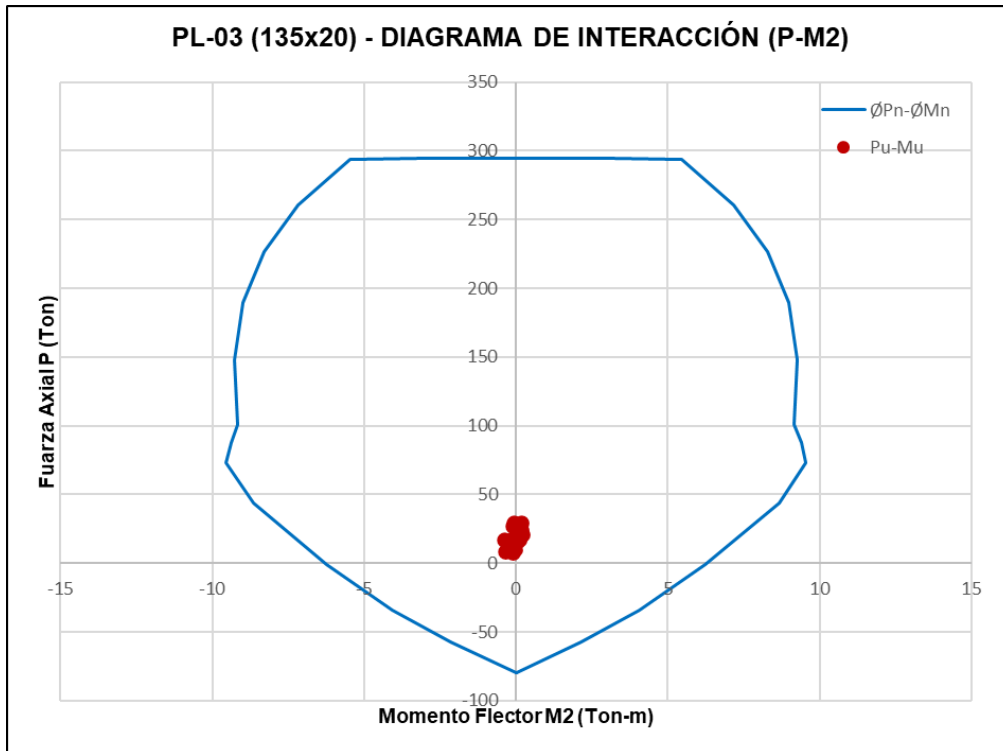
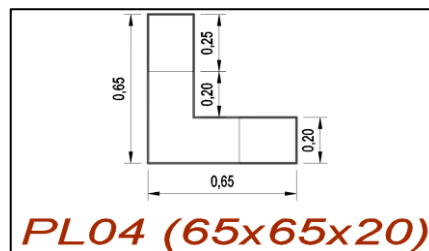


Figura 88.

Diagrama de interacción M2 incluido las fuerzas internas de la Placa 03



Placa 04 (65X65X20)



Acero horizontal:

$$\rho_h = 0.0025$$

$$A_{sh} = \rho_h * 100 * 20 \Rightarrow A_{sh} = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{A_v * n}{A_{sh}} = \frac{0.71 * 2}{1.75} = 0.25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{varillas (h)} = \text{Ø}3/8" @ 0.25 \text{ m}$$

Acero vertical:

$$\rho_v = 0.0025$$

$$Asv = \rho_v * 100 * 20 \Rightarrow Asv = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{Av * n}{Asv} = \frac{0.71 * 2}{1.75} = 0.25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{varillas (v)} = \emptyset 3/8" @ 0.25 \text{ m}$$

Acero en elementos de borde:

$$As1 = Ag * 1\% = 25 * 20 * 0.01$$

$$\Rightarrow As1 = 5.00 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{varillas (1)} = 4\emptyset 1/2"$$

Sección final:

Figura 89

Detalle de la sección de la Placa 04

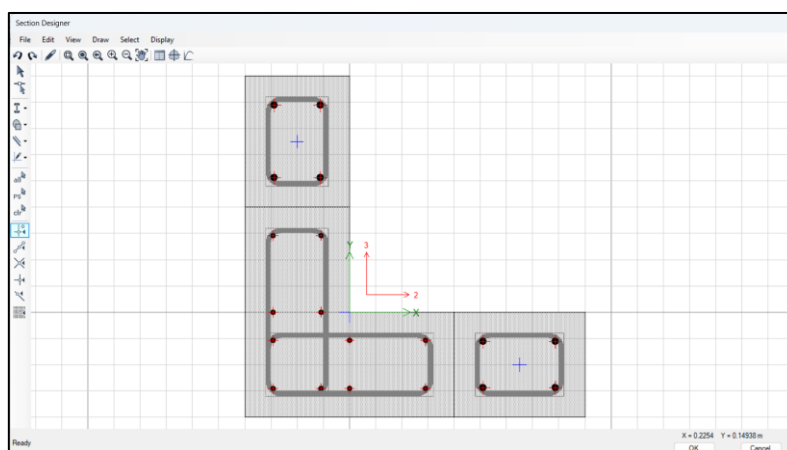


Tabla 68

Combinaciones de cargas en la placa 04 (Top)

FUERZAS INTERNAS (TOP)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	7,42	-0,03	0,00	0,01	0,06
L	0,21	0,00	0,00	0,01	0,00
SX	9,06	0,61	2,57	3,67	1,86
SY	6,18	0,84	0,45	0,99	1,96
COMBO 1	10,74	-0,04	0,00	0,03	0,09
COMBO 2	18,60	0,58	2,57	3,70	1,94
COMBO 3	0,47	-0,65	-2,57	-3,65	-1,78
COMBO 4	15,71	0,80	0,45	1,01	2,04
COMBO 5	3,35	-0,88	-0,45	-0,96	-1,88
COMBO 6	15,74	0,59	2,57	3,68	1,92
COMBO 7	-2,39	-0,64	-2,57	-3,66	-1,80
COMBO 8	12,85	0,82	0,46	1,00	2,02
COMBO 9	0,49	-0,87	-0,45	-0,98	-1,91

Nota. Elaboración propia

Tabla 69
Combinaciones de cargas en la placa 04 (Botton)

FUERZAS INTERNAS (BOTTON)					
LOAD CASE	P (Ton)	M2 (Ton-m)	M3 (Ton-m)	V2 (Ton-m)	V3 (Ton-m)
D	9,82	-0,12	-0,03	0,01	-0,30
L	0,24	-0,02	0,01	0,01	-0,02
SX	7,54	4,14	8,22	3,69	1,68
SY	10,21	3,07	1,82	0,99	2,52
COMBO 1	14,15	-0,20	-0,02	0,03	-0,46
COMBO 2	20,11	3,96	8,20	3,71	1,28
COMBO 3	5,03	-4,31	-8,24	-3,66	-2,09
COMBO 4	22,79	2,90	1,80	1,01	2,12
COMBO 5	2,36	-3,25	-1,84	-0,97	-2,92
COMBO 6	16,38	4,02	8,19	3,70	1,41
COMBO 7	1,30	-4,25	-8,24	-3,67	-1,96
COMBO 8	19,05	2,96	1,80	1,00	2,25
COMBO 9	-1,37	-3,18	-1,84	-0,98	-2,79

Nota. Elaboración propia

Figura 90
Diagrama de interacción M3 incluido las fuerzas internas de la placa 04

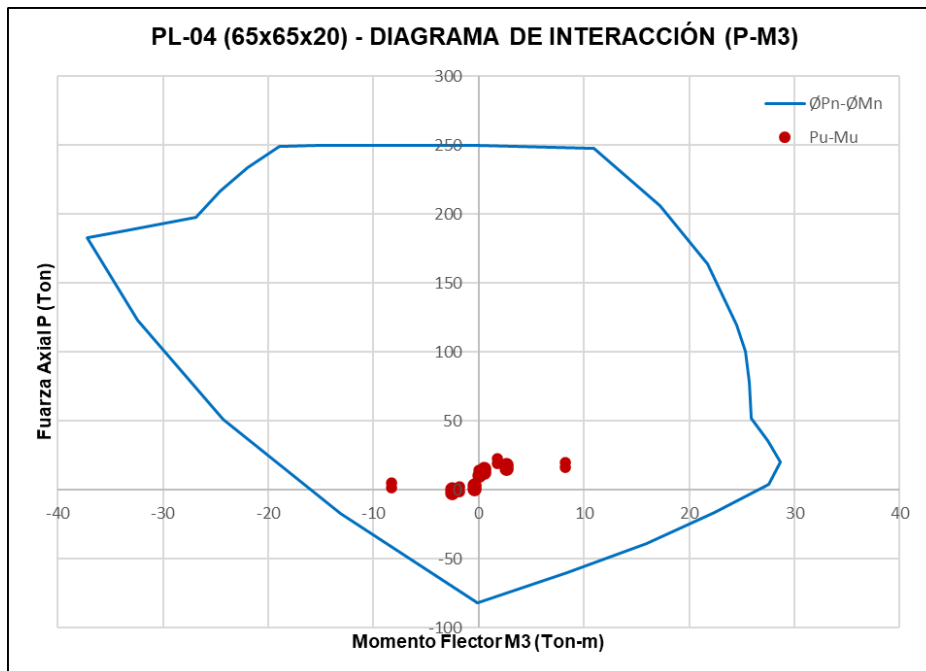
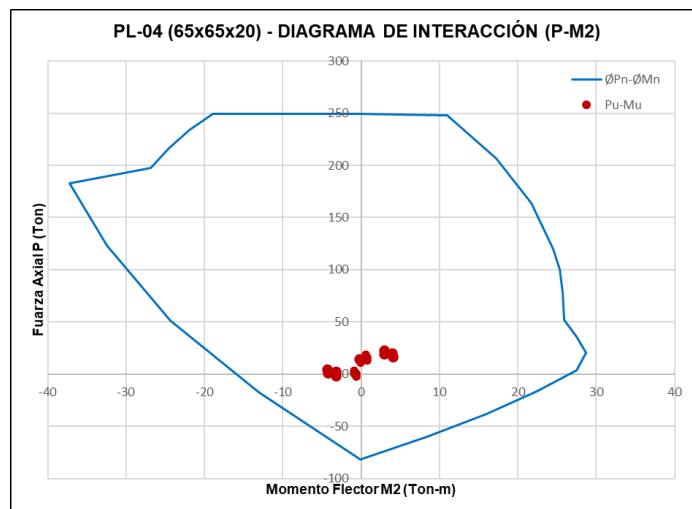
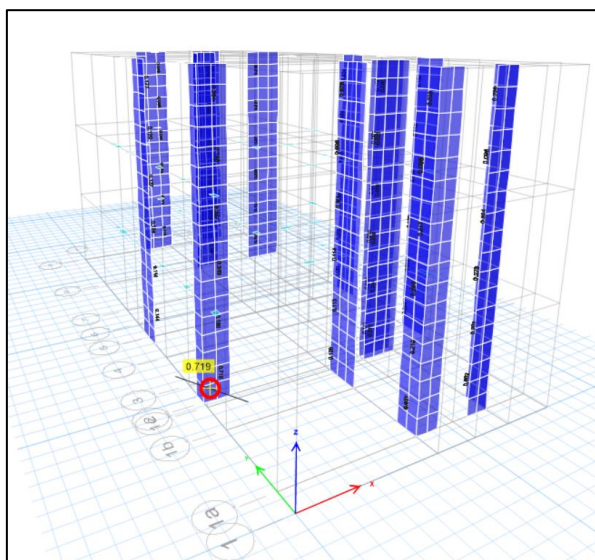


Figura 91

Diagrama de interacción M2 incluido las fuerzas internas de la placa 04

**Figura 92**

Vista en 3D del cumplimiento de los ratios en placas



4.12.2. Diseño por corte

Se realizarán los cálculos de acuerdo al artículo 21.9.5 Resistencia al cortante en el plano del muro donde indica que en todas las zonas de los muros o segmentos de muro donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el cortante de diseño V_u deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro o segmento de muro mediante:

$$V_u \geq V_{ua} * \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

Donde V_{ua} y M_{ua} son el cortante provenientes del análisis y M_n es el momento nominal resistente del muro.

Placa 01 (80X35X20)

Figura 93

Diagrama de interacción nominal M3 de la placa 01

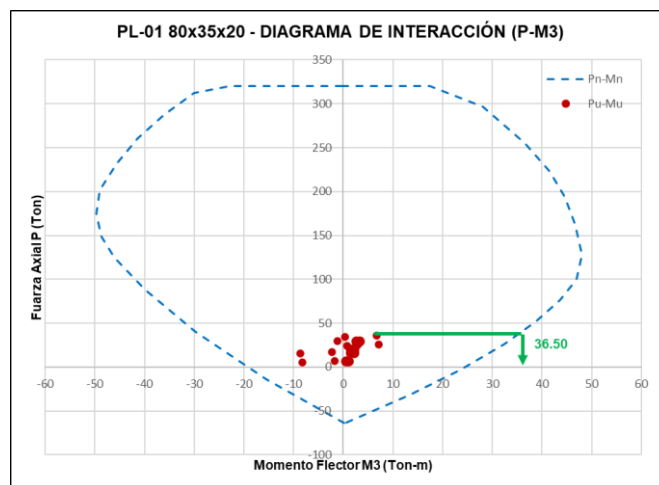


Tabla 70

Diseño del refuerzo transversal de la placa 01

DISEÑO POR CORTE PLACA PL-01 80x35x20	
REFUERZO HORIZONTAL	
f_c : Esfuerzo a compresión del concreto (t/m ²)	2100
f_y : Esfuerzo de fluencia del acero (t/m ²)	42000
ϕ_v : Factor de reducción por corte	0,85
L_m : Longitud del muro en la dirección (m)	0,80
t_{m2} : Espesor del muro en la dirección 2 (m)	0,20
d : Peralte efectivo en la dirección (0.8 L_m)	0,64
A_g : Área bruta de las placas (m ²)	0,16
P_{ua} : Carga Axial última amplificada	35,72
M_{n3} : Momento nominal alrededor del eje 3 (t-m)	36,50
M_{ua3} : Momento último amplificado alrededor de 3 (t-m)	8,68
V_{ua2} : Cortante último amplificado en la dirección 2 (t)	4,19
V_{u2} : Cortante último en la dirección 2 ($V_{ua2}[M_{n3}/M_{ua3}]$)	17,62
P_u/A_g : Esfuerzo por la carga axial última amplificada	223,25
0.20 f_c : Revisión de aporte de la Resistencia al corte del concreto	420,00
V_c : Resistencia al corte del concreto (0.53 $\sqrt{f_c}bd$)	9,83
V_s : Resistencia al corte del acero transversal ($V_u/\phi_v - V_c$) o (V_u/ϕ_v)	20,73
A_v : Área de acero transversal en la dirección (cm ²)	1,42
s : Espaciamiento del acero transversal ($A_v f_y d / V_s$)	0,18
□ Ø 3/8" @0.15	
REQUERIMIENTO DE ELEMENTO DE BORDE	
L_m : Longitud del muro (m)	0,80
h_m : Altura total del muro (m)	9,00
δ_u : Desplazamiento de diseño (m)	0,01
c : Posición del eje neutro (m)	0,3765
$c_{m\acute{a}x}$: Posición del eje neutro máximo ($L_m/[600[\delta_u/h_m]]$)	0,2667
Si requiere de elementos de borde	
L_{o1} : Primera longitud L_o ($h_n/6$)	0,43
L_{o2} : Segunda longitud L_o ($\max[b,h]$)	0,80
L_{o3} : Tercera longitud L_o (0.50m)	0,50
Lo: Longitud L_o (m)	0,80
□ Ø 3/8" @0,05	
Usar □: Ø 3/8" 16@0,05, Rsto. @ 0,15	

Nota. Elaboración propia

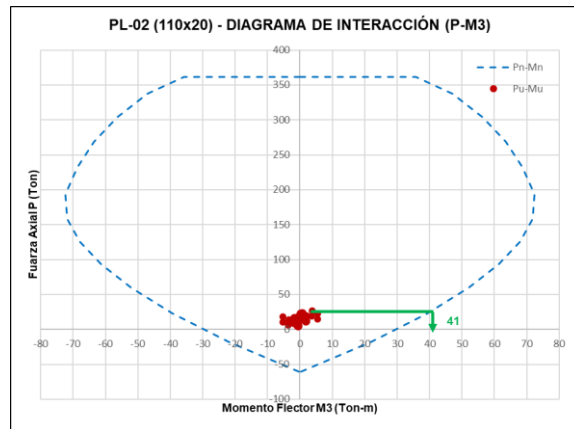
Placa 02 (110x20)**Figura 94***Diagrama de interacción nominal M3 de la placa 02*

Tabla 71*Diseño del refuerzo transversal de la placa 02*

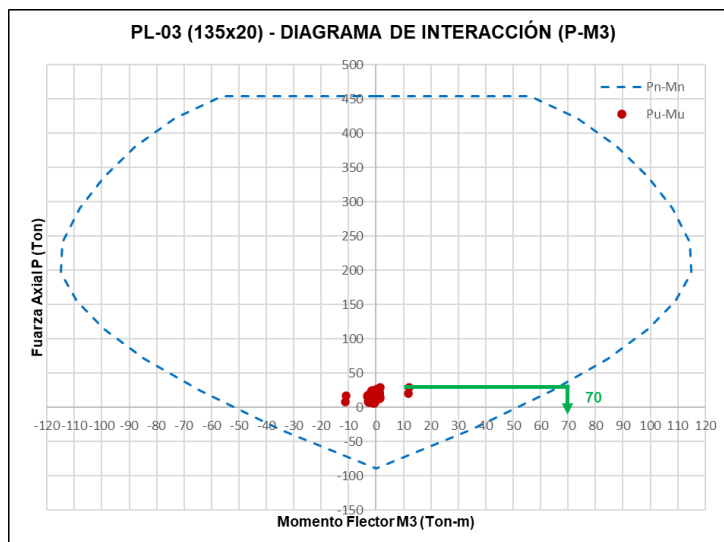
DISEÑO POR CORTE PLACA PL-02 (110x20)	
REFUERZO HORIZONTAL	
f'c: Esfuerzo a compresión del concreto (t/m ²)	2100
f _y : Esfuerzo de fluencia del acero (t/m ²)	42000
Ø _v : Factor de reducción por corte	0,85
L _m : Longitud del muro en la dirección (m)	1,10
t _{m2} : Espesor del muro en la dirección 2 (m)	0,20
d: Peralte efectivo en la dirección (0.8L _m)	0,88
A _g : Área bruta de la placas (m ²)	0,22
P _{ua} : Carga Axial última amplificada	26,88
M _{n3} : Momento nominal alrededor del eje 3 (t-m)	41,00
M _{ua3} : Momento último amplificado alrededor de 3 (t-m)	5,42
V _{ua2} : Cortante último amplificado en la dirección 2 (t)	5,94
V _{u2} : Cortante último en la dirección 2 (V _{ua2} [M _{n3} /M _{ua3}])	44,93
P _u /A _g : Esfuerzo por la carga axial última amplificada	122,18
0.20f'c: Revisión de aporte de la resistencia al corte del concreto	420,00
V _c : Resistencia al corte del concreto (0.53√f'c b d)	13,52
V _s : Resistencia al corte del acero transversal (V _u /Ø _v -V _c) o (V _u /Ø _v)	52,86
A _v : Área de acero transversal en la dirección (cm ²)	1,42
s: Espaciamiento del acero transversal (A_vf_y/V_s)	0,10
□ Ø 3/8" @0,10	
REQUERIMIENTO DE ELEMENTO DE BORDE	
L _m : Longitud del muro (m)	1,10
h _m : Altura total del muro (m)	9,00
δ _u : Desplazamiento de diseño (m)	0,01
c: Posición del eje neutro (m)	0,1941
c _{máx} : Posición del eje neutro máximo (L _m /[600[δ _u /h _m]])	0,3667
No requiere de elementos de borde	
CUANDO NO SE REQUIERE ELEMENTO DE BORDE	
L _b : Longitud del elemento de borde (m)	0,25
t _b : Espesor del elemento de borde (m)	0,20
d _b : Diámetro de la barra longitudinal (pulg)	1/2
d _{bh} : Diámetro de la barra del estribo (pulg)	3/8
s ₁ : Primer espaciamento de estribos (16d _b)	0,20
s ₂ : Segundo espaciamento de estribos (48d _{bh})	0,46
s ₃ : Tercer espaciamento de estribos (min[L _b ,t _b])	0,20
s ₄ : Cuarto espaciamento de estribos (0.25m)	0,25
s: Espaciamento de estribos (m)	0,20
□ Ø 3/8" @0,20	
L _{o1} : Primera longitud L _o (h _n /6)	0,43
L _{o2} : Segunda longitud L _o (max[b,h])	1,10
L _{o3} : Tercera longitud L _o (0.50m)	0,50
Lo: Longitud L_o (m)	1,10
Usar □: Ø 3/8" 1@0,05, 10@0,10, Rsto. @ 0,20	

Nota. Elaboración propia

Placa 03 (135X20)

Figura 95

Diagrama de interacción nominal M3 de la placa 03

**Tabla 72**

Diseño del refuerzo transversal de la placa 03

DISEÑO POR CORTE PLACA PL-03 (135x20)	
REFUERZO HORIZONTAL	
f_c : Esfuerzo a compresión del concreto (t/m ²)	2100
f_y : Esfuerzo de fluencia del acero (t/m ²)	42000
ϕ_v : Factor de reducción por corte	0,85
L_m : Longitud del muro en la dirección (m)	1,35
t_{m2} : Espesor del muro en la dirección 2 (m)	0,20
d : Peralte efectivo en la dirección (0.8 L_m)	1,08
A_g : Área bruta de la placas (m ²)	0,27
P_{ua} : Carga axial última amplificada	29,65
M_{n3} : Momento nominal alrededor del eje 3 (t-m)	70,00
M_{ua3} : Momento último amplificado alrededor de 3 (t-m)	11,99
V_{ua2} : Cortante último amplificado en la dirección 2 (t)	5,86
V_{u2} : Cortante último en la dirección 2 ($V_{ua2}[M_{n3}/M_{ua3}]$)	34,21
P_u/A_g : Esfuerzo por la carga axial última amplificada	109,81
0.20 f_c : Revisión de aporte de la Resistencia al corte del concreto	420,00
V_c : Resistencia al corte del concreto ($0.53\sqrt{f_c}bd$)	16,59
V_s : Resistencia al corte del acero transversal ($V_u/\phi_v - V_c$) o (V_u/ϕ_v)	40,25
A_v : Área de acero transversal en la dirección (cm ²)	1,42
s : Espaciamiento del acero transversal ($A_v f_y d / V_s$)	0,16
□ Ø 3/8" @0.15	
REQUERIMIENTO DE ELEMENTO DE BORDE	
L_m : Longitud del muro (m)	1,35
h_m : Altura total del muro (m)	9,00
δ_u : Desplazamiento de diseño (m)	0,01
c : Posición del eje neutro (m)	0,2543
$c_{m\acute{a}x}$: Posición del eje neutro máximo ($L_m/[600[\delta_u/h_m]]$)	0,4500
No requiere de elementos de borde	
CUANDO NO SE REQUIERE ELEMENTO DE BORDE	
L_b : Longitud del elemento de borde (m)	0,30
t_b : Espesor del elemento de borde (m)	0,20
d_b : Diámetro de la barra longitudinal (pulg)	1/2
d_{bh} : Diámetro de la barra del estribo (pulg)	3/8
s_1 : Primer espaciamiento de estribos ($16d_b$)	0,20
s_2 : Segundo espaciamiento de estribos ($48d_{bh}$)	0,46
s_3 : Tercer espaciamiento de estribos ($\min[L_b, t_b]$)	0,20

s ₄ : Cuarto espaciamento de estribos (0.25m)	0,25
s: Espaciamento de estribos (m)	0,20
□ Ø 3/8" @ 0.20	
Lo ₁ : Primera longitud Lo (hn/6)	0,43
Lo ₂ : Segunda longitud Lo (max[b,h])	1,35
Lo ₃ : Tercera longitud Lo (0.50m)	0,50
Lo: Longitud Lo (m)	1,35
Usar □: Ø 3/8" 1@0.05, 8@0.15, Rsto. @ 0.20	

Nota. Elaboración propia

Placa 04 (65X65X20)

Figura 96

Diagrama de interacción nominal M3 de la placa 04

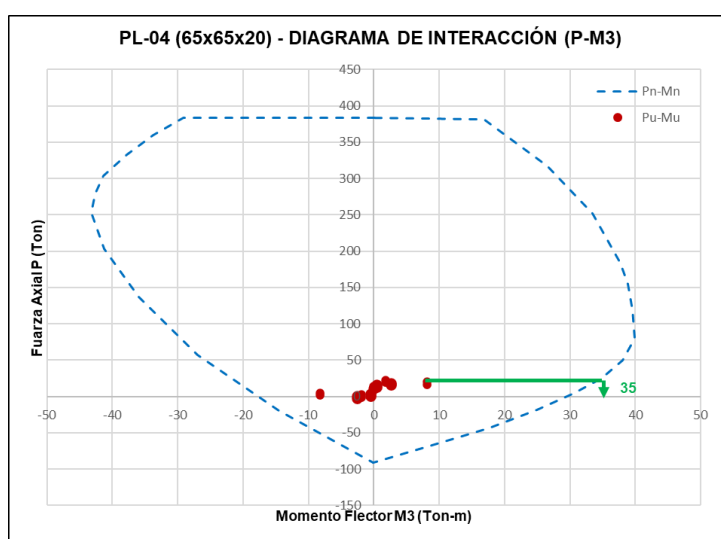


Tabla 73

Diseño del refuerzo transversal de la placa 04

DISEÑO POR CORTE PLACA PL-04 (65x65x20)	
REFUERZO HORIZONTAL	
f _c : Esfuerzo a compresión del concreto (t/m ²)	2100
f _y : Esfuerzo de fluencia del acero (t/m ²)	42000
Ø _v : Factor de reducción por corte	0,85
L _m : Longitud del muro en la dirección (m)	0,65
t _{m2} : Espesor del muro en la dirección 2 (m)	0,20
d: Peralte efectivo en la dirección (0.8L _m)	0,52
A _g : Área bruta de la placas (m ²)	0,13
P _{ua} : Carga axial última amplificada	22,79
M _{n3} : Momento nominal alrededor del eje 3 (t-m)	35,00
M _{ua3} : Momento último amplificado alrededor de 3 (t-m)	8,24
V _{ua2} : Cortante último amplificado en la dirección 2 (t)	3,7
V _{u2} : Cortante último en la dirección 2 (V _{ua2} [M _{n3} /M _{ua3}])	15,72
P _u /A _g : Esfuerzo por la carga axial última amplificada	175,31
0.20f _c : Revisión de aporte de la Resistencia al corte del concreto	420,00
V _c : Resistencia al corte del concreto (0.53√f _c bd)	7,99
V _s : Resistencia al corte del acero transversal (V _u /Ø _v -V _c) o (V _u /Ø _v)	18,49
A _v : Área de acero transversal en la dirección (cm ²)	1,42
s: Espaciamento del acero transversal (A_vf_yd/V_s)	0,17
□ Ø 3/8" @ 0.15	
REQUERIMIENTO DE ELEMENTO DE BORDE	
L _m : Longitud del muro (m)	0,65

h_m : Altura total del muro (m)	9,00
δ_u : Desplazamiento de diseño (m)	0,01
c : Posición del eje neutro (m)	0,1247
$c_{m\acute{a}x}$: Posición del eje neutro máximo ($L_m/[600[\delta_u/h_m]]$)	0,2167

No requiere de elementos de borde

CUANDO NO SE REQUIERE ELEMENTO DE BORDE

L_b : Longitud del elemento de borde (m)	0,25
t_b : Espesor del elemento de borde (m)	0,20
d_b : Diámetro de la barra longitudinal (pulg)	1/2
d_{bh} : Diámetro de la barra del estribo (pulg)	3/8
s_1 : Primer espaciamiento de estribos ($16d_b$)	0,20
s_2 : Segundo espaciamiento de estribos ($48d_{bh}$)	0,46
s_3 : Tercer espaciamiento de estribos ($\min[L_b, t_b]$)	0,20
s_4 : Cuarto espaciamiento de estribos (0.25m)	0,25
s: Espaciamiento de estribos (m)	0,20

□ Ø 3/8" @ 0.20

Lo_1 : Primera longitud Lo ($h_n/6$)	0,43
Lo_2 : Segunda longitud Lo ($\max[b, h]$)	0,65
Lo_3 : Tercera longitud Lo (0.50m)	0,50
Lo: Longitud Lo (m)	0,65

Usar □: Ø 3/8" 1@0.05, 4@0.15, Rsto. @ 0.20

Nota. Elaboración propia

Detalles de las placas:

Se comparará las longitudes de desarrollo con los cortes mínimos y se utilizará el mayor, para lo cual se tomará en cuenta el detalle de elementos verticales para realizar empalmes y la forma de colocado en las varillas de acero respecto a las longitudes de desarrollo.

Figura 97

Detalles de placas

CUADRO DE PLACAS GENERALES

ZONA		TIPO	PL-01	PL-02	PL-03	PL-04
Nivel	Sección		0.80X0.35X0.20	1.10X0.20	1.35X0.20	0.65X0.65X0.20
	As Continuo		10 Ø1/2" + 6 Ø3/8"	8 Ø1/2" + 6 Ø3/8"	12 Ø1/2" + 8 Ø3/8"	8 Ø1/2" + 12 Ø3/8"
1, 2 y 3						
	As Transversal		2 □ Ø 3/8" + 3 □ Ø 3/8" + Ash 3/8" en dos caras 1 @ 0.05 4 @ 0.15 Rto @ 0.15	2 □ Ø 3/8" + 3 □ 3/8" + Ash 3/8" en dos caras 1 @ 0.05 10 @ 0.10 Rto @ 0.20	2 □ Ø 3/8" + 4 □ 3/8" + Ash 3/8" en dos caras 1 @ 0.05 8 @ 0.15 Rto @ 0.20	2 □ Ø 3/8" + 2 □ 3/8" + 2 Ash 3/8" en dos caras 1 @ 0.05 4 @ 0.15 Rto @ 0.20

4.13. DISEÑO DE ALBAÑILERÍA

Posterior al predimensionamiento de los muros portantes de albañilería y a la verificación de las distorsiones de entrepiso mediante el análisis estructural se realizará el diseño estructural de la albañilería de acuerdo a la norma técnica E.070, para ello se realizarán los siguientes cálculos:

- Verificación la densidad mínima de los muros portantes
- Comparación del esfuerzo axial máximo con cada muro portante
- Control de fisuración
- Verificación de la resistencia al agrietamiento diagonal
- Verificación de la resistencia al corte del edificio
- Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros

Después de diseñar la albañilería y comprobar el cumplimiento de la estructura a los anteriores requerimientos mencionados, se podrá proceder con el diseño de los elementos de confinamiento (columnas y vigas soleras). Respecto a los valores obtenidos por flexo-compresión, se los deberá de comparar con los que se obtengan para las columnas de confinamiento y considerará los resultados más conservadores para la sección y el acero de refuerzo.

Los datos considerados para el diseño sísmico en albañilería son los que se detallan a continuación:

- Los muros portantes será de TIPO V (máximo 30 % área de vacíos), $f'_m = 65$ kg/cm², $v'_m = 8.1$ kg/cm²
- Factor de Zona (Z) = 0,45
- Factor de Uso o Importancia (U) = 1
- Factor de Amplificación del Suelo (S) = 1.10
- Número de pisos del Edificio (N) = 3
- Altura libre entre los elementos de arriostre (h) = 2,60m
- Resistencia a la compresión del concreto $f'_c = 210$ kg/cm²
- Esfuerzo de fluencia del acero $f_y = 4200$ kg/cm²
- Coeficiente de fricción en juntas $\mu = 0,80$
- Factor de reducción por corte $\phi_v = 0,85$
- Factor de reducción por compresión $\phi_c = 0,70$
- Factor de reducción por tracción $\phi_t = 0.90$

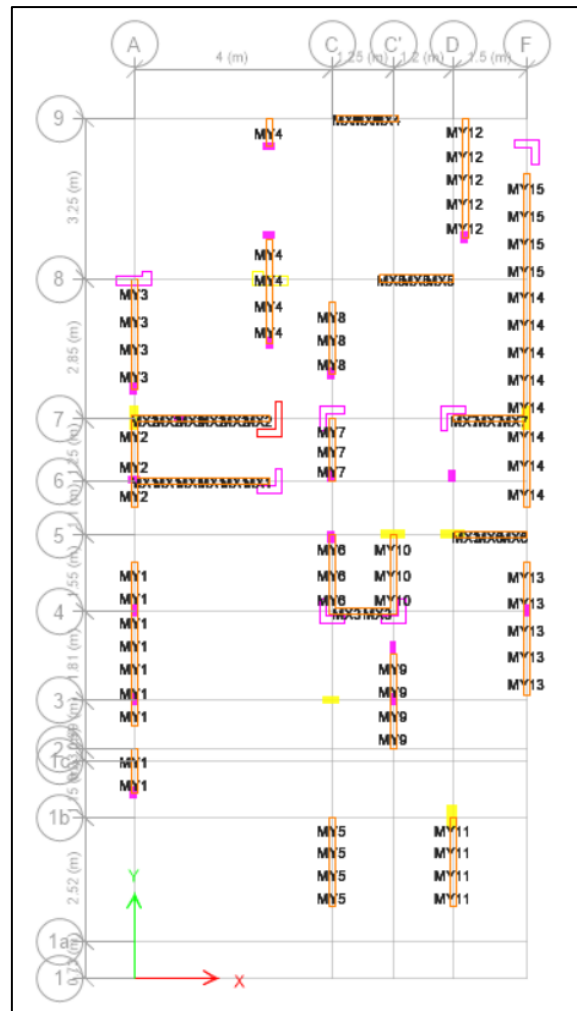
4.13.1. Diseño sísmico de muros de albañilería

Verificación de la densidad mínima:

De acuerdo al Capítulo 7 “REQUISITOS ESTRUCTURALES MÍNIMOS” para la estructuración en planta, se debería cumplir con una densidad mínima de muros portantes en cada dirección de la edificación.

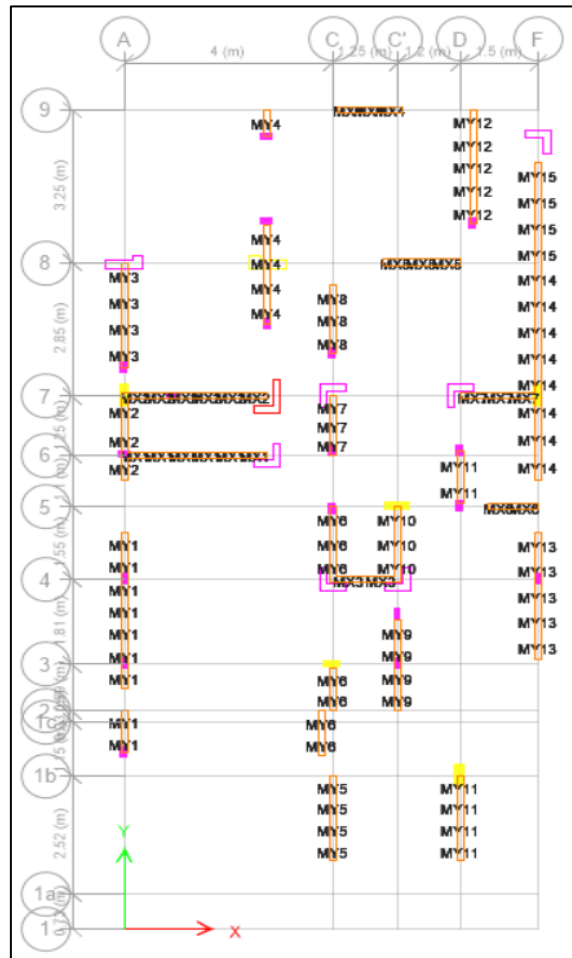
$$D_{\min} = \frac{ZUSN}{56}$$

Figura 98
Muros portantes primer nivel



Nota. Elaboración propia

Figura 99
Muros portantes segundo y tercer nivel



Nota. Elaboración propia

Como se puede apreciar en las vistas en planta la edificación presentaría una continuidad en elevación de la distribución de los muros portantes en planta, por lo que para la verificación de densidad de muros portantes bastara la revisión del primer nivel.

Tabla 74
Área de corte de los muros portantes en la dirección X e Y

DIRECCIÓN X - X					DIRECCIÓN Y - Y				
MURO	N _m	L (m)	t (m)	L.t	MURO	N _m	L (m)	t (m)	L.t
MX1	1	2,90	0,14	0,41	MY1	1	4,88	0,14	0,68
MX2	1	1,95	0,14	0,27	MY2	1	1,88	0,14	0,26
MX3	1	1,40	0,14	0,20	MY3	1	2,43	0,14	0,34
MX4	1	1,40	0,14	0,20	MY4	1	2,20	0,14	0,31
MX5	1	1,95	0,14	0,27	MY5	1	1,90	0,14	0,27
MX6	1	1,75	0,14	0,25	MY6	1	1,70	0,14	0,24
MX7	1	1,75	0,14	0,25	MY7	1	1,40	0,14	0,20
PLX1	1	0,80	1,00	0,80	MY8	1	1,95	0,14	0,27
PLX2	1	1,35	1,00	1,35	MY9	1	1,80	0,14	0,25
PLX3	1	0,80	1,00	0,80	MY10	1	1,70	0,14	0,24
PLX4	1	1,35	1,00	1,35	MY11	1	2,30	0,14	0,32
PLX5	1	1,35	1,00	1,35	MY12	1	2,30	0,14	0,32
PLX6	1	1,35	1,00	1,35	MY13	1	2,80	0,14	0,39
PLX7	1	1,35	1,00	1,35	MY14	1	4,53	0,14	0,63
PLX8	1	0,65	1,00	0,65	MY15	1	2,55	0,14	0,36
PLX9	1	0,65	1,00	0,65	PLY1	1	1,10	1,00	1,10
					PLY2	1	1,10	1,00	1,10
					PLY3	1	1,10	1,00	1,10
					PLY4	1	1,35	1,00	1,35
SUMA				11.5154					9,747

Nota. Elaboración propia

Tabla 75
Verificación de las densidades mínimas en la dirección X e Y

VERIFICACIÓN DE LAS DENSIDADES MÍNIMAS	
Z: Factor de zona	0,45
U: Factor de uso o importancia	1,00
S: Factor de amplificación del suelo	1,10
N: Número de pisos del edificio	3,00
D _{min} : Densidad mínima de muros	0,0265
Ap: Área en planta del edificio	110,00
D _x : Densidad de muros en la dirección X	0,1047
D _y : Densidad de muros en la dirección Y	0,0886

Nota. Elaboración propia

La densidad de muros en la dirección X es mayor a la densidad mínima

La densidad de muros en la dirección Y es mayor a la densidad mínimo

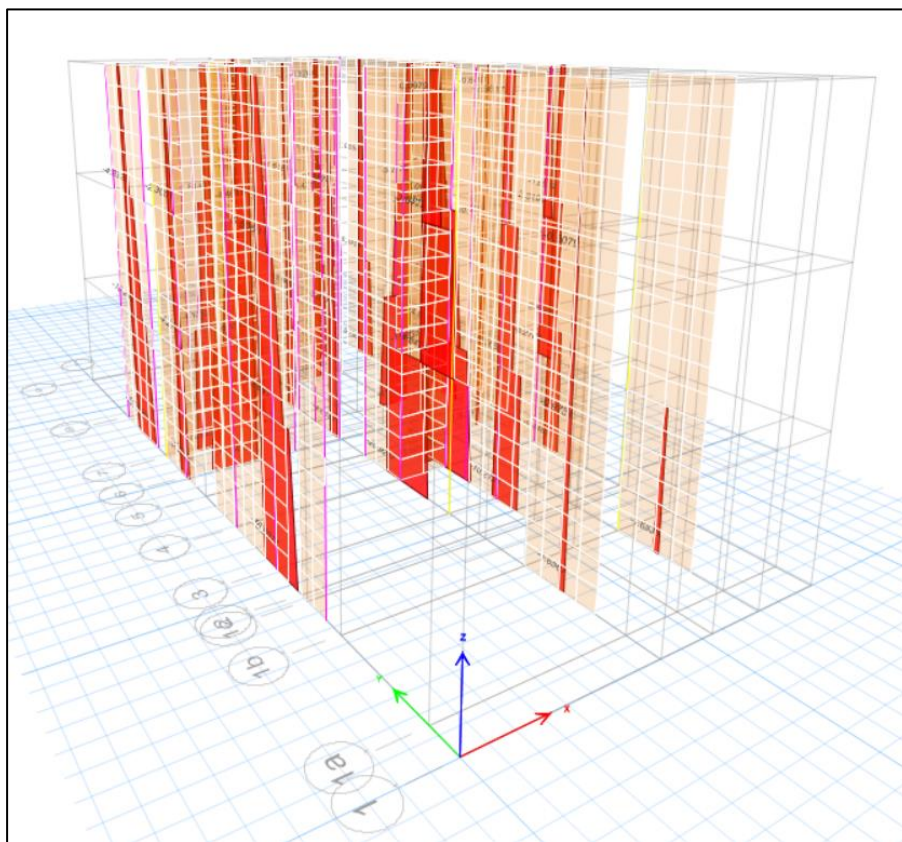
En las tablas anteriores, se puede comprobar que la estructuración y la configuración estructural considerada tanto en planta como en elevación para la edificación cumple con lo requerido por la norma técnica E.070.

Esfuerzo axial máximo

La norma técnica E.070 de albañilería nos solicita que el esfuerzo axial soportado por los muros portantes sea mayor a la generada debido a la carga por gravedad máxima por servicio (P_m) y asimismo se encuentre dentro de los parámetros tolerables, para tal efecto se considerará lo establecido en el Capítulo 7 “REQUISITOS ESTRUCTURALES MÍNIMOS”.

Figura 100

Peso por servicio en los muros del primer nivel



Nota. Elaboración propia

Tabla 76*Esfuerzo axial máximo de muros en la dirección X*

ESFUERZO AXIAL MÁXIMO DE MUROS EN LA DIRECCIÓN X										
MURO	L (m)	t (m)	CARGAS ACUMULADAS (t)			σ_3 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	σ_1 (kg/cm ²)	$\sigma_{\text{máx}}$ (kg/cm ²)	OBS.
			PISO 3	PISO 2	PISO 1					
MX1	2,90	0,14	1,14	2,53	4,67	0,28	0,62	1,15	9,34	OK
MX2	1,95	0,14	1,11	2,49	4,36	0,41	0,91	1,60	9,34	OK
MX3	1,40	0,14	1,13	1,92	3,17	0,57	0,98	1,62	9,34	OK
MX4	1,40	0,14	0,37	0,87	1,55	0,19	0,44	0,79	9,34	OK
MX5	1,95	0,14	0,31	1,04	2,32	0,11	0,38	0,85	9,34	OK
MX6	1,75	0,14	0,12	0,86	1,32	0,05	0,35	0,54	9,34	OK
MX7	1,75	0,14	0,61	1,36	2,32	0,25	0,55	0,95	9,34	OK
PLX1	0,80	1,00	6,60	13,33	20,49	0,82	1,66	2,55	9,75	OK
PLX2	1,35	1,00	6,53	12,98	18,68	0,48	0,96	1,38	9,75	OK
PLX3	0,80	1,00	6,76	14,00	20,95	0,84	1,74	2,61	9,75	OK
PLX4	1,35	1,00	6,83	14,03	20,83	0,50	1,04	1,54	9,75	OK
PLX5	1,35	1,00	5,05	10,13	14,53	0,37	0,75	1,07	9,75	OK
PLX6	1,35	1,00	5,28	10,73	15,54	0,39	0,79	1,15	9,75	OK
PLX7	1,35	1,00	2,87	5,77	8,65	0,21	0,43	0,64	9,75	OK
PLX8	0,65	1,00	3,48	6,94	10,06	0,53	1,06	1,54	9,75	OK
PLX9	0,65	1,00	3,47	6,92	10,01	0,53	1,06	1,54	9,75	OK

Nota. Elaboración propia**Tabla 77***Esfuerzo axial máximo de muros en la dirección Y*

ESFUERZO AXIAL MÁXIMO DE MUROS EN LA DIRECCIÓN Y										
MURO	L (m)	t (m)	CARGAS ACUMULADAS (t)			σ_3 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	σ_1 (kg/cm ²)	$\sigma_{\text{máx}}$ (kg/cm ²)	OBS.
			PISO 3	PISO 2	PISO 1					
MY1	4,88	0,14	2,41	5,03	7,64	0,35	0,74	1,12	9,34	OK
MY2	1,88	0,14	1,18	2,15	2,91	0,45	0,82	1,11	9,34	OK
MY3	2,43	0,14	0,92	1,94	3,24	0,27	0,57	0,95	9,34	OK
MY4	2,20	0,14	1,30	2,65	4,11	0,42	0,86	1,34	9,34	OK
MY5	1,90	0,14	0,51	0,97	1,66	0,19	0,37	0,62	9,34	OK
MY6	1,70	0,14	2,79	4,09	3,53	1,17	1,72	1,48	9,34	OK
MY7	1,40	0,14	0,75	1,36	1,92	0,38	0,69	0,98	9,34	OK
MY8	1,95	0,14	0,71	1,44	2,22	0,26	0,53	0,81	9,34	OK
MY9	1,80	0,14	0,89	2,04	3,55	0,35	0,81	1,41	9,34	OK
MY10	1,70	0,14	0,64	1,54	2,58	0,27	0,65	1,08	9,34	OK
MY11	2,30	0,14	1,13	2,36	1,65	0,35	0,73	0,51	9,34	OK
MY12	2,30	0,14	0,65	1,79	3,72	0,20	0,56	1,16	9,34	OK
MY13	2,80	0,14	1,15	2,36	3,87	0,29	0,60	0,99	9,34	OK
MY14	4,53	0,14	2,39	4,71	7,29	0,38	0,74	1,15	9,34	OK
MY15	2,55	0,14	1,28	2,30	3,63	0,36	0,65	1,02	9,34	OK
PLY1	1,00	1,00	5,44	11,14	16,30	0,49	1,01	1,48	9,75	OK
PLY2	1,00	1,00	4,35	8,83	12,70	0,39	0,80	1,15	9,75	OK
PLY3	1,00	1,00	5,22	9,94	13,86	0,47	0,90	1,26	9,75	OK
PLY4	1,35	1,00	2,98	6,01	9,15	0,22	0,44	0,68	9,75	OK

Nota. Elaboración propia

Según los resultados obtenidos se cumple con los límites establecidos por la normativa y no requiere aumentar los espesores de los muros portantes o la calidad de la albañilería.

Control de fisuración

A partir de esta verificación se empleará los lineamientos establecidos en el Capítulo 8 “ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL”, donde se establecen las siguientes consideraciones:

- El SISMO MODERADO es aquel que proporciona fuerzas de inercia equivalentes a la mitad de los valores producidos por el “sismo severo”.
- El diseño de los muros cubra todo su rango de comportamiento, desde la etapa elástica hasta su probable incursión en el rango inelástico, proveyendo suficiente ductilidad y control de la degradación de resistencia y rigidez.
- El diseño es por el método de resistencia, con criterios de desempeño.
- El diseño está orientado, en consecuencia, a proteger a la estructura contra daños ante eventos sísmicos frecuentes (sismo moderado) y a proveer la necesaria resistencia para soportar el sismo severo, conduciendo el tipo de falla y limitando la degradación de resistencia y rigidez con el propósito de limitar el nivel de daños en los muros, de manera que éstos sean económicamente reparables mediante procedimientos sencillos.
- El “sismo moderado” no debe producir la fisuración de ningún muro portante.
- Se asume que la forma de falla de los muros confinados ante la acción del “sismo severo” será por corte, independientemente de su esbeltez.
- La determinación del cortante basal y su distribución en elevación, se hará de acuerdo a lo indicado en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.
- El análisis considerará la participación de aquellos muros no portantes que no hayan sido aislados de la estructura principal. Cuando los muros se construyan integralmente con el alféizar, el efecto de este deberá considerarse en el análisis.

El control de fisuración permite evitar a que los muros presenten fisuras debido a sismos moderados, que son los más frecuentes. Para tal cálculo se evaluará la siguiente expresión:

Figura 101
Control de fisuración

8.5.2 Control de Fisuración

- Esta disposición tiene por propósito evitar que los muros se fisuren ante los sismos moderados, que son los más frecuentes. Para el efecto se considerarán las fuerzas cortantes producidas por el sismo moderado.
- Para todos los muros de albanilería deberá verificarse que en cada entrepiso se satisfaga la siguiente expresión que controla la ocurrencia de fisuras por corte:

$$V_v \leq 0,55 V_m = \text{Fuerza Cortante Admisible} \quad (8.5.2)$$

donde: “ V_v ” es la fuerza cortante producida por el “sismo moderado” en el muro en análisis y “ V_m ” es la fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albanilería (ver 8.5.3).

Nota. Norma Técnica E.070 Albañilería

También será necesario emplear los siguientes cálculos:

Figura 102

Resistencia al agrietamiento diagonal

- La resistencia al corte (V_u) de los muros de albañilería se calculará en cada entrepiso mediante las siguientes expresiones:

$$\text{Unidades de Arcilla y de Concreto: } V_u = 0,5 V_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g$$

$$\text{Unidades Silico-calcáreas: } V_u = 0,35 V_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g$$

donde:

- V_m = resistencia característica a corte de la albañilería (ver 5.1.8 y 5.1.9).
- P_g = carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (NTE E.030 Diseño Sismorresistente)
- t = espesor elástico del muro (ver 2.1.13)
- L = longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)
- α = factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez, calculado como:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_u \cdot L}{M_u} \leq 1 \quad (8.5.3)$$

donde: " V_u " es la fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico; y,

" M_u " es el momento flector del muro obtenido del análisis elástico.

Nota. Norma Técnica E.070 Albañilería

Realizando los cálculos para el control de fisuración se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 78

Carga gravitacional de servicio en los muros para la dirección X

CARGA GRAVITACIONAL EN LA DIRECCIÓN X			
MURO	CARGAS ACUMULADAS (Tn)		
	PISO 3	PISO 2	PISO 1
MX1	1,14	2,39	4,28
MX2	1,12	2,36	4,02
MX3	0,98	1,69	2,85
MX4	0,39	0,85	1,45
MX5	0,39	1,04	2,12
MX6	0,17	0,84	1,23
MX7	0,62	1,30	2,14
PLX1	5,89	11,92	18,27
PLX2	5,81	11,61	16,79
PLX3	6,34	12,72	18,81
PLX4	6,42	12,94	19,10
PLX5	4,76	9,43	13,49
PLX6	5,00	10,02	14,45
PLX7	2,73	5,48	8,20
PLX8	3,40	6,79	9,88
PLX9	3,39	6,76	9,83

Nota. Elaboración propia

Tabla 79*Carga gravitacional de servicio en los muros para la dirección*

CARGA GRAVITACIONAL EN LA DIRECCIÓN Y			
MURO	CARGAS ACUMULADAS (Tn)		
	PISO 3	PISO 2	PISO 1
MY1	2,25	4,57	6,93
MY2	1,08	1,96	2,68
MY3	0,90	1,84	3,04
MY4	1,24	2,44	3,77
MY5	0,50	0,95	1,63
MY6	2,52	3,70	3,12
MY7	0,69	1,24	1,76
MY8	0,68	1,31	2,02
MY9	0,84	1,87	3,21
MY10	0,59	1,40	2,35
MY11	1,11	2,25	1,62
MY12	0,69	1,72	3,46
MY13	1,10	2,21	3,59
MY14	2,27	4,40	6,80
MY15	1,22	2,16	3,39
PLY1	4,97	10,12	14,78
PLY2	3,98	8,09	11,67
PLY3	4,79	9,15	12,82
PLY4	2,91	5,86	8,89

Nota. Elaboración propia**Tabla 80***Fuerzas internas en muros ante sismos moderados en la dirección X*

FUERZAS INTERNAS ANTE SISMO MODERADO EN LA DIRECCIÓN X						
MURO	PISO 3		PISO 2		PISO 1	
	V_e (t)	M_e (t-m)	V_e (t)	M_e (t-m)	V_e (t)	M_e (t-m)
MX1	2,73	2,63	4,78	7,69	4,28	12,47
MX2	2,17	1,01	3,84	2,40	3,28	2,88
MX3	0,84	0,23	1,66	0,57	1,67	1,45
MX4	1,06	0,31	1,94	0,50	0,96	0,04
MX5	2,26	0,64	3,24	0,81	1,54	0,04
MX6	0,56	0,38	0,87	0,65	0,95	0,44
MX7	1,00	0,88	2,10	2,47	2,09	4,08
PLX1	0,58	0,68	1,54	1,70	3,07	7,70
PLX2	1,26	101	2,90	3,21	5,11	11,53
PLX3	1,99	1,20	3,39	2,80	4,17	5,68
PLX4	1,57	0,76	3,90	2,64	6,04	8,80
PLX5	0,60	0,57	2,09	1,36	3,95	5,70
PLX6	0,69	0,49	2,12	1,35	3,94	5,72
PLX7	0,53	1,08	1,96	2,70	4,21	11,45
PLX8	1,57	1,67	2,80	4,01	3,69	8,22
PLX9	0,38	0,43	1,22	1,46	2,12	4,64

Nota. Elaboración propia

Tabla 81*Fuerzas internas en muros ante sismos moderados en la dirección Y*

FUERZAS INTERNAS ANTE SISMO MODERADO EN LA DIRECCIÓN Y						
MURO	PISO 3		PISO 2		PISO 1	
	V_e (t)	M_e (t-m)	V_e (t)	M_e (t-m)	V_e (t)	M_e (t-m)
MY1	4,07	2,05	6,53	5,76	5,34	9,39
MY2	1,90	0,72	2,91	0,95	2,12	0,14
MY3	1,62	2,55	2,84	6,12	3,05	9,81
MY4	0,80	1,54	1,61	2,69	1,91	5,00
MY5	1,08	0,43	2,49	0,83	1,66	0,05
MY6	0,55	0,54	1,36	2,06	1,77	5,30
MY7	0,50	0,33	0,83	0,78	0,95	1,43
MY8	0,86	0,59	1,60	1,37	1,46	1,91
MY9	0,72	0,54	1,38	1,10	1,49	1,61
MY10	0,64	0,71	1,49	2,87	2,03	6,53
MY11	0,88	1,61	2,26	2,45	1,46	0,39
MY12	1,05	0,73	2,06	1,97	2,24	3,72
MY13	2,49	0,95	4,47	1,49	3,19	0,16
MY14	4,67	1,41	7,17	1,93	6,11	0,63
MY15	1,11	1,39	2,00	3,14	2,32	4,73
PLY1	1,34	0,39	2,99	1,46	5,66	5,30
PLY2	0,40	0,38	1,26	0,58	3,59	4,48
PLY3	1,09	0,34	2,57	1,19	5,04	4,75
PLY4	0,27	0,49	1,10	0,58	3,43	4,75

Nota. Elaboración propia**Tabla 82***Verificación por fisuración en la dirección X (PISO 1)*

VERIFICACIÓN POR FISURACIÓN EN LA DIRECCIÓN X (PISO 1)												
MURO	L (m)	t (m)	P_g (t)	V_e (t)	M_e (t-m)	α	V_m (t)	$0.55V_m$ (t)	V_{m1}/V_{e1}	V_u (t)	M_u (t-m)	Fisura
MX1	2,90	0,14	4,28	4,28	12,47	1,00	17,37	9,55	3,00	12,85	37,41	NO
MX2	1,95	0,14	4,02	3,28	2,88	1,00	11,98	6,59	3,00	9,83	8,63	NO
MX3	1,40	0,14	2,85	1,67	1,45	1,00	8,59	4,73	3,00	5,00	4,35	NO
MX4	1,40	0,14	1,45	0,96	0,04	1,00	8,27	4,55	3,00	2,88	0,11	NO
MX5	1,95	0,14	2,12	1,54	0,04	1,00	11,54	6,35	3,00	4,61	0,12	NO
MX6	1,75	0,14	1,23	0,95	0,44	1,00	10,21	5,61	3,00	2,84	1,32	NO
MX7	1,75	0,14	2,14	2,09	4,08	0,90	9,39	5,16	3,00	6,27	12,24	NO
PLX1	0,80	1,00	18,27	3,07	7,70	0,33	15,04	8,27	3,00	9,21	23,11	NO
PLX2	1,35	1,00	16,79	5,11	11,53	0,60	36,68	20,17	3,00	15,32	34,58	NO
PLX3	0,80	1,00	18,81	4,17	5,68	0,59	23,42	12,88	3,00	12,51	17,03	NO
PLX4	1,35	1,00	19,10	6,04	8,80	0,93	55,24	30,38	3,00	18,13	26,40	NO
PLX5	1,35	1,00	13,49	3,95	5,70	0,94	54,48	29,97	3,00	11,86	17,10	NO
PLX6	1,35	1,00	14,45	3,94	5,72	0,93	54,31	29,87	3,00	11,82	17,17	NO
PLX7	1,35	1,00	8,20	4,21	11,45	0,50	29,11	16,01	3,00	12,63	34,35	NO
PLX8	0,65	1,00	9,88	3,69	8,22	0,33	11,08	6,09	3,00	11,06	24,65	NO
PLX9	0,65	1,00	9,83	2,12	4,64	0,33	11,06	6,09	3,00	6,36	13,93	NO
						$\Sigma V_m =$	367,79	>	$V_{E1} =$	165,78	...	OK

Nota. Elaboración propia

Tabla 83

Verificación por fisuración en la dirección X (PISO 2)

VERIFICACIÓN POR FISURACIÓN EN LA DIRECCIÓN X (PISO 2)													
MURO	L (m)	t (m)	P _g (t)	V _e (t)	M _e (t-m)	α	V _m (t)	0.55V _m (t)	V _{m1} /V _{e1}	V _u (t)	M _u (t-m)	Fisura	
MX1	2,90	0,14	2,39	4,78	7,69	1,00	16,99	9,35	3,00	14,35	23,08	NO	
MX2	1,95	0,14	2,36	3,84	2,40	1,00	11,60	6,38	3,00	11,53	7,20	NO	
MX3	1,40	0,14	1,69	1,66	0,57	1,00	8,33	4,58	3,00	4,97	1,71	NO	
MX4	1,40	0,14	0,85	1,94	0,50	1,00	8,13	4,47	3,00	5,81	1,51	NO	
MX5	1,95	0,14	1,04	3,24	0,81	1,00	11,30	6,21	3,00	9,72	2,42	NO	
MX6	1,75	0,14	0,84	0,87	0,65	1,00	10,12	5,56	3,00	2,62	1,94	NO	
MX7	1,75	0,14	1,30	2,10	247	1,00	10,22	5,62	3,00	6,29	7,40	NO	
PLX1	0,80	1,00	11,92	1,54	1,70	0,73	26,36	14,50	3,00	4,62	5,09	NO	
PLX2	1,35	1,00	11,61	2,90	3,21	1,00	57,52	31,64	3,00	8,71	9,62	NO	
PLX3	0,80	1,00	12,72	3,39	2,80	0,97	34,45	18,94	3,00	10,17	8,39	NO	
PLX4	1,35	1,00	12,94	3,90	2,64	1,00	57,83	31,81	3,00	11,71	7,93	NO	
PLX5	1,35	1,00	9,43	2,09	1,36	1,00	57,02	31,36	3,00	6,26	4,08	NO	
PLX6	1,35	1,00	10,02	2,12	1,35	1,00	57,16	31,44	3,00	6,35	4,06	NO	
PLX7	1,35	1,00	5,48	1,96	2,70	0,98	55,10	30,30	3,00	5,88	8,09	NO	
PLX8	0,65	1,00	6,79	2,80	4,01	0,45	13,57	7,46	3,00	8,41	12,03	NO	
PLX9	0,65	1,00	6,76	1,22	1,46	0,54	15,90	8,75	3,00	3,65	4,37	NO	
							ΣV _m =	451,58	>	V _{E1} =	165,78	...	OK

Nota. Elaboración propia

Tabla 84

Verificación por fisuración en la dirección X (PISO 3)

VERIFICACIÓN POR FISURACIÓN EN LA DIRECCIÓN X (PISO 3)													
MURO	L (m)	t (m)	P _g (t)	V _e (t)	M _e (t-m)	α	V _m (t)	0.55V _m (t)	V _{m1} /V _{e1}	V _u (t)	M _u (t-m)	Fisura	
MX1	2,90	0,14	1,14	2,73	2,63	1,00	16,70	9,19	3,00	8,20	7,88	NO	
MX2	1,95	0,14	1,12	2,17	1,01	1,00	11,31	6,22	3,00	6,52	3,04	NO	
MX3	1,40	0,14	0,98	0,84	0,23	1,00	8,16	4,49	3,00	2,51	0,70	NO	
MX4	1,40	0,14	0,39	1,06	0,31	1,00	8,03	4,41	3,00	3,19	0,94	NO	
MX5	1,95	0,14	0,39	2,26	0,64	1,00	11,15	6,13	3,00	6,79	1,93	NO	
MX6	1,75	0,14	0,17	0,56	0,38	1,00	9,96	5,48	3,00	1,68	1,15	NO	
MX7	1,75	0,14	0,62	1,00	0,88	1,00	10,07	5,54	3,00	3,00	2,65	NO	
PLX1	0,80	1,00	5,89	0,58	0,68	0,68	23,33	12,83	3,00	1,73	2,05	NO	
PLX2	1,35	1,00	5,81	1,26	1,01	1,00	56,19	30,90	3,00	3,78	3,04	NO	
PLX3	0,80	1,00	6,34	1,99	1,20	1,00	33,96	18,68	3,00	5,97	3,61	NO	
PLX4	1,35	1,00	6,42	1,57	0,76	1,00	56,33	30,98	3,00	4,72	2,27	NO	
PLX5	1,35	1,00	4,76	0,60	0,57	1,00	55,95	30,77	3,00	1,79	1,72	NO	
PLX6	1,35	1,00	5,00	0,69	0,49	1,00	56,00	30,80	3,00	2,07	1,47	NO	
PLX7	1,35	1,00	2,73	0,53	1,08	0,66	36,82	20,25	3,00	1,59	3,25	NO	
PLX8	0,65	1,00	3,40	1,57	1,67	0,61	16,93	9,31	3,00	4,72	5,02	NO	
PLX9	0,65	1,00	3,39	0,38	0,43	0,57	15,77	8,67	3,00	1,13	1,29	NO	
							ΣV _m =	426,66	>	V _{E1} =	165,78	...	OK

Nota. Elaboración propia

Tabla 85

Verificación por fisuración en la dirección Y (PISO 1)

VERIFICACIÓN POR FISURACIÓN EN LA DIRECCIÓN Y (PISO 1)												
MURO	L (m)	t (m)	P _g (t)	V _e (t)	M _e (t-m)	α	V _m (t)	0.55V _m (t)	V _{m1} /V _{e1}	V _u (t)	M _u (t-m)	Fisura
MY1	4,88	0,14	6,93	5,34	9,39	1,00	29,23	16,08	3,00	16,03	28,17	NO
MY2	1,88	0,17	2,68	2,12	0,14	1,00	13,53	7,44	3,00	6,37	0,43	NO
MY3	2,43	0,14	3,04	3,05	9,81	0,75	11,08	6,09	3,00	9,16	29,43	NO
MY4	2,20	0,14	3,77	1,91	5,00	0,84	11,33	6,23	3,00	5,72	15,00	NO
MY5	1,90	0,14	1,63	1,66	0,05	1,00	11,15	6,13	3,00	4,99	0,16	NO
MY6	1,70	0,14	3,12	1,77	5,30	0,57	6,18	3,40	3,00	5,30	15,91	NO
MY7	1,40	0,14	1,76	0,95	1,43	0,93	7,81	4,29	3,00	2,85	4,29	NO
MY8	1,95	0,14	2,02	1,46	1,91	1,00	11,52	6,34	3,00	4,38	5,72	NO
MY9	1,80	0,14	3,21	1,49	1,61	1,00	10,94	6,02	3,00	4,46	4,82	NO
MY10	1,70	0,14	2,35	2,03	6,53	0,53	5,62	3,09	2,78	5,62	18,13	NO
MY11	2,30	0,14	1,62	1,46	0,39	1,00	13,41	7,38	3,00	4,37	1,16	NO
MY12	2,30	0,14	3,46	2,24	3,72	1,00	13,84	7,61	3,00	6,73	11,17	NO
MY13	2,80	0,14	3,59	3,19	0,16	1,00	16,70	9,19	3,00	9,57	0,49	NO
MY14	4,53	0,14	6,80	6,11	0,63	1,00	27,22	14,97	3,00	18,32	1,90	NO
MY15	2,55	0,14	3,39	2,32	4,73	1,00	15,24	8,38	3,00	6,96	14,20	NO
PLY1	1,00	1,00	14,78	5,66	5,30	1,00	48,09	26,45	3,00	16,98	15,91	NO
PLY2	1,00	1,00	11,67	3,59	4,48	0,88	42,06	23,13	3,00	10,76	13,44	NO
PLY3	1,00	1,00	12,82	5,04	4,75	1,00	47,64	26,20	3,00	15,11	14,24	NO
PLY4	1,35	1,00	8,89	3,43	4,75	0,98	55,59	30,57	3,00	10,30	14,24	NO
							ΣV_m = 398,18	>	V_{E1} = 199,53	...	OK	

Nota. Elaboración propia

Tabla 86

Verificación por fisuración en la dirección Y (PISO 2)

VERIFICACIÓN POR FISURACIÓN EN LA DIRECCIÓN Y (PISO 2)												
MURO	L (m)	t (m)	P _g (t)	V _e (t)	M _e (t-m)	α	V _m (t)	0.55V _m (t)	V _{m1} /V _{e1}	V _u (t)	M _u (t-m)	Fisura
MY1	8,90	0,14	4,57	6,53	5,76	1,00	51,52	28,33	3,00	19,60	17,28	NO
MY2	1,88	0,14	1,96	2,91	0,95	1,00	11,08	6,09	3,00	8,73	2,86	NO
MY3	2,43	0,14	1,84	2,84	6,12	1,00	14,17	7,79	3,00	8,52	18,37	NO
MY4	2,20	0,14	2,44	1,61	2,69	1,00	13,04	7,17	3,00	4,82	8,07	NO
MY5	1,90	0,14	0,95	2,49	0,83	1,00	10,99	6,05	3,00	7,46	2,49	NO
MY6	1,70	0,14	3,70	1,36	2,06	1,00	10,49	5,77	3,00	4,09	6,19	NO
MY7	1,40	0,14	1,24	0,83	0,78	1,00	8,22	4,52	3,00	2,48	2,33	NO
MY8	1,95	0,14	1,31	1,60	1,37	1,00	11,36	6,25	3,00	4,79	4,11	NO
MY9	1,80	0,14	1,87	1,38	1,10	1,00	10,64	5,85	3,00	4,14	3,31	NO
MY10	1,70	0,14	1,40	1,49	2,87	0,88	8,82	4,85	3,00	4,47	8,62	NO
MY11	2,30	0,14	2,25	2,26	2,45	1,00	13,56	7,46	3,00	6,79	7,35	NO
MY12	2,30	0,14	1,72	2,06	1,97	1,00	13,44	7,39	3,00	6,18	5,92	NO
MY13	2,80	0,14	2,21	4,47	1,49	1,00	16,38	9,01	3,00	13,40	4,46	NO
MY14	4,53	0,14	4,40	7,17	1,93	1,00	26,67	14,67	3,00	21,50	5,78	NO
MY15	2,55	0,14	2,16	2,00	3,14	1,00	14,95	8,23	3,00	5,99	9,41	NO
PLY1	1,00	1,00	10,12	2,99	1,46	1,00	47,02	25,86	3,00	8,97	4,39	NO
PLY2	1,00	1,00	8,09	1,26	0,58	1,00	46,56	25,61	3,00	3,77	1,75	NO
PLY3	1,00	1,00	9,15	2,57	1,19	1,00	46,80	25,74	3,00	7,72	3,57	NO
PLY4	1,35	1,00	5,86	1,10	0,58	1,00	56,20	30,91	3,00	3,31	1,73	NO
							ΣV_m = 431,91	>	V_{E1} = 199,53	...	OK	

Nota. Elaboración propia

Tabla 87

Verificación por fisuración en la dirección Y (PISO 3)

VERIFICACIÓN POR FISURACIÓN EN LA DIRECCIÓN Y (PISO 3)												
MURO	L (m)	t (m)	P _g (t)	V _e (t)	M _e (t-m)	α	V _m (t)	0.55V _m (t)	V _{m1} /V _{e1}	V _u (t)	M _u (t-m)	Fisura
MY1	8,90	0,14	2,25	4,07	2,05	1,00	50,98	28,04	3,00	12,21	6,15	NO
MY2	1,88	0,14	1,08	1,90	0,72	1,00	10,88	5,98	3,00	5,70	2,15	NO
MY3	2,43	0,14	0,90	1,62	2,55	1,00	13,96	7,68	3,00	4,85	7,65	NO
MY4	2,20	0,14	1,24	0,80	1,54	1,00	12,76	7,02	3,00	2,39	4,63	NO
MY5	1,90	0,14	0,50	1,08	0,43	1,00	10,89	5,99	3,00	3,23	1,30	NO
MY6	1,70	0,14	2,52	0,55	0,54	1,00	10,22	5,62	3,00	1,66	1,62	NO
MY7	1,40	0,14	0,69	0,50	0,33	1,00	8,10	4,45	3,00	1,51	0,98	NO
MY8	1,95	0,14	0,68	0,86	0,59	1,00	11,21	6,17	3,00	2,59	1,78	NO
MY9	1,80	0,14	0,84	0,72	0,54	1,00	10,40	5,72	3,00	2,17	1,63	NO
MY10	1,70	0,14	0,59	0,64	0,71	1,00	9,77	5,38	3,00	1,91	2,12	NO
MY11	2,30	0,14	1,11	0,88	1,61	1,00	13,30	7,31	3,00	2,65	4,83	NO
MY12	2,30	0,14	0,69	1,05	0,73	1,00	13,20	7,26	3,00	3,16	2,19	NO
MY13	2,80	0,14	1,10	2,49	0,95	1,00	16,13	8,87	3,00	7,46	2,84	NO
MY14	4,53	0,14	2,27	4,67	1,41	1,00	26,18	14,40	3,00	14,00	4,23	NO
MY15	2,55	0,14	1,22	1,11	1,39	1,00	14,74	8,11	3,00	3,32	4,16	NO
PLY1	1,00	1,00	4,97	1,34	0,39	1,00	45,84	25,21	3,00	4,03	1,18	NO
PLY2	1,00	1,00	3,98	0,40	0,38	1,00	45,61	25,09	3,00	1,21	1,15	NO
PLY3	1,00	1,00	4,79	1,09	0,34	1,00	45,80	25,19	3,00	3,28	1,03	NO
PLY4	1,35	1,00	2,91	0,27	0,49	0,74	41,14	22,63	3,00	0,81	1,48	NO
							ΣV_m = 411,09	>	V_{E1} = 199,53	...	OK	

Nota. Elaboración propia

Los resultados obtenidos cumplen con el límite requerido por la normativa, ya que todos los valores V_e (fuerza cortante producida por el “sismo moderado” en el muro) son menores que 0.55*V_m (fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la albañilería), por lo que los muros son capaces de resistir sismos moderados sin presentar fisuras. La verificación por control de fisuración se realizó en los 3 niveles de la edificación y en todos los niveles se cumple adecuadamente con los límites.

Resistencia al corte del edificio

Adicionalmente, en los resultados que se obtuvieron, se demuestra que la estructura es capaz de resistir sismos severos, ya que el triple de los valores de la fuerza cortante por sismo moderado es menor a la resistencia por corte de la edificación

Refuerzo horizontal en los muros

Considerar aceros horizontales de refuerzo en los muros portantes garantizará una mayor resistencia por corte y un mejor comportamiento de la edificación, para ello la normativa nos brinda ciertos casos donde será necesario su incorporación, las cuales son las siguientes:

Figura 103

Verificación para colocar acero horizontal en muros

8.6.1 Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros

- Todo muro confinado cuyo cortante bajo sismo severo sea mayor o igual a su resistencia al corte ($V_u \geq V_m$), o que tenga un esfuerzo a compresión axial producido por la carga gravitacional considerando toda la sobrecarga, $\sigma_m = P_m / (L.t)$, mayor o igual que $0,05 f'_m$, deberá llevar refuerzo horizontal continuo anclado a las columnas de confinamiento.
- En los edificios de más de tres pisos, todos los muros portantes del primer nivel serán reforzados horizontalmente.
- La cuantía del acero de refuerzo horizontal será: $\rho = A_s / (s.t) \geq 0,001$. Las varillas de refuerzo penetrarán en las columnas de confinamiento por lo menos 12,5 cm y terminarán con gancho a 90° vertical de 10 cm de longitud.

Nota. Norma Técnica E.070 Albañilería

De los resultados obtenidos, se establece que no se requiere incluir el acero horizontal de refuerzo ya que los valores de $V_u < V_m$, además que la edificación sería solo de 3 niveles. Asimismo, los muros de albañilería tienen la resistencia de resistir sismos severos y se comportan de manera elástica, ya que su resistencia supera al esfuerzo producido por 3 veces al corte en la estructura por los sismos en la dirección en X e Y. Sin embargo, es recomendable que en medida de lo posible se considere refuerzo horizontal en el primer nivel de la edificación de 1 varilla de 1/4 pulg cada 2 hiladas.

Diseño de elementos de confinamiento

Diseño de columnas de confinamiento y vigas soleras:

La normativa nos indica que para los elementos de confinamiento como las columnas y vigas soleras no es obligatorio que se diseñen por resistencia última, pero para el desarrollo del proyecto de la vivienda multifamiliar se consideró en el diseño de vigas por flexión y en el caso de las columnas por flexo compresión donde se obtuvieron las secciones y el refuerzo de acero, esto principalmente para garantizar mayor seguridad y garantía al comportamiento de la estructura.

Diseño de elementos de confinamiento para muros no portantes:

Para el caso de las columnas y vigas que confinaran muros no portantes (alfeizer y parapetos), se consideró acero mínimos, ya que no aportan rigidez y ductilidad; asimismo, estos muros serán aislados mediante juntas de 1/2 pulgada. El acero en columnas será de 4 Ø 1/2" y con estribos de [Ø1/4", 1@0.05, 4@0.10, Rsto. 0,25 y para las vigas será de 4 Ø 3/8" y con

estribos de $[\varnothing 1/4", 1@0.05, 4@0.10, \text{Rsto. } 0,25]$; del mismo modo, las dimensiones serán de acuerdo al muro para el cual confinen.

4.14. DISEÑO DE ESCALERA

Para el cálculo de la estructura, se ha tomado en cuenta las siguientes consideraciones:

- La capacidad portante del terreno a una profundidad de desplante.
- El método de diseño de los elementos de concreto será según la E.060.
- El concreto de las vigas y escalera de concreto armado será de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.
- El acero estructural será corrugado y de grado 60 con un esfuerzo de fluencia de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Datos considerados para el diseño de la escalera:

$$f_c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{E_c} = 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$P_{acabado} = 120 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$ln = 1.50 \text{ m}$$

$$ld = 1.05 \text{ m}$$

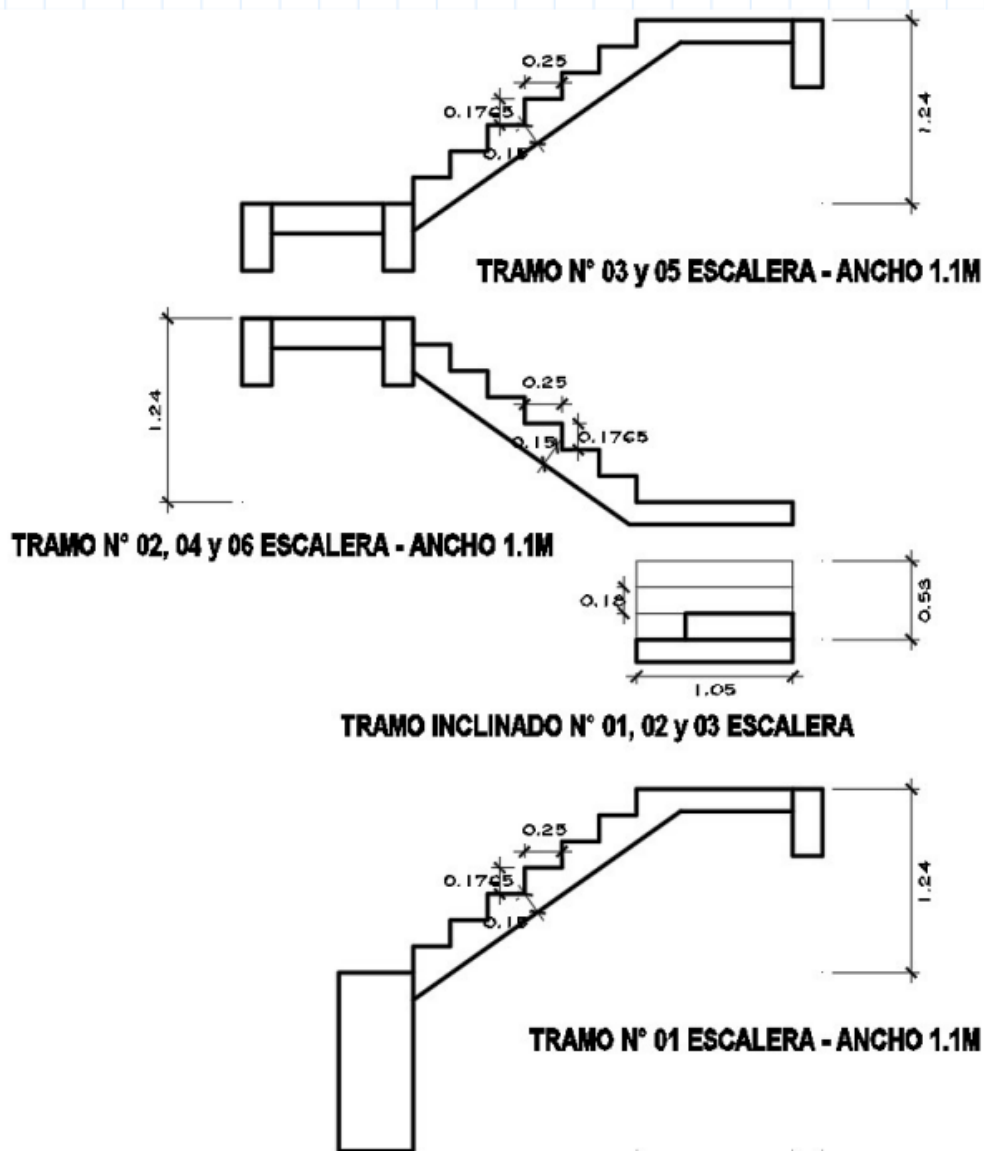
$$h = 1.50 \text{ m}$$

$$NG = 8$$

$$bc = 0.50 \text{ m}$$

$$bv = 0.20 \text{ m}$$

Figura 104
Tramos de la Escalera



4.14.1. Análisis estructural (tramo N° 01, 03 y 05)

Cálculo de la altura promedio (hm)

$$\cos\theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} = 0.817$$

$$h_o = \frac{t}{\cos\theta} = 0.184 \text{ m}$$

$$hm = h_o + \frac{CP}{2}$$

$$hm = 0.272 \text{ m}$$

Cálculo de metrado de cargas (tramo inclinado)

$$B = 1.00 \text{ m}$$

(Ancho de escalera por metro)

Carga Muerta (WD1)

$$PP_{esc} = PE_C * B * hm = 652.478 \frac{kgf}{m} \quad (\text{Peso propio de la escalera})$$

$$PP_{acabado} = P_{acabado} * B = 120 \frac{kgf}{m} \quad (\text{Peso de acabados})$$

$$WD1 = 772.478 \frac{kgf}{m}$$

Carga Viva (WL1)

$$PP_{sc} = 200 \frac{kgf}{m} \quad (\text{Peso de sobrecarga})$$

$$WL1 = PP_{sc} = 200 \frac{kgf}{m}$$

Carga última (Wu1)

$$Wu1 = 1.4 * WD1 + 1.7WL1 = 1.421 \frac{tonnef}{m}$$

Cálculo de metrado de cargas (descanso)

$$B = 1.00m \quad (\text{Ancho de escalera por metro})$$

Carga muerta (WD2)

$$PP_{desc} = PE_C * B * t = 360 \frac{kgf}{m} \quad (\text{Peso propio de la escalera})$$

$$PP_{acabado} = P_{acabado} * B = 120 \frac{kgf}{m} \quad (\text{Peso de acabados})$$

$$WD2 = 480 \frac{kgf}{m}$$

Carga viva (WL2)

$$PP_{sc} = 200 \frac{kgf}{m} \quad (\text{Peso de sobrecarga})$$

$$WL1 = PP_{sc} = 200 \frac{kgf}{m}$$

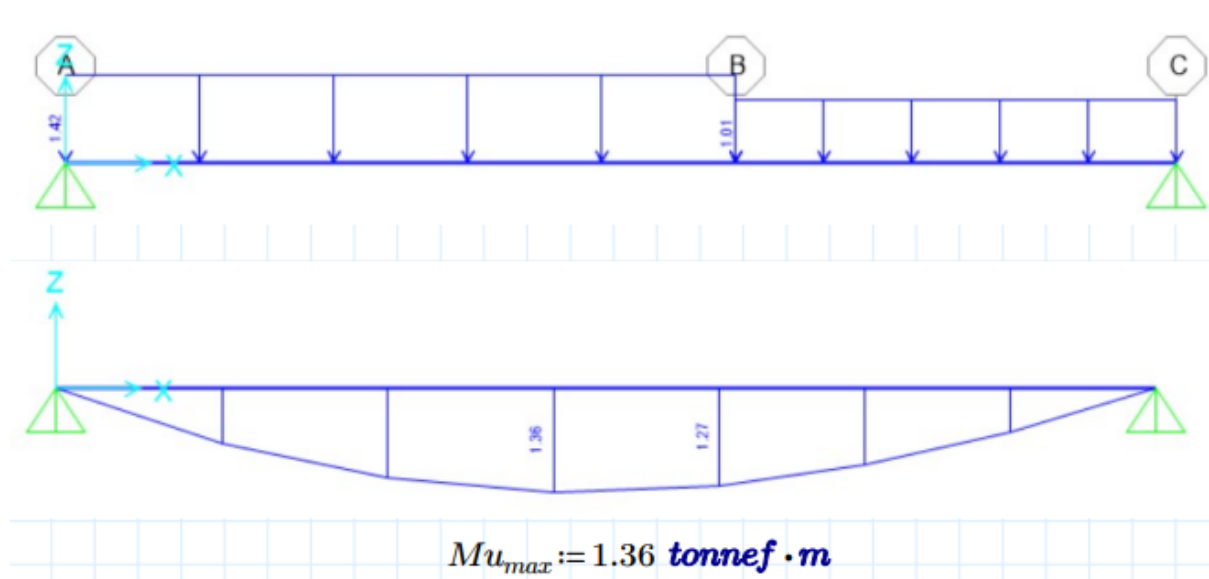
Carga última (Wu2)

$$Wu2 = 1.4 * WD2 + 1.7WL2 = 1.012 \frac{tonnef}{m}$$

Cálculo de los momentos máximos de diseño

Figura 105

Momento ultimo máximo (+) mediante programa SAP-2000



Nota: Elaboración propia

Momento de diseño positivo ($M_{diseño1}$)

$$\alpha = 0.9 \quad (\text{Factor de reducción or tipo de apoyo rígido})$$

$$M_{diseño1} = 1.224 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento de diseño negativo ($M_{diseño2}$)

$$M_{diseño2} = \left(\frac{1}{2}\right) \cdot M_{diseño1} \quad (\text{Factor de reducción por apoyos rígidos})$$

$$M_{diseño2} = 0.612 \text{ tonnef} \cdot m$$

4.14.2. Diseño estructura (tramo N° 01, 03 y 05)

Cálculo de los refuerzos de acero

$$\phi = 0.90 \quad (\text{Factor por flexión})$$

$$b = B = 1 \text{ m} \quad (\text{Ancho de escalera por unidad de metro})$$

$$d_{varilla} = 0.95 \text{ m} \quad \left(\phi \frac{3}{8}\right)$$

$$d = 0.125 \text{ m} \quad (\text{peralte efectivo})$$

Cuantías de Acero

$$\beta_1 = 0.9$$

$$\rho_b = 0.023 \quad (\text{cuantía balanceada})$$

$$\rho_{max} = 0.011 \quad (\text{cuantía máxima})$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \quad (\text{cuantía mínima})$$

Acero positivo (+)

$$A_s = 2.651 \frac{cm^2}{m}$$

Verificación de cuantía:

$$\rho_{acero} = 0.002 < \rho_{max} = 0.011 \quad (OK)$$

$$\rho_{acero} = 0.002 > \rho_{min} = 0.0018 \quad (OK)$$

$$\text{Usando } (\emptyset 3/8''): \quad s = 0.268 \text{ m}$$

Finalmente: Acero positivo (+)= $\emptyset 3/8'' @ 20 \text{ cm}$

Acero Negativo (-)

$$A_s = 1.309 \frac{cm^2}{m}$$

Verificación de cuantía:

$$\rho_{acero} = 0.001 < \rho_{max} = 0.011 \quad (OK)$$

$$\rho_{acero} = 0.001 > \rho_{min} = 0.0018 \quad (OK)$$

$$\text{Usando } (\emptyset 3/8''): \quad s = 0.315 \text{ m}$$

Finalmente: Acero negativo (-)= $\emptyset 3/8'' @ 25 \text{ cm}$

Acero Transversal

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * B * t = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usando } (\emptyset 3/8''): \quad s = 0.263 \text{ m}$$

Finalmente: Acero trasnversal = $\emptyset 3/8'' @ 25 \text{ cm}$

4.14.3. Análisis estructural (tramo N° 02,04 y 06)

Cálculo de metrado de cargas (descanso)

$$B = 1.00\text{m} \quad (\text{Ancho de escalera por metro})$$

Carga muerta (WD1)

$$PP_{desc} = PE_C * B * t = 360 \frac{kgf}{m} \quad (\text{Peso propio de la escalera})$$

$$PP_{acabado} = P_{acabado} * B = 120 \frac{kgf}{m} \quad (\text{Peso de Acabados})$$

$$WD1 = 480 \frac{kgf}{m}$$

Carga viva (WL1)

$$PP_{sc} = 200 \frac{kgf}{m} \quad (\text{Peso de Sobrecarga})$$

$$WL1 = PP_{sc} = 200 \frac{kgf}{m}$$

Carga última (Wu1)

$$Wu1 = 1.4 * WD1 + 1.7WL1 = 1.012 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Cálculo de metrado de cargas (tramo inclinado)

$$B = 1.00 \text{ m} \quad (\text{Ancho de escalera por metro})$$

Carga Muerta (WD2)

$$PP_{esc} = PE_c * B * hm = 652.478 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad (\text{Peso propio de la escalera})$$

$$PP_{acabado} = P_{acabado} * B = 120 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad (\text{Peso de Acabados})$$

$$WD2 = 772.478 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga Viva (WL2)

$$PP_{sc} = 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad (\text{Peso de Sobrecarga})$$

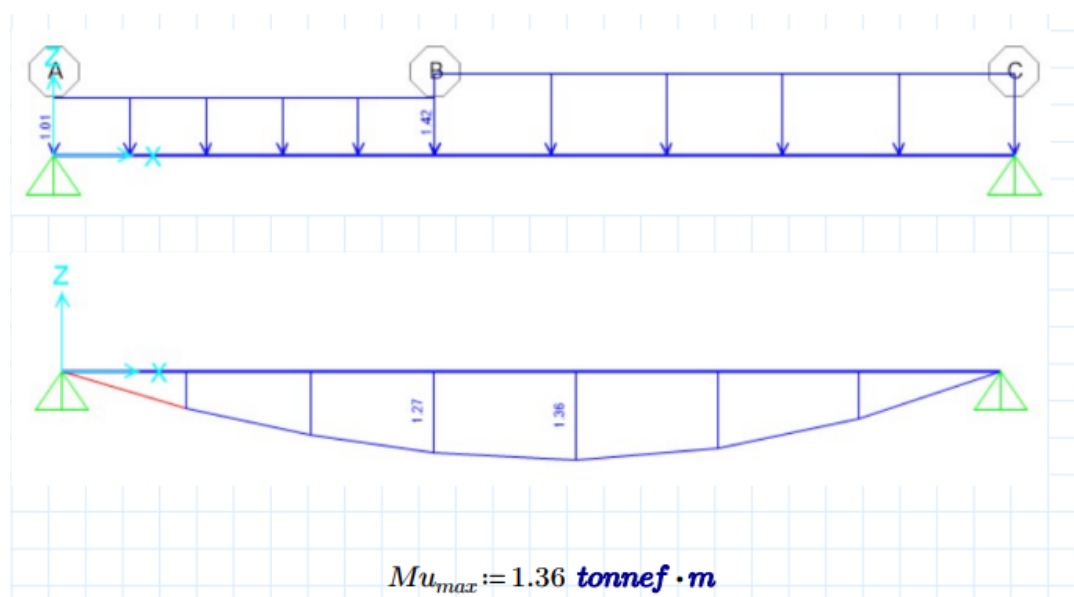
$$WL2 = PP_{sc} = 200 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Carga última (Wu2)

$$Wu2 = 1.4 * WD2 + 1.7WL2 = 1.421 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Cálculo de los momentos máximos de diseño**Figura 106**

Momento último máximo (+) mediante programa SAP-2000



Nota: Elaboración propia

Momento de diseño positivo (Mdiseño1)

$$\alpha = 0.9 \quad (\text{Factor de reducción or tipo de apoyo rígido})$$

$$Mdiseño1 = 1.224 \text{ tonnef.m}$$

Momento de diseño negativo (Mdiseño2)

$$Mdiseño2 = \left(\frac{1}{2}\right) \cdot Mdiseño1 \quad (\text{Factor de reducción por apoyos rígidos})$$

$$Mdiseño2 = 0.612 \text{ tonnef.m}$$

4.14.4. Diseño estructura (tramo N° 02, 04 y 06)**Cálculo de los refuerzos de acero**

$$\phi = 0.90 \quad (\text{Factor por flexión})$$

$$b = B = 1 \text{ m} \quad (\text{Ancho de escalera por unidad de metro})$$

$$d_{varilla} = 0.95 \text{ m} \quad \left(\phi \frac{3}{8}\right)$$

$$d = 0.125 \text{ m} \quad (\text{peralte efectivo})$$

Cuantías de Acero

$$\beta_1 = 0.9$$

$$\rho_b = 0.023 \quad (\text{cuantía balanceada})$$

$$\rho_{max} = 0.011 \quad (\text{cuantía máxima})$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \quad (\text{cuantía mínima})$$

Acero positivo (+)

$$A_s = 2.651 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Verificación de cuantía:

$$\rho_{acero} = 0.002 < \rho_{max} = 0.011 \quad (OK)$$

$$\rho_{acero} = 0.002 > \rho_{min} = 0.0018 \quad (OK)$$

$$\text{Usando } (\phi 3/8''): \quad s = 0.268 \text{ m}$$

Finalmente: Acero positivo (+) = $\phi 3/8'' @ 20 \text{ cm}$

Acero Negativo (-)

$$A_s = 1.309 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Verificación de cuantía:

$$\rho_{acero} = 0.001 < \rho_{max} = 0.011 \quad (OK)$$

$$\rho_{acero} = 0.001 > \rho_{min} = 0.0018 \quad (OK)$$

$$\text{Usando } (\phi 3/8''): \quad s = 0.315 \text{ m}$$

Finalmente: Acero negativo (-) = $\emptyset 3/8'' @ 25 \text{ cm}$

Acero Transversal

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * B * t = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usando } (\emptyset 3/8''): \quad s = 0.263 \text{ m}$$

Finalmente: Acero transversal = $\emptyset 3/8'' @ 25 \text{ cm}$

4.14.5. Verificación por corte

$$\phi = 0.85 \quad (\text{Factor por corte})$$

$$W_u = \max(W_{u1}, W_{u2}) = 1.421 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$V_{ud} = 3.12 \text{ tonnef}$$

$$V_c = 8.177 \text{ tonnef}$$

$$V_{ud} = 3.12 \text{ tonnef} < V_c = 8.177 \text{ tonnef} \quad (\text{OK, el espesor de la losa resiste las fuerzas de corte})$$

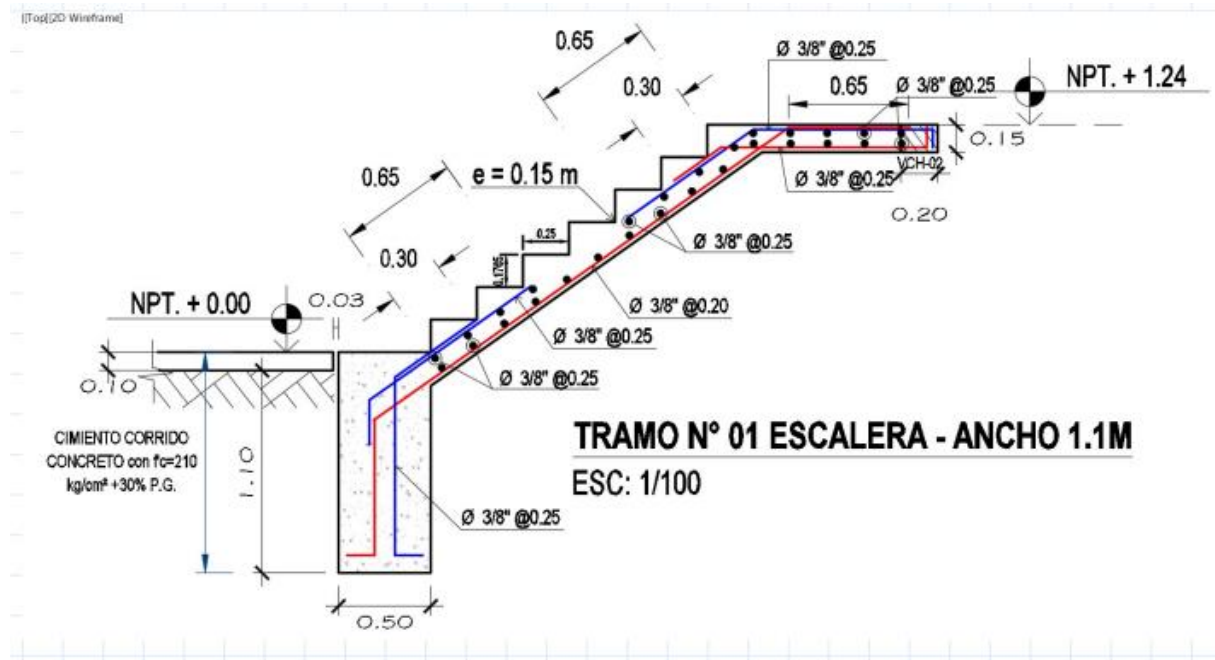
4.14.6. Longitudes de desarrollo

$$l_{dg} = 0.617 \text{ m} \quad \text{Entonces se tendra: } l_{dg} = 0.62 \text{ m}$$

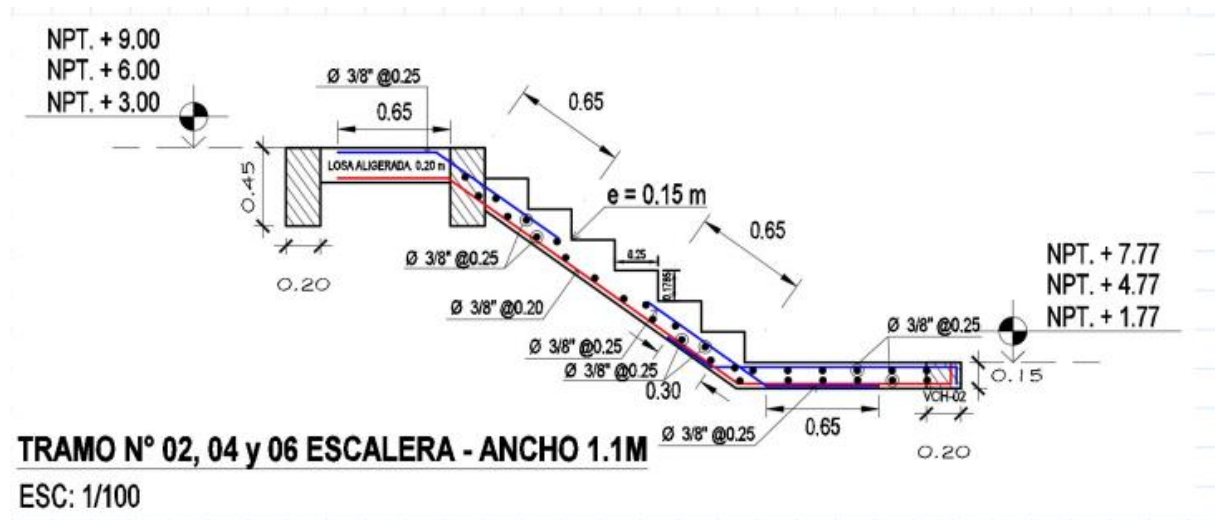
4.14.7. Detalle del refuerzo de acero de la Escalera

Figura 107

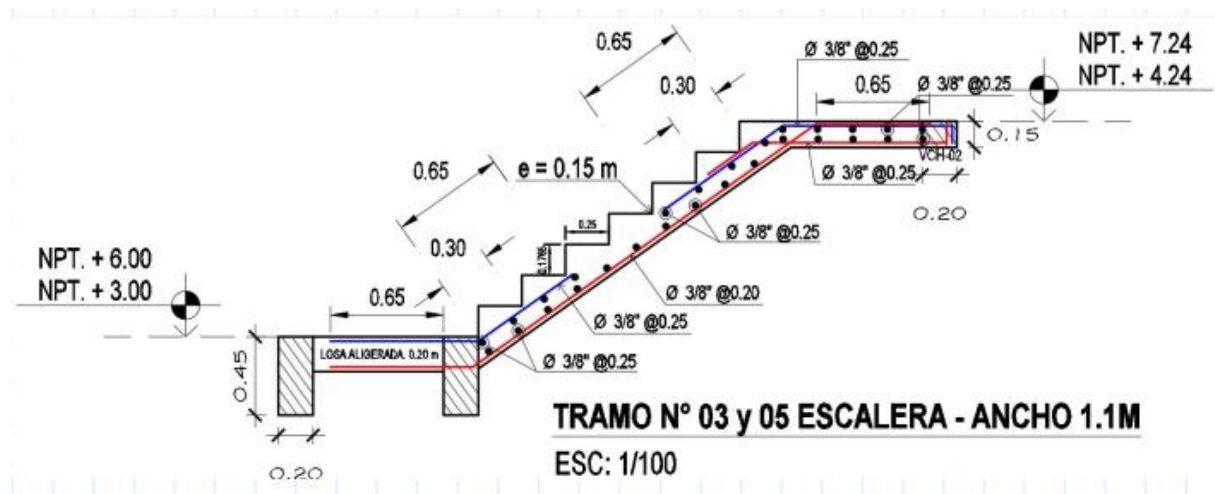
Escalera tramo N° 01



Nota: Elaboración propia

Figura 108*Escalera Tramo N°02, 04 y 06*

Nota: Elaboración propia

Figura 109.*Escalera Tramo N° 03 y 05*

Nota: Elaboración propia

Figura 110*Escalera Tramo N° 01, 02 y 03*

Nota: Elaboración propia

4.15. DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN

La cimentación considera para el módulo de vivienda multifamiliar de albañilería confinada es una platea de cimentación sobre rellenos controlados. Para la platea de cimentación se considerará vigas perimetrales e interiores.

Para el diseño de la platea de cimentación se considerará las recomendaciones del capítulo 21.10.3 de la E.060 y de las condiciones de la cimentación establecidas por la E.050 (asentamientos tolerables, capacidad de carga y presión admisible).

Asimismo, para poder realizar el análisis estructural de la cimentación se tomara en cuenta Coeficiente de Balasto o Modulo de Winkler de acuerdo a la capacidad portante admisible del suelo existente

El coeficiente de balasto a considerar para una capacidad admisible de 0.70 kg/cm² será 1.66 kg/cm³, esto según el tipo de suelo existen en la zona de estudio obtenido por el estudio de mecánica de suelos.

4.15.1. Verificaciones de la platea de cimentación

Para el análisis y diseño de la platea de cimentación, se empleó el programa SAFE; para lo cual, primeramente se definió las propiedades del concreto y del acero de refuerzo, después se definirá las secciones de la platea, las vigas perimetrales y las vigas interiores, y posteriormente se realizarán las verificaciones de los asentamientos tolerables, capacidad de carga y presión admisible

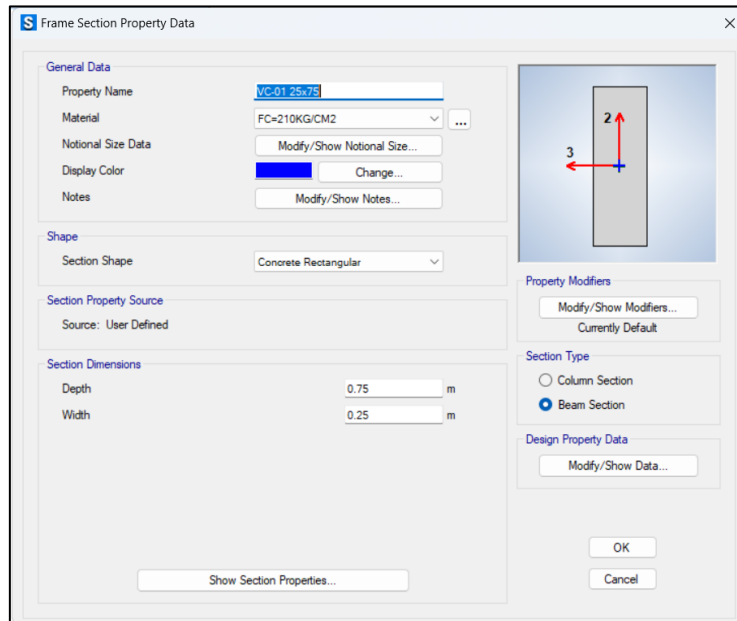
Figura 111
Sección de la losa de $h=30\text{cm}$

Nota. Elaboración propia

Figura 112
Sección de la viga perimetral 35x90cm

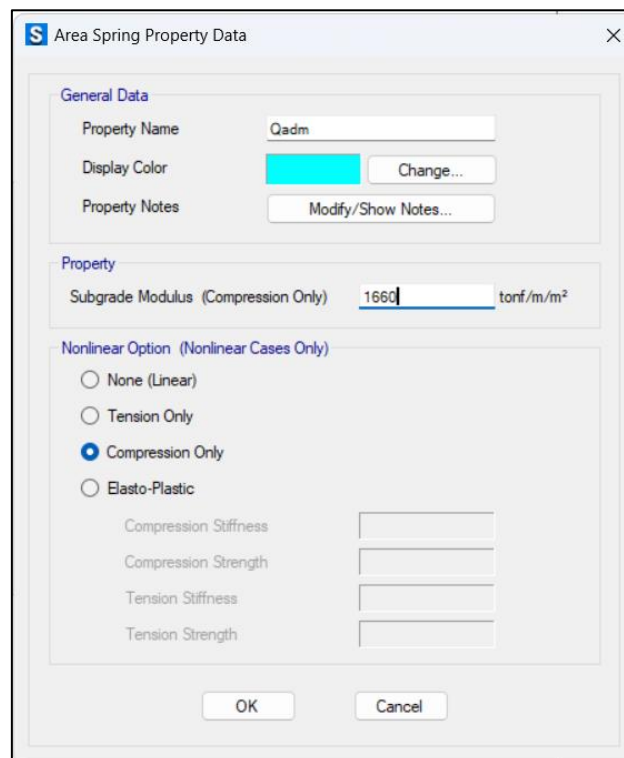
Nota. Elaboración propia

Figura 113
Sección de la viga interior 25x75cm



Nota. Elaboración propia

Figura 114
Asignación de la capacidad portante admisible en la platea



Nota. Elaboración propia

Figura 115

Asignación de la capacidad portante admisible en la VP-01

S Line Spring Property Data

General Data

Property Name: LSPR1

Property Display Color: Change...

Line Spring Notes: Modify/Show Notes...

Spring Constants / Unit Length

Vertical (Compression Only): 581 tonf/m/m

Rotational: 0 tonf/rad

Nonlinear Option (Vertical Only) (Nonlinear Cases Only)

None (Linear)
 Tension Only
 Compression Only
 Elasto-Plastic

Compression Stiffness:
 Compression Strength:
 Tension Stiffness:
 Tension Strength:

OK Cancel

Nota. Elaboración propia

Figura 116

Asignación de la capacidad portante admisible en la VI-01

S Line Spring Property Data

General Data

Property Name: LSpr2

Property Display Color: Change...

Line Spring Notes: Modify/Show Notes...

Spring Constants / Unit Length

Vertical (Compression Only): 415 tonf/m/m

Rotational: 0 tonf/rad

Nonlinear Option (Vertical Only) (Nonlinear Cases Only)

None (Linear)
 Tension Only
 Compression Only
 Elasto-Plastic

Compression Stiffness:
 Compression Strength:
 Tension Stiffness:
 Tension Strength:

OK Cancel

Nota. Elaboración propia

Las combinaciones de las presiones a verificar son las siguientes:

$$Presion\ 01 = CM + CV$$

$$Presion\ 02 = CM + CV + CSX$$

$$Presion\ 03 = CM + CV - CSX$$

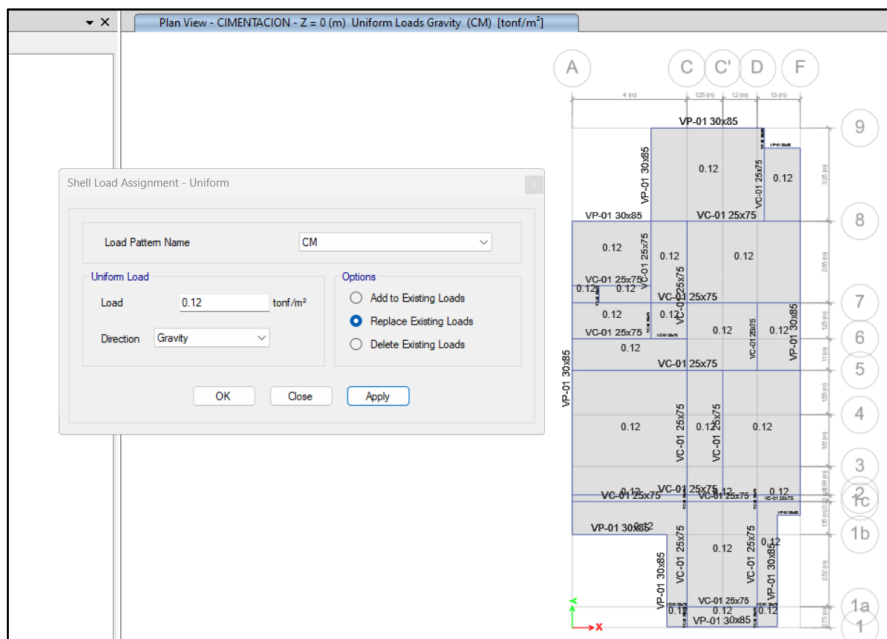
$$Presion\ 04 = CM + CV + CSY$$

$$Presion\ 05 = CM + CV - CSY$$

Las cargas existentes sobre la platea de cimentación son las consideradas en el programa ETABS, esto debido a que las cargas sobre la base del primer nivel de la estructura fueron exportadas al programa SAFE. Además de las cargas de la estructura se adicionarán carga muerta del contrapiso de 120kg y carga viva de 200kg.

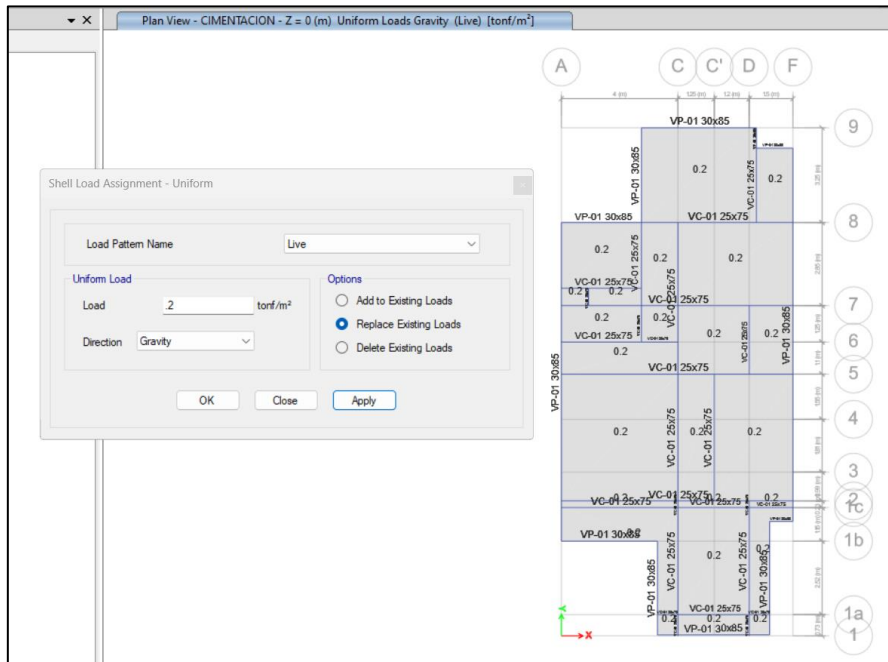
Figura 117

Asignación de carga muerta sobre la platea



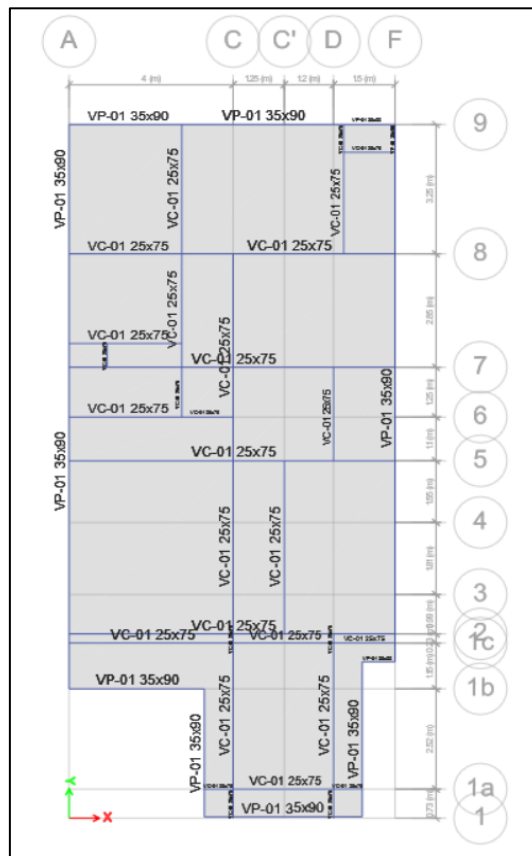
Nota. Elaboración propia

Figura 118
Asignación de carga viva sobre la platea



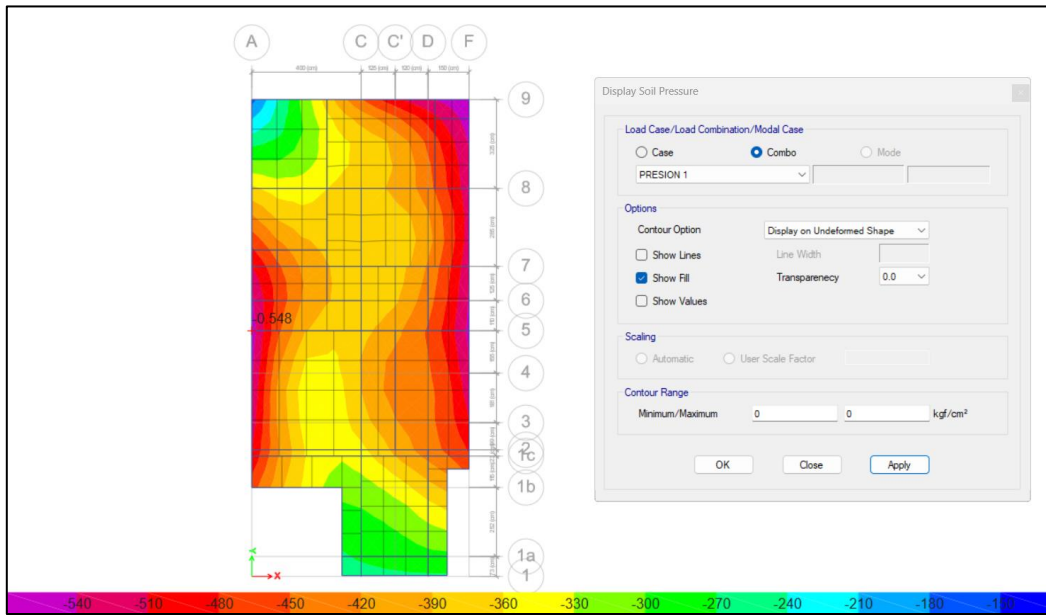
Nota. Elaboración propia

Figura 119
Platea de cimentación vista en planta



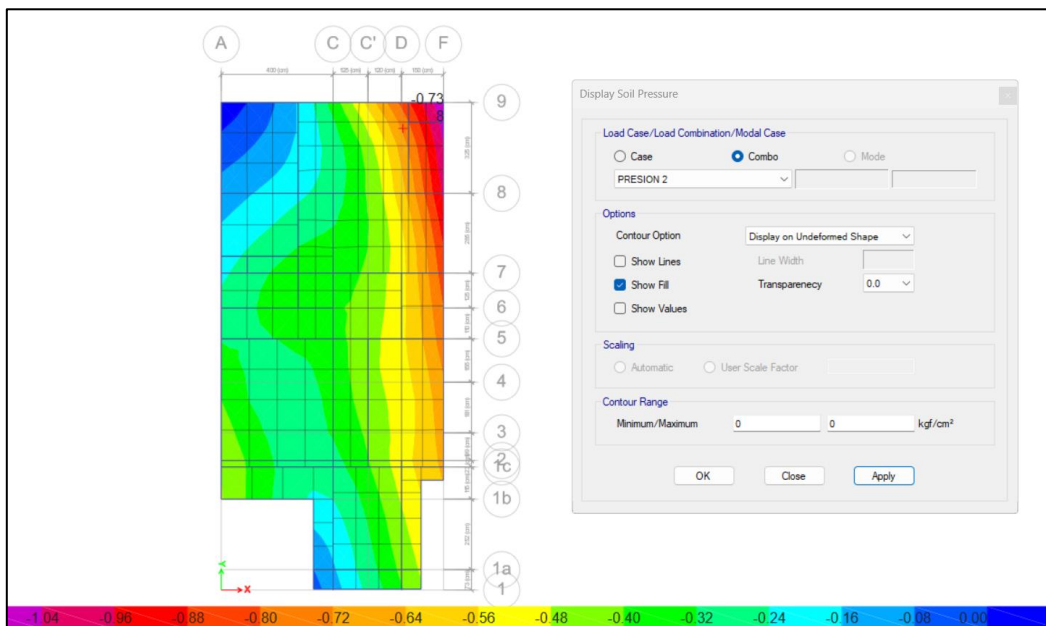
Nota. Elaboración propia

Figura 120
Presión 01 sobre la platea de cimentación



Nota. Elaboración propia

Figura 121
Presión 02 sobre la platea de cimentación



Nota. Elaboración propia

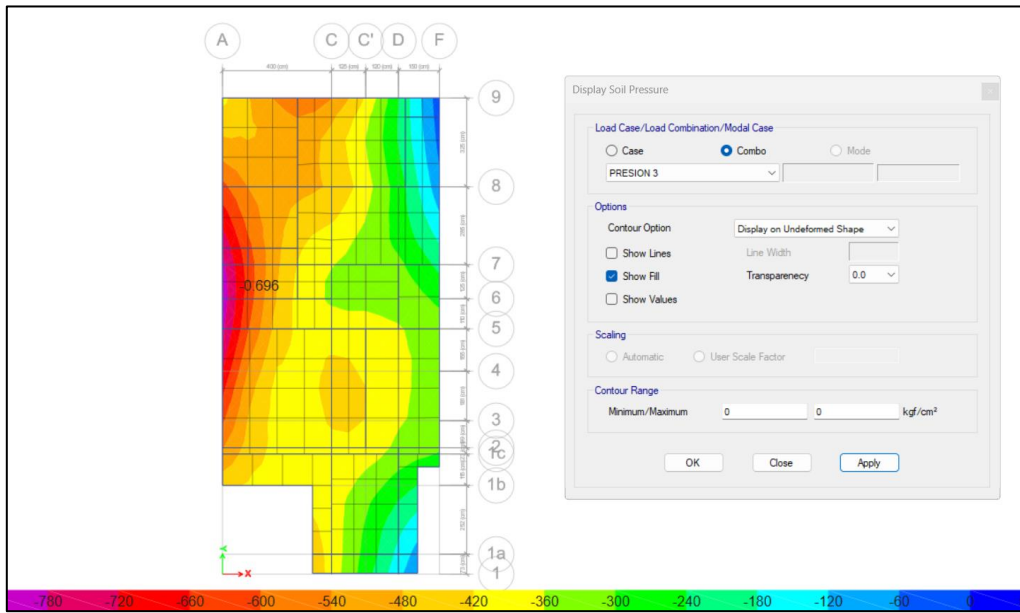
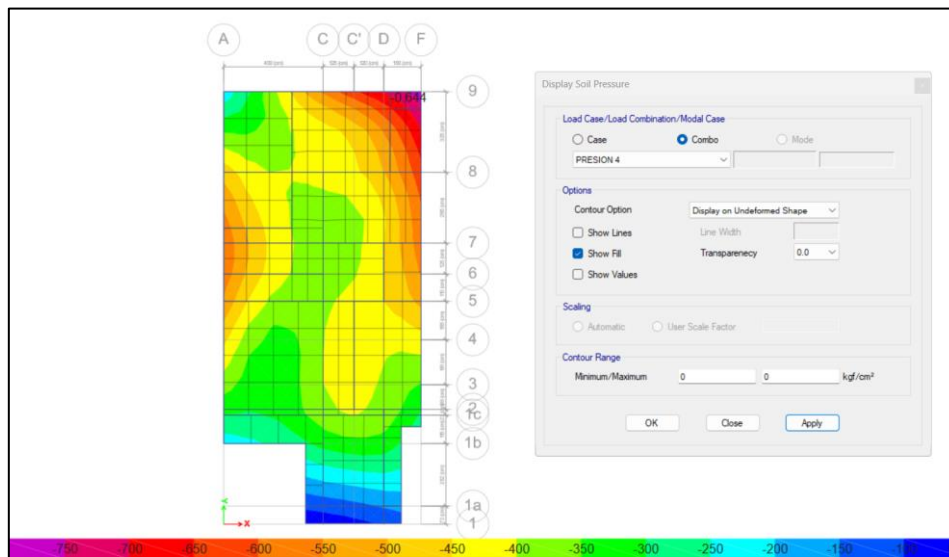
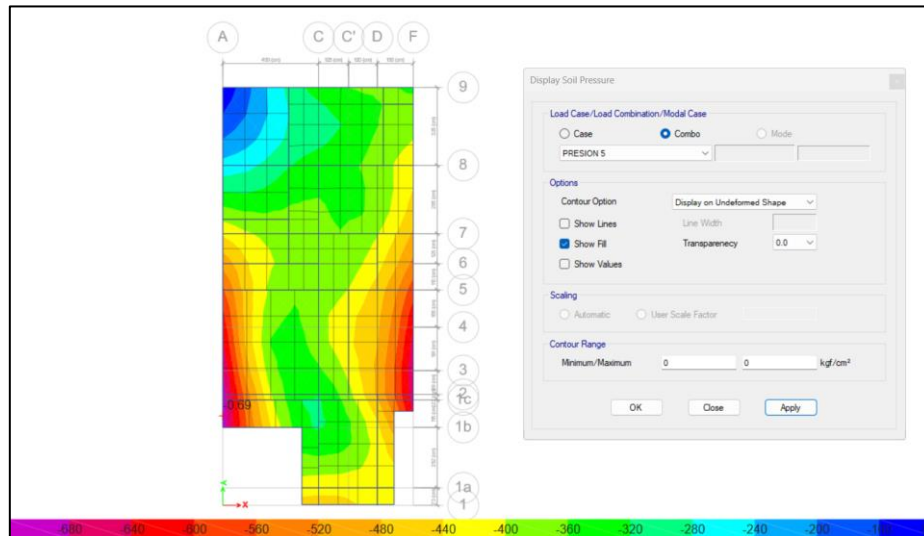
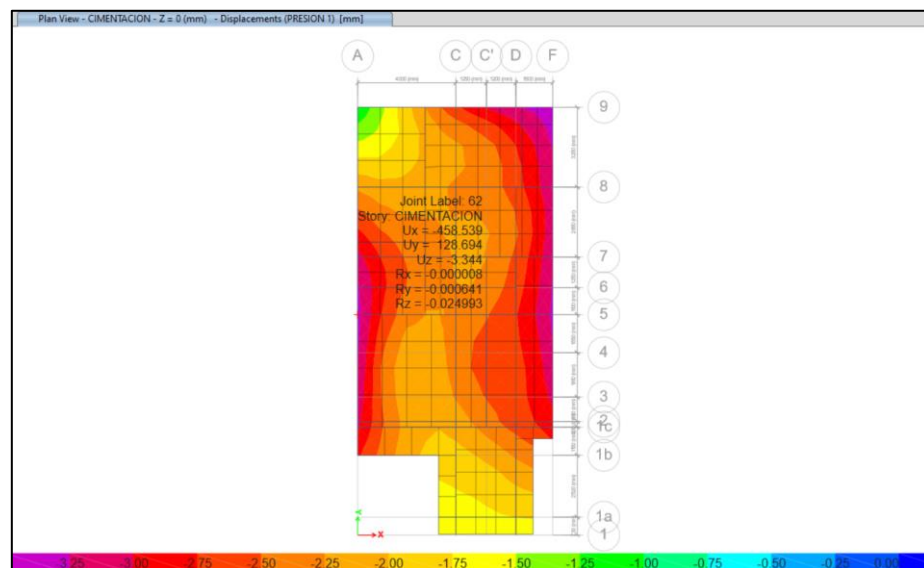
Figura 122*Presión 03 sobre la platea de cimentación**Nota. Elaboración propia***Figura 123***Presión 04 sobre la platea de cimentación**Nota. Elaboración propia*

Figura 124*Presión 05 sobre la platea de cimentación**Nota.* Elaboración propia

De acuerdo de las gráficas anteriores se establece que las dimensiones de la plata y las vigas de la platea de cimentación son las suficientes para garantizar que las presiones en el suelo producidas por las cargas muertas, cargas vivas, sismo en la dirección X y sismo en la dirección Y sean menores a la capacidad portante admisible del suelo presente en el módulo de vivienda multifamiliar de albañilería confinada.

Figura 125*Asentamientos máximos de la platea**Nota.* Elaboración propia

Como se puede apreciar en la figura anterior, el asentamiento máximo producido en la platea de cimentación es de 3,344 mm, el cual cumpliría con el máximo de 1/150 permitido por la E.050, por lo que la dimensión de la platea estaría correcta.

4.15.2. Diseño de la platea de cimentación

Las combinaciones de las cargas para los momentos últimos a consideraciones para el diseño por flexión serán las siguientes.

$$\text{Combinacion 01} = 1,4CM + 1,7CV$$

$$\text{Combinacion 02} = 1,25(CM + CV) + 1,25CSX$$

$$\text{Combinacion 03} = 1,25(CM + CV) - 1,25CSX$$

$$\text{Combinacion 04} = 1,25(CM + CV) + 1,25CSY$$

$$\text{Combinacion 05} = 1,25(CM + CV) - 1,25CSY$$

$$\text{Combinacion 06} = 0,9CM + 1,25CSX$$

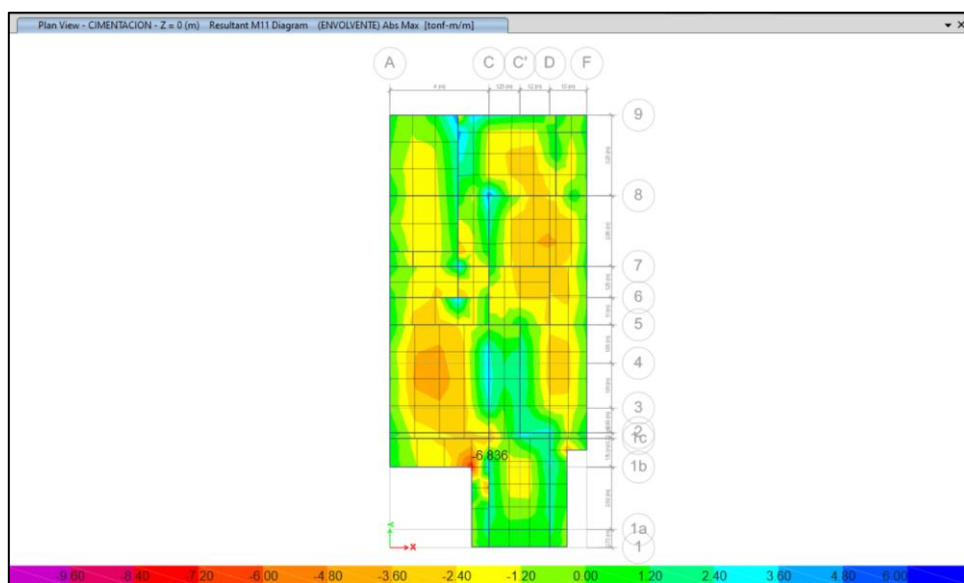
$$\text{Combinacion 07} = 0,9CM - 1,25CSX$$

$$\text{Combinacion 08} = 0,9CM + 1,25CSY$$

$$\text{Combinacion 09} = 0,9CM - 1,25CSY$$

Figura 126

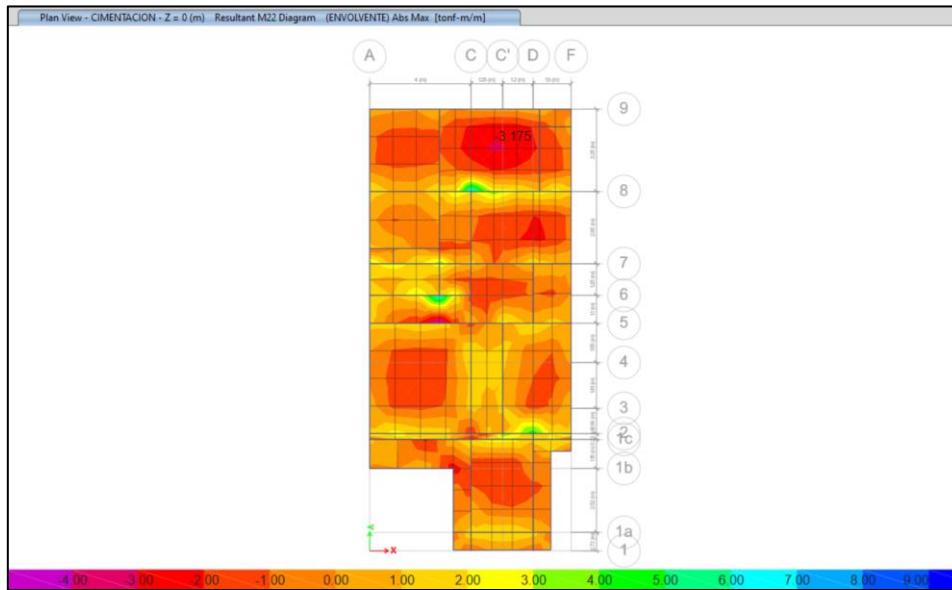
Momentos últimos obtenidos en la dirección X



Nota. Elaboración propia

Figura 127

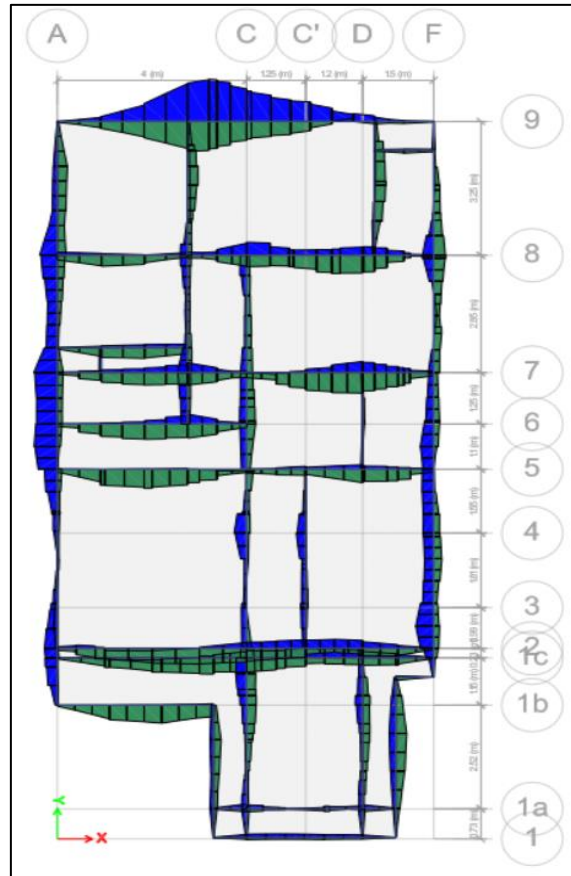
Momentos últimos obtenidos en la dirección Y



Nota. Elaboración propia

Figura 128

Momentos últimos obtenidos en las vigas perimetrales e interiores



Nota. Elaboración propia

Tabla 88
Acero de refuerzo en la dirección X

ACERO DE REFUERZO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN (DIRECCIÓN X)							
VERIFICACIONES	APOYO 1 (+)	TRAMO 1-2 (-)	APOYO 2 (+)	TRAMO 2-3 (-)	APOYO 3 (+)	TRAMO 3-4 (-)	APOYO 4 (+)
Mu (Ton-m)	0,90	4,50	6,85	3,30	2,40	3,70	1,60
AS _{calculado}	0,96	4,87	7,51	3,55	2,57	3,99	1,71
AS _{min}	6,04	6,04	6,04	6,04	6,04	6,04	6,04
AS _{considerado}	6,04	6,04	7,51	6,04	6,04	6,04	6,04
ØVarilla a usar	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27
Espaciamiento (m)	0,21	0,21	0,17	0,21	0,21	0,21	0,21
AS _{final}	Ø1/2" @0,20	Ø1/2" @0,20	2Ø1/2" @0,20	Ø1/2" @0,20	Ø1/2" @0,20	Ø1/2" @0,20	2Ø1/2" @0,20

Nota. Elaboración propia

Tabla 89
Acero de refuerzo en la dirección Y

ACERO DE REFUERZO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN (DIRECCIÓN Y)									
VERIFICACIONES	APOYO 1 (+)	TRAMO 1-2 (-)	APOYO 2 (+)	TRAMO 2-3 (-)	APOYO 3 (+)	TRAMO 3-4 (-)	APOYO 4 (+)	TRAMO 4-5 (-)	APOYO 5 (+)
Mu (Ton-m)	1,85	2,60	4,60	1,75	6,70	2,25	6,70	3,20	0,80
AS _{calculado}	1,98	2,79	4,98	1,87	7,34	2,41	7,34	3,44	0,85
AS _{min}	6,04	6,04	6,04	6,04	6,04	6,04	6,04	6,04	6,04
AS _{considerado}	6,04	6,04	6,04	6,04	7,34	6,04	7,34	6,04	6,04
ØVarilla a usar	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27	1,27
Espaciamiento (m)	0,21	0,21	0,21	0,21	0,17	0,21	0,17	0,21	0,21
AS _{final}	Ø1/2" @0,20	Ø1/2" @0,20	Ø1/2" @0,20	Ø1/2" @0,20	2Ø1/2" @0,20	Ø1/2" @0,20	2Ø1/2" @0,20	Ø1/2" @0,20	Ø1/2" @0,20

Nota. Elaboración propia

4.15.3. Detalle de la platea de cimentación

El detalle del refuerzo de acero de manera longitudinal y transversal de la edificación es como se muestra en las siguientes figuras:

Tabla 90

Longitudes de desarrollo para $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ en (cm)

POSICIÓN	DIAMETRO DE VARILLAS DE ACERO						
	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
Mayor a 30cm	30	45	60	75	90	130	145
Menor a 30cm	30	35	45	55	70	100	115

Nota. Elaboración propia

Tabla 91

Longitudes de desarrollo con gancho para $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ en (cm)

CASOS	DIAMETRO DE VARILLAS DE ACERO						
	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
Opción 1	20	20	30	35	40	50	55
Opción 2	20	20	25	30	35	40	50

Nota. Elaboración propia

Tabla 92

Longitudes de desarrollo con gancho para $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ en (cm)

LONGITUDES	DIAMETRO DE VARILLAS DE ACERO						
	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
Ldg	15	21	28	35	41	50	55
Radio de Doblado	2	3	4	5	6	7	8
Gancho con Doble de 90°	8	6	8	10	12	14	16
Gancho Total	8	9	12	15	18	21	24

Nota. Elaboración propia

Tabla 93

Longitudes de empalme en tracción CLASE B < 2 para $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$

POSICIÓN	DIAMETRO DE VARILLAS DE ACERO						
	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
Mayor a 30cm	40	60	75	95	115	165	190
Menor a 30cm	30	45	60	75	90	130	145

Nota. Elaboración propia

Tabla 94

Longitudes de empalme en compresión para $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$

LONGITUDES	DIAMETRO DE VARILLAS DE ACERO						
	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
Ldc	30	40	50	65	75	85	100

Nota. Elaboración propia

Tabla 95*Cuadro de longitudes de gancho y dobléz en estribos y grapas*

LONGITUDES	DIAMETRO DE VARILLAS DE ACERO						
	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
Diámetro de Doblado	4	6	8	10	11	13	15
Gancho con Dobléz de 135°	8	8	10	15	15	20	20
Gancho Total	9.5	11.0	14.0	20.0	21.0	26.5	27.5

Nota. Elaboración propiaTabla. Longitudes de empalme en tracción CLASE B < 2 para $f_c=210\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ **Tabla 96***Longitudes de empalme en tracción CLASE B < 2 para $f_c=210\text{kg/cm}^2$ y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$*

LONGITUDES	DIAMETRO DE VARILLAS DE ACERO						
	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
Ldc	30	40	50	65	75	85	100

Nota. Elaboración propia.

4.17. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

- El análisis del suelo de tomado de referencia revela que se trata de un material predominantemente arenoso limoso con un alto porcentaje de finos, ya que el 98.1% pasa por el tamiz N.º 4 y el 20,7 % por el tamiz N.º 200. Este suelo presenta un límite líquido de 20,20 % y no muestra plasticidad (NP), indicando que es no plástico. La densidad mínima seca del suelo es de 1,268 g/cm³, mientras que los ensayos de corte directo muestran una cohesión máxima de 0,253 kg/cm² y un ángulo de fricción máximo de 25,21°. La capacidad portante última de la cimentación varía según la fórmula aplicada y aumenta con la profundidad y el ancho de la cimentación. La platea de cimentación es recomendada para distribuir cargas uniformemente, reducir asentamientos diferenciales y ofrecer versatilidad en suelos con baja capacidad portante. En términos de diseño de cimentación, se ha observado que la capacidad portante se incrementa con la profundidad de la cimentación y el ancho de la misma. El uso de una platea de cimentación puede ser beneficioso para suelos con baja capacidad portante, proporcionando una distribución uniforme de las cargas y minimizando los asentamientos diferenciales. Este tipo de cimentación también ofrece ventajas en términos de funcionalidad estructural y simplificación del proceso constructivo.
- La configuración estructural de la vivienda se basa en muros de albañilería, que pueden ser de carga o no portantes, dependiendo de su función en la estructura. Los

muros de albañilería incluyen el tipo soga de 13 cm. Para el soporte adicional y la resistencia lateral, se han incorporado columnas y columnetas de confinamiento de concreto armado. Además, se han incluido vigas peraltadas, vigas chatas y losa aligerada de concreto, con diferentes, para distribuir las cargas y proporcionar soporte adicional. Se han añadido muros estructurales en direcciones X-X y Y-Y para reforzar la capacidad de carga y la resistencia a sismos, con espesores de 20 cm. La cimentación, adaptada al tipo de suelo y las cargas de la estructura, ha sido planteada como una platea de cimentación para asegurar una distribución uniforme de las cargas y mejorar la estabilidad de la estructura. Esta configuración integral busca garantizar la solidez y durabilidad de la vivienda, considerando tanto la resistencia de los materiales como la adecuación a las condiciones del terreno.

- Para el análisis sísmico estático, se dieron los parámetros sísmicos de acuerdo a la zonificación, por ubicarse en Tacna el valor de 0.45, la capacidad portante del terreno de 0,70 kg/cm² correspondiente a un tipo de suelo S3, suelo blando, el factor de suelo de acuerdo a norma un valor de 1,00, el valor al T_p de 1,0 s y un T_I de 1,6 s, valores que nos dan un factor de amplificación sísmica C de 2.50 en ambas direcciones (X , Y), la categoría de la edificación es correspondiente a "C" para Edificaciones comunes - vivienda, por ello el factor de uso (U) es de 1,0, el valor del coeficiente de reducción inicial de acuerdo al sistema de albañilería confinada es de R_o con un valor de 3; Según la norma E.030 para el peso sísmico se considera el 100 % del peso muerto más el 25% de la sobrecarga, obteniendo así el peso de 127,09 para el nivel 1 y 2, y el peso de 120,34 para el nivel 3, los centros de masa y rigidez para el nivel 3 y 2 son 4,7008m y 11,4126m para centro de masa en las direcciones X y Y, y en el nivel 1 con 4,6126 para la dirección X y 11,2631 para la dirección Y.
- El diseño estructural del módulo de vivienda multifamiliar de albañilería confinada presenta cálculos para los elementos estructurales como: losa aligerada, vigas, columnas, placas, albañilería, platea de cimentación y el detalle del refuerzo de acero para cada elemento diseñado. Los diseños y planos de detalle fueron realizados según la E.030 y E.060, donde se obtuvo la losa aligerada con un peralte de 20cm unidireccional, vigas peraltadas en la dirección X, columnas con refuerzo longitudinal y transversal, las placas con sus elementos de borde, los muros de

albañilería de espesor de 13cm de tipo IV, escalera de 6 tramos y la platea de cimentación con un peralte de 30cm con vigas perimetrales e interiores.

CONCLUSIONES

- Primera.** El tipo de suelo existente en la zona de estudio de un material arenoso limoso con una alta proporción de finos y una baja plasticidad, lo que sugiere que es adecuado para aplicaciones de cimentación con ciertas consideraciones. La capacidad portante del suelo aumenta con la profundidad y el ancho de la cimentación, y el uso de una platea de cimentación se recomienda para mejorar la distribución de cargas y minimizar los asentamientos diferenciales en suelos con baja capacidad portante. Este enfoque no solo asegura la estabilidad estructural, sino que también facilita el proceso constructivo al permitir una mayor versatilidad en el diseño.
- Segunda.** La configuración estructural de la vivienda, que integra muros de albañilería, columnas de confinamiento, vigas y losas de concreto, así como muros estructurales, ha sido cuidadosamente diseñada para maximizar la resistencia y estabilidad de la estructura. La selección de materiales y dimensiones específicas, como muros de albañilería tipo cabeza y soga, columnas de concreto armado y vigas de distintas medidas, junto con una platea de cimentación adaptada a las características del terreno, asegura una distribución eficiente de las cargas y mejora la capacidad de carga y resistencia sísmica.
- Tercera.** En el análisis estructural, pudo verificarse que el análisis estático brinda valores más conservadores y se requiere una amplificación del espectro de respuesta para el posterior diseño estructural. Para las verificaciones de los límites de las distorsiones de entrepiso, se pudo comprobar que la estructura es capaz de resistir los sismos severos, ya que los valores de las derivas se encuentran debajo del límite de 0,005 establecido por la E.030 para la albañilería. Asimismo, al considerar los parámetros sísmicos característicos de la zona de estudio, se realizaron verificaciones de irregularidad en planta y elevación, donde se buscó principalmente que la estructura sea continua y simétrica, además de que el centro de masa y rigidez no estén muy alejados, con la finalidad de evitar efectos de torsión en la estructura.
- Cuarta.** En el diseño de la losa aligerada, se consideró orientar las viguetas tomando como referencia la luz más corta, con el fin de reducir los esfuerzos y permitir un peralte menor. Para el cálculo de los momentos últimos, se desarrolló la envolvente a partir de las combinaciones de cargas muertas y vivas. El refuerzo de acero fue

determinado mediante el diseño por flexión, verificándose que el acero obtenido satisfaga los momentos últimos del análisis estructural y cumpla con los límites de cuantía mínima y máxima, garantizando así una falla dúctil y no frágil, conforme a lo recomendado por la E.030 para diseño sismorresistente. Además, se calculó el refuerzo por temperatura utilizando la cuantía recomendada por la ACI 318-19, debido a su carácter conservador y a fin de evitar fisuras por contracción, especialmente en losas aligeradas propensas a cambios de temperatura. En cuanto al diseño por corte, se verificó que la fuerza cortante del concreto sea mayor a la fuerza cortante última del sistema, cumpliendo con los requisitos de la normativa peruana. También se llevó a cabo un control de las deflexiones inmediatas por carga viva y deflexiones diferidas totales, concluyendo que la losa aligerada diseñada cumple con los límites establecidos por la normativa E.060, garantizando su adecuado desempeño estructural.

Quinta. Se mostró como resultado el diseño de seis tipos de vigas identificadas como VP-01, VP-02, VP-03, VS-01, VS-02 y VCH-01; para las cuales, se realizó el cálculo del acero de refuerzo por flexión y corte, verificándose además el refuerzo por torsión. El diseño sísmico de las vigas se desarrolló en base a la envolvente de los momentos máximos y el cálculo del refuerzo de acero fue determinado mediante el diseño por flexión de acuerdo con la E.060 (diseño por resistencia), asegurando que el acero obtenido resista los momentos últimos del análisis estructural, siendo mayor a la cuantía mínima y menor a la cuantía máxima, lo cual garantiza una falla dúctil y no frágil. Para el refuerzo de acero por corte, se consideraron las disposiciones de la E.060 a fin de garantizar un adecuado comportamiento sísmico de las vigas, definiéndose la fuerza cortante nominal y estableciendo los espaciamientos mínimos tanto en las zonas de confinamiento como en la zona central. Respecto al refuerzo por torsión, se realizó una verificación previa, encontrándose que los valores de los momentos torsores presentes en la estructura eran despreciables, por lo que, de acuerdo con la E.060, no se adicionó acero por torsión.

Sexta. El diseño sísmico de las columnas tuvo como resultado 6 tipos de columnas, las cuales son de tipo rectangular y ele. Cada tipo de columna se diseñó por flexo-compresión y corte, donde cada columna cumplió con el ratio de la unidad respecto al acero de refuerzo y las cargas de sismo, además de que el diagrama de interacción

de cada columna presentaba valores mayores a las cargas presentes en la columna y asimismo se verificó que el refuerzo transversal (estribos) cumpla con los espaciamiento mínimos de la E.060 para columnas sismorresistentes.

Sétima. Con el diseño sísmico de placas, se obtuvieron 4 tipos de placas las cuales era de tipo rectangular y ele, y todas las secciones lograron cumplir con los requerimientos mínimos de la E.030 y E.060. El diseño por flexo-compresión fue realizado mediante el diagrama de interacción, donde todas las cargas últimas actuantes en cada placa eran menores a las propiedades de resistir esfuerzos de cada sección. Asimismo, el diseño por corte y la verificación de elementos de borde fueron verificados y se logró establecer los detalles de refuerzo transversal (estribos) en el centro de la placa y los elementos de borde de acuerdo a la normativa peruana para un diseño sismorresistente.

Octava. Los muros portantes del módulo de vivienda multifamiliar de albañilería confinada lograron cumplir con la densidad mínima, esfuerzo axial máximo, control de fisuración, la resistencia al agrietamiento diagonal, verificación de la resistencia al corte del edificio y la verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros. Los muros portantes garantizan un buen comportamiento elástico frente a sismos severos y están distribuidos de manera simétrica y continua sin perjudicar los espacios de arquitectura, asimismo los muros portantes no requieren el refuerzo horizontal de los muros, debido a que es de 3 niveles y la capacidad de resistir las fuerzas sísmicas de cortes son muy superiores a las actuantes por sismo severo.

Novena. La escalera presentada como propuesta tiene 6 tramos longitudinales y 3 tramos inclinados, debido a que el proyecto contendría 3 niveles y una azotea, por lo que se diseñaron los tramos considerando el desnivel de cada entrepiso. Para diseñar, la escalera se consideró la E.060 y la E.030; para lo cual, se predimensionó de la garganta, pasos y contrapasos de acuerdo a lo recomendado a la A.020 Vivienda, asimismo se calculó el acero de refuerzo por flexión y se verificó la resistencia de la estructura por corte donde se obtuvo que la garganta absorbía los esfuerzos por corte.

Décima. La platea de cimentación cumple en las verificaciones de asentamientos tolerables y la verificación de la capacidad portante, por lo que las dimensiones de la platea y de las vigas perimetrales e interiores satisfacen las características de la estructura y

del lugar en estudio. Asimismo, el acero de refuerzo de la placa y las vigas perimetrales e interiores se diseñaron por flexión y cortante para garantizar un buen comportamiento frente a sismos y asentamientos por el peso propio de la edificación.

Decimoprimer. Con las longitudes de desarrollo mínimas calculadas para el acero de refuerzo de los elementos estructurales, se puede garantizar la fluencia de acero y fulla dúctil, además de garantizar un buen correcto comportamiento estructural.

RECOMENDACIONES

- Primera.** Llevar a cabo estudios geotécnicos adicionales, como ensayos de consolidación y pruebas de carga en campo, para confirmar y mejorar las características del suelo identificadas en el análisis inicial. Estos estudios pueden ofrecer datos más precisos sobre la capacidad portante y el comportamiento del suelo bajo carga, lo que permitiría optimizar el diseño de la cimentación. Asimismo, se recomienda considerar la instalación de un sistema de drenaje eficiente alrededor de la cimentación para prevenir problemas asociados con la presencia de finos y posibles variaciones en la humedad del suelo, que podrían comprometer la estabilidad a largo plazo. Además, se aconseja evaluar la posibilidad de aplicar técnicas de mejoramiento del suelo, como la compactación o la estabilización con aditivos, con el fin de incrementar la capacidad portante y minimizar los asentamientos diferenciales en áreas con mayor heterogeneidad del suelo.
- Segunda.** Llevar a cabo evaluaciones periódicas del estado estructural de la vivienda tras la ocurrencia de sismos, con el fin de detectar posibles daños ocultos o la degradación de materiales que podrían afectar la seguridad a largo plazo. También se recomienda establecer un plan de mantenimiento regular, centrado en inspeccionar las uniones de los elementos estructurales y el estado de la cimentación, garantizando de esta manera que la estructura conserve sus propiedades de resistencia y estabilidad a lo largo del tiempo.
- Tercera.** Para el predimensionamiento de la losa aligerada, se debe considerar el artículo 9.6.2.1 de la Norma E.060, de manera que no sea necesario verificar deflexiones en losas aligeradas unidireccionales que no estén vinculadas a elementos no estructurales susceptibles de daño por deflexiones excesivas. Para el acero de temperatura, se sugiere emplear la cuantía recomendada por el ACI, por ser la más conservadora y efectiva en la prevención de fisuras por tracción.
- Cuarta.** En el caso de vigas, es importante considerar como límite el acero máximo permitido por la normativa, esto con la finalidad de garantizar una falla dúctil, asimismo considerar lo recomendado por la normativa para diseño por corte en la zona de confinamiento y la zona central de la luz de la viga y sobre el diseño por torsión considerar la verificación de los momentos torsores y de ser necesario realizar el refuerzo por torsión de manera longitudinal y transversal.

- Quinta.** Para el diseño de columnas y placas, considerar el diagrama de interacción para su diseño por flexo-compresión donde se considera la reducción ϕ (ϕ) y para el caso del diseño por corte considerar el momento nominal máximo sin ϕ (ϕ) para la carga axial máxima, además en las placas se recomienda a partir del diseño considerando la cuantía de acero mínimo de 1 % en los elementos de borde y cuantías mínimas de los acero verticales y horizontales de 0,0025.
- Sexta.** Distribuir los muros portantes de albañilería de manera simétrica y continua sin perjudicar los espacios grandes de arquitectura para lo cual se puede emplear vigas peraltadas. También, los muros de albañilería confinada deben garantizar un buen comportamiento en sismos severos.
- Sétima.** El refuerzo de acero para placa de cimentación debe diseñarse considerando las cargas actuantes sobre la estructura diseñada en Etabs (cargas muertas, cargas vivas el sismo en X y el sismo en Y), para lo cual se debe exportar el modelado de la estructura en el programa SAFE.
- Octava.** La norma técnica E.060 brinda los lineamientos para el cálculo de las longitudes mínimas a considerar para los detalles del acero de refuerzo para los elementos estructurales (losa aligerada, vigas, columnas, escalera y platea de cimentación), por lo que se recomienda que se considere para todo diseño estructural de una edificación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acosta, S. (2023). Los enfoques de investigación en las Ciencias Sociales. *Revista Latinoamericana Ogmios*, 3(8), 82–95. <https://doi.org/10.53595/rlo.v3.i8.084>
- ACI (2019). American Concrete Institute. *Building Code Requirements for Structural Concrete*, ACI 318-19, 2019
- Alfaro-Alejo, R. y Espinoza, A. E. (2021). *Caracterización geotécnica de suelos mediante ensayos de laboratorio*. Universidad Nacional del Altiplano
- Alfante Chucuya, R. P. (2022). *Aplicación de la metodología BIM en el análisis y diseño estructural de una edificación de concreto armado Tacna, 2022*. <http://hdl.handle.net/20.500.12969/2408>
- Alva, J. (2016). *Evaluación de la Relación de los Factores Estructurales en la Vulnerabilidad Sísmica de Viviendas en laderas de la Urbanización Tahuantinsuyo del Distrito de Independencia, Lima*. Lima: Universidad Privada del Norte.
- Alva, J. E. (1988). Riesgo sísmico en Tacna. *Concytec*, 1-16.
<http://www.jorgealvahurtado.com/files/Riesgo%20Sismico-Tacna.pdf>
- Andina. (4 de marzo de 2010). Alertan que 500 mil viviendas en laderas de cerros de Lima colapsarían ante un sismo. *Agencia Peruana de Noticias*, pág. 1.
- Araca, F. (2020). *Influència del grau d'energia de les ones sísmiques que es propaguen a través del sòl en la resposta dinàmica d'estructures de formigó armat* (Tesis doctoral). Universitat Politècnica de València. https://www.scielo.cl/scielo.php?pid=S0718-50732022000200131&script=sci_arttext
- Borja, M. (2012). *Metodología de Investigación Científica para Ingeniería Civil*. Chiclayo.
- Braja, D. (2010). *Fundamentos de ingeniería cimentaciones* (Segunda ed.). México: International Thomson Editores.
- Bustamante Albites, A. R. (2021). *Diseño estructural de una vivienda multifamiliar de albañilería confinada en el distrito San Juan Bautista, provincia de Ayacucho, departamento de Ayacucho*. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/124575>
- Calderón, J. G. R. (2022). *Análisis y diseño estructural de una vivienda multifamiliar de cinco pisos considerando cargas y resistencia sísmica*. Universidad César Vallejo.

https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/20.500.12692/146591/1/Calderon_JGR-SD.pdf

- Carrera Gallissà, E. (2017). Los retos sostenibilistas del sector textil. *Revista de Química e Industria Textil*, (220), 20-32. <http://hdl.handle.net/2117/103614>
- Castro Minaya, M. J. (2023). *Análisis y diseño estructural de albañilería confinada de un edificio multifamiliar de 4 pisos* [Tesis de licenciatura, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio Institucional PUCP. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/25273>
- Castillo, Jhosep (2021). *Parámetros sísmicos para mejorar el comportamiento estructural de un edificio multifamiliar de ocho pisos y 2 sótanos en Miraflores – Lima 2021* [Tesis de Grado, Universidad César Vallejo]. Repositorio UCV. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/90912>
- Choquehuanca, K. (2017). *Análisis y diseño estructural de una edificación en concreto armado de 5 pisos y 1 semisótano*. Arequipa: Universidad Nacional de San Agustín.
- Chura, E. (2019). Estudio de riesgo sísmico en el distrito de Ciudad Nueva - Tacna. *Ciencia y Desarrollo*, 101-104. <https://doi.org/10.33326/26176033.2007.11.235>
- Endara Castilla, A. F. y Palomino Ávalos, R. N. (2024). *Diseño estructural de una vivienda multifamiliar de 5 pisos por desempeño sísmico en la Asociación de Vivienda Santa Mónica del Distrito de Jacobo Hunter - Arequipa, 2022* [Tesis de Licenciatura, Universidad Continental]. Repositorio Institucional de la Universidad Continental.
- Espín, J. (2020). *Diseño estructural sismo resistente en estructuras de mampostería confinada, aplicadas en edificaciones mayores a dos pisos de altura en el proyecto residencial El Pedregal de Churoloma* [Tesis de grado, Universidad Politécnica Salesiana]. Repositorio Institucional UPS. <http://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/19479>
- Espinoza, J. (2024). *Análisis y diseño de una estructura de concreto armado para una edificación de uso múltiple en la ciudad de Chiclayo*. Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo <https://repositorio.unprg.edu.pe/handle/20.500.12893/10000>
- Granados, J. (2019). *Riesgo sísmico de las viviendas de albañilería confinada en zonas de ladera del distrito de Rímac – Lima 2018*. Lima: Universidad César Vallejo.
- Hernández, R. (2014). *Metodología de la investigación*. México: MC GRAW HILL.

- Huaraca, A. (2018). *Análisis comparativo aplicando el software Robot Structural Analysis y Etabs para evaluar el comportamiento estructural de viviendas autoconstruidas*. Huancayo: Universidad Peruana Los Andes.
- Huaraca, A. (2018). *Análisis comparativo aplicando el software Robot Structural Analysis y Etabs para evaluar el comportamiento estructural de viviendas autoconstruidas*. Huancayo: Universidad Peruana Los Andes.
- Huisa, C. (2017). *Estudio geotécnico en el análisis del riesgo sísmico de la zona norte de la ciudad de Tacna*. Arequipa: Universidad Nacional de San Agustín.
- Izcue, A. y Taboada, J. (2009). *Análisis y diseño de Edificios asistido por computadoras*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Erazo, K. y Taveras, A. (2021). Demandas estructurales inducidas por vientos huracanados y terremotos en un edificio flexible en la República Dominicana. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 4(1), 57-78. 10.22206/cyap.2021.v4i1.pp57-78
- La República. (2022, julio 12). Sismo en Moquegua, Arequipa y Tacna: la vez que un terremoto de 2 minutos dejó cientos de muertos en el sur peruano. *La República*. Recuperado de <https://larepublica.pe/sociedad/2022/07/12/sismo-en-moquegua-arequipa-y-tacna-la-vez-que-un-terremoto-de-2-minutos-dejo-cientos-de-muertos-en-el-sur-peruano-sismos-en-peru-atmp>
- Leveau, Fernando (2017). *Análisis comparativo de los parámetros de la nueva y anterior norma E.030 aplicado en un Sistema Dual - Tarapoto 2017* [Tesis de Grado, Universidad César Vallejo]. Repositorio UCV. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/16488>
- Machado Omonte, J. C. y Quistan Jurado, J. A. (2021). *Evaluación sísmica de una vivienda doméstica con el uso de aisladores sísmicos basados en la norma E030 en un distrito de Lima, 2019: una revisión de la literatura científica*. <https://hdl.handle.net/11537/25992>
- Mejía, J. (2018). *Estudio estructural de mampostería confinada en ladrillo para viviendas emergentes en la zona de Pedernales* [Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Ecuador]. Repositorio Institucional UPS. <https://repositorioslatinoamericanos.uchile.cl/handle/2250/2971722>

- Municipalidad Distrital Ciudad Nueva. (2024). *Estudio de mecánica de suelos para el mejoramiento de los servicios de transitabilidad vehicular y peatonal en la calle Intiorko Tramo Av. Los Precursores – Av. 01 en el distrito de Ciudad Nueva – provincia de Tacna, departamento de Tacna.*
- Municipalidad Distrital Ciudad Nueva. (2018). *Estudio de mecánica de suelos para la creación de los servicios policiales de la Comisaria Pnp Tipo C, en el cono norte del distrito de Ciudad Nueva, distrito de Ciudad Nueva - Tacna - Tacna.*
- Meli, R. (2002). *Diseño Estructural* (Segunda ed.). Mexico: LIMUSA.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2014). *Manual de Carreteras: Suelos, Geología, Geotecnia y Pavimentos. Sección: Suelos y Pavimentos.* Lima, Perú: Ministerio de Transportes y Comunicaciones
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2021). *Norma técnica E.030: Diseño sismorresistente. Reglamento Nacional de Edificaciones.*
<https://museos.cultura.pe/sites/default/files/item/archivo/Norma%20t%C3%A9cnica%20E.030%20Dise%C3%B1o%20sismorresistente.pdf>
- Pacheco, C., González-Cuevas, O. M. y Arellano-Méndez, E. (2023). Comportamiento no lineal de marcos de concreto reforzado diseñados con diferentes niveles de ductilidad. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 24(1), 1-15.
<https://doi.org/10.22201/fi.25940732e.2023.24.1.008>
- Pantoja, M., Rodríguez, A. y González, J. (2022). Desarrollo de una investigación a través de un plan de muestreo. *Revista Conrado*, 18(85), 1-7. Recuperado de <https://conrado.ucf.edu.cu/index.php/conrado/article/view/2649/2575>
- Paredes León, J. F. (2023). *Bloques de concreto artesanal y su relación en el nivel de comportamiento estructural en edificaciones de albañilería confinada-Marcona, Nazca, Ica-2018.* <https://hdl.handle.net/20.500.13084/6888>
- Piusseaut, E. T., Vélez, E. A. R., López, F. M. H., Morfa, C. A. R., de Farias, M. M. y Jordana, M. A. C. (2021). Desarrollo y aplicación de tecnologías de avanzada para el estudio del comportamiento y mejora de métodos de diseño de pavimentos rígidos. *Carreteras: Revista técnica de la Asociación Española de la Carretera*, (235), 68-82.
<https://acortar.link/V44T7s>

- Pineda, E. (2017). *Diseño estructural de viviendas sismo resistente en la ribera del río Rímac y en las laderas del Cerro en el Agustino, Lima 2017*. Lima: Universidad César Vallejo.
- PUNTES (2020). *Generación de dos cartillas prácticas-aplicativas para la clasificación de suelos por método AASHTO y sistema unificado a partir de la recopilación de información lograda en el ámbito de pregrado de la universidad cooperativa de Colombia, sede Villavicencio* [Universidad Cooperativa de Colombia]. <https://hdl.handle.net/20.500.12494/18424>
- Quinde, J. A., Jiménez-Pacheco, J. y Ortega-Guamán, E. (2023). Revisión de normas de diseño para mampostería confinada en Latinoamérica: propuestas para la Norma Ecuatoriana de Construcción. *Revista Politécnica*, 51(1), 77-92. http://scielo.senescyt.gob.ec/scielo.php?pid=S1390-01292023000100077&script=sci_arttext
- Ramos Saldaña, J. D. y Vicente Frías, M. A. (2020). *Análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, aplicando la NTE E 070 vigente y la propuesta de modificación, en el distrito de Ciudad Nueva, Tacna, 2019* [Tesis de licenciatura, Universidad Privada de Tacna]. Repositorio Institucional UPT.
- Ramírez Cruz, E. (2020). *Incorporación de la ceniza de Cabuya para mejorar las propiedades de Suelos Arcillosos, tramo de Yarumayo–San Pedro de Chaulán, Huánuco–2020*.
- Rivero, E. (2017). *Curso de albañil: Armado de castillos*. Obtenido de <https://www.youtube.com/watch?v=ZLBU2qrMJ1w>
- Rivera Mamani, M. R. (2022). *Análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete niveles con sótano en el distrito de Ciudad Nueva, Tacna, 2022*. <http://hdl.handle.net/20.500.12969/2317>
- RNE E.020 (2006). *Cargas. Reglamento Nacional de Edificaciones Perú del año 2006*.
- RNE E.030 (2018). *Diseño sismorresistente. Reglamento Nacional de Edificaciones Perú del año 2018*.
- RNE E.050 (2018). *Suelos y cimentaciones. Reglamento Nacional de Edificaciones Perú del año 2018*.
- RNE E.060 (2009). *Concreto armado. Reglamento Nacional de Edificaciones Perú del año 2009*.

- SENCICO. (2021). *Norma técnica E.070 Albañilería*. Colegio de Ingenieros del Perú.
<https://www.cip.org.pe/publicaciones/2021/enero/portal/e.070-alba-ileria-sencico.pdf>
- Silgado, E. (1978). *Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú (1513 -1974)*.
Ingemmet, 3-130. <https://hdl.handle.net/20.500.12544/251>
- Torres, F. (2018). *Reforzamiento estructural para la estabilidad de viviendas en las laderas del Cerro el Ermitaño del distrito de Independencia – Lima 2018*. Lima: Universidad César Vallejo.
- Trejo, M. B. (1999). *Método participativo para identificar y clasificar indicadores locales de suelos al nivel de Microcuenca*. Cali: Guia 1.
- Valderrama, S. (2013). *Pasos para elaborar Proyectos de Investigación Científica*. Lima: SAN MARCOS.
- Vega Carmen, X. S. (2021). *Análisis comparativo del diseño de una edificación con el sistema muros de ductilidad limitada y albañilería confinada, en tres tipos de suelo de la ciudad de Chiclayo* [Tesis de Licenciatura, Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo]. Repositorio Institucional USAT.
- Warthon Villegas, C. A. (2021). *Análisis comparativo de eficiencia estructural de construcciones de concreto armado entre disipadores y aisladores sísmicos: una revisión de la literatura científica de los últimos 10 años*.
<https://hdl.handle.net/11537/26029>

ANEXOS

Anexo A

Operacionalización de variables

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADOR	ESCALA DE MEDICIÓN	
V. Independiente	Parámetros sísmicos	<p>Castillo (2021): “Los parámetros sísmicos, permite al ingeniero proyectista realizar el predimensionamiento y el diseño de un edificio, con criterios que garanticen seguridad y solución a la necesidad requerida.”</p> <p>Leveau (2017): “Parámetros de que se deben definir de acuerdo con la ubicación de la estructura.”</p>	<p>La variable de parámetros sísmicos será operacionalizada por las dimensiones de los parámetros generales (ubicación y estructura), el análisis sísmico y el comportamiento sísmico.</p>	Parámetros generales (ubicación y estructura)	Z, U, C, S y R	Ordinal
				Análisis sísmico	Análisis estático	Ordinal
					Análisis dinámico modal espectral	Ordinal
					Desplazamiento	Ordinal
					Comportamiento sísmico	Distorsión entrepisos
V. Dependiente	Módulo de albañilería	<p>RNE E.030 (2018): "La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto."</p> <p>Castillo (2021): “El diseño estructural, permite que las actividades del ingeniero estructural proyectista se realicen con criterio que garantice seguridad y solución a una necesidad. Por tanto, brindar dicha seguridad y solución es crear un recurso diseñando un edificio de acuerdo a las exigencias del reglamento nacional de edificaciones”</p>	<p>La variable módulo de albañilería será operacionalizada por las dimensiones del factor de zonificación (Z), los Parámetros de sitio (S, Tp y Tl), el Factor de Amplificación Sísmica (C), El factor de Uso (U) y el Coeficiente de Reducción Sísmica (R, Ro, Ia y Ip)</p>	Configuración estructural	Simetría y continuidad	Ordinal
				Estructuración	E.020 Cargas, E.030 Diseño sismorresistente y E.060 Concreto armado	Ordinal
					Diseño	E.030 Diseño sismorresistente, E.060 Concreto armado y E.070 Albañilería

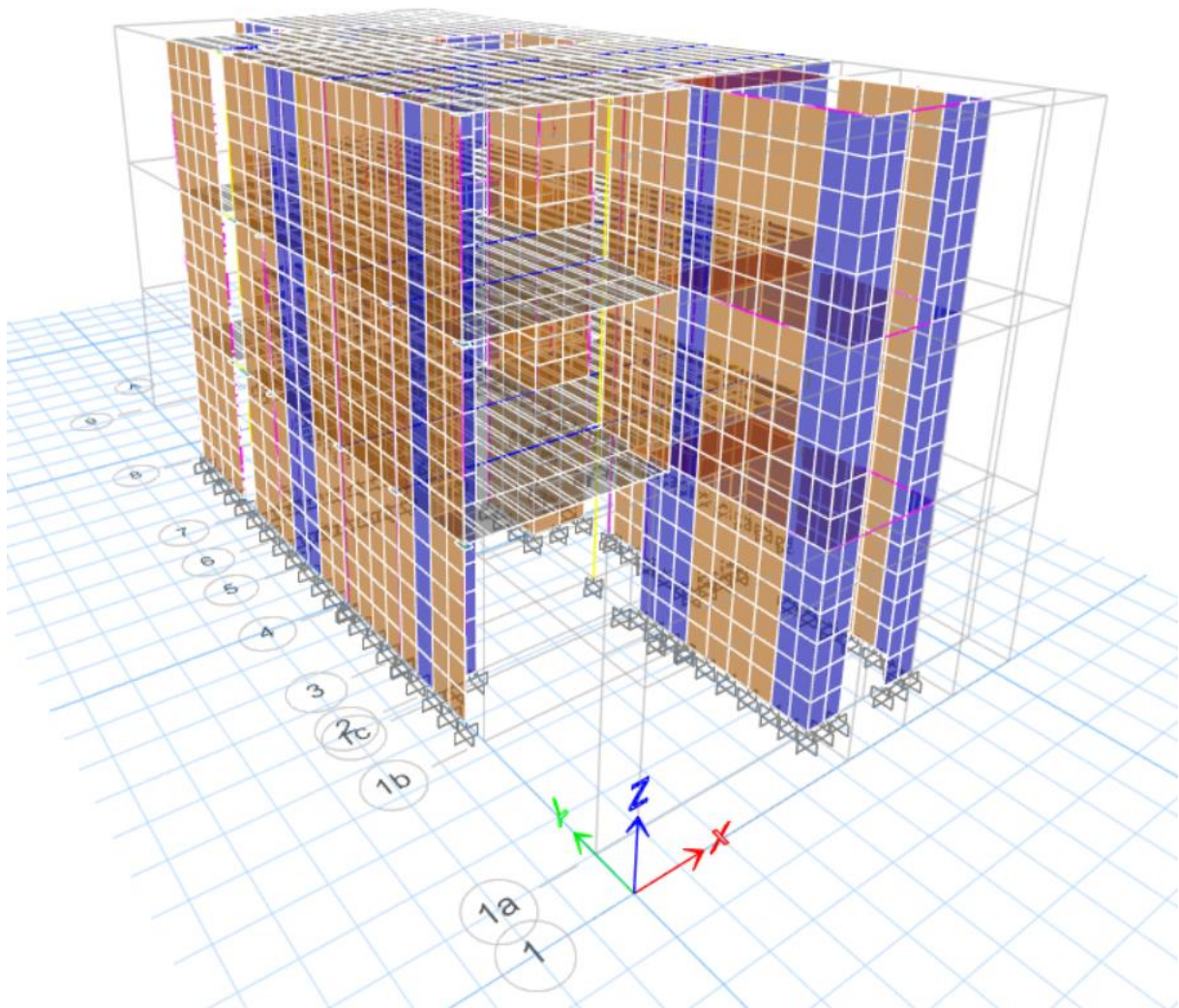
Nota. Elaboración propia

Anexo B*Matriz de consistencia*

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES E INDICADORES	METODOLOGÍA, TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
Problema principal	Objetivo principal	Hipótesis principal	Variable dependiente	
¿Cómo diseñar un módulo de albañilería en función de la sismicidad para las viviendas ubicadas en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna?	Diseñar un módulo de albañilería en función a la sismicidad para las Viviendas de la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna.	El diseño del módulo de albañilería cumple los parámetros de sismicidad para las viviendas que se ubican en la Asociación de Vivienda 26 de Enero.	Módulo de Albañilería	Tipo de investigación: Aplicada con un enfoque cuantitativo
Problemas secundarios	Objetivos secundarios	Hipótesis secundarias	Variable independiente	Diseño de la investigación: No experimental de corte transversal
¿Cuáles son las características sísmicas del suelo de las viviendas ubicadas en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna?	Establecer cuáles son las características sísmicas del suelo de las viviendas ubicadas en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna.	Las características del suelo de las viviendas ubicadas en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna, cumplen con las condiciones mínimas para soportar una estructura de albañilería confinada.		Nivel de investigación: Descriptivo
¿Cuál es la configuración estructural y la estructuración más conservador para el módulo de albañilería ubicada en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna?	Definir la configuración estructural y estructuración más conservador para el módulo de albañilería ubicada en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna.	Existe una configuración estructural y estructuración conservador para el Módulo de Albañilería en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna.		Población: Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna.
¿Cómo realizar el análisis estático y dinámico modal espectral en función de los parámetros sísmicos de la zona para el módulo de albañilería ubicada en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna?	Realizar el análisis estático y dinámico modal espectral basado en los parámetros sísmicos de la zona para el módulo de albañilería ubicada en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna.	El análisis estático y dinámico modal espectral cumplirá con los límites para la distorsión del entrepiso del módulo de albañilería ubicada en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna.	Parámetros sísmicos	Muestra: Un lote destinado para una construcción de una vivienda medianera de carácter multifamiliar.
¿Cómo determinar el diseño del módulo de albañilería ubicada en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna?	Desarrollar el diseño estructural y establecer como propuesta un módulo de albañilería ubicada en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna.	El diseño estructural del Módulo de Albañilería basado en los parámetros sísmicos de la zona proporcionará un diseño sismorresistente para las viviendas ubicadas en la Asociación de Vivienda 26 de Enero, distrito Ciudad Nueva, Tacna.		Técnicas e instrumentos de recolección de datos: Expediente técnico con EMS Software de análisis estructural

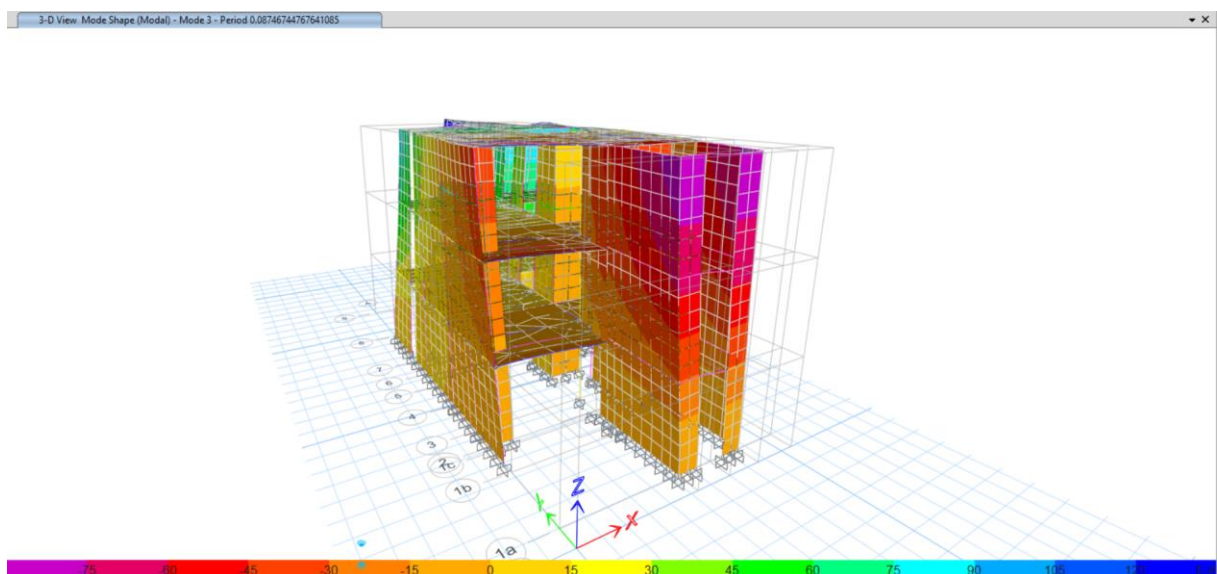
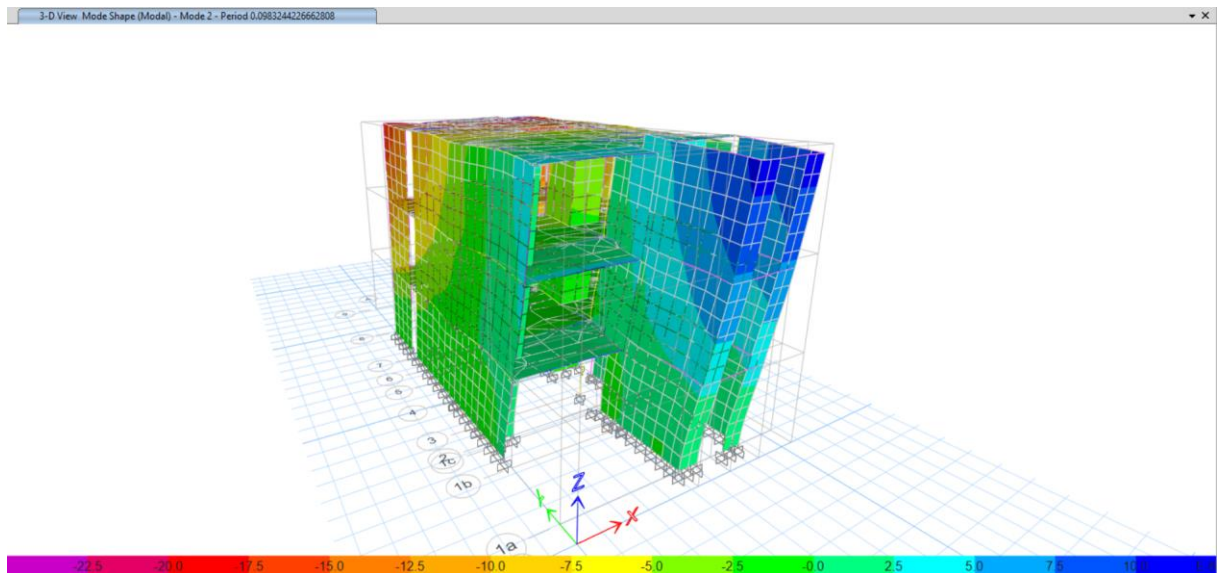
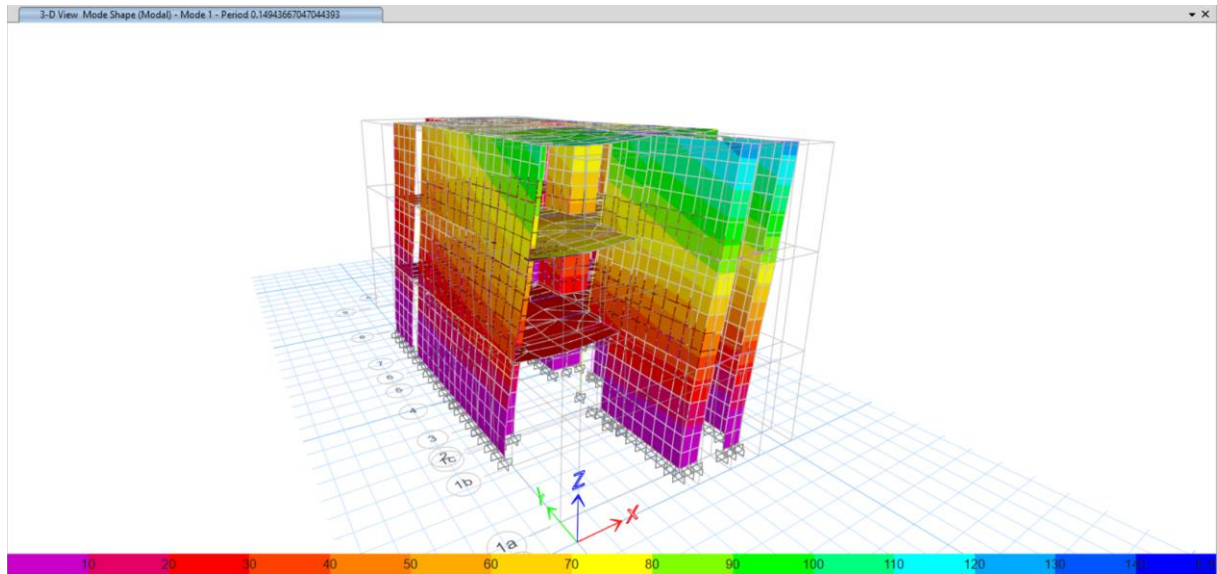
Nota. Elaboración propia

Anexo C
Diseño y modelado del proyecto en Etabs



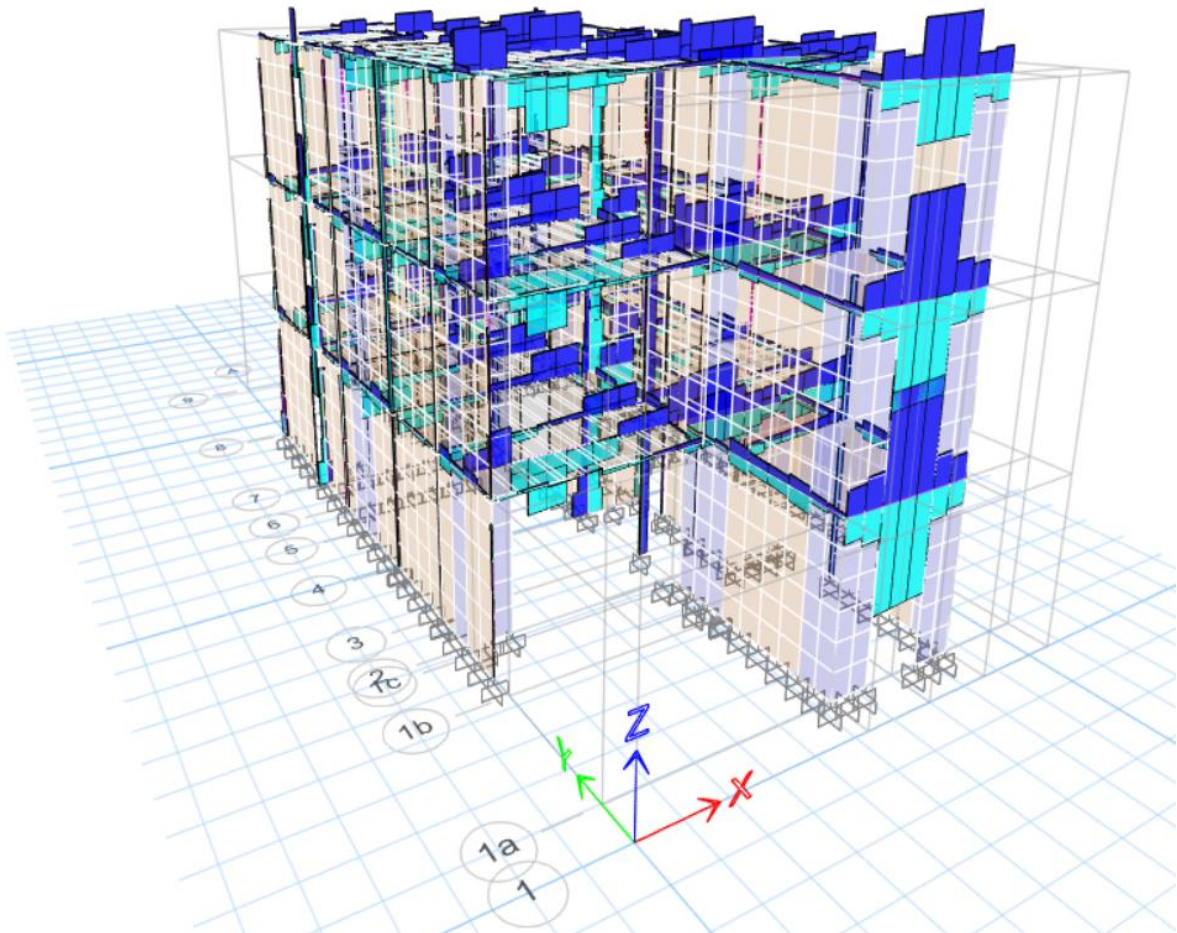
Anexo D

Periodo fundamental en Etabs

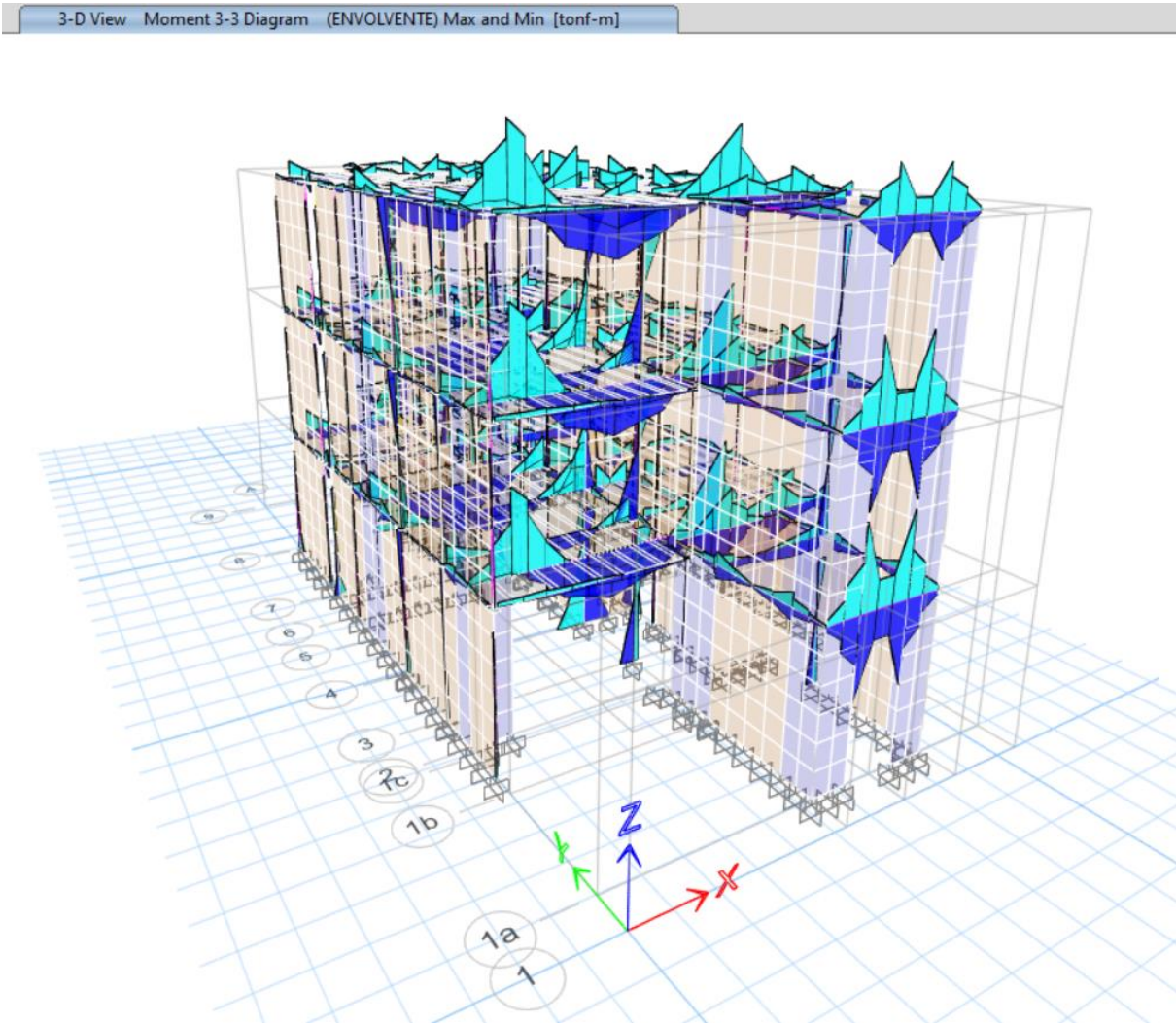


Anexo E
Fuerzas cortantes del peso de la edificación en Etabs

3-D View Shear Force 2-2 Diagram (ENVOLVENTE) Max and Min [tonf]

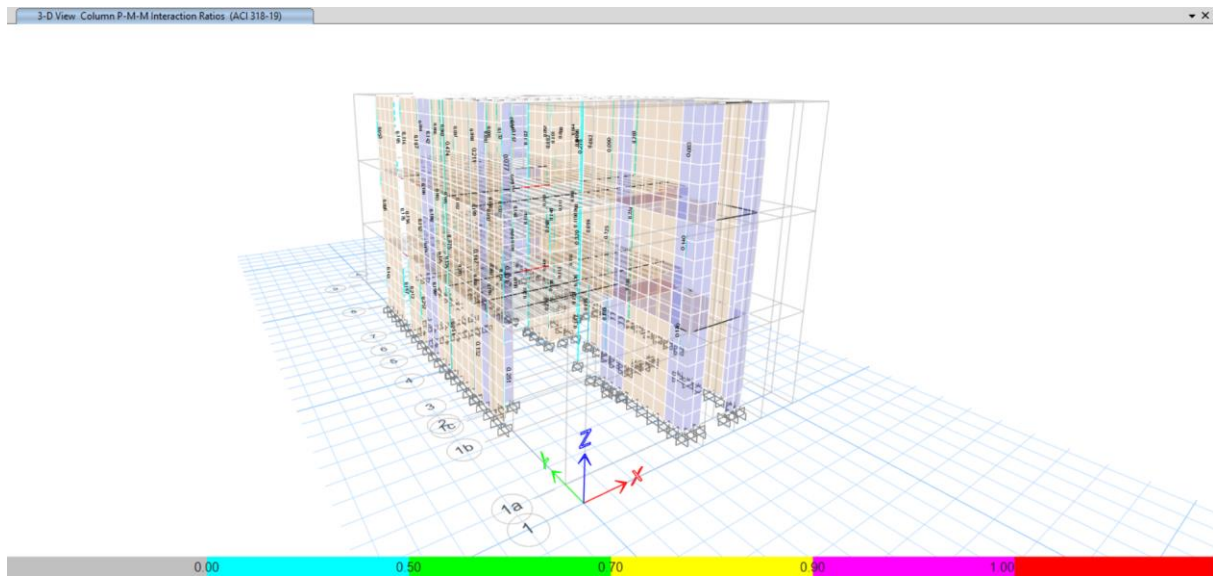


Anexo F
Momento flector del peso de la edificación en Etabs



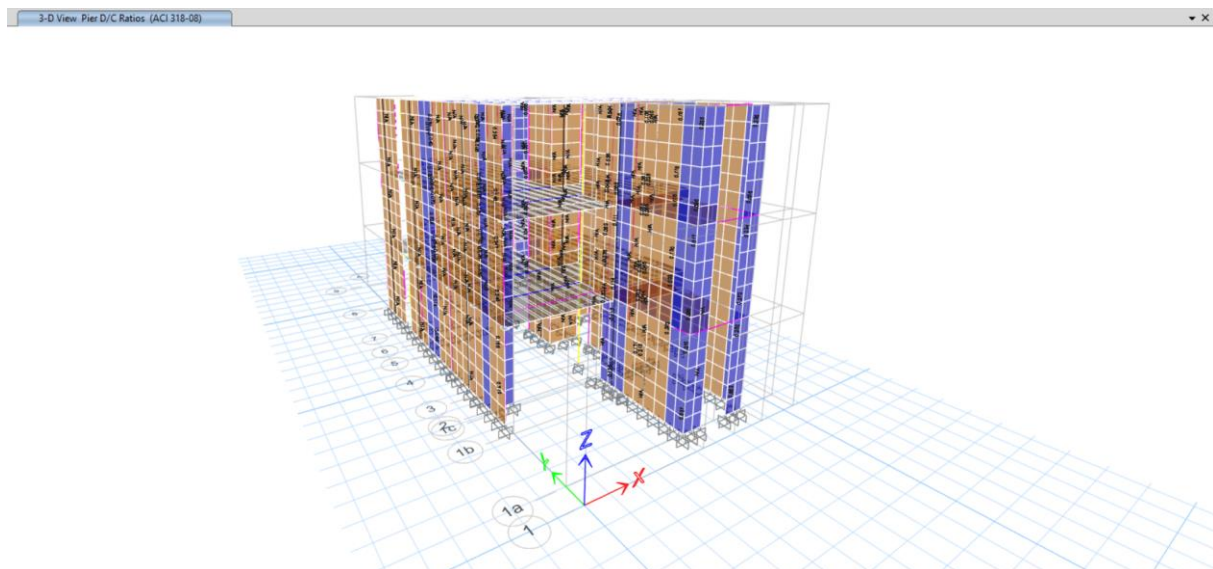
Anexo G

Ratios de las columnas considerando P-M-M en etabs



Anexo H

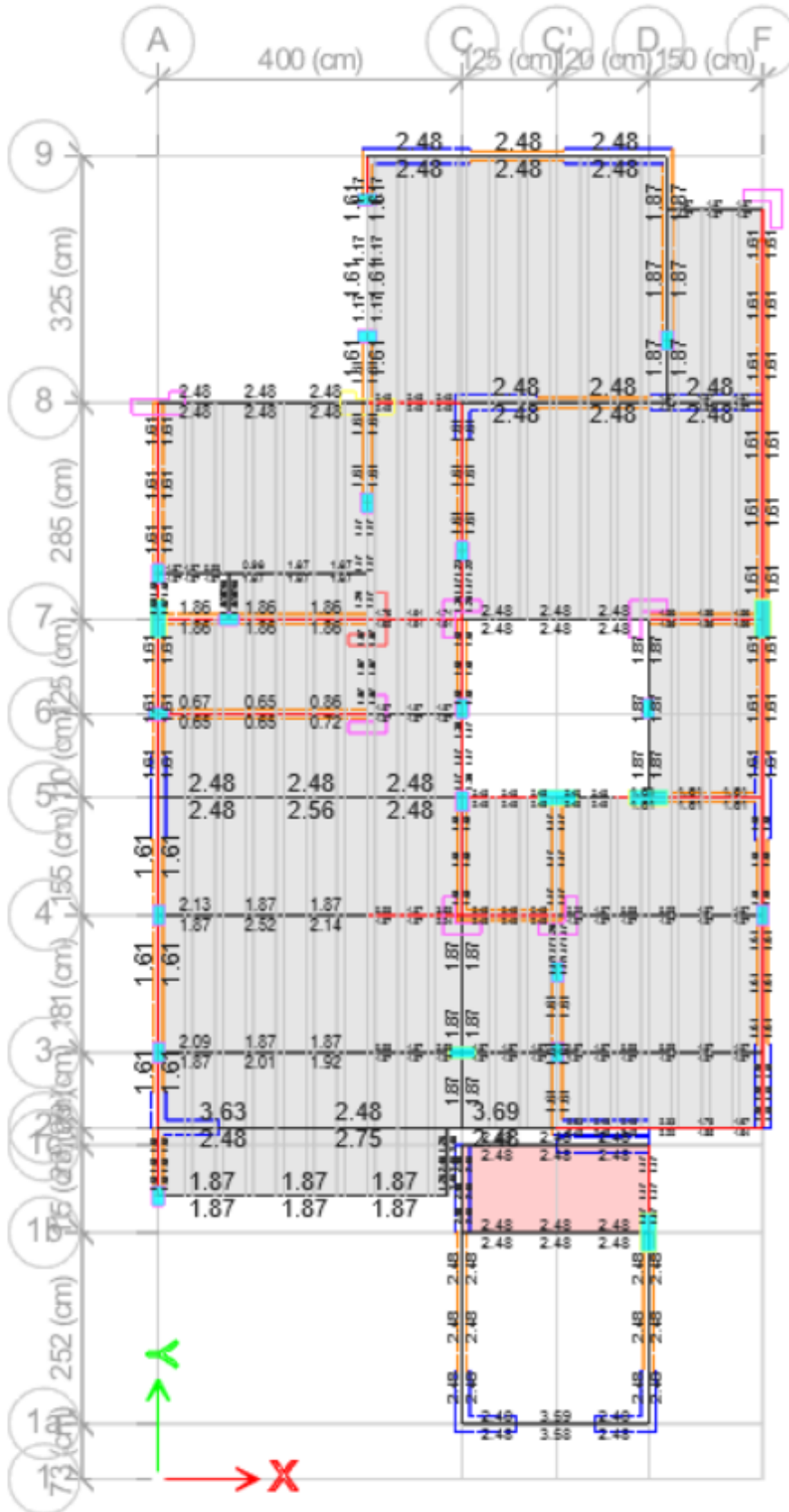
Ratios de las placas considerando D-C en etabs



Anexo I

Áreas de acero por ACI318-19 primer nivel en etabs

Plan View - Story1 - Z = 300 (cm) Longitudinal Reinforcing (ACI 318-19)



PLANOS

-Arquitectura

A-01 PLANO DE PLANTAS

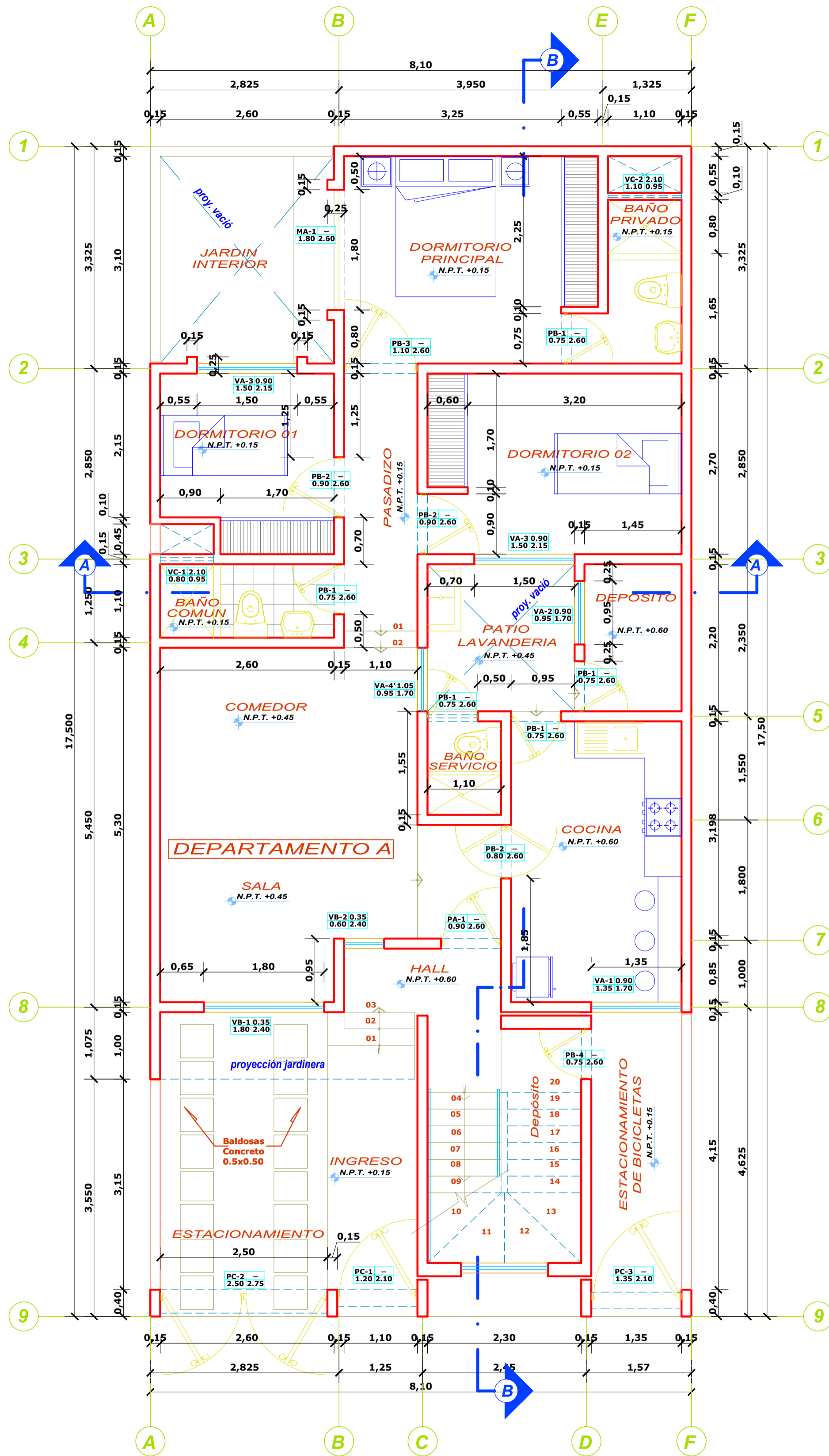
A-02 PLANO DE ELEVACIONES

-Estructuras

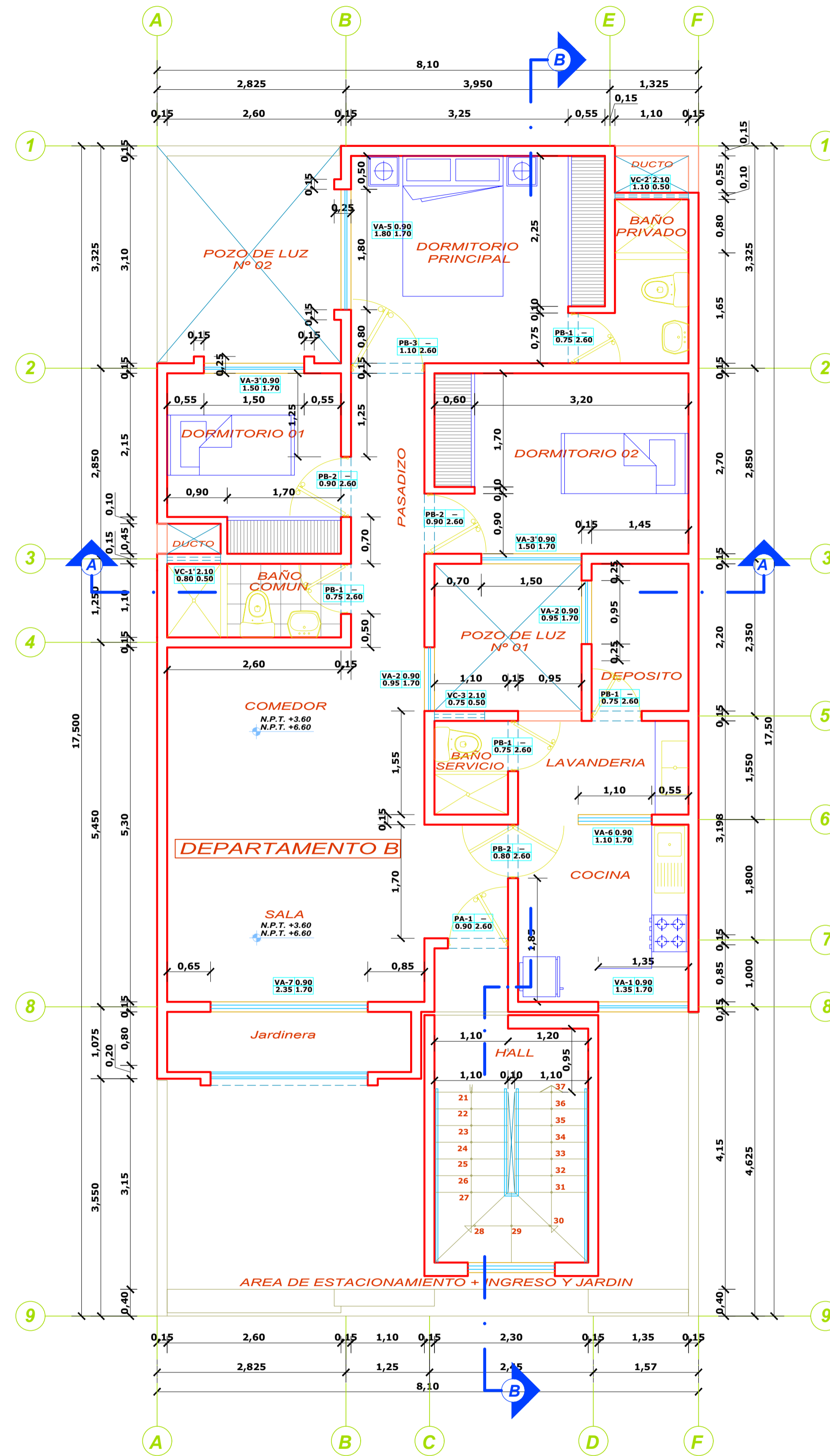
E-01 PLANO DE CIMENTACIONES

E-02 PLANO DE ALIGERADOS

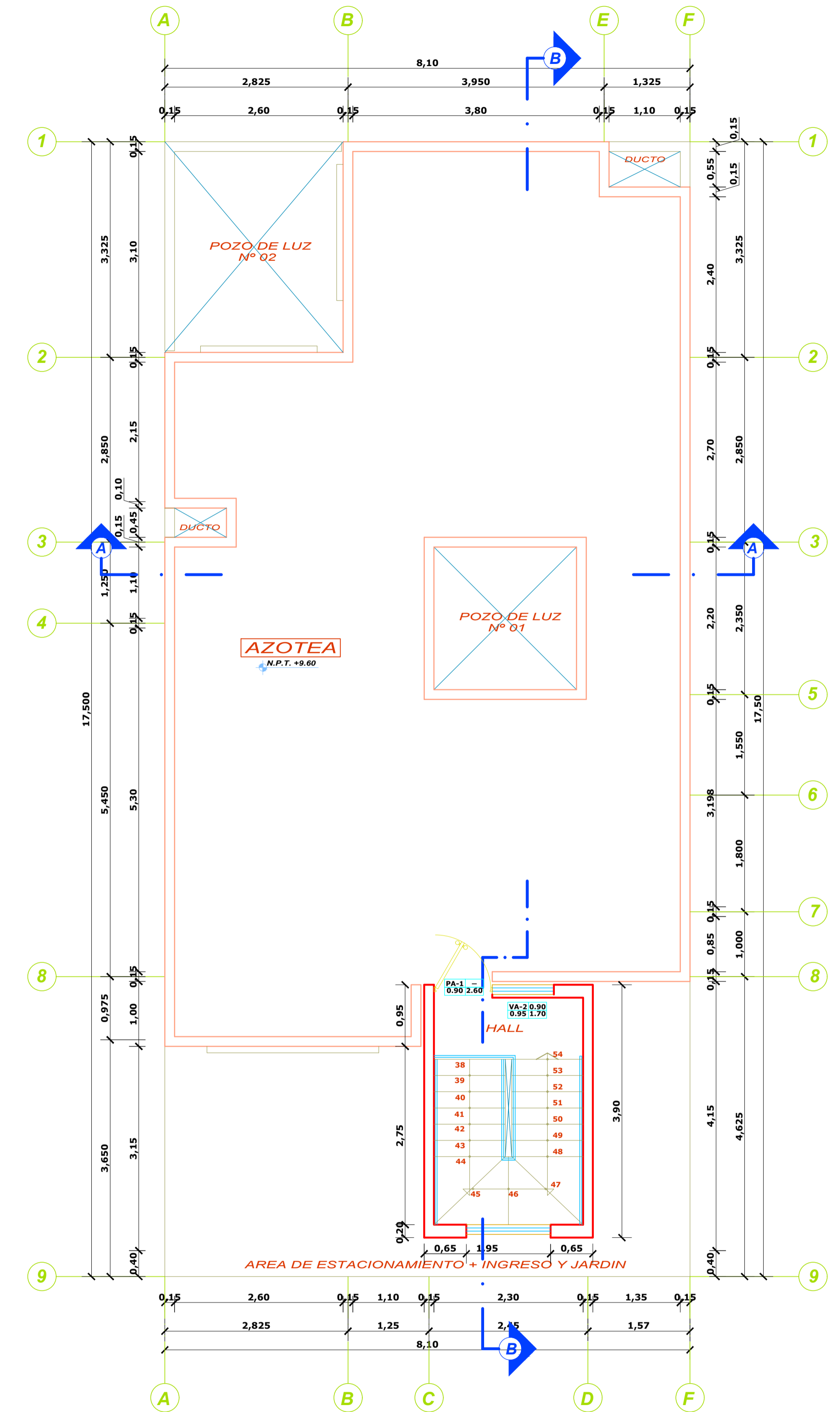
E-03 DETALLES GENERALES



MÓDULO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR - PRIMER NIVEL
ESC: 1/50



MÓDULO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR - SEGUNDO Y TERCER NIVEL
ESC: 1/50



MÓDULO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR - AZOTEA
ESC: 1/50



UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, ARQUITECTURA Y GEOTECNIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO :
"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE ALBAÑILERÍA UBICADO EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA 26 DE ENERO - DISTRITO DE CIUDAD NUEVA - TACNA"

BACHILLER : RUBEN INQUILLA COTRADO

PLANO : PLANTAS

ASESOR : MSc. ING. EDGAR CHURA AROCUTIPA

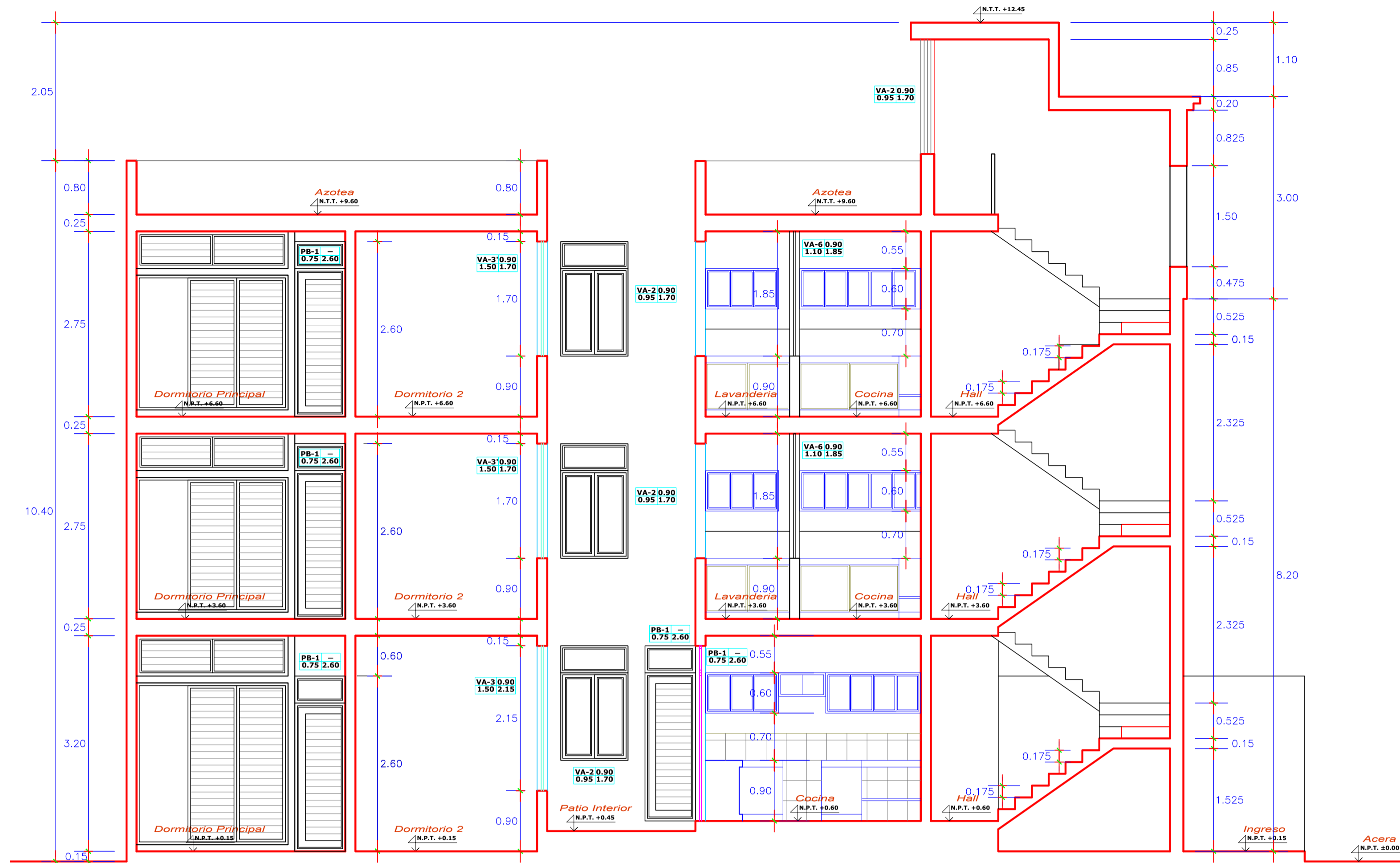
DISTRITO : CIUDAD NUEVA
PROVINCIA : TACNA
REGION : TACNA

ESCALA : INDICADA

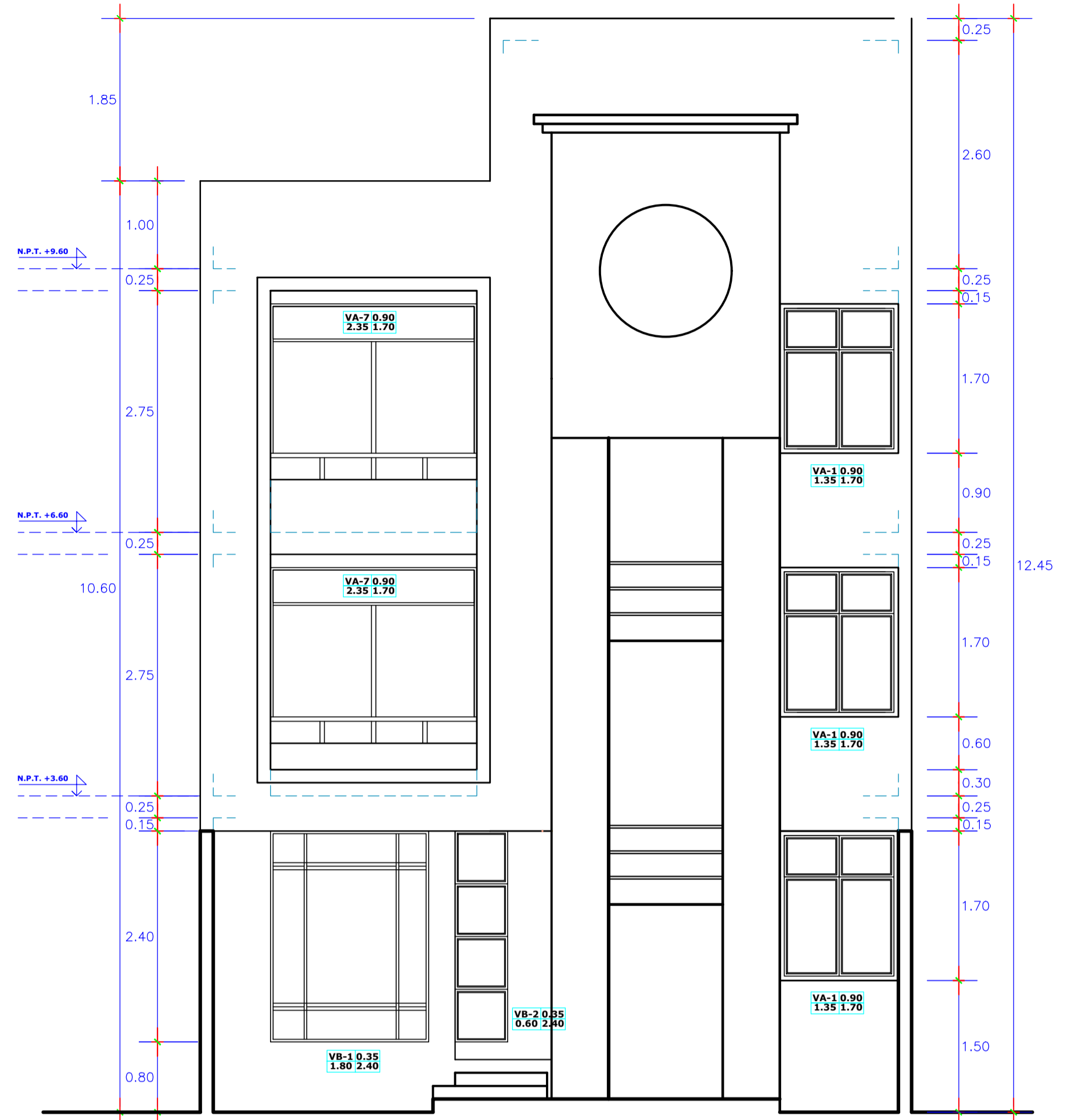
FECHA : NOVIEMBRE, 2024

LÁMINA

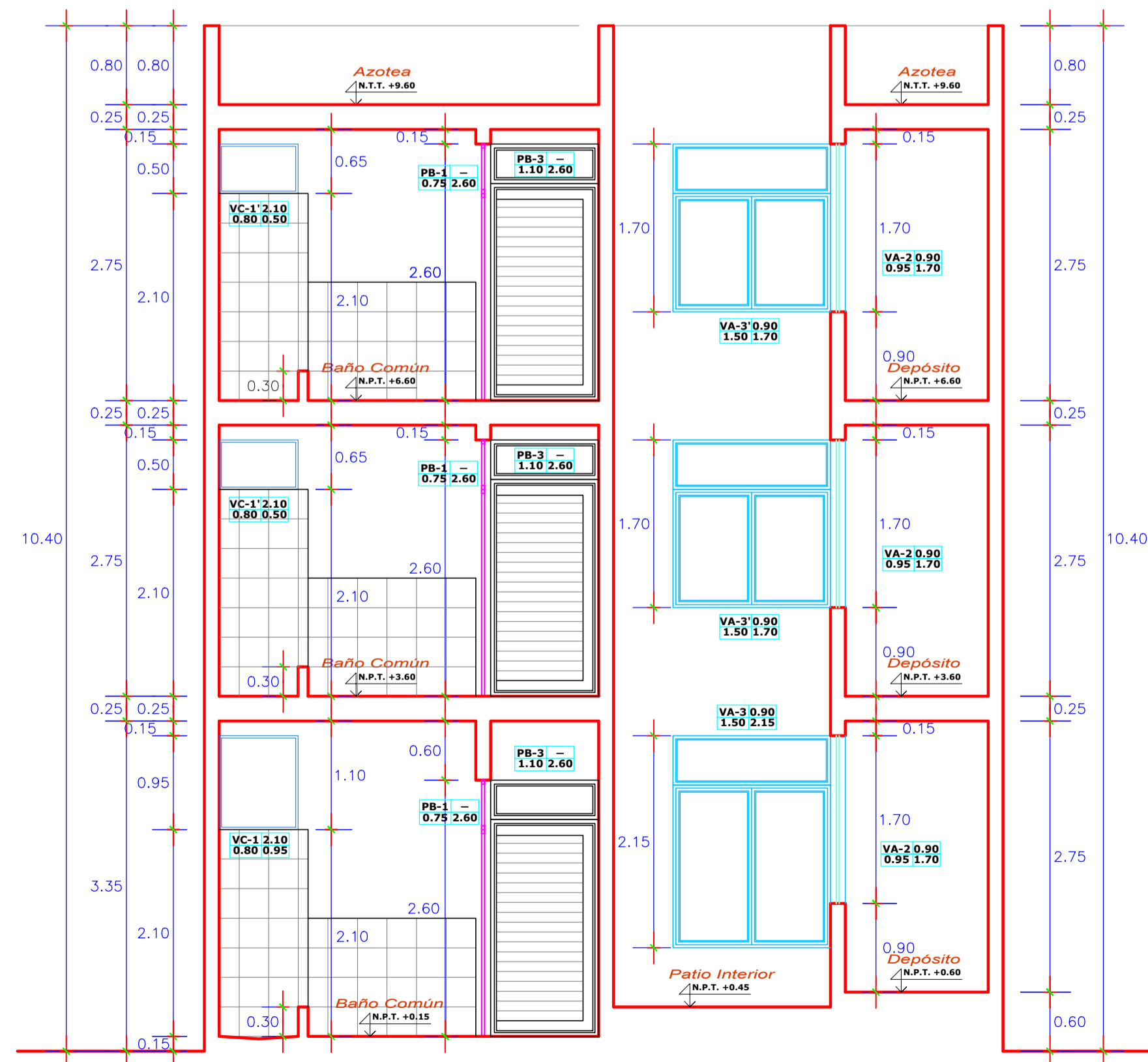
A-01



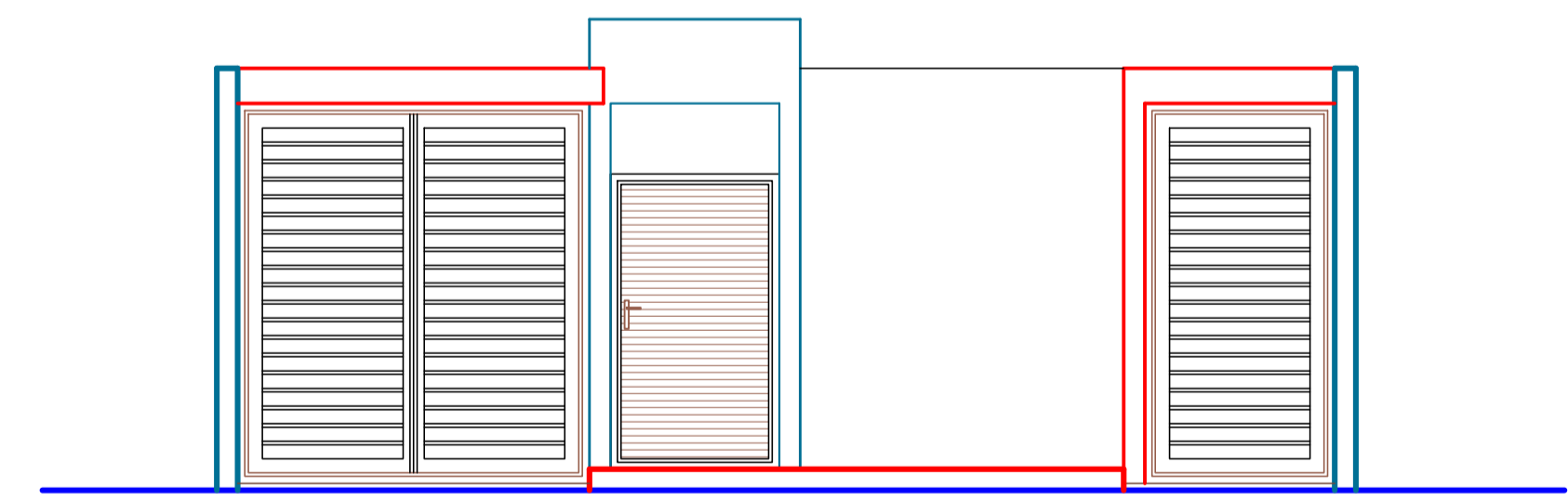
MÓDULO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR - CORTE B-B
ESC. 1/50



MÓDULO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR - ELEVACIÓN PRINCIPAL
ESC. 1/50



MÓDULO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR - CORTE A-A
ESC. 1/50



MÓDULO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR - FACHADA DE INGRESO
ESC. 1/50



UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, ARQUITECTURA Y GEOTECNIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

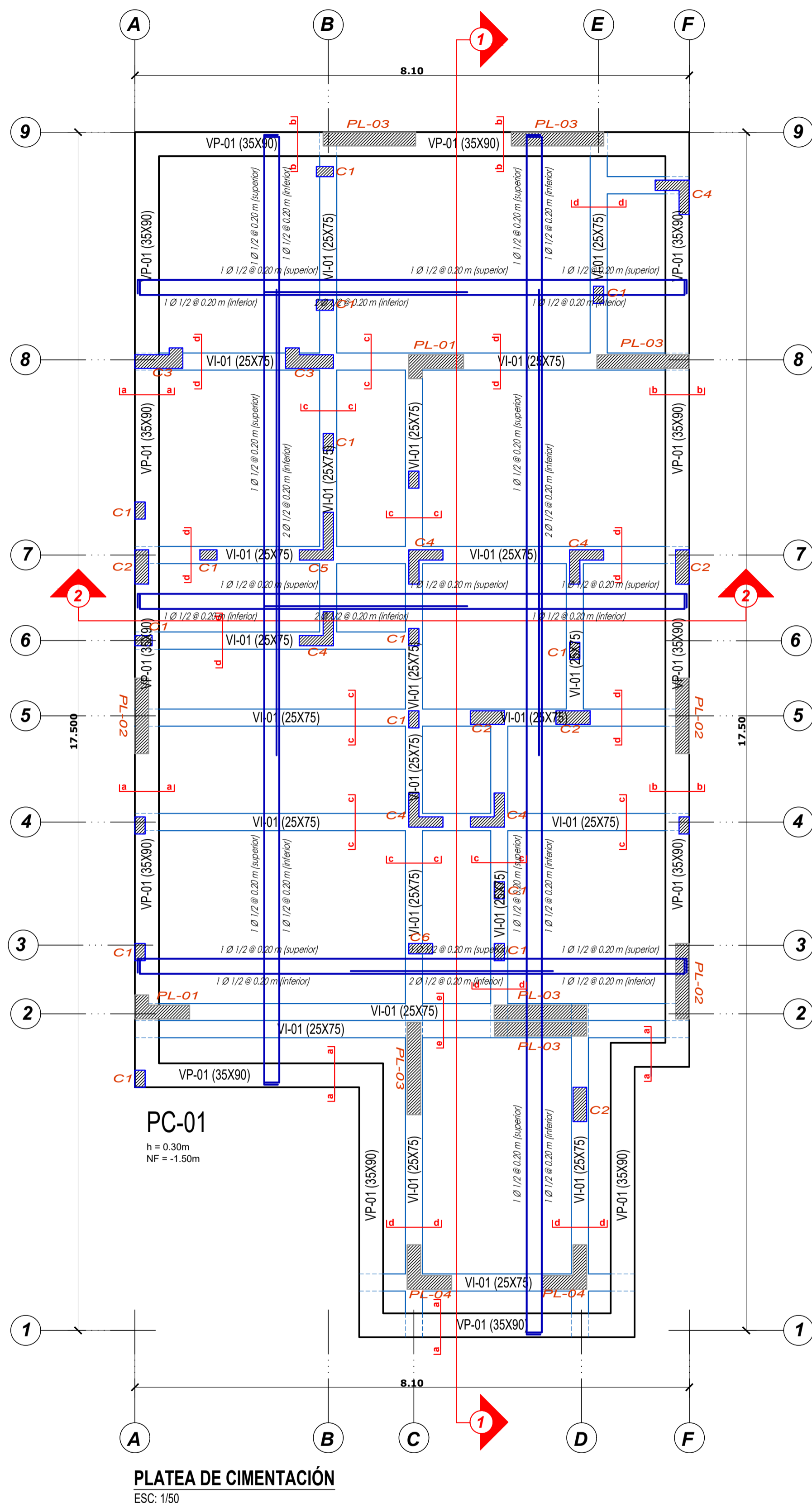
PROYECTO :
"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE ALBAÑILERÍA UBICADO EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA 26 DE ENERO – DISTRITO DE CIUDAD NUEVA – TACNA"

BACHILLER : RUBEN INQUILLA COTRADO PLANO : **ELEVACIONES**

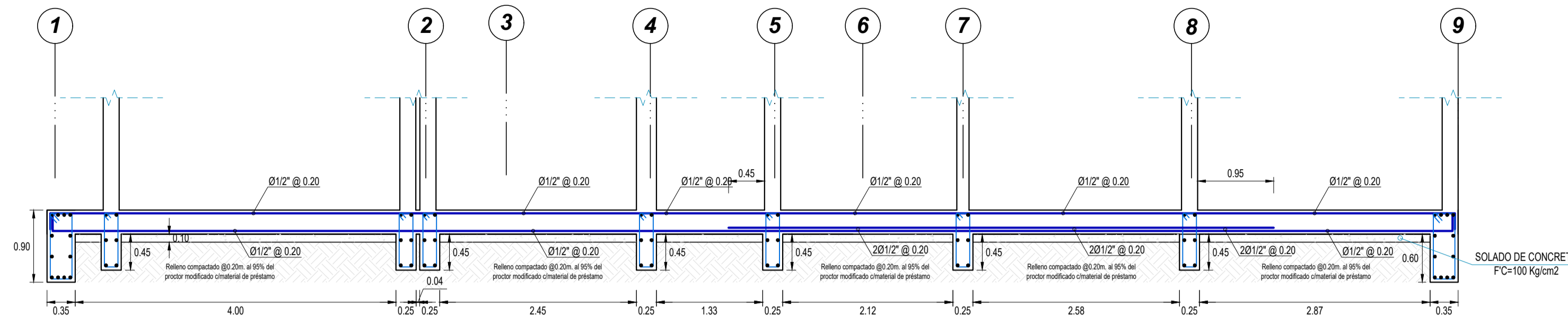
ASESOR : MSc. ING. EDGAR CHURA AROCUTIPA DISTRITO : CIUDAD NUEVA PROVINCIA : TACNA REGION : TACNA ESCALA : INDICADA FECHA : NOVIEMBRE, 2024

LÁMINA

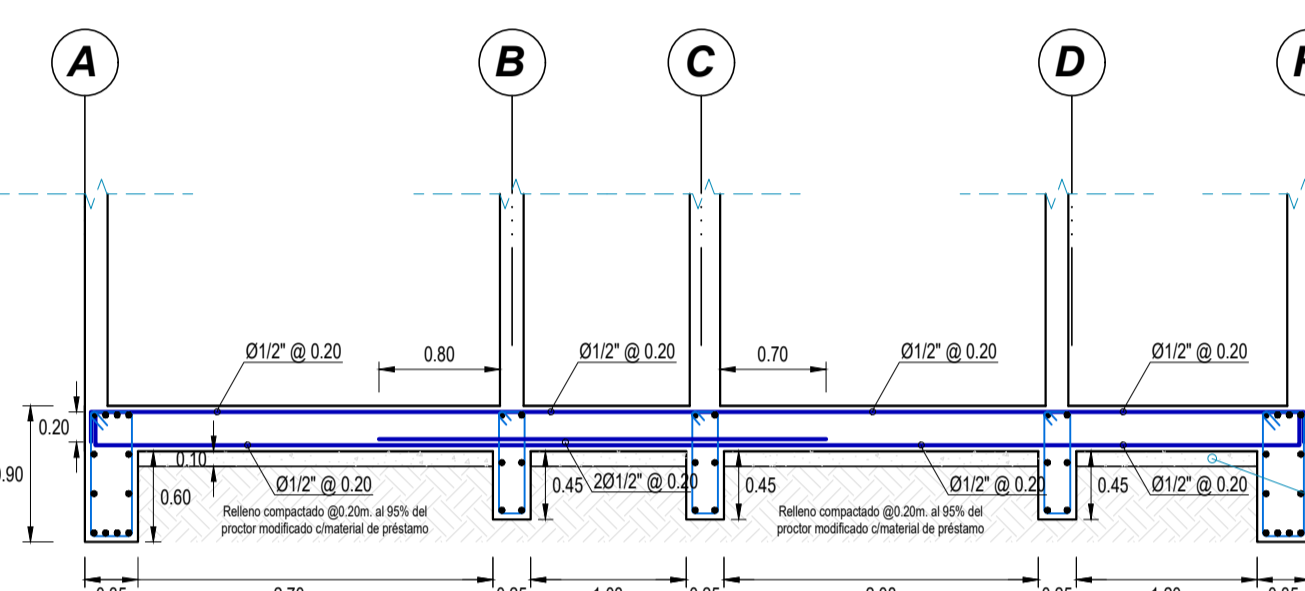
A-02



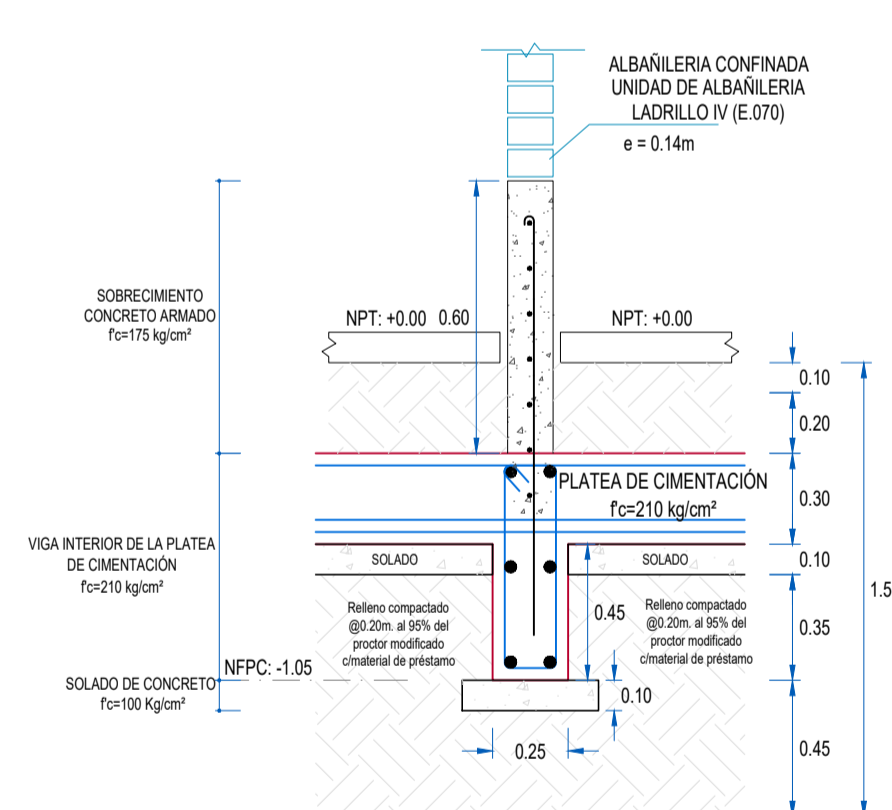
PLATEA DE CIMENTACIÓN
ESC: 1/50



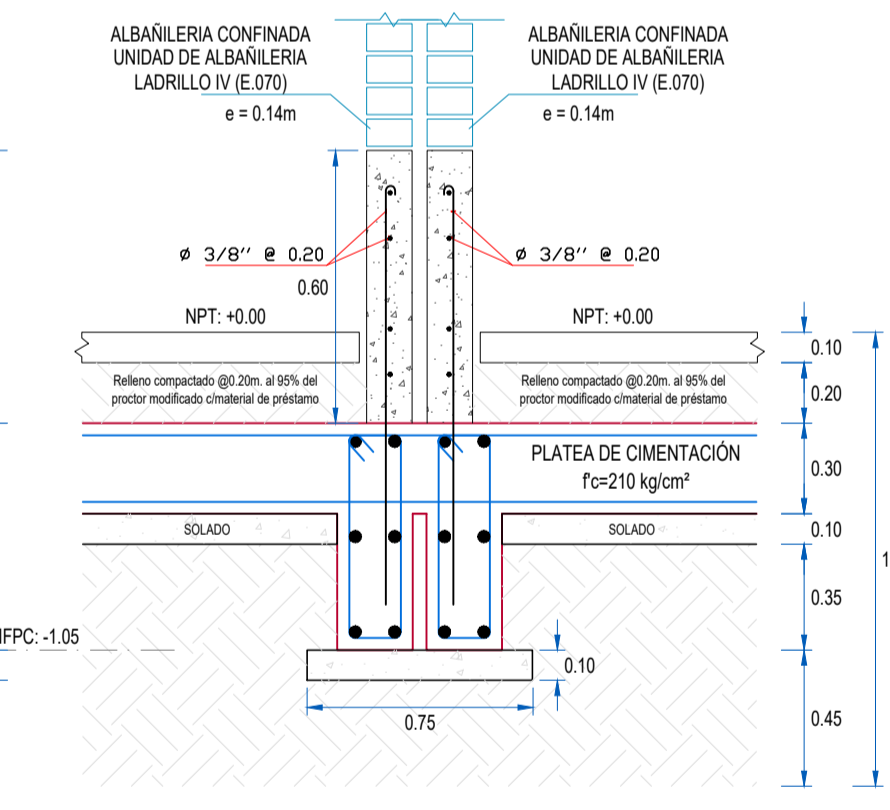
PLATEA DE CIMENTACIÓN (CORTE 1-1)
ESC: 1/50



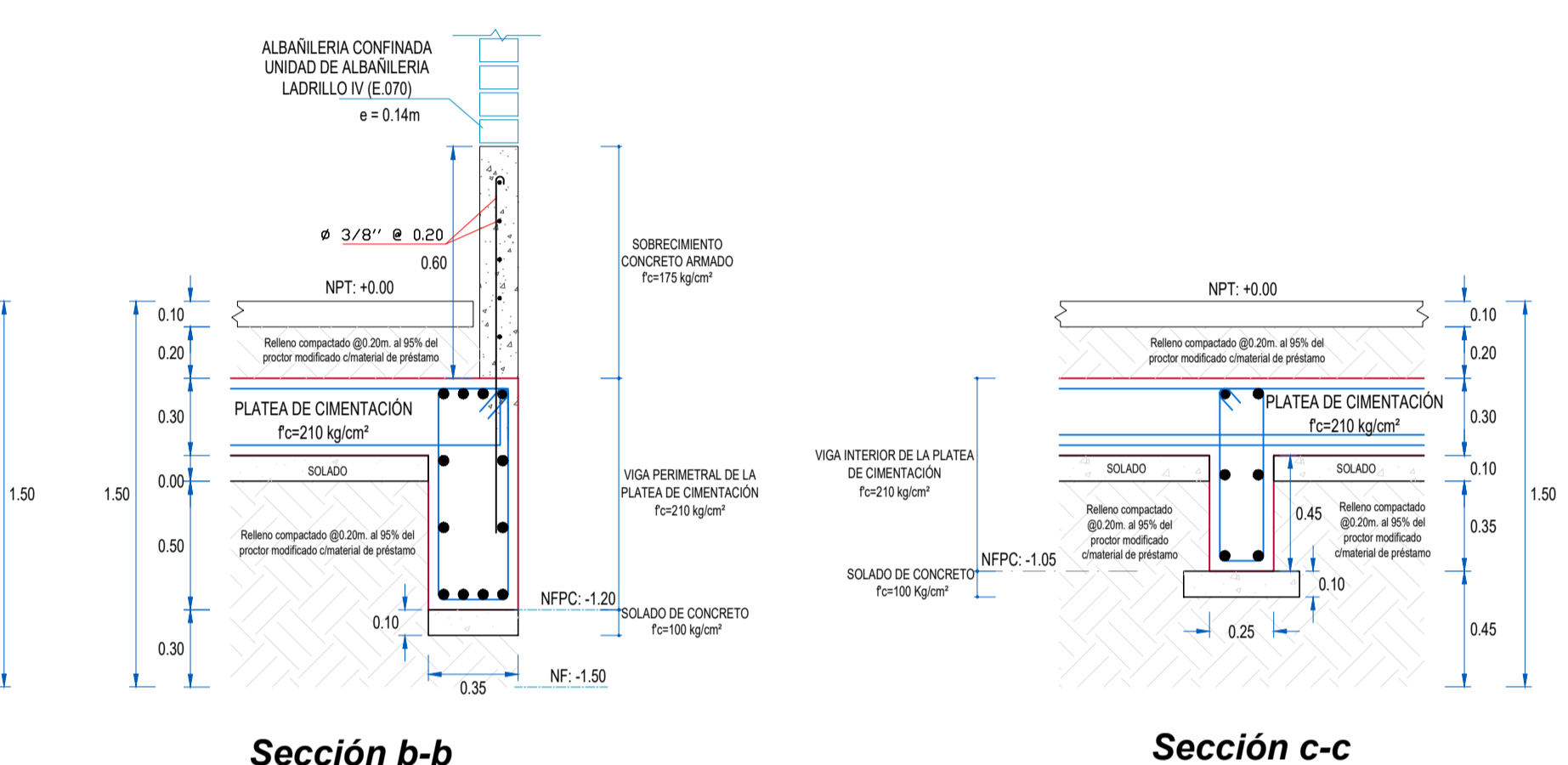
PLATEA DE CIMENTACIÓN (CORTE 2-2)
ESC: 1/50



Sección d-d
ESC: 1/50



Sección e-e
ESC: 1/50



Sección a-a
ESC: 1/50

Sección b-b
ESC: 1/50

Sección c-c
ESC: 1/50

CUADRO DE VIGAS EN PLATEA DE CIMENTACIÓN

ZONA	TIPO	VP-01	VI-01
Nivel	Sección	35X90	25X75
	As Continuo	8 Ø5/8" + 4 Ø1/2"	4 Ø5/8" + 2 Ø1/2"
Base			
Estribo		1 Ø3/8" 1 @ 0.05, 12 @ 0.15 Rto @ 0.30	1 Ø3/8" 1 @ 0.05, 10 @ 0.15 Rto @ 0.30

CUADRO DE PLACAS GENERALES
ESC: 1/50

ZONA	TIPO	PL-01	PL-02	PL-03	PL-04
Nivel	Sección	0.250x1.5	1.100x2.20	1.350x2.20	0.650x0.60x2.20
	As Continuo	10 Ø1/2" + 6 Ø3/8"	8 Ø1/2" + 6 Ø3/8"	12 Ø1/2" + 6 Ø3/8"	8 Ø1/2" + 12 Ø3/8"
1.2x3					
As Transversal		2 C3 Ø3/8" + 2 C3 Ø3/8" + 4 esp 30" en dos caras 1 Ø1/2" @ 0.20 Rto @ 0.25	2 C3 Ø3/8" + 2 C3 Ø3/8" + 4 esp 30" en dos caras 1 Ø1/2" @ 0.20 Rto @ 0.25	2 C3 Ø3/8" + 2 C3 Ø3/8" + 4 esp 30" en dos caras 1 Ø1/2" @ 0.20 Rto @ 0.25	2 C3 Ø3/8" + 2 C3 Ø3/8" + 4 esp 30" en dos caras 1 Ø1/2" @ 0.20 Rto @ 0.25

CUADRO DE COLUMNAS GENERALES
ESC: 1/50

ZONA	TIPO	C-01	C-02	C-03	C-04	C-05	C-06
Nivel	Sección	0.250x1.5	0.300x2.20	0.700x3.00x2.20	0.300x3.00x1.5	0.700x3.00x1.5	0.350x1.5
	As Continuo	4 Ø1/2"	8 Ø1/2"	12 Ø1/2"	12 Ø1/2"	16 Ø1/2"	6 Ø1/2"
1.2x3							
As Transversal		1 C3 Ø3/8" + 12 esp 30" en dos caras 1 Ø1/2" @ 0.20 Rto @ 0.25	1 C3 Ø3/8" + 12 esp 30" en dos caras 1 Ø1/2" @ 0.20 Rto @ 0.25	2 C3 Ø3/8" + 12 esp 30" en dos caras 1 Ø1/2" @ 0.20 Rto @ 0.25	2 C3 Ø3/8" + 12 esp 30" en dos caras 1 Ø1/2" @ 0.20 Rto @ 0.25	2 C3 Ø3/8" + 12 esp 30" en dos caras 1 Ø1/2" @ 0.20 Rto @ 0.25	1 C3 Ø3/8" + 12 esp 30" en dos caras 1 Ø1/2" @ 0.20 Rto @ 0.25

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

Tipo de Cimentación:	Plata de Cimentación
Estrato de Apoyo de la Cimentación:	SM
Profundidad de la Napa Fréatica:	No identifica hasta la profundidad de exploración
Parámetros de Diseño de la Cimentación	
Profundidad de la Cimentación:	1.50m
Presión Admisible:	0.70 kg/cm ² (1.50x1.50m)
Factor de Seguridad por Corte (Estático, Dinámico):	3.00
Asentamiento Diferencial Máximo Aceptable:	3.34 mm (Para una distorsión máxima de 1/150)
Parámetros Sísmicos de Suelo (De acuerdo a la norma E.030)	
Zona Sísmica:	Zona 4
Tipo de Perfil del Suelo:	Suelos blandos (S3)
Factor de Suelo (S):	1.10
Periodo T ₁ (s):	1.00 s
Periodo T ₂ (s):	1.60 s
Agresividad del Suelo a la Cimentación:	MODERADO
Problemas Especiales de Cimentación	
Licuefacción:	NO PRESENTA EN EL AREA DE ESTUDIO

NOTAS GENERALES

- Vaciar columnas amarradas a los muros en forma dentada.
- Evitar empalmes y traslapes en zonas de máximo esfuerzo.
- Curar concreto por vía húmeda.
- Impermeabilizar las tapas, columnas, cimientos y sobrecimientos hasta el nivel del piso terminado con imprimante asfáltico.
- Para el concreto de columnas, placas del 1°, 2° y 3° nivel se usará cemento tipo IP.
- Las juntas entre columnas y columnetas serán de sellado elastomérico "1".

PARAMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTES
ANÁLISIS DINAMICO MODAL - ESPECTRAL

(MÓDULO DE VIVIENDA MULTIFAMILIAR)

PARAMETROS SISMICOS:

Factor de Zona:	Z = 0.45 (Tacna)
Uso e Importancia:	U = 1.00
Coefficiente Sísmico:	C = 2.50 máx.
Tipo de suelo:	Aréna Limosa SM (clasificación S.U.C.S.) Df=1.50 m, admisible=0.70 kg/cm ²
Factor de Terreno:	S3 = 1.10 (Suelos Blandos) T _p = 1.00 seg. T _L = 1.60 seg.
Gravedad:	g = 9.81 m/seg.

COEFICIENTE DE REDUCCION:

R DX:	6 (MUROS ESTRUCTURALES)
R DY:	3 (ALBAÑILERIA CONFINADA)

PERIODO FUNDAMENTAL:

T _x :	0.149 s
T _y :	0.098 s

FUERZA CORTANTE EN LA BASE:

V _x :	112.31 Tonf
V _y :	112.31 Tonf

DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES

PISO	Distorsiones de Entrepiso	
	X-X	Y-Y
3	0.001207	0.0002
2	0.001513	0.0002
1	0.001071	0.0002

Desplazamiento último nivel X: 0.223 cm
Desplazamiento último nivel Y: 0.033 cm

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, ARQUITECTURA Y GEOTECNIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

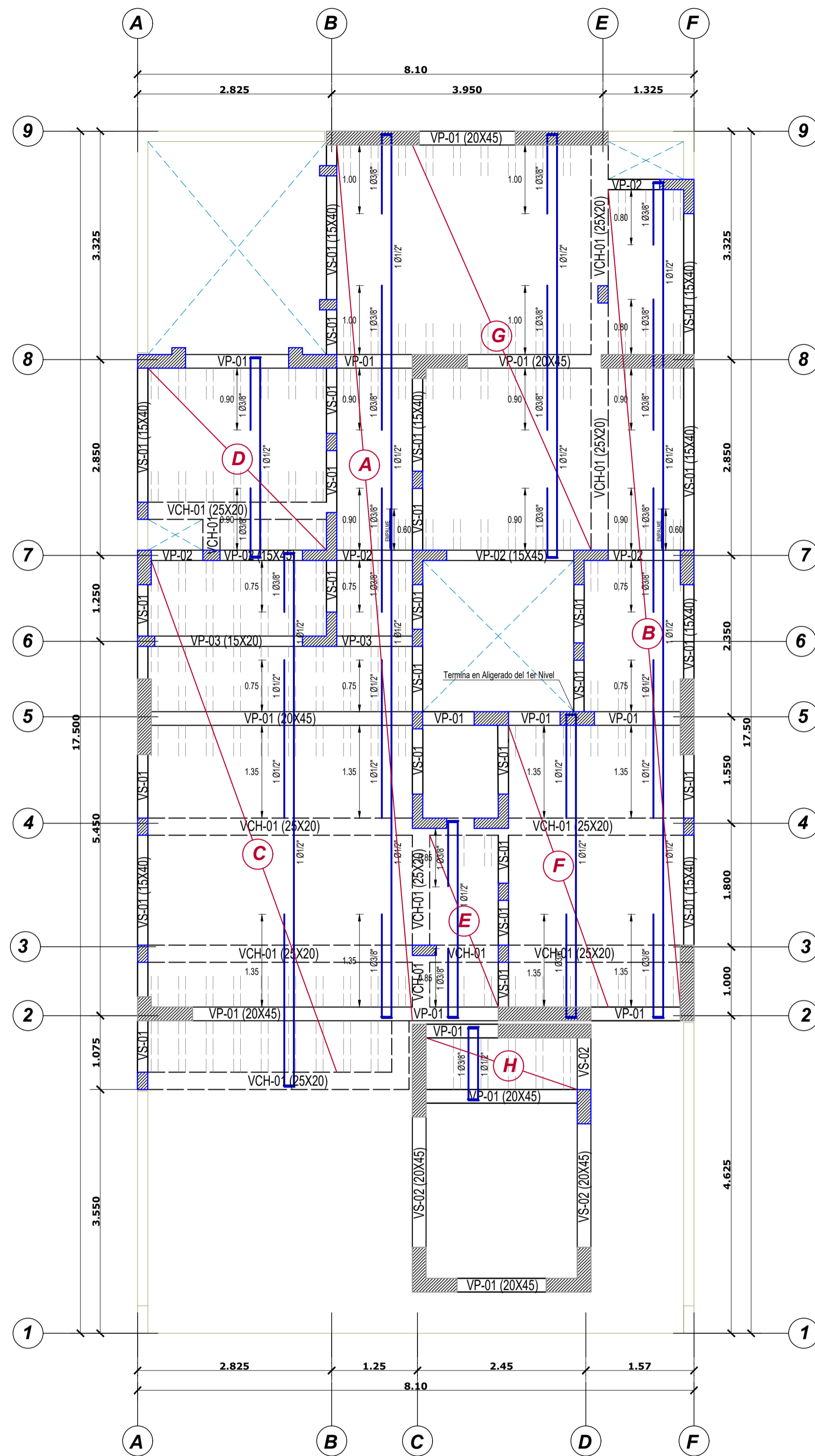
LÁMINA

E-01

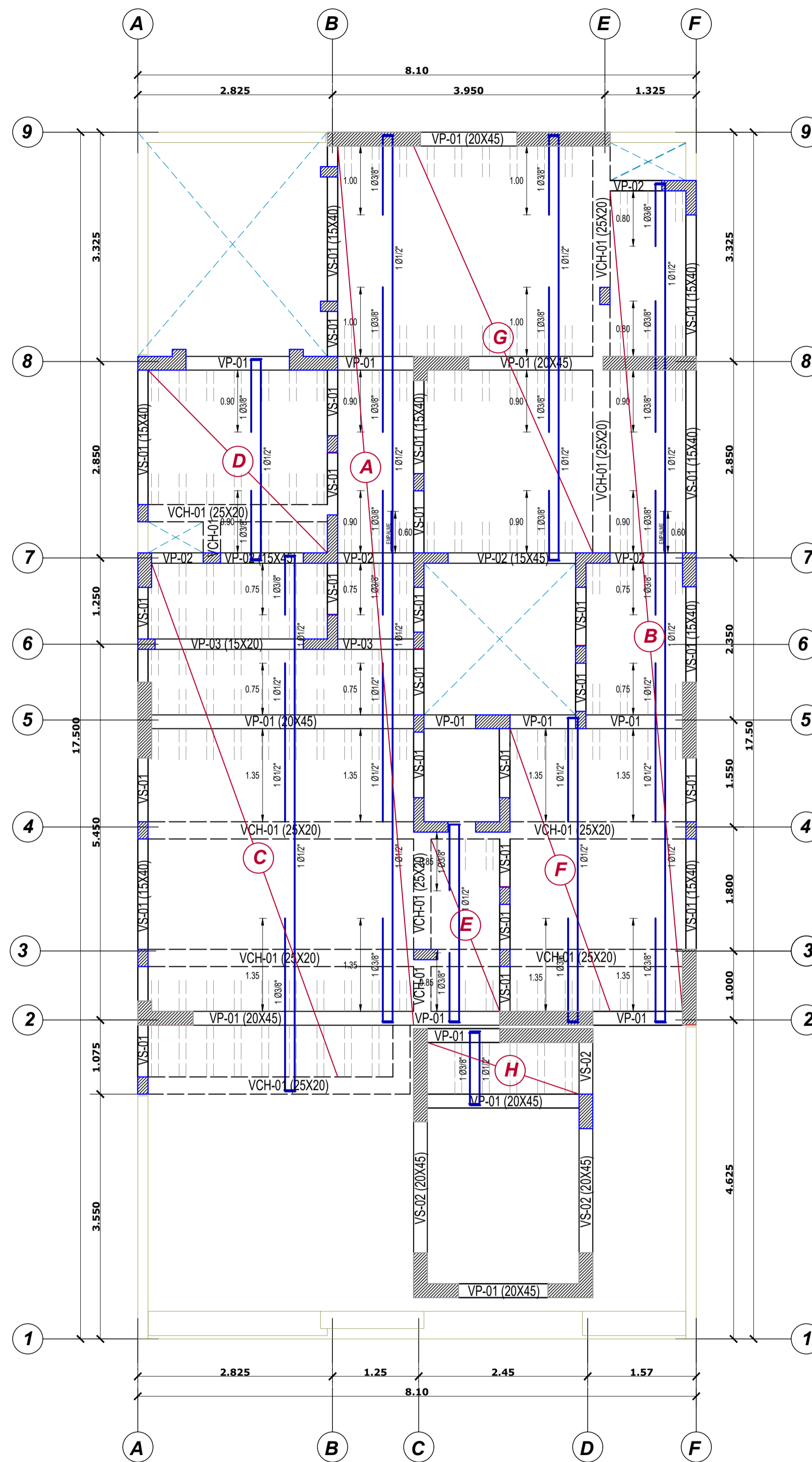
PROYECTO:
"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE ALBAÑILERÍA UBICADO EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA 26 DE ENERO - DISTRITO DE CIUDAD NUEVA - TACNA"

BACHILLER: RUBEN INQUILLA COTRADO **PLANO:** CIMENTACIONES

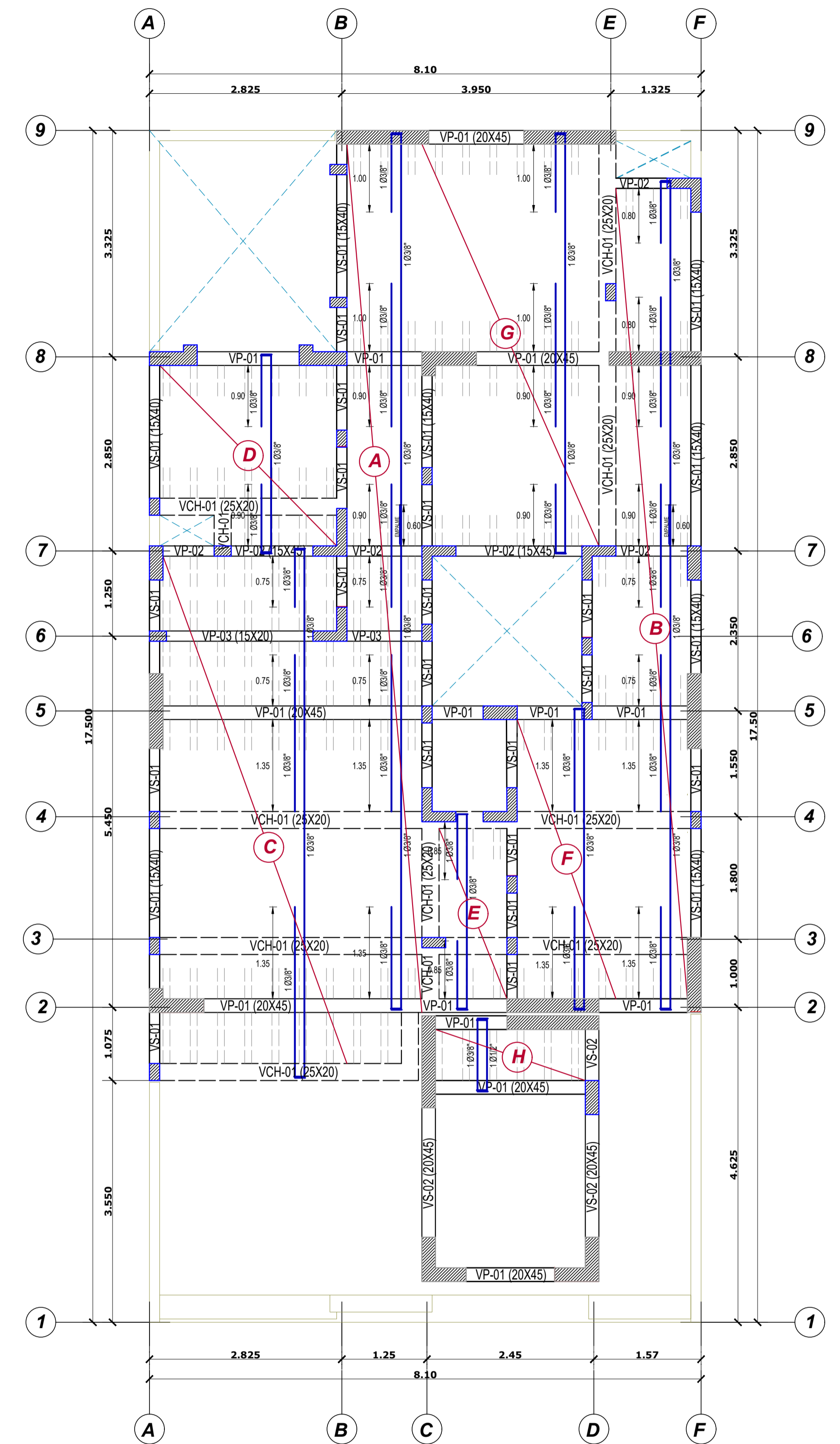
ASESOR: MSc. ING. EDGAR CHURA AROCUTIPA **DISTRITO:** CIUDAD NUEVA **PROVINCIA:** TACNA **REGION:** TACNA **ESCALA:** INDICADA **FECHA:** NOVIEMBRE, 2024



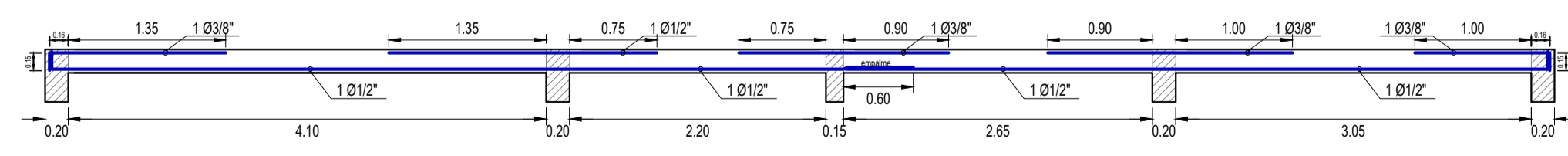
LOSA ALIGERADA - PRIMER NIVEL
ESC: 1/50



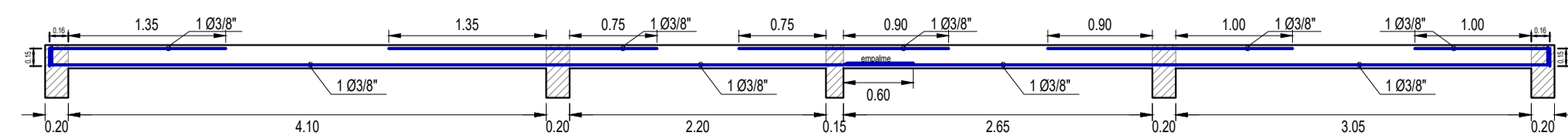
LOSA ALIGERADA - SEGUNDO NIVEL
ESC: 1/50



LOSA ALIGERADA - TERCER NIVEL
ESC: 1/50



DETALLE DE LOSA ALIGERADA H=20CM (PRIMER Y SEGUNDO NIVEL)
ESC: 1/50



DETALLE DE LOSA ALIGERADA H=20CM (TERCER NIVEL)
ESC: 1/50



UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, ARQUITECTURA Y GEOTECNIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

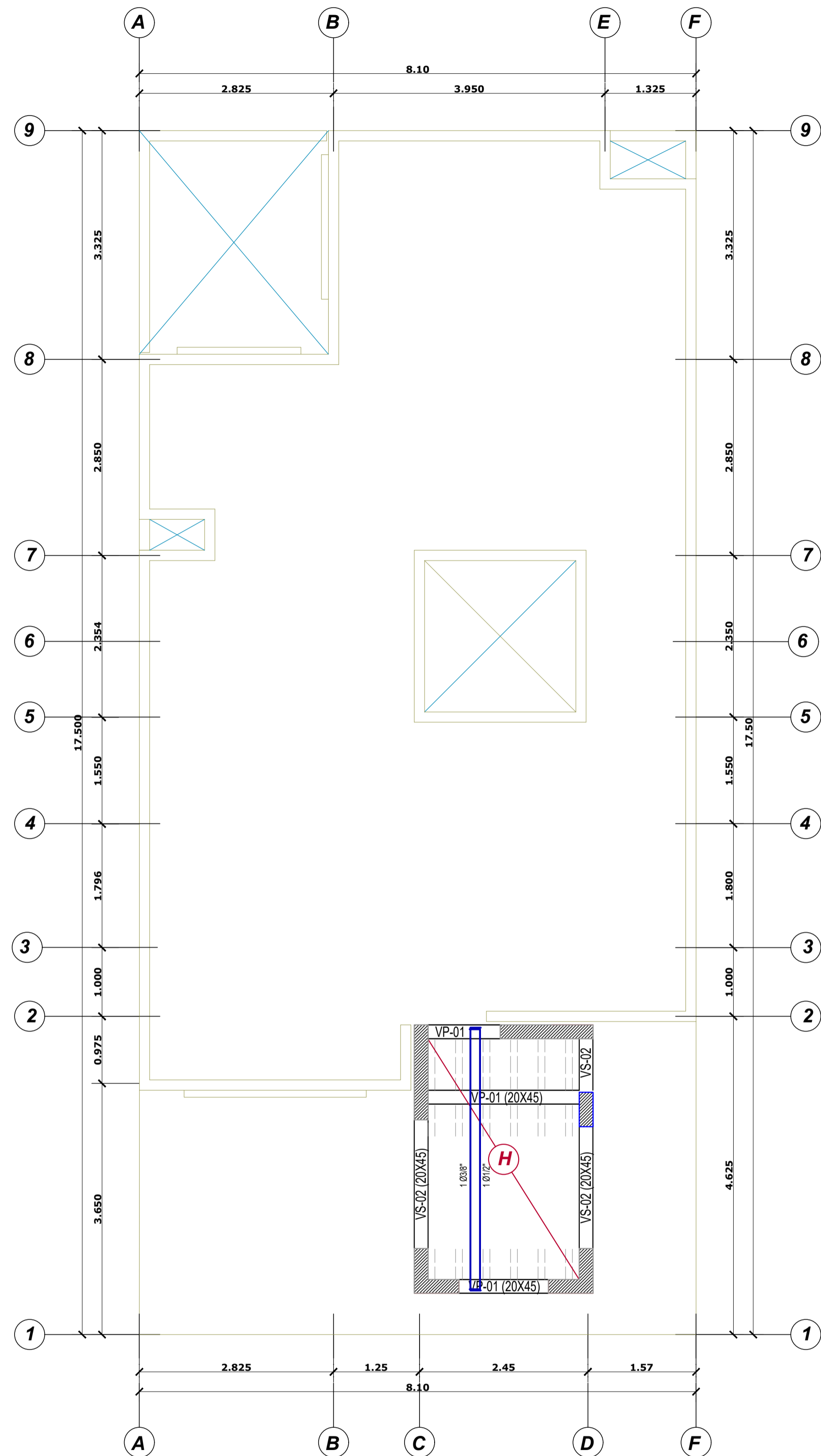
PROYECTO:
"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE ALBAÑILERÍA UBICADO EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA 26 DE ENERO – DISTRITO DE CIUDAD NUEVA – TACNA"

BACHILLER: RUBEN INQUILLA COTRADO PLANO: ENCOFRADO DE ALIGERADOS

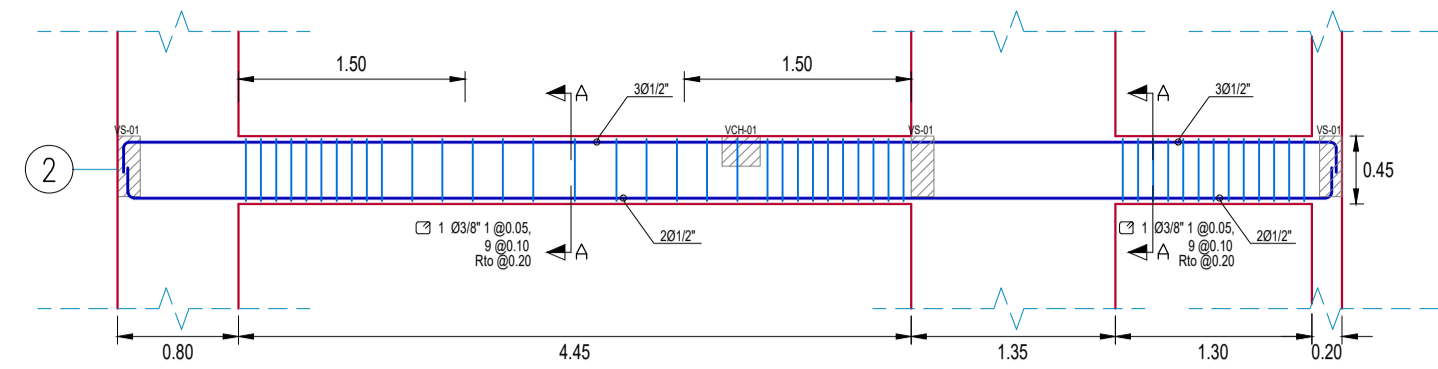
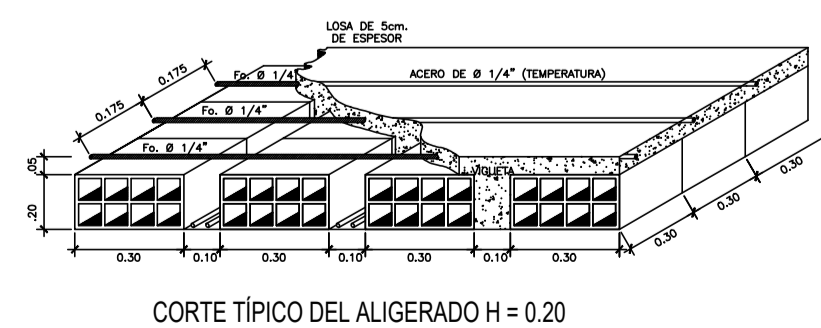
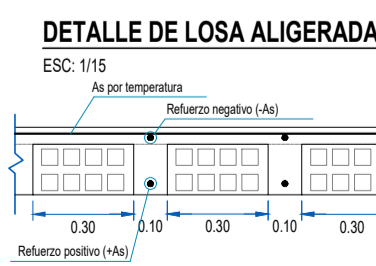
ASESOR: MSc. ING. EDGAR CHURA AROCUTIPA DISTRITO: CIUDAD NUEVA ESCALA: INDICADA FECHA: NOVIEMBRE, 2024
PROVINCIA: TACNA REGION: TACNA

LÁMINA

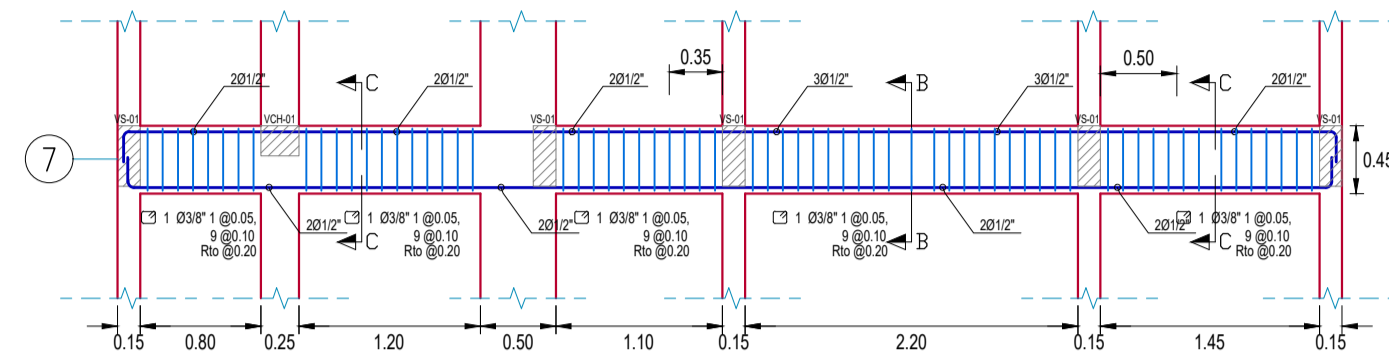
E-02



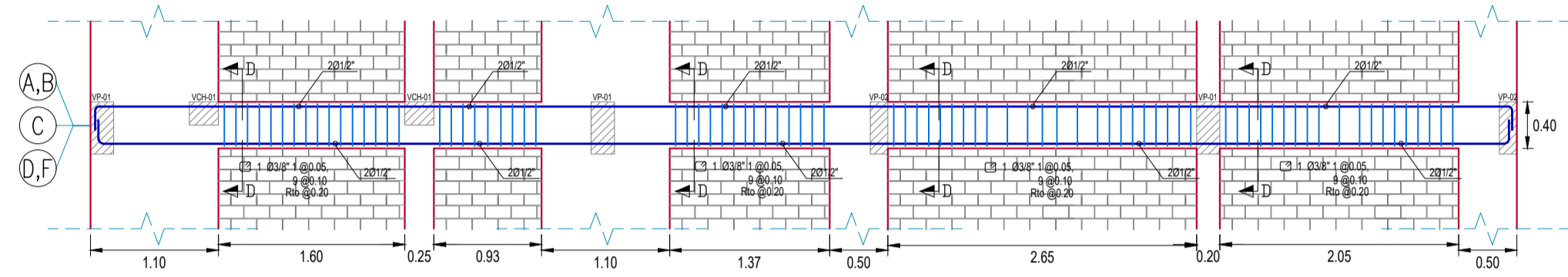
LOSA ALIGERADA - AZOTEA
ESC: 1/50



VP-01 20x45 (NIVEL 1, 2 y 3)
ESC: 1/50



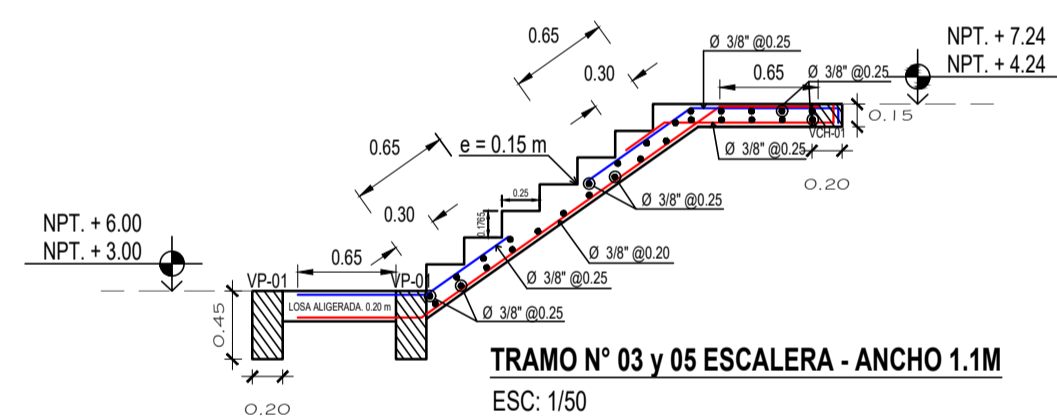
VP-02 15x45 (NIVEL 1, 2 y 3)
ESC: 1/50



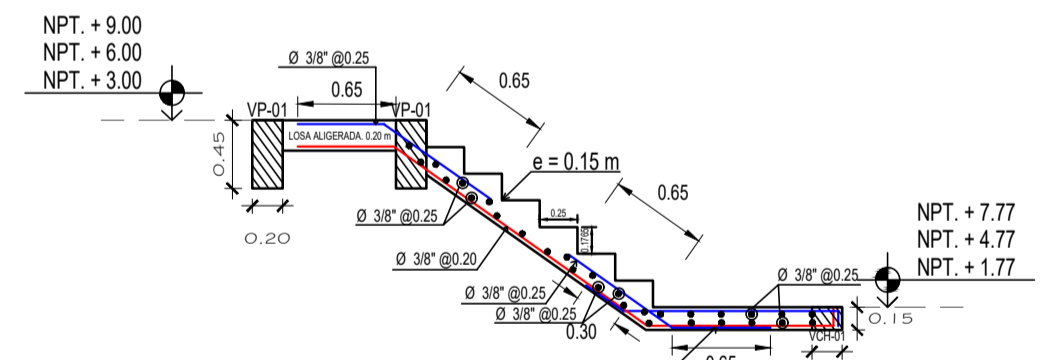
VS-01 15x40 (NIVEL 1, 2 y 3)
ESC: 1/50

CUADRO DE VIGAS

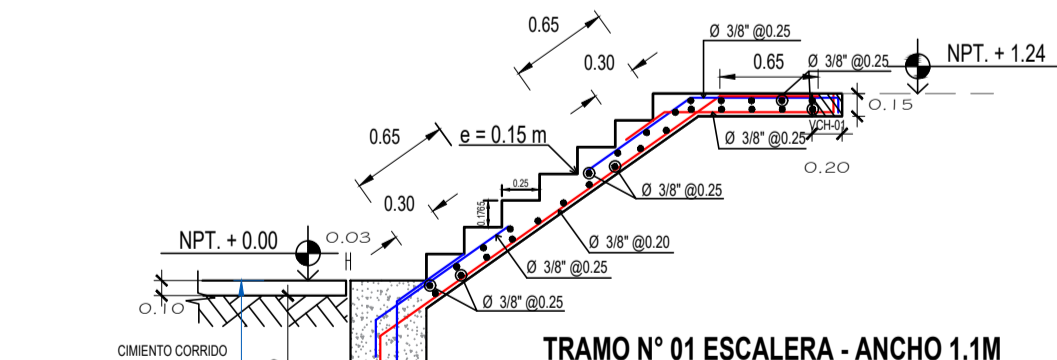
ZONA	TIPO	VP-01	VP-02	VP-03	VS-01	VS-02	VCH-01
Sección		20x45	15x45	15x40	20x45	25x20	25x20
Nivel		Según desarrollo	Según desarrollo	4 Ø12"	Según desarrollo	4 Ø12"	6 Ø38"
As Continuo		Según desarrollo	Según desarrollo	4 Ø12"	Según desarrollo	4 Ø12"	6 Ø38"
1, 2 y 3							
Estribo		Según desarrollo	Según desarrollo	Ø 1 Ø38" @ 0.15 m Rev Ø0.25	Según desarrollo	Ø 1 Ø38" @ 0.15 m Rev Ø0.25	Ø 1 Ø14" @ 0.10 m



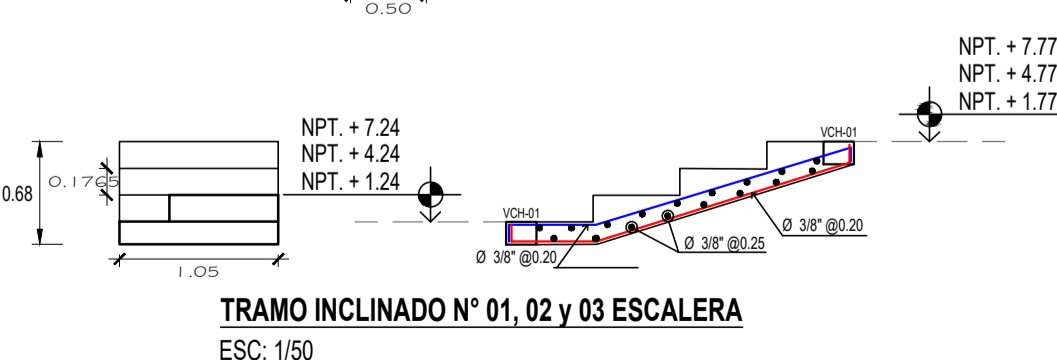
TRAMO N° 03 y 05 ESCALERA - ANCHO 1.1M
ESC: 1/50



TRAMO N° 02, 04 y 06 ESCALERA - ANCHO 1.1M
ESC: 1/50

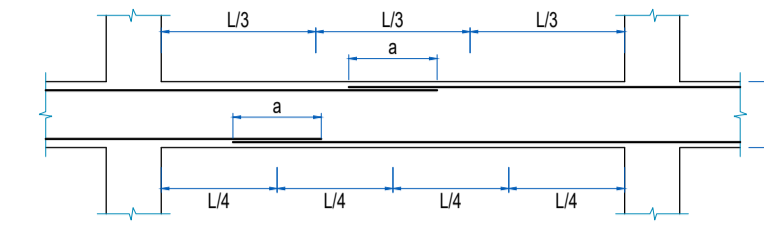


TRAMO N° 01 ESCALERA - ANCHO 1.1M
ESC: 1/50



TRAMO INCLINADO N° 01, 02 y 03 ESCALERA
ESC: 1/50

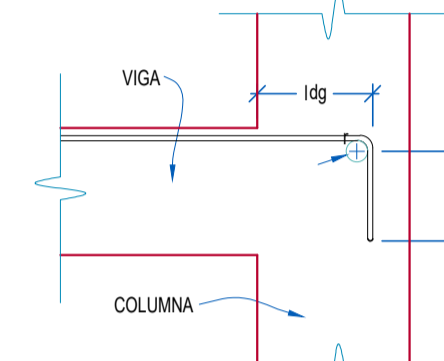
EMPALMES PARA VIGAS



VALORES DE "a"

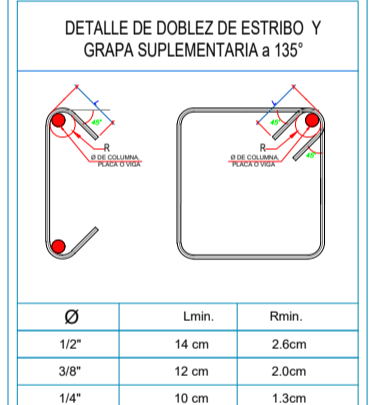
Ø	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR	
	H: CUALQUIERA	H < 0.30	H > 0.30	H > 0.30
3/8"	0.45 m	0.35 m	0.45 m	0.45 m
1/2"	0.55 m	0.45 m	0.55 m	0.60 m
5/8"	0.70 m	0.55 m	0.70 m	0.75 m
3/4"	0.85 m	0.70 m	0.85 m	0.90 m
1"	1.40 m	1.15 m	1.15 m	1.45 m

LONGITUD DE ANCLAJE CON GANCHO (Ldg)



Longitud de Anclaje con Gancho (Ldg)	
Ø	f _c = 210 kg/cm ²
3/8"	21 cm
1/2"	28 cm
5/8"	35 cm
3/4"	41 cm
1"	55 cm

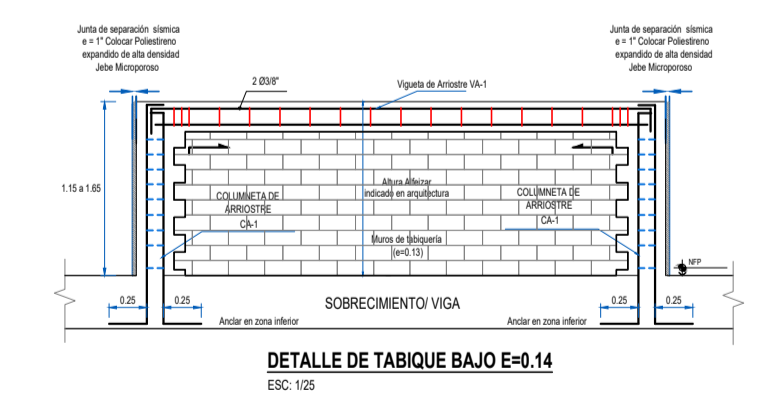
Ø	r (cm)	12db (cm)	Total (cm)
3/8"	3	6	9
1/2"	4	8	12
5/8"	5	10	15
3/4"	6	12	18
1"	8	16	24



Ø	Lim.	Rev.
1/2"	14 cm	2.0m
3/8"	12 cm	2.0m
1/4"	10 cm	1.3m

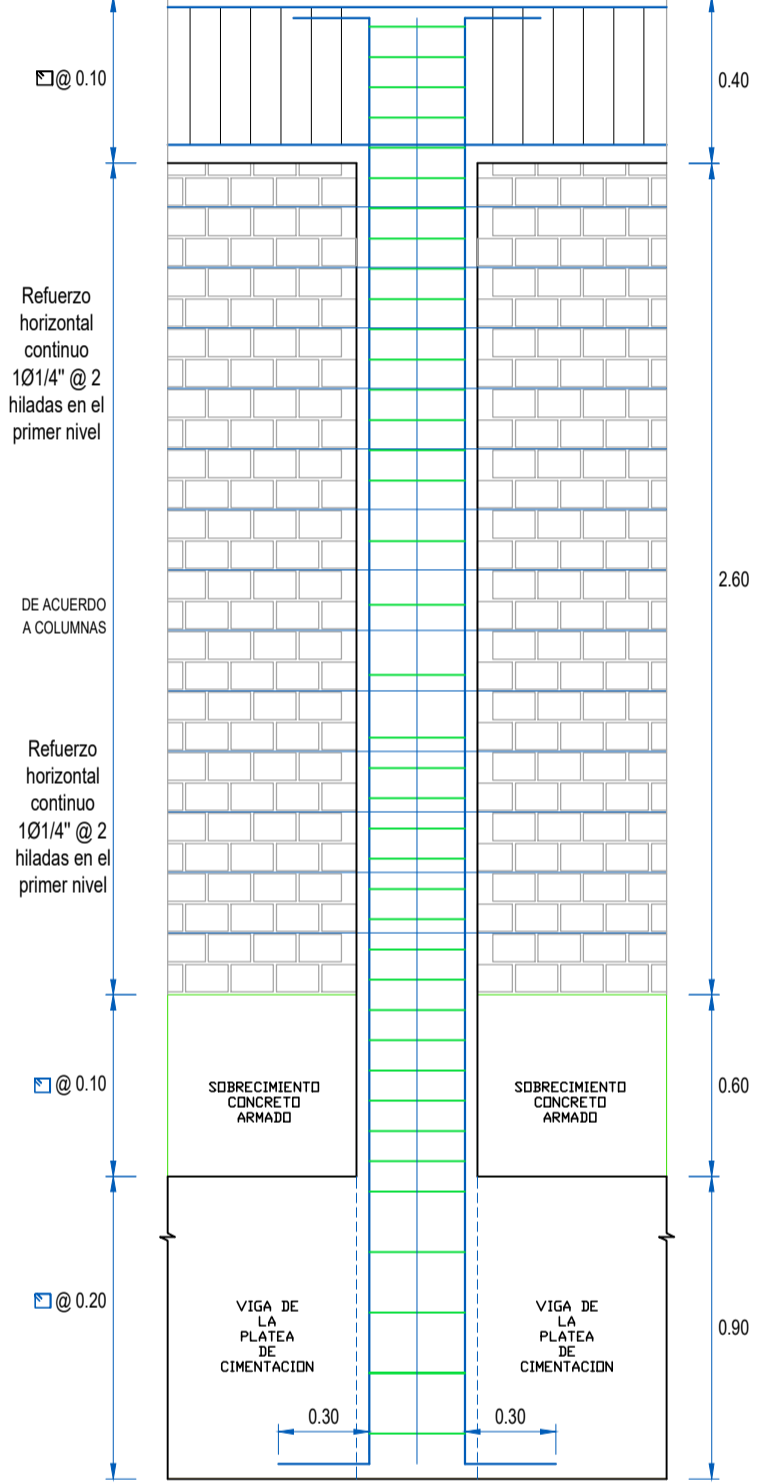
VALORES DE E(cm)	
Ø	f _c = 210 kg/cm ²
3/8"	40 cm
1/2"	50 cm
5/8"	65 cm
3/4"	75 cm
1"	100 cm

CUADRO DE ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO		
ZONA	TIPO	
CA-1	VA-1	
Sección	1.1x1.1	1.1x1.1
As Continuo	4Ø12"	4Ø12"
Estribo	Ø 1 Ø14" @ 0.10 m Rev Ø0.25	Ø 1 Ø14" @ 0.10 m Rev Ø0.25

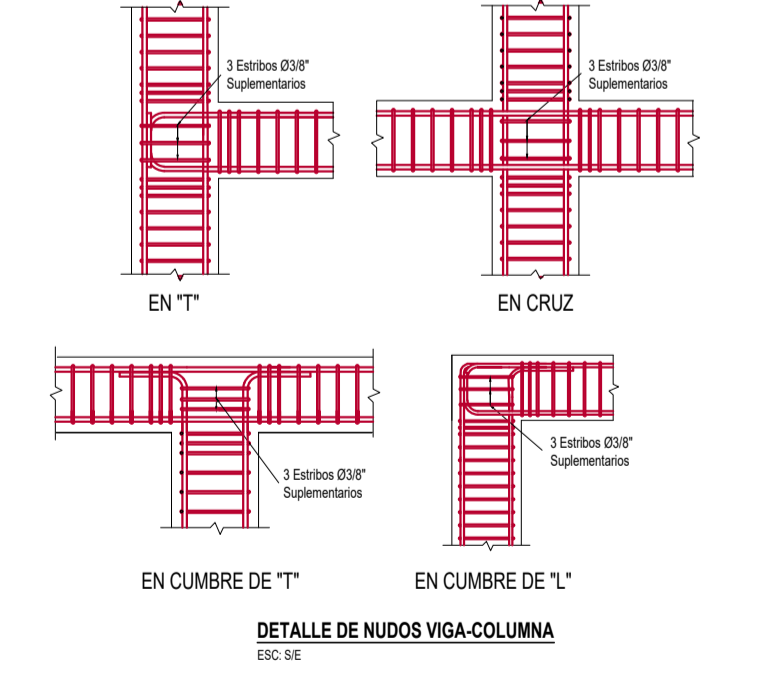


DETALLE DE TABIQUE BAJO E=0.14
ESC: 1/50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
SOLADOS: Concreto con f _c =100 kg/cm ²	
CONCRETO ARMADO	f _c : 210 Kg/cm ²
PLATEA DE CIMENTACIÓN	f _c : 210 Kg/cm ²
VIGA PERIMETRAL Y VIGA INTERIOR	f _c : 175 Kg/cm ²
SOBRECIMIENTO ARMADO	f _c : 210 Kg/cm ²
PLACAS, COLUMNAS, VIGAS, LOSAS Y ESCALERA	f _c : 175 Kg/cm ²
COLUMNETAS Y VIGUETAS DE AMARRE	f _c : 175 Kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO	f _y : 4200 Kg/cm ²
CARGAS POR PESO PROPIO	
CONCRETO ARMADO	: 2400 Kg/m ³
ALBAÑILERÍA	: 1800 Kg/m ³
TARRAJO	: 2000 Kg/m ³
LOSA ALIGERADA (H=0.20M)	: 300 Kg/m ³
PISO TERMINADO	: 120 Kg/m ²
SOBRECARGAS	
VIVIENDAS	: 200 Kg/m ²
AZOTEA	: 100 Kg/m ²
ALBAÑILERÍA	
MUROS : TIPO IV, f _m = 65 kg/cm ² , v _m = 8.1 kg/cm ² , máximo 30% área de vacíos	
MORTERO : 1:4 Cemento-Arena con espesor de junta máx. 1.50 cm. y mín.: 1cm.	
RECURTIMIENTOS	
PLATEA DE CIMENTACIÓN	: 7.50 cm.
LOSA ALIGERADA	: 2.00 cm.
SOBRECIMIENTO ARMADO	: 2.50 cm.
PLACAS, COLUMNAS Y VIGAS	: 4.00 cm.
COLUMNETAS Y VIGUETAS DE AMARRE	: 2.50 cm.
ESCALERAS	: 2.50 cm.
VIGAS DE LA PLATEA DE CIMENTACIÓN	: 5.00 cm.



MUROS DE ALBAÑILERÍA



DETALLE DE NUDOS VIGA-COLUMNA
ESC: 1/50

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL, ARQUITECTURA Y GEOTECNIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

LÁMINA

E-03

PROYECTO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN MÓDULO DE ALBAÑILERÍA UBICADO EN LA ASOCIACIÓN DE VIVIENDA 26 DE ENERO - DISTRITO DE CIUDAD NUEVA - TACNA"

BACHILLER: RUBEN INQUILLA COTRADO **PLANO:** DETALLE DE ALIGERADO, VIGAS, ESCALERA, TABIQUES Y REFUERZO DE ACERO

ASESOR: MSc. ING. EDGAR CHURA AROCUTIPA **DISTRITO:** CIUDAD NUEVA **PROVINCIA:** TACNA **REGION:** TACNA **ESCALA:** INDICADA **FECHA:** NOVIEMBRE, 2024