



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Diseño Estructural de una Edificación de Cinco Niveles Mediante Albañilería Confinada en el Distrito de Chillia - Pataz

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

AUTORES:

Sifuentes Góngora, Franklin José (ORCID: 0000-0001-8132-5218)

Torres Lopez, Neyder Yvin (ORCID: 0000-0002-2357-2971)

ASESOR:

Mg. Villar Quiroz Josualdo Carlos (ORCID: 0000-0002-4612-109X)

Dr. Valdivieso Velarde Alan Yordan (ORCID: 0000-0002-8179-2809)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Construcción Sostenible

Diseño Sísmico Y Estructural

TRUJILLO – PERÚ

2021

Dedicatoria

Dios, por darme la oportunidad de vivir y por estar conmigo en cada paso que doy, por fortalecer mi corazón e iluminar mi mente y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante todo el periodo de estudio.

Sifuentes Góngora, Franklin José

Este presente trabajo lo dedico a las personas extraordinarias que Dios me dio, quienes han entregado su vida con cariño y con todo el amor del mundo, en el desarrollo de mi vida, quiero decirles que les adoro y doy gracias de tenerlos siempre conmigo, mi familia, en especial mi Madre.

Neyder Yvin, Torres Lopez

Agradecimiento

Agradezco a Dios Padre Celestial y Eterno, que me guía y acompaña siempre, permitiéndome ser cada día mejor persona y profesional.

Agradezco a mi familia porque son los pilares que me sostienen y acompañan siempre, brindándome su apoyo incondicional que me permite superar cualquier dificultad que se me presente en el camino.

Agradezco a mi asesor, por ser guía y maestro en esta nueva etapa, en la que nos enseñó valiosos conocimientos.

Agradezco a todos los docentes de la Escuela de Ingeniería de la Universidad César Vallejo, porque mediante todos sus conocimientos impartidos durante las horas de clase han permitido ver cristalizado mi anhelo de seguir; cuyos conocimientos serán aplicados durante el desarrollo de mis actividades profesionales y servirán como guía en el futuro. ¡Gracias ;

Sifuentes Góngora, Franklin José

Quiero agradecer en primer lugar a Dios por darme la existencia, darme salud y permitirme cumplir mis metas, en segundo lugar, a mi familia especialmente a esa mujer que siempre está ahí dándome las fuerzas que necesito, mi madre Ereyda Lopez Miranda, que tengo la dicha de tenerlo conmigo. En tercer lugar, a los ingenieros Valdivieso Velarde Alan Yordan y Villar Quiroz Josualdo Carlos, Asesores de este trabajo, doy gracias a ellos porque nos han ayudado en todo el proceso de esta investigación. ¡Gracias ;

Neyder Yvin, Torres Lopez

Índice de contenido

Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento.....	iii
Índice de contenido.....	iv
Índice de tablas	vii
Índice de figuras	x
Índice de ecuaciones	xiv
Resumen	xvi
Abstract	xvii
I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Realidad problemática	1
1.2. Planteamiento del problema	6
1.3. Justificación	7
1.3.1. Justificación general	7
1.3.2. Justificación teórica	8
1.3.3. Justificación práctica	8
1.3.4. Justificación metodológica.....	9
1.4. Objetivos	9
1.4.1. Objetivo general	9
1.4.2. Objetivos específicos.....	9
1.5. Hipótesis.....	10
1.5.1. Hipótesis general	10
II. MARCO TEÓRICO	10
2.1. Antecedentes.....	10
2.2. Bases teóricas.....	18
2.2.1. Diseño estructural	18
2.2.2. Tipos de diseño estructural de acuerdo al sistema constructivo	19
2.2.3. Importancia del diseño estructural	20
2.2.4. Indicadores de medición.....	20
2.2.5. Elementos estructurales básicos.....	20
2.2.6. Consideraciones para el diseño estructural.....	21

2.2.7.	Concepto	23
2.2.8.	Marco Normativo	26
III.	METODOLOGÍA	37
3.1.	Enfoque, tipo y diseño de investigación.....	37
3.1.1.	Enfoque de investigación.....	37
3.1.2.	Tipo de investigación.....	37
3.1.3.	Diseño de investigación	38
3.2.	Variables y Operacionalización	39
3.3.	Población, muestra y muestreo	39
3.3.1.	Población.....	39
3.3.2.	Muestra	40
3.4.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad	40
3.4.1.	Técnicas de recolección de datos	40
3.4.2.	Instrumentos de recolección de datos	40
3.4.3.	Validación del instrumento de recolección datos	41
3.4.4.	Confiabilidad de los instrumentos de recolección de datos.	42
3.5.	Procedimientos.....	43
3.5.1.	Estudio topográfico:.....	44
3.5.2.	Estudio de mecánica de suelos	44
3.5.3.	Análisis sísmico	48
3.5.4.	Diseño Estructural.....	58
3.6.	Métodos de análisis de datos	65
3.6.1.	Técnicas de análisis de datos	65
3.7.	Aspectos éticos	66
3.8.	Desarrollo de tesis	66
3.8.1.	Estudio Topográfico.....	66
3.8.1.1.	Coordenadas	66
3.8.1.2.	Tipo de terreno	67
3.8.2.	Estudio de Mecánica de suelos	68
3.8.2.1.	Contenido de humedad.....	69
3.8.2.2.	Coeficientes de fricción.....	73
3.8.2.3.	La capacidad portante del suelo	73

3.8.2.4. Asentamientos	76
3.8.2.5. Coeficiente de balasto.....	77
3.8.3. Análisis Sísmico	78
3.8.3.1. Predimensionamiento y estructuración	78
3.8.3.2. Metrado de cargas y asignación de cargas	92
3.8.3.3. Periodo fundamental	93
3.8.3.4. Análisis sísmico estático	96
3.8.3.5. Análisis sísmico dinámico.....	103
3.8.4. Diseño Estructural.....	115
3.8.4.1. Diseño de losa aligerada	115
3.8.4.2. Diseño de muros portantes	123
3.8.4.3. Diseño de columnas de confinamiento.....	131
3.8.4.4. Diseño de vigas.....	137
3.8.4.5. Diseño de escalera	147
3.8.4.6. Diseño de cimentación.....	156
IV. RESULTADOS	168
V. DISCUSIÓN	187
VI. CONCLUSIONES	194
VII. RECOMENDACIONES	196
BIBLIOGRAFÍA.....	197
ANEXOS.....	206

Índice de tablas

Tabla 1. Factores de zona. Fuente:.....	28
Tabla 2. Perfiles de tipo de suelos. Fuente:	29
Tabla 3. Factor de suelo según zona.	29
Tabla 4. Periodos TP y TL.	29
Tabla 5. Límites de distorsión del entrepiso.....	33
Tabla 6. Matriz de clasificación de variables.....	39
Tabla 7. Instrumentos y validaciones	41
Tabla 8. Tamaños estándar de tamices.....	45
Tabla 9. Datos sísmicos para el Proyecto	54
Tabla 10. Tabla de datos no agrupados	65
Tabla 11. Tipo de terreno	67
Tabla 12. Densidad de muros en el Eje (X).	81
Tabla 13. Densidad de muros en el Eje (Y).	82
Tabla 14. Peso unitario de materiales.....	92
Tabla 15. Carga muerta por m ²	92
Tabla 16. Carga viva según tipo de uso	92
Tabla 17. Metrado de cargas por piso. Fuente: Etabs 2016	93
Tabla 18. Masa participativa en primer modal. Fuente: Etabs 2016.....	94
Tabla 19. Grados de libertad. Fuente: Etabs 2016	94
Tabla 20. Período fundamental. Fuente: Etabs 2016	95
Tabla 21. Acumulación de masas participativas. Fuente: Etabs 2016	96
Tabla 22. Peso Total de la edificación. Fuente: Etabs 2016	101
Tabla 23. Cortante estática en (X-Y).....	102
Tabla 24. Espectro de aceleraciones	104
Tabla 25. Derivas en X. Fuente: Etabs 2016	108
Tabla 26. Derivas en Y. Fuente: Etabs 2016	109
Tabla 27. Irregularidad torsional en X-X. Fuente: Etabs 2016.	110
Tabla 28. Irregularidad torsional en Y-Y. Fuente: Etabs 2016.	110
Tabla 29. Irregularidad del piso blando eje X-X. Fuente: Etabs 2016.	111
Tabla 30. Irregularidad del piso blando eje Y-Y. Fuente: Etabs 2016.	111

Tabla 31. Irregularidades de piso débil eje X-X. Fuente: Etabs 2016.	112
Tabla 32. Irregularidades de piso débil eje Y-Y. Fuente: Etabs 2016.	112
Tabla 33. Desplazamiento inelástico	114
Tabla 34. Junta sísmica.....	114
Tabla 35. Fuerza cortante de diseño X-Y	123
Tabla 36. Diseño de muros por cargas de gravedad.....	124
Tabla 37. Diseño de muros por fisuración.....	126
Tabla 38. Diseño de muros por resistencia.....	128
Tabla 39. Verificación de refuerzo horizontal.....	129
Tabla 40. Diseño de columnas de confinamiento	131
Tabla 41. Diseño de columnas por compresión y corte fricción	133
Tabla 42. Sección final requería para columnas	134
Tabla 43. Refuerzo longitudinal para columnas	135
Tabla 44. Diseño de estribos de columna	136
Tabla 45. Diseño de vigas soleras.....	137
Tabla 46. Acero positivo y negativo solicitado para (VD=0.25x0.40).....	141
Tabla 47. Acero positivo y negativo solicitado para (VD=0.15x0.40).....	144
Tabla 48. Acero positivo y negativo solicitado para viga chata	146
Tabla 49. Módulo de reacción de suelo datos para SAFE	159
Tabla 50. Coordenadas	168
Tabla 51. Tipo de terreno del proyecto	171
Tabla 52. Contenido de humedad del suelo.....	172
Tabla 53. Coefficiente de fricción.....	172
Tabla 54. Capacidad portante del suelo	172
Tabla 55. Asentamientos	173
Tabla 56. Coefficiente de balasto.....	173
Tabla 57. Espesores de muros portantes.....	174
Tabla 58. Secciones de columnas de confinamiento	174
Tabla 59. Secciones de vigas.....	175
Tabla 60. Metrado de cargas. Fuente: Etabs 2016.....	177
Tabla 61. Periodo fundamental. Fuente: Etabs 2016	177
Tabla 62. Cortante estática en (X-Y)	177

Tabla 63. Derivas máximas en X-Y. Fuente: Etabs 2016	178
Tabla 64. Cortante dinámica en (X-Y). Fuente: Etabs 2016.....	178
Tabla 65. Junta sísmica en (X-Y).....	179
Tabla 66. Fuerza cortante de diseño para X-Y.....	179
Tabla 67. Distribución de acero de losa aligera en X	179
Tabla 68. Distribución de acero de losa aligera en Y	180
Tabla 69. Distribución de acero de losa aligera en Y	180
Tabla 70. Diseño de muros portantes	181
Tabla 71. Refuerzo solicitado para muros portantes	182
Tabla 72. Área de acero longitudinal y transversal para columnas.....	183
Tabla 73. Área de acero longitudinal y transversal de vigas soleras	184
Tabla 74. Área de acero positivo y negativo de vigas dintel	184
Tabla 75. Acero positivo y negativo de viga chata o de borde.....	185
Tabla 76. Área de acero positivo y negativo de escalera tramo 1	185
Tabla 77. Área de acero positivo y negativo de escalera tramo 2.....	186
Tabla 78. Área de acero positivo y negativo de platea de cimentación	186

Índice de figuras

Figura 1.	Elementos lineales.....	20
Figura 2.	Elementos planos	21
Figura 3.	Trasmisión de cargas de los elementos estructurales	22
Figura 4.	Diferentes unidades de albañilería	24
Figura 5.	Muros no portantes.....	25
Figura 6.	Componentes de confinamiento de muros portantes	26
Figura 7.	Proceso de construcción de albañilería confinada.....	26
Figura 8.	Mapa de zonificación de sismicidad del Perú.	28
Figura 9.	Esquema de diseño de investigación.....	38
Figura 10.	Esquema de diseño de investigación	38
Figura 11.	Procedimientos del proyecto de investigación.	43
Figura 12.	Curva de distribución de tamaño de partículas	46
Figura 13.	Curva de flujo para determinar límite líquido.....	46
Figura 14.	Prueba de límite plástico.....	47
Figura 15.	Fuerzas internas de columnas. Fuente Norma Técnica E.070.....	61
Figura 16.	Gráficos Lineales.....	65
Figura 17.	Área del proyecto	67
Figura 18.	Puntos de excavación de calicatas	68
Figura 19.	Análisis granulométrico de calicata N° 1	71
Figura 20.	Análisis granulométrico de calicata N° 2	72
Figura 21.	Capacidad portante calicata N° 1	74
Figura 22.	Capacidad portante calicata N° 2	75
Figura 23.	Asentamiento de calicata N° 1	76
Figura 24.	Asentamiento de calicata N° 2	76
Figura 25.	Coeficiente de balasto de calicata N° 1	77
Figura 26.	Coeficiente de balasto de calicata N° 2	77
Figura 27.	Diseño arquitectónico de primera planta	78
Figura 28.	Diseño arquitectónico de segunda - quinta planta.....	78
Figura 29.	Encofrado típico.....	79
Figura 30.	Elementos resistentes de estructuración	84

Figura 31.	Definición de concreto en el ETABS	85
Figura 32.	Definición de albañilería industrial en el ETABS	85
Figura 33.	Definición de acero de refuerzo en el ETABS	86
Figura 34.	Definición de columna cuadrada	86
Figura 35.	Definición de columna rectangular	87
Figura 36.	Definición de columna en T	87
Figura 37.	Definición de columna en L	87
Figura 38.	Criterio para torsión en viga de confinamiento Etabs.....	88
Figura 39.	Secciones definidas de elementos Frame	88
Figura 40.	Definición de losa aligera en X, Etabs	89
Figura 41.	Definición de losa aligerada en Y, Etabs.....	89
Figura 42.	Definición de la escalera, Etabs.....	90
Figura 43.	Definición de muros portantes de cabeza, Etabs	90
Figura 44.	Definición de muros portantes de soga, Etabs.....	91
Figura 45.	Modelamiento de la estructura, Etabs	91
Figura 46.	Definición del factor de zona.	97
Figura 47.	Definición del factor de suelo y periodos $T_p - T_L$	97
Figura 48.	Definición del Factor de uso	98
Figura 49.	Definición de coeficiente de reducción de albañilería.	99
Figura 50.	Definición del peso sísmico.	100
Figura 51.	Distribución de fuerzas laterales por piso (X-Y).....	103
Figura 52.	Definición de espectro E.030.	105
Figura 53.	Definición del sismo dinámico en X.	106
Figura 54.	Definición del sismo dinámico en Y.	107
Figura 55.	Máxima deriva en X.	107
Figura 56.	Máxima deriva en Y.	108
Figura 57.	Cortante dinámica en X y Y.....	113
Figura 58.	Nivel tipo de losa aligerada.	115
Figura 59.	Franjas de diseño L. aligerada en X y Y.	116
Figura 60.	Deflexión máxima del paño más crítico.	117
	Diseño por flexión:	118
Figura 61.	Momentos máximos de losa en X.	118

Figura 62.	Momentos máximos de losa en Y.	120
Figura 63.	Envoltorio de cortantes.	122
Figura 64.	Combinación de servicio.	124
Figura 65.	Definición de la envoltorio 139	139
Figura 66.	Modificación del código de diseño del Etabs 140	140
Figura 67.	Momento máximo positivo de viga 0.25x0.40. 140	140
Figura 68.	Momento máximo negativo de viga 0.25x0.40. 141	141
Figura 69.	Momentos máximos y mínimos de viga 0.15x0.40 143	143
Figura 70.	Momento negativo de viga chata 146	146
Figura 71.	Escalera del piso 1 148	148
Figura 72.	Primer tramo de escalera 149	149
Figura 73.	Gráfico de momento de tramo 1 de la escalera 150	150
Figura 74.	Segundo tramo de escalera 153	153
Figura 75.	Gráfico de momento de tramo 2 de la escalera 154	154
Figura 76.	Distribución de puntos a lo largo del muro portante 157	157
Figura 77.	Definición del concreto para platea de cimentación 158	158
Figura 78.	Definición del acero de refuerzo para platea de cimentación 158	158
Figura 79.	Definición de sección de la platea de cimentación 159	159
Figura 80.	Definición de capacidad portante del suelo 160	160
Figura 81.	Asignación de carga muerta adicional 160	160
Figura 82.	Asignación de carga viva adicional 161	161
Figura 83.	Combinaciones de carga de servicio 161	161
Figura 84.	Combinaciones de carga última por gravedad 162	162
Figura 85.	Asignación de la platea de cimentación. 162	162
Figura 86.	Verificación de esfuerzos actuantes. 163	163
Figura 87.	Fuerza cortante máxima para verificación por corte. 164	164
Figura 88.	Fuerza cortante máxima para verificación por punzonamiento. 165	165
Figura 89.	Momento máximo positivo de platea de cimentación 166	166
Figura 90.	Momento máximo negativo de platea de cimentación 166	166
Figura 91.	Distribución de acero positivo y negativo 167	167
Figura 92.	Espesor de losa aligerada 173	173
Figura 93.	Dimensiones de columnas 174	174

Figura 94.	Dimensiones de vigas	175
Figura 95.	Estructuración final de elementos estructurales	176
Figura 96.	Modelamiento de elementos estructurales, Etabs 2016	176
Figura 97.	Espectro de aceleraciones	178
Figura 98.	Muro de soga continuo y en borde con refuerzo horizontal	182
Figura 99.	Muro de cabeza continuo y en borde con refuerzo horizontal	182

Índice de ecuaciones

Ecuación 1.	Periodo fundamental de vibración	30
Ecuación 2.	Método aproximado del periodo fundamental de vibración	30
Ecuación 3.	Distribución de fuerzas en altura	32
Ecuación 4.	Análisis sísmico dinámico modal espectral	33
Ecuación 5.	Refuerzo mínimo	35
Ecuación 6.	Constante proporcionada por el concreto	35
Ecuación 7.	Contenido de humedad.....	46
Ecuación 8.	Capacidad portante del suelo de Terzaghi.	47
Ecuación 9.	Asentamiento inmediato.	48
Ecuación 10.	Espesor de losa aligerada.....	49
Ecuación 11.	Espesor de muros en zonas sísmicas 2 y 3	49
Ecuación 12.	Espesor de muros en zonas sísmicas 2 y 3	49
Ecuación 13.	Densidad mínima admisible de muros reforzados	51
Ecuación 14.	Periodo fundamental en dirección X y Y.....	52
Ecuación 15.	Combinación de carga última	53
Ecuación 16.	El 25% de carga muerta y carga viva más sismo severo	53
Ecuación 17.	El 90% de la carga muerta más sismo severo	53
Ecuación 18.	Factor C primera condición.	54
Ecuación 19.	Factor C segunda condición.	54
Ecuación 20.	Factor C tercera condición.	54
Ecuación 21.	Factor R de irregularidad.....	56
Ecuación 22.	Cortante basal estática.	56
Ecuación 23.	Condición C/R.	56
Ecuación 24.	Estimación del periodo fundamental.....	56
Ecuación 25.	Espectro de análisis dinámico.	58
Ecuación 26.	Área de acero requerido.	58
Ecuación 27.	Constante para encontrar el área de acero.....	58
Ecuación 28.	Acero mínimo negativo para losa aligerada.	58
Ecuación 29.	Acero mínimo positivo para losa aligerada.	59
Ecuación 30.	Fuerza cortante resistente del concreto.....	59

Ecuación 31.	Verificación de fuerza cortante del concreto con fuerza actuante.	
	59	
Ecuación 32.	Esfuerzo máximo axial de muros de albañilería.	59
Ecuación 33.	Fuerza cortante admisible en muros.	60
Ecuación 34.	Resistencia al agrietamiento.	60
Ecuación 35.	Factor de reducción de resistencia al corte.	60
Ecuación 36.	Verificación al corte de la edificación.	61
Ecuación 37.	Diseño a compresión de columna de confinamiento.	61
Ecuación 38.	Diseño a corte fricción de columna de confinamiento.	61
Ecuación 39.	Área de acero vertical de columna de confinamiento E1.	62
Ecuación 40.	Área de acero vertical de columna de confinamiento E2.	62
Ecuación 41.	Área de acero vertical de columna de confinamiento E3.	62
Ecuación 42.	Espaciamiento de estribos de columna de confinamiento S1.	62
Ecuación 43.	Espaciamiento de estribos de columna de confinamiento S2.	62
Ecuación 44.	Espaciamiento de estribos de columna de confinamiento S3.	62
Ecuación 45.	Espaciamiento de estribos de columna de confinamiento S4.	62
Ecuación 46.	Diseño de vigas de confinamiento.	63
Ecuación 47.	Área de acero de vigas de confinamiento.	63
Ecuación 48.	Acero mínimo para escalera.	63
Ecuación 49.	Cortante última demandada.	63
Ecuación 50.	Verificación de esfuerzo actuante y admisible.	64
Ecuación 51.	Verificación por punzonamiento.	64
Ecuación 52.	Espaciamiento de barras de acero.	64

Resumen

La presente investigación se llevó a cabo en Trujillo, en la Universidad César Vallejo, se realizó el diseño estructural de una edificación de cinco niveles mediante albañilería confinada en el distrito de Chillia – Pataz, para el desarrollo de la tesis se utilizó un diseño no experimental, transversal, descriptivo, la recolección de datos se realizó mediante la observación directa y análisis documental, los instrumentos empleados fueron ficha de datos, ficha de observación y para el análisis de datos se empleó la técnica de estadística descriptiva, el problema es que en el distrito de Chillia no se encuentra edificaciones que hayan sido diseñadas estructuralmente, sólo se han construido edificaciones de forma tradicional, en el análisis estructural se logró realizar en base al RNE, respecto a la norma E.030 en este proyecto se obtuvieron derivas menores a 0.005, siendo la deriva máxima 0.001741 en el eje X y 0.000524 en el eje Y, lo cual significa que la propuesta es segura ante cualquier movimiento sísmico; en el diseño de albañilería confinada se logró realizar satisfactoriamente el diseño estructural y las consideraciones son las adecuadas para contrarrestar momentos y cortantes que se producen en la estructura, siendo a si el diseño más adecuado para una edificación de albañilería confinada en el distrito de Chillia.

Palabras clave: Análisis sísmico, albañilería confinada, muros portantes, desplazamientos, diseño estructural.

Abstract

The present research was carried out in Trujillo, at the Universidad César Vallejo, the structural design of a five-story building using confined masonry in the district of Chillia - Pataz, for the development of the thesis a non-experimental, cross-sectional, descriptive design was used, the data collection was done through direct observation and documentary analysis, The instruments used were data sheet, observation sheet and for the data analysis the descriptive statistics technique was used, the problem is that in the district of Chillia there are no buildings that have been structurally designed, only traditional buildings have been built, the structural analysis was carried out on the basis of the RNE, with respect to the standard E. 030 In this project, drifts of less than 0.005 were obtained, being the maximum drift 0.001741 in the X axis and 0.000524 in the Y axis, which means that the proposal is safe in the face of any seismic movement; in the design of confined masonry, the structural design was satisfactorily carried out and the considerations are adequate to counteract moments and shear that are produced in the structure, being the most adequate design for a confined masonry building in the district of Chillia.

Keywords: Seismic analysis, confined masonry, load-bearing walls, displacements, structural design.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

En el año 2021 el diseño estructural en el mundo, ha sido observado como un procedimiento en la cual interviene las propiedades de un sistema estructural, que están alineadas a un sistema de diseño, uno de los principales procesos es la estructuración, en esta fase se delimita el sistema estructural que se va aplicar en la edificación, teniendo en cuenta que esta dará la resistencia y la rigidez a la estructura y así cumpla con los esfuerzos solicitados por la edificación, esta fase es la más esencial porque va determinar el buen diseño de la estructura. El definir los elementos de la estructura que pueden ser con marcos, con muros y también en algunos casos se usa la combinación de elementos estructurales dependiendo del criterio del estructuralista. (Colina; Ramírez; 2000; pág. 3).

A nivel mundial el diseño estructural es una necesidad que toda edificación debe de tener, en estos últimos tiempos la presencia de sismos a echo que el ser humano piense en alternativas de cómo contrarrestar los efectos que ocasiona, por ese motivo se diseñan estructuras sismorresistentes que tenga un resultado aceptable, son estructuras que no deben de presentar daños después de un evento sísmico, con el fin de que no afecte a la vida útil de la estructura y así dar seguridad a los habitantes ante movimiento de corteza terrestre, los acontecimientos de alta intensidad se dan muy poco continuas, en esta postura el país hondureño cuenta con una normativa que lleva una metodología de la aplicación de fuerzas, este código da la viabilidad de diseño en las zonas de más peligro sísmico, para ello se plantean el uso de marcos de acero, la cual da una incertidumbre con respecto a una respuesta sísmica, y así los diseños efectuados no dan la confiabilidad que respondan satisfactoriamente ante un evento sísmico. (Martínez; Nungaray; 2019; pg. 2)

El país de Colombia el diseño estructural no está respaldado con una normativa específica que sirva como guía para el diseño de edificaciones con diseño sísmico y estructural, según el conteo desde el año 2011 hasta la

actualidad, tan solo se han diseñado un aproximado de treinta construcciones donde se haya usado la tecnología de prevención sísmica, para el diseño de algunas edificaciones se tuvieron que usar los lineamientos americanos, esto era avalado para esta época, la cual el reglamento de Colombia recomienda que se siga usando para el diseño de edificaciones sísmicas.(Piscal; López;2019; pg. 3).

En el país de México el diseño estructural de las edificaciones de cinco a veinticinco pisos en su estructura se consideran los marcos de acero estructural en algunos casos, esto ha sido comparado con los refuerzos compuestos los cuales son el acero y el concreto, según los estudios sea obtenido mejores resultados sobre la estructura compuesta ante una respuesta sísmica, lo que se ha convertido en el más usado actualmente en la ciudad de México. (Tena; Hernández; 2016, pg. 2).

En el país de Chile el diseño estructural se empezó a utilizar tras vivir acontecimientos desastrosos, hoy en día en su mayoría las edificaciones al implementado la protección sísmica y estructural, fue un incremento de 13 a 110 edificaciones de distinto servicio, este sistema ayuda a disminuir en 10 los efectos de la oscilación sísmica. (Edificios Con Protección Sísmica Suben De 13 a 112 Desde El 27F; 2018; párr. 1).

En el Perú el diseño estructural no se practica en su mayoría ya que la mayoría de construcciones son de forma empírica, si se llegara a producir un acontecimiento sísmico de una magnitud aproximada de 7.8 en la escala de Richter, las construcciones sufrirían pronunciables daños estructurales en un 60% y en un 20% las edificaciones colapsarían todo esto por múltiples factores como la antigüedad y la informalidad, según el personal especializado nos dice que para lograr edificaciones sismorresistentes se tiene que poner en práctica la albañilería confinada, este sistema estructural primero se construyen los muros para luego armar los elemento de concreto armado y así se amarran tanto los muros como los elemento de concreto. (Comercio; 2017; párr.1-2).

La variable diseño estructural a nivel regional, en la ciudad de Trujillo es estos últimos años la construcción se incrementado, esto trajo una expansión de la construcción sin un control o una planificación dentro del área urbana, donde las personas construyen viviendas empíricas, lo cual se realizan sin supervisión técnica y también los materiales son artesanales lo cual no te garantiza la calidad, estas intervenciones constructivas llevan a que las viviendas estén vulnerables ante la presencia de un sismo. (Laucata; 2013; pg. 5).

La variable diseño estructural a nivel local, en el anexo vecino de Patamarca el diseño estructural no existía hasta el año 2020 en lo cual se realizó el diseño estructural de una infraestructura educativa, este diseño se realizó en base al reglamento nacional de edificaciones, el diseño realizado fue de concreto armado, en donde tras el diseño de la estructura se pusieron aceros necesarios para resistir los esfuerzos y momentos que la estructura pueda tener durante su vida útil, así obviar los problemas de daños en la estructura. (Flores; German; 2020, pág. 206-212).

En el país peruano, el diseño estructural de diferentes infraestructuras está regido o controlado por el Reglamento Nacional de Edificaciones, de esta manera el proyecto está parametrizado en base a los requerimientos mínimos de las normas: E.020 (Cargas), E.030 (Diseño sismorresistente), E.050 (Suelos y cimentaciones), E.060 (Concreto armado) y E.070 (Albañilería confinada), son las más principales para realizar este tipo de diseños.

(Chávez, Espíritu; 2019), en su estudio se encontró que el acontecimiento sísmico de 7.9 ° medido en la escala de Richter, tras este acontecimiento las viviendas construidas con muros portantes se identificaron múltiples daños en su estructura, para la realización de la evaluación se tuvieron que buscar información detallada y así poder identificar los efectos estructurales, al final del estudio de definió que fueron daños moderados y si se puede reparar.

(Goñi, Rodríguez, Morán; 2019), en su estudio se encontró que los errores en construcciones de tabiquería combinada son los que más se presentan en su construcción, para evitar que los posibles daños que pueda causar los errores constructivos, es necesario comparar con las normas internacionales vigentes de construcción, después de analizarlo se tuvieron que implementar un aumento de resistencia y la ductilidad de la pared.

(Barrueto, 2019), en su estudio se encontró que las estructuras más rígidas son las de acero y concreto, ya que se obtuvo un periodo menor a comparación de las estructuras combinadas como son la de albañilería confinada, según estos resultados son lo más óptimo para construir, es decir el diseño de concreto armado, con el cual se ha obtenido resultados satisfactorios en las edificaciones.

Los sismos son la amenaza latente que no se sabe cuándo y dónde se van dar, según los estudios anteriores nos dicen que al ocurrir un movimiento de gran magnitud esto puede causar múltiples daños estructurales y más a construcciones que no están diseñadas para soportar movimientos sísmicos, también los errores constructivos nos son ajenos, ya que son las posibles causas para que sufra daños la estructura, el diseño estructural y la forma de su construcción juegan el rol de gran importancia de cualquier edificación, asimismo el desarrollo de técnicas constructivas ayudan beneficiosamente a la construcción de edificaciones más óptimas, entre ellas se tiene a la albañilería confinada ayudan a crear estructuras más sólidas frente movimientos de la corteza terrestre.

La municipalidad distrital de Huancaspata ejecutó el proyecto denominado “Creación del mercado virgen de la natividad del centro poblado de Huancaspata – distrito de Huancaspata – provincia de Pataz – región La Libertad”. Para el análisis sísmico y estructural se realizó de acuerdo con la Norma Peruana de diseño sismorresistente, y para el modelamiento de

estructura se realizó mediante el programa de ETABS, el proyecto se realizó en el año 2018.

La municipalidad distrital de Callao ejecutó un proyecto denominado "Ampliación y rehabilitación del c.e. Santa Rosa n°5092- distrito - Callao - provincia Callao-región Callao". La estructura de los módulos está construida por un sistema estructural sismorresistente mixto, compuesto por pórticos de concreto armado y muros de albañilería confinada, el diseño se encuentra sujeto al RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones).

El distrito de Chillia es uno del distrito más poblados de la provincia de Pataz, en transcurso de estos años la construcción ha ido creciendo en este distrito, las construcciones que se vienen realizando no cuenta con ningún diseño técnico ni mucho menos un diseño estructural, estas construcciones no están aptas para resistir un evento sísmico, ya que al darse un movimiento de la tierra, en su mayoría de las construcciones colapsarían, tanto por su forma que son construidas, los materiales que se usaron, y no se realizaron ningún estudio de suelos, según la capacidad de la tierra se realice el predimensionamiento de las estructuras como zapatas, lo que se realiza en este distrito es que usan las misma dimensiones de cimientos para cualquier edificación sin importar los pisos que van a construir ni el lugar donde está ubicado, al observar esta realidad constructiva que se viene realizando en este distrito, nos llevó a realizar un diseño estructural de una edificación de cinco niveles mediante albañilería confinada, se busca que la edificación sea segura y así cuidar la integridad de las personas que eviten en estas, las edificaciones seguras tienen que tener la capacidad de dar el tiempo de ponerte a salvo en medio de un evento sísmico.

El desconocimiento de la población sobre los estudios que debe de tener una estructura para ser edificada y también el desconocimiento de lo que origina los sismos en una edificación que no tiene un diseño estructural.

Las personas usan materiales artesanales en sus construcciones lo cual tienen una resistencia muy baja a los esfuerzos, se emplean porque son más cómodos y las personas prefieren usar materiales más baratos sin importar la seguridad que se busca en una vivienda.

La población prefiere realizar construcciones de manera empírica ya que son más económicas porque ya no pagan a ningún profesional que realice los diferentes estudios que conlleva una edificación, en este caso el albañil cumple todas las funciones de los profesionales y los resultados son edificaciones inseguras.

Según lo planteado en nuestro tema, se realizará el diseño estructural de una edificación de seis niveles mediante albañilería confinada, se busca diseñar una edificación que satisfaga las necesidades constructivas del distrito de Chillia y al mismo tiempo sirva como ejemplo para las personas, se incentiva que el diseño de una estructura es de gran importancia ya que mediante ello se busca una alternativa de seguridad e integridad de las personas.

La necesidad que se vive en este distrito nos conlleva a realizar un diseño estructural de una edificación, esto va dar el conocimiento sobre la realidad de una construcción segura, al mismo tiempo se busca de esa manera motivar a que las personas tomen de este ejemplo y lleven a práctica en sus próximas proyecciones constructivas, ya que de no hacerlo la población seguirá construyendo de la misma forma como hasta hoy en día, que consta las construcciones de una manera empírica y cada vez más poniendo en riesgo sus vidas en medio de un movimiento sísmico o temblores de magnitudes altas, esto puede traer muertes y destrucción en la población del distrito de Chillia, pensemos primero en la seguridad donde habitamos.

1.2. Planteamiento del problema

¿Cuál es el diseño estructural de una edificación de cinco niveles mediante albañilería confinada en el distrito de Chillia - Patate 2021?

1.3. Justificación

1.3.1. Justificación general

La presente investigación desde el punto de vista científico en efecto es proactiva la realización del diseño estructural de una edificación de cinco niveles mediante albañilería confinada, la aplicación de este sistema estructural es adaptable a cualquier configuración arquitectónico, en base a esto se busca cumplir el requerimiento mínimo, en el desarrollo de este proceso se busca que durante el diseño la estructura se acople de manera idónea a la arquitectura sin modificar el plano arquitectónico, para el desarrollo de este se emplearán la normativa vigente, con el fin de realizar un diseño óptimo y no tenga deficiencia estructurales durante su vida útil, de esta manera tenga un comportamiento estructural eficiente al momento de un esfuerzo, como un evento sísmico.

Al diseñar una estructura con el sistema estructural de albañilería confinada, va generar un interés de aprender el comportamiento de este sistema, a la misma vez entender y conocer la parte técnica que tiene que cumplir, para que tenga un comportamiento de la estructura en diferentes aspectos como sísmicos y estructurales. Este sistema estructural es muy usado gracias a sus buenos resultados obtenidos durante la presencia de eventos sísmicos, también en la parte económica resulta muy favorable ya que el costo es mucho menor que otros sistemas y dan mejor seguridad estructural.

Se quiere lograr el diseño estructural de una edificación mediante el sistema de albañilería confinada en el distrito de Chillia, para así proporcionar a la población una alternativa de diseño para las futuras edificaciones, también hacer presente que cada proceso de diseño será realizado en base del Reglamento Nacional de Edificaciones, con el fin de que se cumple todos los parámetros mínimos para este tipo estructuras y así obtener una edificación segura ante esfuerzos sísmicos.

La investigación tiene como propósito dar de conocer los distintos procedimientos aplicados en el diseño estructural de esta edificación, son

pasos que usualmente se usa para lograr los entregables de la edificación del sistema estructural de albañilería confinada para su uso como vivienda unifamiliar. Se consideró el impacto positivo que puede generar el diseño estructural de albañilería confinada en el distrito de Chillia, esta investigación servirá como modelo por sus procedimientos considerados para así ser implementado en futuros diseños estructurales de este tipo de sistema, de la misma manera dar esa iniciativa del correcto diseño estructural de la albañilería confinada, ya que se avistó la falta de consideraciones de diseños en múltiples ocasiones.

1.3.2. Justificación teórica

La investigación se justifica teóricamente ya que ayuda al conocimiento previo, donde se emplearán teorías, al obtener los resultados estos serán contrarrestados con más investigaciones. Esta investigación para llevarlo a cabo se tendrá en cuenta los parámetros básicos para el diseño estructural de una edificación de seis niveles mediante albañilería confinada en el distrito de Chillia, el diseño está sujeto al RNE, con las normas E.020, E.030, E.050, E.060 y E.070. Mediante este diseño estructural, se busca el diseño de viviendas seguras ante cualquier movimiento sísmico, de esa manera salvaguardar la integridad de las personas.

1.3.3. Justificación práctica

La investigación se justifica prácticamente, a que hay la necesidad de un diseño estructural de una vivienda en este distrito de Chillia, ya que no se encuentra edificaciones que hayan sido diseñadas estructuralmente, sólo se han construido edificaciones de forma tradicional, lo cual no brinda la seguridad que se busca en una edificación. Estamos en la época donde la descentralización debe de estar en cada rincón de nuestro país, por ese motivo es necesario realizar un diseño estructural de una edificación, para así de esa manera dejar ese peligro latente que se vive hoy en día por edificaciones mal construidas, se busca proveer de un diseño estructural

como alternativa de solución a la falta de edificaciones con estudios técnicos.

1.3.4. Justificación metodológica

El presente estudio se justificó metodológicamente porque será una investigación cuantitativa, se realizará mediante de tipo descriptivo y tendrá un diseño no experimental, se realizará el diseño estructural de una edificación de seis niveles mediante albañilería confinada, usando como guía los requisitos mínimos descritos en el (RNE), para la realización de este diseño se tendrá en cuenta el estudio topográfico, estudio de suelos, arquitectura, la albañilería confinada, el análisis y el diseño estructural, a su vez se emplearán distintos Softwares para el estudio y para procesar los datos.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Realizar el diseño estructural de una edificación de cinco niveles mediante albañilería confinada en el distrito de Chillia - Pataz 2021.

1.4.2. Objetivos específicos

- Obtener el estudio topográfico del área adoptada para la edificación de cinco niveles mediante albañilería confinada en el distrito de Chillia – Pataz - 2021.
- Realizar el estudio de mecánica de suelos del área adoptada para la edificación de cinco niveles mediante albañilería confinada en el distrito de Chillia – Pataz 2021.
- Realizar el análisis sísmico de la edificación de cinco niveles mediante albañilería confinada en el distrito de Chillia– Pataz 2021.
- Realizar el diseño estructural de una edificación de cinco niveles mediante albañilería confinada en el distrito de Chillia - Pataz 2021.

1.5. Hipótesis

1.5.1. Hipótesis general

El diseño estructural de una edificación de cinco niveles mediante la albañilería confinada, cumple con las derivas máximas de entrepiso, en base a la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, serán menores a 0.005; en este sentido va ser el diseño más apropiado para realizar una edificación en el distrito de Chillia – Pataz 2021.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

En la investigación titulada “***Estudio del comportamiento de la albañilería confinada en el análisis estático y dinámico para la ciudad de Potosí, Bolivia***”.

(González; 2018), el objetivo de investigación fue analizar el comportamiento estático y dinámico de la albañilería confinada, en esta investigación se utilizó varios métodos como el empírico, estadístico matemático, teórico y modelación. Para esta investigación se realizó el análisis de la albañilería confinada tanto físico como mecánico mediante la NTP 399.621. El principal resultado fue la determinación de las características, el cual ayudó a considerar una estructura que siga los parámetros de la Norma E.030 (diseño sismorresistente), ya que para este análisis estático y dinámico se empleó el programa ETABS. Se concluyó que tras hacer los ensayos en ladrillos de 18H, se alcanzaron resistencias a la compresión, una de ellas fue de 116.693 kg/cm², siguiendo la norma E.070., también se puede identificar que en análisis dinámico de la albañilería confinada necesita refuerzo por que no puede absorber las fuerzas axiales, a diferencia del análisis estático. Los resultados reflejan la buena calidad de albañilería en la ciudad de Potosí, obteniendo valores óptimos, así mismo se puede decir que se puede edificar construcciones de media altura con albañilería confinada, también se evidenciaron que tanto columnas como muros observan los esfuerzos axiales. (pág. 82).

Esta investigación aporta que, para el diseño de una estructura primero se tiene que realizar un análisis estructural tanto físico como mecánico, para ello es fundamental de una guía como la norma de edificaciones, la cual permitirá realizar el diseño en base a parámetros mínimos, ya que es fundamental para la realización de cualquier diseño estructural y así garantizar mayor seguridad ante posibles eventos sísmicos.

En la investigación titulada **“Estudio de estructuras de albañilería confinada con perfiles de acero en Chile”**.

(Aguilar; 2018), el objetivo de investigación fue Estudiar el diseño de las estructuras construidas en Chile con albañilería de ladrillo cerámico confinada con perfiles de acero, considerando la norma de albañilería chilena, se aplicó una metodología de una revisión bibliográfica de ensayos y estudios realizados donde determinen ciertos parámetros sísmicos de albañilería confinada con perfiles de acero, las cuales son analizadas en el programa ETABS. Los principales resultados fueron, los periodos fundamentales de vibración en la dirección en X son de 0.402 s., y en la dirección en Y son de 0.672 s., con la consideración de muros, sin considerar muros los periodos se incrementan en X a 0.652 s., y en Y a 1.293 s., en los desplazamientos se consideraron con muros de albañilería y son muros de albañilería, con muros se obtuvo desplazamientos en X de 0.008 m y en Y de 0.001 m, sin muros se obtuvo desplazamientos en X de 0.0796 m y en Y de 0.008 m. Se concluye que, al incorporar la albañilería como elemento resistente, esto aumenta la resistencia ante solicitudes sísmicas en la estructura, pero los muros resisten este tipo de solicitudes estructurales. (pág. 105-119).

Esta investigación aporta que, los muros de albañilería son de gran importancia en una estructura de albañilería confinada, por lo tanto, se debe de incorporar estos muros portantes ya que son resistentes a esfuerzos sísmicos y ayudan un mejor comportamiento estructural, mediante los muros se puede disminuir los periodos de vibración, desplazamientos o derivas, y así mejorar una mejor respuesta sísmica.

En la investigación titulada ***“Diseño Estructural Sismorresistente de Edificios de Viviendas de Mampostería Reforzada Para su Construcción en las Ciudades de Bayamo y Guantánamo”***

(Pons y Alvares; 2018), el objetivo de la investigación fue la evaluación de edificaciones sismorresistentes de dos a cinco pisos mediante mampostería reforzada en las ciudades de Guantánamo y Bayamo. Para la evaluación se realizó mediante una metodología (ERAD) que consiste en la evaluación rápida por análisis dinámico, este método se aplicó a edificaciones de mampostería reforzada en zonas donde el riesgo sísmico es más alto. Los principales resultados fueron, el diseño estructural se incrementó en el esfuerzo axial de los muros de mampostería reforzada, así de esa manera la flexión combinada cambio el comportamiento de los muros estructurales, para este diseño estructural de muros reforzados se utilizó el modelo de elementos finitos bidimensionales, mediante el programa SAP2000v19, tanto para el diseño como para la revisión se realizó mediante la Norma Mexicana de Mampostería reforzada 2002, tras estos análisis que se realizaron se definió que solo se aceptaran edificaciones hasta cuatro pisos. Se concluye que no se aceptarán edificaciones más de cuatro pisos, ya que hasta este nivel se garantiza que los daños en los elementos estructurales serán mínimos, para la construcción de una edificación de cuatro pisos hay limitaciones que debe de cumplir, como la ductilidad que tiene que ser de 2.5 ante acciones sísmicas de diseño. (pág. 51).

Esta investigación aporta que, se debe de tener mucha consideración en el análisis de diseños de muros ya que tienen diferente comportamiento de acuerdo a la situación estructural, se considera el número de pisos y el lugar donde va estar la estructura, en la mayoría de los casos son producto de las fuerzas axiales que varían, para realizar este tipo de diseños hay programas como el SAP2000v19 que dan mayor presión en los diseños estructurales.

En la investigación titulada ***“Inspección y Reparación de Viviendas de Albañilería Confinada con Daño Sísmico”***.

(Espíritu, Orihuela y Chávez; 2019) el objetivo de la investigación fue realizar la inspección de una vivienda después de haber sido sometido solicitudes sísmicas, al generarle diferentes esfuerzos a la estructura se formaron grietas y así de esa forma se analizó los respectivos muros con sus respectivas deformaciones, la cual se encuentra dividida en cuatro formas de medición como son seguridad total, habitable, cuidado e insegura. En el departamento de Ica, provincia de Pisco se realizó el levantamiento estructural de una edificación, en la cual se había determinado que estaba construida de muros portantes de ladrillo artesanal la cual tras la evaluación lo determinó su resistencia a compresión de 35 kg/cm^2 y su cortante de 5.1 kg/cm^2 . Tras los daños que se encontró en la estructura se propusieron dos técnicas para reparación de la estructura afectada, uno de ellos fue la fibra de carbono y la malla electrosoldado, la implementación de esta ayudó a aumentar la resistencia de los muros. Se concluye que se aplicó un método rápido de inspección para la determinación de daños sísmicos, esto no ayuda a determinar si la vivienda queda viable para habitar o no tras un movimiento sísmico. (pág. 5).

Esta investigación aporta que, el primer proceso que se debe de realizar a una estructura después de un esfuerzo sísmico es la realización de un análisis de la estructura para determinar las condiciones estructurales en que se encuentra, de esa manera se determinara si es apta para la habitabilidad o es forzoso una reparación estructural, ya que la estructura puede presentar múltiples fallas.

En la investigación titulada ***“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”***.

(Ramos y Vicente, 2020) el objetivo de la investigación fue Análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de albañilería confinada, aplicando la NTE 0.70 vigente y la propuesta de modificación en el Distrito de Ciudad Nueva – Tacna, tiene un tipo de estudio descriptivo, la población considera son las construcciones de albañilería confinada en la zona de estudio, en la muestra

se consideró una edificación de 04 niveles, incluyendo una azotea, de albañilería en el Distrito de Ciudad Nueva, los instrumentos utilizados fueron Softwares como Excel, Word, PowerPoint, ETABS, SAP Y SAFE. Los principales resultados fueron según el estudio de suelos se encontró un suelo con concentración de sales, se realizó el predimensionamiento de los elementos estructurales, para así posteriormente realizar el modelamiento en programa ETABS, y efectuar el análisis sísmico en base a la norma E.030, los muros de albañilería fueron verificados por agrietamiento, resistencia y corte, en base a lo establecido en la norma E.070. Se concluye que el suelo del lugar de edificación tenía una capacidad portante de 0.65, 0.75 y 0.88 kg/cm² de acuerdo a las tres calicatas, tras el análisis espectral se obtuvieron derivas máximas de 0.002251 en la dirección en X-X y 0.002208 en la dirección en Y-Y. (pág. 144 - 145).

Esta investigación aporta que, se puede emplear programas como el ETABS para realizar el análisis sísmico de cualquier edificación en base a la norma E.030, donde se obtienen resultados más exactos y de una manera más rápida, se puede emplear en diferentes sistemas estructurales, como en albañilería confinada donde permite definir todos los parámetros y características de la estructura siguiendo una normativa.

En la investigación titulada ***“Diseño Estructural de viviendas Sismo Resistente en la ribera del río Rímac y en las laderas del cerro en El Agustino, Lima 2017”***.

(Pineda; 2017) tuvo como objetivo de utilizar los parámetros de acuerdo a las normas técnicas de estructuras para el diseño estructural de edificaciones sismorresistentes en la ribera del río Rímac y en las laderas del cerro en el distrito de El Agustino – Lima. La metodología aplicada fue de tipo descriptiva y de diseño no experimental de corte transversal, para esta investigación se definió la población de estudio lo cual fue las edificaciones del Asentamiento Humano Ovalo Vicentelo Bajo, Asentamiento Humano del siete de octubre ubicado en el distrito de El Agustino, de lo cual se escogió una edificación para la muestra del estudio. Los resultados encontrados fueron, el análisis y diseño

estructural se efectuaron mediante el programa ETABS 2016 en lo cual se empleó la metodología de rigidez elementos finitos, en donde se diseñaron losas aligeradas, vigas, columnas, zapatas y muros portantes, en este diseño se tuvieron en cuenta las cuantías mínimas y máximas que se cumpla de acuerdo a la norma E.060 de concreto armado, también se utilizó la norma E.070 de albañilería para el diseño del sistema estructural de albañilería confinada. Se concluye que se utilizó varios criterios en el diseño estructural de la edificación de acuerdo RNE, como resultado se obtuvo que son muy pesadas estructuralmente a comparación de edificaciones que no están aptas para resistir sismos. (pág. 98).

Esta investigación aporta que, para el diseño de una estructura se tiene que establecer criterios de diseño, esto está respaldado en base de una normativa, en este caso son las norma de concreto armado y albañilería confinada, donde se encuentran los parámetros a considerar, cómo se tiene en el acero las cuantías mínimas y máximas a considerar, para la realización de un análisis de los elementos estructurales más detallado se puede realizar mediante el programa de ETABS 2016.

En la investigación titulada “***Diseño estructural de una edificación de albañilería confinada de 8 pisos en la ciudad de Trujillo, La Libertad***”.

(Escamilo; 2017) tuvo como objetivo desarrollar una metodología para el diseño de una edificación de albañilería confinada de más de 5 pisos, fue un estudio de tipo descriptiva y aplicada. Los resultados encontrados fueron, las derivas máximas ubicadas en el cuarto entrepiso de 0.0029 en la dirección X y 0.0027 en la dirección Y., ambas derivas son menores a lo que especifica la norma E.030. Se concluye que la estructura fue diseñada en base a la norma E.070, por lo cual se pudo obtener periodos bajos de la estructura debido a la cantidad de muros en las direcciones de X y Y., se verificó que los muros portantes fallen primero por flexión ante que, por corte. (pág.117-121).

Esta investigación aporta que, para realizar un diseño estructural se tiene que considera un análisis de los elementos a diseñar, estos análisis son conocidos

como el análisis estático, análisis dinámico, estos análisis permitirán identificar las zonas más propensas a fallar ante un esfuerzo sísmico, el más empleado es el análisis dinámico ya que permite obtener las derivas de entrepisos y así poder saber el desplazamiento horizontal máximo de la estructura en un movimiento sísmico.

En la investigación titulada **“Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucía”**.

(Quispe y Apaza; 2017), el objetivo fue determinar el comportamiento estructural ante la presencia sísmica de los sistemas estructurales de concreto armado y albañilería confinada en la construcción de una edificación del distrito de Santa Lucía. La metodología aplicada es de tipo compartido con la medición transversal y un diseño de investigación no experimental, está enfocada al análisis de la variación y condición de la edificación en base a los lineamientos RNE, para ello se delimitó la población de estudio, fue la albañilería confinada, concreto armado, que se usó en la construcción de la edificación de distrito de Santa Lucía, la muestra a analizar está conformada por la edificación de 5 pisos del distrito de Santa Lucía, La forma de adquisición de datos se llevó a cabo mediante los softwares ETABSv15, SafeV12 y Reglamento Nacional de Edificaciones. Los resultados encontrados fueron que el diseño de estos sistemas estructurales se llevó a cabo mediante etapas, donde primero se realizó análisis sísmico estructural estático, también se dio el análisis dinámico modal espectral para el sistema de concreto armado, en la siguiente etapa se dio mediante el modelamiento y análisis sísmico estructural estático y análisis sísmico modal espectral aplicado el sistema de albañilería confinada, respetando los parámetros mínimos establecidos en RNE. Se concluye que los dos sistemas estructurales presentan un comportamiento estructural satisfactorio ante la presencia de peligro sísmico, a nivel de presupuesto que puede costar estas estructuras, se definió que la albañilería confinada es más económica y presenta una eficiencia mayor en la construcción de edificios. (pág. 141).

Esta investigación aporta que, tras la comparación de dos sistemas constructivos con respecto al análisis y diseño estructural, se obtiene mejor resultados en los muros de albañilería confinada en edificaciones, en el aspecto económico son menos costosos para su construcción, en calidad de seguridad y económico es más favorable este sistema constructivo para edificaciones de varios niveles.

En la investigación titulada **“Diseño estructural de un edificio de 5 niveles de albañilería confinada, Trujillo-La Libertad, 2018”**.

(Jiménez, Julca, 2018) tuvo como objetivo Realizar el diseño estructural de un edificio de 5 niveles de albañilería confinada, fue un estudio de tipo no experimental transversal descriptivo simple, la población y la muestra fue el edificio de 5 niveles de albañilería confinada, los instrumentos utilizados fueron mecánicos como equipos topográficos y electrónicos como memorias USB y softwares como el ETABS 2016 y SAFE 2016. Los principales resultados fueron, los periodos de vibración en la dirección en X son de 0.324 s., y en la dirección en Y son de 0.184 s., las derivas máximas de entrepiso en la dirección en X son de 0.004858 y en la dirección en Y son de 0.003855. Se concluye que las derivas se encuentran en el rango de lo que establece la norma E.030, tanto del análisis estático como dinámico y el diseño de los elementos estructurales se realizaron mediante el programa ETABS Y SAFE, los cuales brindaron las cuantías mínimas de acero y de esa manera poder realizar el reforzamiento de una manera más idónea y resistente al corte. (pág. 58 - 78).

Esta investigación aporta que, los programas como el ETABS y SAFE facilitan la realización de un análisis sísmico estático y dinámico, también para el diseño de los elementos estructurales de cualquier sistema estructural, lo cual permite hacer una idealización más real de la estructura y permite visualizar el comportamiento de la estructura ante movimientos sísmicos y así poder identificar las zonas más críticas de la edificación y poder reforzarlo adecuadamente.

2.2. Bases teóricas

Este proyecto de investigación incluye varios campos de la ingeniería civil, el objetivo es dar un entendimiento mejor del tema en estudio en el cual se debe de considerar las definiciones de algunos términos.

2.2.1. Diseño estructural

El diseño estructural consiste en diferentes actividades que el proyectista lleva a cabo para llegar a obtener una forma, esto consiste en la determinación de dimensiones y otras características que solicita una estructura. El diseño estructural ayuda a cumplir con las características requeridas, para así la estructura tenga un funcionamiento adecuado durante su vida útil, uno de los requisitos es que no tenga fallas o mal comportamiento ante esfuerzos que se presentan (Meli, 2002, pág. 9).

- **Proceso de diseño estructural**

El diseño es denominado una transformación creativa, en donde se establece un sistema que tenga las características que obedezca lo requerido, el cual debe de cumplir con el objetivo de la estructura de resistir los esfuerzos, sin colapsar. En la estructuración se definen los materiales que se empleen en la estructura, el dimensionamiento de los componentes de la estructura también es necesario de un análisis estructural en donde se definen los esfuerzos exteriores que intervienen en la edificación. (pág. 22).

- **Criterios de diseño**

Para obtener edificaciones seguras, se tiene que considerar criterios para poder establecer un diseño, en este proceso se establecerán los factores de seguridad. Se puede emplear el estado límite, el cual permite comprobar la resistencia mediante la acción de una fuerza. Uno de los criterios más usados para el diseño es la comparación del esfuerzo actuante con el esfuerzo permisible, también se pueden usar criterios de diseño por esfuerzos admisibles, para el cual se calcula el esfuerzo

máximo que está comprendido en la parte crítica del elemento y es coaccionado por un momento actuante. (pág. 95 – 98).

2.2.2. Tipos de diseño estructural de acuerdo al sistema constructivo

El tipo de diseño estructural va depender del sistema estructural a aplicar como se tiene los siguientes:

- **Diseño estructural de concreto armado**

Comprende en el diseño de elementos estructurales, este tipo de estructuras están compuestas por pórticos o llamadas estructuras continuas, son diseñadas para soportar los esfuerzos máximos que son efectuados por las cargas mayoradas de acuerdo al análisis elástico, para este tipo de diseños se usan métodos, el más usual es el método de los coeficientes de acuerdo a la norma del ACI. (Arapa; pág. 70).

- **Diseño estructural de muros de ductilidad limitada**

Este tipo de estructuras está comprendido en el diseño de muros portantes en dos direcciones el cual permite desplazarse cuando hay un movimiento sísmico, lo que genera que no necesite una ductilidad mayor en comparación de otros sistemas. Las estructuras con ductilidad limitada son diseñadas para resistir esfuerzos sísmicos entres los niveles correspondientes a la respuesta elástica y su respuesta con ductilidad. (Ancó y Mamani;2020; pág. 8).

- **Diseño estructural de albañilería confinada**

Consiste en determinar la resistencia de la estructura ante fuerzas cortantes, las fuerzas internas que se producen ante un sismo y la verificación por agrietamiento, para dicho diseño se tendrá en consideración los elementos de concreto como vigas y columnas, estos elementos van al perímetro del muro de albañilería, cumpliendo el fin de amarre. (Velayarce; 2019; pág. 14).

2.2.3. Importancia del diseño estructural

La importancia dio inicio tras ver multitud de pérdidas de materiales y economía a causa de los eventos sísmicos, estos acontecimientos generaron la iniciativa, que es de gran importancia diseñar edificaciones con mejor capacidad ante esfuerzos sísmicos, mediante el diseño estructural se obtendrán estructuras seguras durante ante esfuerzos externos y salvaguardan la vida e integridad de las personas. (Terán; 2010; pág.4).

2.2.4. Indicadores de medición

Está comprendido en base a los objetivos de un determinado estudio, como el diseño arquitectónico, cortes, detalles, memoria descriptiva, y el diseño estructural, están comprendido por una base normativa en donde se consideran las especificaciones y parámetros mínimo de acuerdo al diseño de la estructura, y también está comprendida en los procesos que determina el diseño. (Guerrero; 2017; pág. 32).

2.2.5. Elementos estructurales básicos

- **Elementos lineales**

Son los componentes que se pueden definir en una determinada estructura, se puede distinguir por sus dimensiones ya que son diferentes, uno de sus lados siempre va a ser mayor que los otros dos lados, y están determinados de acuerdo con la función y el requerimiento que se necesita, estos elementos se pueden identificar porque están sujetos a tensión en la dirección de su eje longitudinal. (Meli; 2002; pág. 281), (ver figura 1).

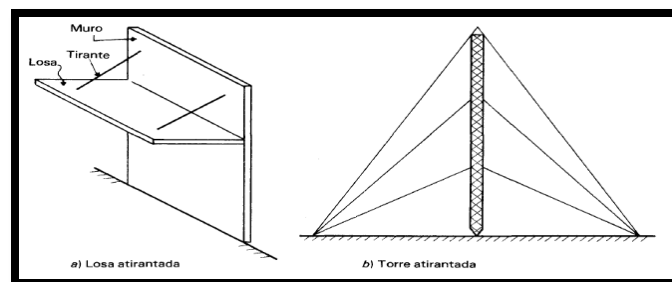


Figura 1. Elementos lineales

- **Elementos planos**

Este tipo de elementos son denominadas generalmente placas, de manera más específica obtienen el nombre de acuerdo con la función estructural que van a desempeñar, también se pueden definir como losas cuando están compuestas de concreto (ver figura 2), en otro caso cuando están apoyadas en sus extremos se denomina viga ancha y mediante los apoyos transmite los esfuerzos. (pág. 289).

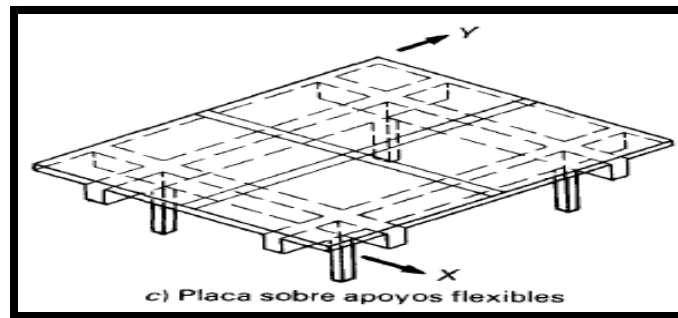


Figura 2. Elementos planos

2.2.6. Consideraciones para el diseño estructural

- **Cargas de diseño**

Para San Bartolomé, (1998, pág. 22-23), son el metrado de todas las cargas que intervienen encima los componentes de la estructura de una determinada edificación. El metrado de estas cargas son aproximadas, ya que generalmente se desprecia los impactos hiperestáticos generados por momentos flectores, se pueden considerar siempre cuando se de gran importancia, el metrado del elemento es un orden secuencial de acuerdo en cómo son apoyan los elementos uno sobre de otro. La transmisión de cargas es desde la losa a la vigas o muros que resisten, el siguiente es las vigas transmiten toda su carga a las columnas ya que se encuentra apoyadas en ellas, así posteriormente las columnas transfieren su carga adquirida al elemento de apoyo como cimentaciones o zapatas (ver figura 3) y finalmente toda la carga es transmitida al suelo el cual debe de poseer la suficiente capacidad de soportar todo el peso de la edificación.

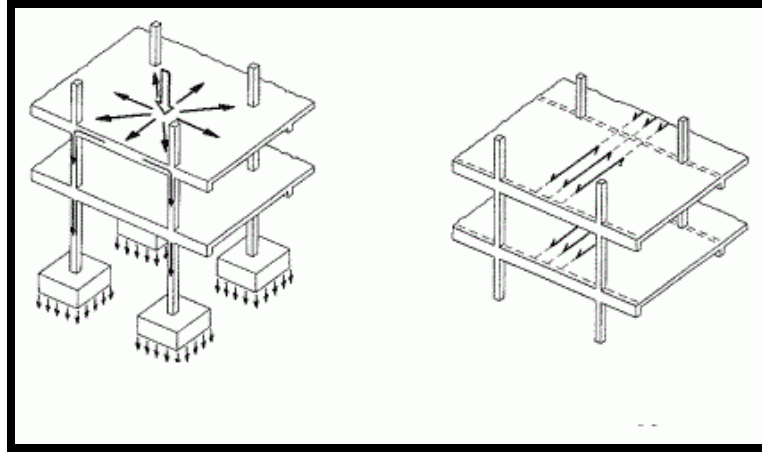


Figura 3. Trasmisión de cargas de los elementos estructurales

Tipos de cargas

Las cargas que actúan en una determinada edificación están clasificadas por tipo de carga: entre ellas encontramos las cargas estáticas y dinámicas, estas son las más consideradas en el metrado de cargas, estas solicitudes son definidas de la siguiente manera.

- **Cargas estáticas:** Son las cargas aplicadas lentamente sobre una estructura, de esa manera da origen a esfuerzos y deformaciones en donde llegan a valores máximos con relación a la carga máxima. Este tipo de cargas no generan vibraciones en la estructura y están clasificadas en:
 - a. Las cargas permanentes o muertas, son aquellos pesos gravitatorios que están presentes en todo el periodo de utilidad de la estructura, en este campo se considera peso de vigas, acabados, tabiquería, etc. Y también dispositivos que están fijos a la estructura.
 - b. Las cargas vivas o sobrecarga, son aquellas cargas gravitatorias de forma móvil, lo cual puede generar peso temporal, estas cargas lo conforman como el peso de personas, muebles, agua, etc. Este tipo de cargas va depender el uso del ambiente de la edificación.

- **Cargas dinámicas:** Son las cargas que su dirección y sentido cambian en relación con el tiempo, de tal manera esto genera esfuerzos y desplazamiento en la estructura, la máxima reacción estructural muchas veces no coincide con la máxima sollicitación. Este tipo de cargas están comprendidas de la siguiente manera:
 - a. Vibraciones causadas por maquinaria, esto se da cuando hay maquinaria cercana a la edificación, generando así vibraciones en la estructura.
 - b. El viento, es el esfuerzo en movimiento que se da sobre la estructura, para el diseño se considera como si fuera una carga estática en una edificación, en estructuras flexibles como puentes, se tiene que comprobar que las ráfagas de viento no se den al mismo tiempo vibración.
 - c. Sismos, se producen mediante ondas sísmicas de esa manera generando aceleraciones en masa de la estructura, de esa forma la fuerza de inercia cambia en un determinado tiempo.

- **Deformaciones**

Para Morales (2013, pág. 1) las deformaciones son provenientes de cargas aplicadas a una estructura, en muchos casos las deformaciones no pueden ser percibidas a simple vista, estas deformaciones son denominadas alteraciones del estado físico de la estructura por efecto de una carga externa. Estas deformaciones pueden definirse como elásticas cuando se extingue al cesar las acciones que lo genera, Un elemento estructural puede adoptar en primer lugar un comportamiento elástico y luego un comportamiento plástico, todo cuerpo al sufrir una deformación, al cesar la acción, ya no regresa al estado inicial.

2.2.7. Concepto

- **Albañilería confinada**

El comportamiento del muro de albañilería confinada depende de la consideración de las medidas, la cuantía de acero de los componentes

de confinamiento, la calidad de la albañilería empleada, la esbeltez del muro y también el empleo de armaduras horizontales de refuerzo del paño de albañilería. Los elementos de confinamiento usados como refuerzo de la albañilería deben de tener la capacidad de soportar los esfuerzos como tracciones producidos por momentos de flexión debido a cargas perpendiculares al muro. En zonas donde hay tendencia a agrietamiento o llamadas zonas críticas ahí es donde es necesario concentrar una mayor cantidad de estribos con fin de que no haya fallas. (Astroza, Achmidt, 2004, pág. 9).

La albañilería confinada tuvo inicio después del sismo de 1908 en Sicilia en donde destruyó viviendas de albañilería no reforzada, este acontecimiento permitió a los ingenieros italianos pensar en cómo se podría reforzar los muros de albañilería. En Perú la albañilería confinada llegó después del acontecimiento sísmico de 1940. (San Bartolomé, 1994, pág. 3).

- **Unidades de albañilería**

Las unidades de albañilería son los materiales que se usan para los muros confinados como ladrillos de arcilla, concreto entre otros (ver figura 4), los cuales deben de cumplir con las características y requerimiento en base al RNE E-070. En la cual esta los parámetros a considerar donde dice que el porcentaje debe de ser menor al 22% y la resistencia mínima de ladrillos artesanales King Kong no debe ser menos a 55 kg/cm². (Durand; Benites, 2017, pág. 31).

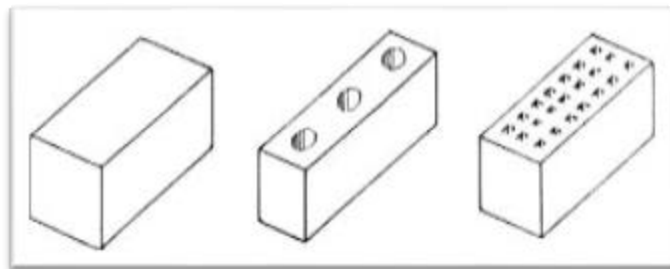


Figura 4. Diferentes unidades de albañilería

- **Muros portantes**

Son utilizados como elementos estructurales de una determinada edificación, las capacidades de estos muros permiten estar sujetos acá cada esfuerzo o solicitud estructural, sin importar la ubicación del esfuerzo requerido ya sea en su propio plano como perpendicular al mismo, puede ser vertical o lateral y puede ser fijo o temporal. (San Bartolomé, 1994, pág. 6).

- **Muros no portantes**

Los muros no portantes, son aquellas estructuras que solo tienen la capacidad de soportar su propio peso y no tienen la resistencia de soportar cargas adicionales (ver figura 5), estos muros se usan para dividir determinadas áreas y de esa manera crear varios ambientes, en el caso de una edificación estos muros son utilizados para la división de sala, comedor, cocina, etc. (Rodríguez, 2020, pág. 23).



Figura 5. Muros no portantes

- **Elementos de confinamiento**

Los elementos de confinamientos son diseñados en base a la norma técnica de edificaciones la E-070 donde está estipulado que estos elementos son de concreto el cual confina a los muros de albañilería (ver figura 6), el cual debe de cumplir con los parámetros siguientes como: La sección, área de acero horizontal, área de acero vertical, el espaciamiento de estribos, división por un muro por varios años. (Abanto, 2017, pág. 70-71).

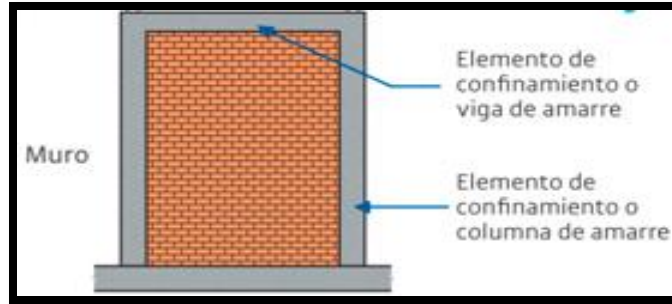


Figura 6. Componentes de confinamiento de muros portantes

- **Integración de elementos estructurales**

Las edificaciones con este sistema estructural son caracterizadas por que se construye primeramente los muros de albañilería, luego se encofran las columnas para posteriormente ser vaciados de concreto así logrando amarrar el muro al elemento vertical, de la misma manera se encofran las vigas y losas para ser vaciados con concreto (ver figura 7), se realiza mediante estos pasos para lograr la adherencia de materiales y así satisfagan en el comportamiento estructural. (San Bartolomé, 2010, pág. 10).

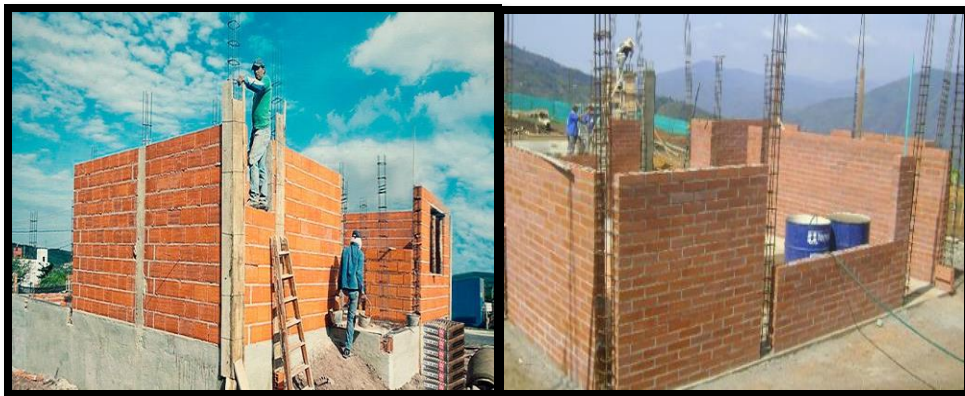


Figura 7. Proceso de construcción de albañilería confinada

2.2.8. Marco Normativo

- **Norma Técnica E.020 Cargas**

Alcance: Las cargas utilizadas para el diseño estructural deben ser inferiores a los requerimientos mínimos que impone esta norma, en

ninguna circunstancia deberán ser mayores estos valores. A esta norma se integran normas como la E.030 de diseño sismo resistente y otras normas consideradas para diseño.

Carga muerta: Es considerado todo el peso del material que posee los elementos que soporta la estructura, es todo esfuerzo permanente que actúa en la edificación. En el cuadro (ver anexo 12) se indica los pesos de materiales según su unidad de medida.

Carga viva: Es considerado como el peso de personas, muebles, etc. Son las cargas que actual un determinado tiempo. Las cargas mínimas recomendadas se encuentran en el cuadro (ver anexo 13) donde está establecido los valores mínimos a utilizar según el tipo de edificación y la función que va desempeñar

- **Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente**

Alcance: Esta norma tiene una filosofía de principios del diseño que se basa en:

- ✓ Prevenir el perjuicio de vidas humanas
- ✓ Garantizar el funcionamiento de instalaciones básicas
- ✓ Disminuir perjuicio de una determinada estructura

La estructura tiene que tener la capacidad de resistir el movimiento del suelo y puede presentar daños reparables en consideración de los límites permisibles.

Zonificación: El territorio del país peruano está repartido en 4 zonificaciones de sismicidad (ver figura 8).

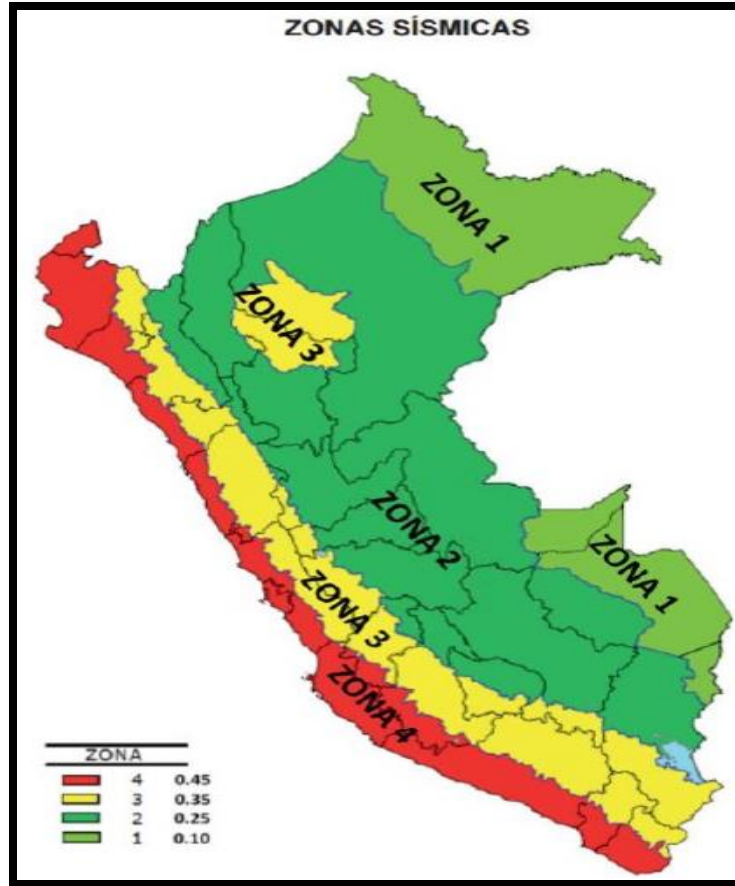


Figura 8. Mapa de zonificación de sismicidad del Perú.

De las cuatro zonas cada uno tiene su factor que se representa por Z, este factor hace referencia a la aceleración máxima horizontal en un determinado terreno que está relacionada con una probabilidad de un 10% de aumentar en un periodo aproximado de cincuenta años. En el siguiente cuadro podemos ver estos factores.

Tabla 1. Factores de zona. Fuente:

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Perfiles de suelo: Están clasificados en relación a las propiedades del suelo, en lo cual se consideran los espesores, periodos y velocidades de transferencia de las ondas de corte. En la siguiente tabla se señalan los tipos de perfil de suelo.

Tabla 2. *Perfiles de tipo de suelos. Fuente:*

PERFILES DE SUELO				
TIPO	DESCRIPCIÓN	Vs	N60	Su
S ₀	ROCA DURA	> 1500 m/s	----	----
S ₁	ROCA O SUELOS MUY RIGIDOS	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S ₂	SUELOS INTERMEDIOS	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	SUELOS BLANDOS	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	CONDICIONES EXCEPCIONALES	clasificación basada según el EMS		

Parámetros de sitio, factor (S, T_p y T_L)

Este parámetro integra zona sísmica (Z) Esto de relaciona con el tipo de perfil de suelo, el cual está indicado en el cuadro 2, en donde es representado por (S) factor de expansión del suelo, así mismo los periodos están representados por T_p y T_L, sus valores están indicados en los cuadros siguientes:

Tabla 3. *Factor de suelo según zona.*

FACTOR DE SUELO "S"				
zona \ suelo	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 4. *Periodos T_p y T_L.*

PERIODOS " T _p " Y " T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p	0.30	0.40	0.60	1.00
T _L	0.80	2.50	2.00	1.60

Factor de amplificación sísmica “C”

Este factor “C” es considerado como factor de ampliación sísmica que está comprendido en la ampliación de una determinada aceleración estructural con referencia a la aceleración del suelo. A continuación, se expresa el siguiente término que define el factor “C”.

Periodo fundamental de vibración “T”

Se calcula para cada dirección de análisis mediante esta expresión aproximada.

Ecuación 1. Periodo fundamental de vibración

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

Se define:

hn = Es la altura global de una edificación que su medición va desde nivel de terreno

CT = Para pórticos de concreto armado y pórticos dúctiles de acero sin arriostramiento es 35, en ascensores, escaleras y pórticos de acero arriostrado se usa 45 y para edificaciones de albañilería y concreto armado duales se usa 60.

Se considera una expresión alternativa para determinar el valor “T” esto hace referencia a la consideración de particularidad estructural, esto no debe sobrepasar el 25% del valor “T” que se calcula por el método aproximado.

Ecuación 2. Método aproximado del periodo fundamental de vibración

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i * d_i^2)}{(g * \sum_{i=1}^n f_i * d_i)}}$$

Categoría de las edificaciones y Factor de uso “U”

Mediante estas categorías se clasifica cada estructura según el uso del mismo para la determinación del factor “U”. En edificaciones con

aislamientos sísmicos en su base se puede estimar el $U = 1$. En la tabla (ver anexo 14) se pueden identificar los valores.

Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas “Ro”

Los materiales empleados definen el sistema estructural, de esa manera también se define el valor de reducción sísmica “Ro”, como se muestra en la tabla (ver anexo 15).

Regularidad estructural “la”, “lp” y coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas “R”

Es necesario la clasificación del tipo de estructuras, las cuales pueden ser regulares o irregulares de acuerdo al cuadro (ver anexo 16), de acuerdo a la norma técnica E.030.

En consideración de la categoría y la zonificación donde se encuentra ubicado la construcción, se definirá las restricciones de irregularidades. El cuadro (ver anexo 17) de acuerdo a la Norma Técnica E.030.

Modelo para el análisis

Este modelo permite la consideración de distribuciones especiales respecto a la masa y rigidez, esto ayuda a deducir el aspecto que más sobresale en el comportamiento dinámico estructural. En construcciones de concreto armado y albañilería se considerará el análisis de inercias de dimensiones brutas, sin tener en cuenta las figuraciones y los refuerzos.

Estimación de peso sísmico

El peso (P), se obtendrá adjuntando al peso estático y un porcentaje de carga móvil del total de estructura, estos lineamientos están establecidos de esta forma:

- ✓ En edificaciones A y B, se considerará un 50 % de la carga viva.
- ✓ En edificaciones C, se considera el 25 % de la carga viva.
- ✓ En depósitos, se considerará un 80 % del peso global del área a almacenar
- ✓ En azoteas y techos se considerará un 25 % de la carga viva.

- ✓ En tanques, silos y estructuras similares se estima hasta un 100 % del peso total.

Análisis Estático

Es una metodología que hace referencia a las solicitudes sísmicas de acuerdo a la agrupación de fuerzas que intervienen en el centro de masas en cada piso de la edificación. Es necesario seguir los procedimientos para llevar a cabo este análisis.

- ✓ **Fuerza cortante en la base:** Se empleó en cada una de las direcciones de análisis.
- ✓ **Distribución de fuerza sísmica en altura:** Esto se da por medio de división de la fuerza cortante, se divide de acuerdo al número de pisos de la edificación hasta el último nivel, son calculadas mediante esta expresión:

Ecuación 3. Distribución de fuerzas en altura

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

Donde:

V = Fuerza cortante.

P_i = Peso del nivel i.

h_i = Altura de nivel i con relación al nivel del terreno.

n = Número de pisos de la edificación.

El exponente “k” está en relación con el periodo fundamental de vibración (T) de la edificación, está expresado de la siguiente manera:

- ✓ Para $T < 0,5$ Segundos: $k = 1,0$.
- ✓ Para $T > 0,5$ segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

Análisis Sísmico dinámico modal espectral

Se emplea para el diseño de cualquier estructura utilizando lo obtenido del análisis dinámico por combinación modal espectral, considerando como la vibración, la aceleración espectral, la fuerza cortante mínima, los criterios de combinación y la excentricidad.

Ecuación 4. Análisis sísmico dinámico modal espectral

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

Determinación de los desplazamientos laterales

Para estructuras regulares, el cálculo de desplazamiento se realizará $0.75 * R$ los resultados adquiridos del análisis lineal, usará la expresión $0.85 * R$ cuando las estructuras sean irregulares con obtenido del análisis lineal elástico.

Desplazamientos laterales relativos admisibles

Está definido el límite de desplazamiento relativo, considerando en cada dirección de análisis, esto debe ser menor o igual a los valores que se muestran en la tabla 5.

Tabla 5. Límites de distorsión del entrepiso.

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DE ENTREPISO	
MATERIAL PREDOMINANTE	$(\Delta i / h_{ei})$
CONCRETO ARMADO	0.007
ACERO	0.010
ALBAÑILERÍA	0.005
MADERA	0.010
EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO CON MDL	0.005

- **Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones**

Alcance: Está establecido los requerimientos mínimos para llevar a cabo el estudio de mecánica de suelos (EMS), con el fin de determinar la

cimentación de una edificación y entre otras obras que se resaltan en la norma, el EMS se llevan a cabo con el objetivo de afianzar la firmeza la y duración de la edificación y así usar de una manera óptima el recurso.

Estudios primordiales a llevar a cabo

Es necesario la comprobación del EMS considerando estos casos:

- ✓ Edificación donde va haber alta concentración de personas.
- ✓ Edificación de 1 - 3 niveles, que cuente con un área techada de más 500 m² con más de 500 m².
- ✓ Edificación de 4 a más niveles, sin considerar el tamaño del área.
- ✓ Edificaciones industriales, fabricadas, talleres o similares.
- ✓ Edificación que pueda presentar riesgos posteriores.
- ✓ Edificación que necesite de apoyos o cimentaciones más profundas.

Ensayos Normalizados para Capacidad Portante del suelo

Para los ensayos de suelos existen forma de aplicación, a su misma vez están delimitadas según el presente cuadro (ver anexo 18).

• **Norma Técnica E.060 Concreto Armado**

Alcance: Esta norma establece el requerimiento mínimo para llevar a cabo el análisis, el diseño, los materiales y el control de calidad. El plano y las especificaciones técnicas de un determinado proyecto deben de estar acorde a estos lineamientos.

Método de Diseño: Para la realización del diseño de estructuras de concreto armado se emplea el diseño por resistencia, de una manera que se proporcione a las secciones de los componentes estructurales Resistentes de diseño (ϕR_n) adecuadas, con las consideraciones de la norma, se utilizará factores de carga (ampliación) y de simplificación de resistencia.

Método de Análisis: Este método permite diseñar elementos estructurales capaces de soportar los máximos esfuerzos que generan las cargas amplificadas, son aquellas cargas que se determinaron del análisis estructural, de esa manera se considera el resultado lineal elástico de una estructura, salvo que los momentos flectores de modifiquen en base a la norma.

Requisitos de Resistencia y Servicio:

- a. Estos requisitos como las cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV), se da mediante las sollicitaciones de resistencia y como mínimo se considera de acuerdo a esta expresión:
- b. En algunos casos se evalúa con cargas sísmicas (CS), para ese caso se efectúa mediante esta expresión:
- c. Para la consideración refuerzo, primero se considera el mínimo para ver si cumple los componentes estructurales al ser sometidos a flexión. Para esto se requiere del área mínima de refuerzo por tracción dependiendo la sección considera, puede ser rectangular, T, etc. esto no debe ser inferior de:

Ecuación 5. Refuerzo mínimo

$$A_{S \min} = \frac{0.22 \sqrt{f'c}}{f_y} b_w d$$

- d. Resistencia al Cortante proporcionada por el concreto:

Se define para componentes estructurales que se someten sólo a flexión y corte.

Ecuación 6. Constante proporcionada por el concreto.

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'c} b_w d$$

- **Norma Técnica E.070 Albañilería**

Alcance: Los alcances de esta norma está basado que hay exigencias y requerimientos mínimos que tener en cuenta para realizar el análisis y el diseño de edificaciones mediante el sistema de albañilería confinada.

Estructuración: Para la realización de la estructuración de debe de emplear un diafragma rígido y continuo para así de esa manera se integren o conecten los muros portantes y así compatibiliza sus desplazamientos, la distribución de las fuerzas laterales están en proporción a la rigidez de los muros. Se indica que la relación de lados del diafragma rígido no debe ser mayor a 4. La cimentación se considera primero como diafragma rígido para evitar posibles asentamientos y así genere daños en los muros.

La distribución del diagrama rígido en edificaciones debe ser simétrico en la distribución de masas, Se debe de tener en cuenta la regularidad en planta y elevación para sí evitar las alteraciones impertinentes de las rigideces y masas.

Los muros portantes tienen que tener una sección transversalmente simétrica de prioridad, y debe de tener una continuidad vertical hasta la cimentación, se establece una longitud máxima de 1.20 m, de esa manera se considera contribuyente a la fuerza horizontal. Se consideran las juntas de control en cimentaciones, losa, techos, de esa manera se evitarán los movimientos producidos por la dilatación, contracción y asentamiento.

III. METODOLOGÍA

3.1. Enfoque, tipo y diseño de investigación

3.1.1. Enfoque de investigación

La presente investigación tiene un enfoque cuantitativo teniendo en cuenta sus características principales del instrumentó de medición como son la validez, confiabilidad y factibilidad, Según Otero (2018) está definido por la medición numérica, en lo cual usa la observación del proceso de recolección de datos, esto proviene de la hipótesis lo cual se pondrá a prueba para probar su veracidad, de esa manera se analiza para responder la pregunta de investigación (pág. 3).

3.1.2. Tipo de investigación

- **Por el propósito:**

La presente investigación comprende de un tipo de investigación aplicada, ya que se caracteriza por que busca la aplicación y la utilización de los conocimientos adquiridos, para el diseño estructural se empleó procedimiento de diseño en base al Reglamento Nacional de Edificaciones, donde se aplica los conocimientos respecto al tema, es de gran importancia porque depende de los resultados obtenidos para la determinación de la capacidad de la edificación, y así confrontar la investigación, con el propósito de proponer un diseño estructural seguro y óptimo en el lugar de estudio.

- **Por el diseño:**

De acuerdo al diseño la presente investigación es de tipo no experimental, está caracterizada por no manipular intencionalmente la variable, de esa manera de recolectara datos del proyecto, mediante un análisis documental y el procesamiento de datos mediante softwares aplicados al tema, para determinar el diseño estructural de la edificación, del mismo modo es descriptiva porque se evaluará y describirá distintas características que presenta el diseño estructural en el análisis del mismo.

- **Por el nivel:**

Consta de un nivel descriptivo, lo cual consiste en buscar y detallar las propiedades y características de la edificación a diseñar, con el propósito de realizar el diseño estructural de una edificación de cinco niveles en el distrito de Chillia, el cual se analizará su comportamiento estructural después de ser descrita y diseñada.

3.1.3. Diseño de investigación

La presente investigación es de diseño NO EXPERIMENTAL, ya que está caracterizada por no manipular intencionalmente la variable de estudio, es de un diseño TRANSVERSAL, porque se realizará en un único periodo de tiempo, así mismo se realizará el análisis de la variable con la finalidad verificar el comportamiento del diseño estructural de la edificación y también es DESCRIPTIVO, porque al realizar el diseño estructural de edificación donde se considera los criterios mínimos de diseño de acuerdo a las normas y reglamentos.

Estudio	T1
M	O

Figura 9. Esquema de diseño de investigación

Donde:

M: Una edificación de cinco niveles mediante albañilería confinada.

O: Diseño estructural.

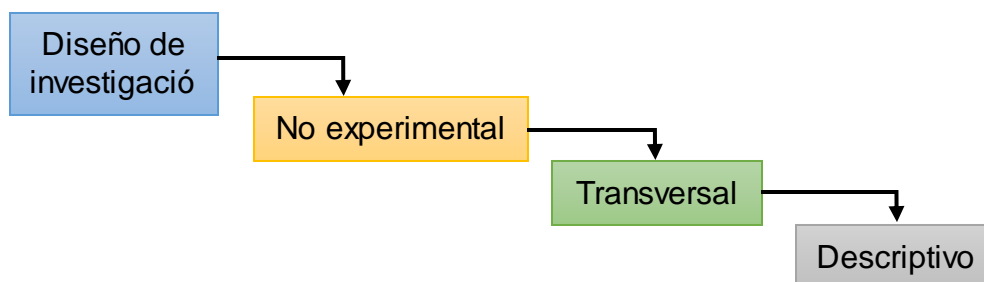


Figura 10. Esquema de diseño de investigación

3.2. Variables y Operacionalización

3.2.1. Variables

La presente investigación maneja una sola variable; esto es el diseño estructural y fue definida por Ridderll y Hidalgo (2010) donde se define el diseño estructural como una alternativa de seguridad en una edificación, porque mediante ello se realizan estructuras con capacidad de resistir esfuerzos tanto de su propio peso como esfuerzos externos durante su vida útil, en el cual no debe de sufrir fallas estructurales durante el periodo de diseño, el diseño estructural incluye un orden económico, esto va depender del sistema estructural adoptado. (pág. 9).

3.2.2. Clasificación de variables

Tabla 6. Matriz de clasificación de variables

CLASIFICACIÓN DE LAS VARIABLES					
Variables	Relación	Naturaleza	Escala de medición	Dimensión	Forma de medición
Diseño estructural	Independiente	Cuantitativa continua	Razón	Multidimensional	Indirecta

3.2.3. Operacionalización de variables

Matriz de operacionalización de variables (Anexo 3.1).

3.3. Población, muestra y muestreo

3.3.1. Población

Una edificación de cinco niveles mediante albañilería confinada en el distrito de Chillia – Pataz 2021.

3.3.2. Muestra

Una edificación de cinco niveles mediante albañilería confinada en el distrito de Chillia – Pataz.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

3.4.1. Técnicas de recolección de datos

En el presente estudio se utilizará como técnicas la observación directa y participativa, además la revisión documental, pues se recopilarán datos de campo para la investigación, con la disposición de instrumentos que permitan medir el estudio, asimismo se utilizará la técnica de análisis documental, ya que la investigación se apoyara en fuentes de carácter documental para adquirir información.

Según Caro (2019) son mecanismos e instrumentos que se emplean para la recolección y medición de información de manera ordenada, son usadas en investigaciones científicas entre otras. (párr. 1).

3.4.2. Instrumentos de recolección de datos

Teniendo en cuenta las técnicas empleadas para la recolección de datos, siendo estas la observación y el análisis documental, se utilizarán como instrumentos para la recolección de datos una ficha de observación y fichas de datos.

Para la recolección de datos del estudio topográfico se realizará mediante el análisis documental, con una ficha de datos N°1 (Anexo 4.1), está validada por juicio de experto.

Para el estudio de mecánica de suelos se realizará mediante una ficha de observación N°1 (Anexo 4.3), lo cual estará validado por las Normas E.050 Suelos y Cimentaciones, E.030 Diseño Sismorresistente, juicio de experto. Para el análisis sísmico se empleará el software como el ETABS, Excel y estará validado por las normas E. 0.20, E.030, E.060, E.070 y por el juicio de expertos.

Para el diseño estructural se emplearán hojas de cálculo como el Microsoft office Excel y softwares como el ETABS, SAFE y también Equipos de computación, estarán validados por las Normas E.030, E.060, E.070 y por juicio de expertos.

Hernández y Duana (2020) Están dirigidos a adquisición de datos y está encaminado a generar condiciones de medición. (párr. 3).

Tabla 7. Instrumentos y validaciones

Etapas de la investigación	Instrumentos	Validación
Estudio topográfico	Ficha de datos N° 1	Juicio de experto
Estudio de mecánica de Suelos	Ficha de observación N°1	Normas ASTM Norma E.050 Norma E.030 Juicio de experto
Análisis sísmico	ETABS/Excel	Norma E.020 Norma E.030 Norma E.060 Norma E.070 Juicio de experto
Diseño estructural	Excel/ETABS/SAFE	Norma E.030 Norma E.060 Norma E.070 Juicio de experto

3.4.3. Validación del instrumento de recolección datos

La validación y la evaluación de los instrumentos de recolección de datos del presente proyecto de investigación estará a cargo de un personal técnico (especialistas), que hayan ejercido y realicen este tipo de trabajos de tal magnitud o estudios, o que tengan el conocimiento de este tipo de estudios de acorde al proyecto de investigación.

- Guía de observaciones: Es el instrumento de recolección de datos, que es validada por un ingeniero colegiado y con años de experiencia en el tema de investigación, fueron Ing. Juan Humberto Castillo Chávez con CIP:157889, Ing. Josualdo Carlos Villar Quiroz con CIP: 106997 y el Ing. Alan Yordan Valdivieso Velarde con CIP: 94733.
- Cuestionario: Los instrumentos de recolección de datos necesitan aprobación y confiabilidad por los ingenieros anteriormente mencionados, los que darán el visto bueno a los instrumentos de recolección de datos.

La presente investigación, estará validado a través de juicios de experto en el tema de estudio, cuenta con tres especialistas como el Ing. Juan Humberto Castillo Chávez, Ing. Josualdo Carlos Villar Quiroz y el Ing. Alan Yordan Valdivieso Velarde (ver anexo 5).

3.4.4. Confiabilidad de los instrumentos de recolección de datos.

El estudio topográfico será obtenido el cual será un documento saneado en físico legal (anexo 6.5).

El estudio de mecánica de suelos, su confiabilidad lo garantizará la persona especialista encargada del laboratorio de suelos (anexo 6.6).

El análisis sísmico está afianzada a las normas E.020, E.030, E.060 y E.070

El diseño estructural está afianzada a las normas técnicas E.060, E.070

3.5. Procedimientos

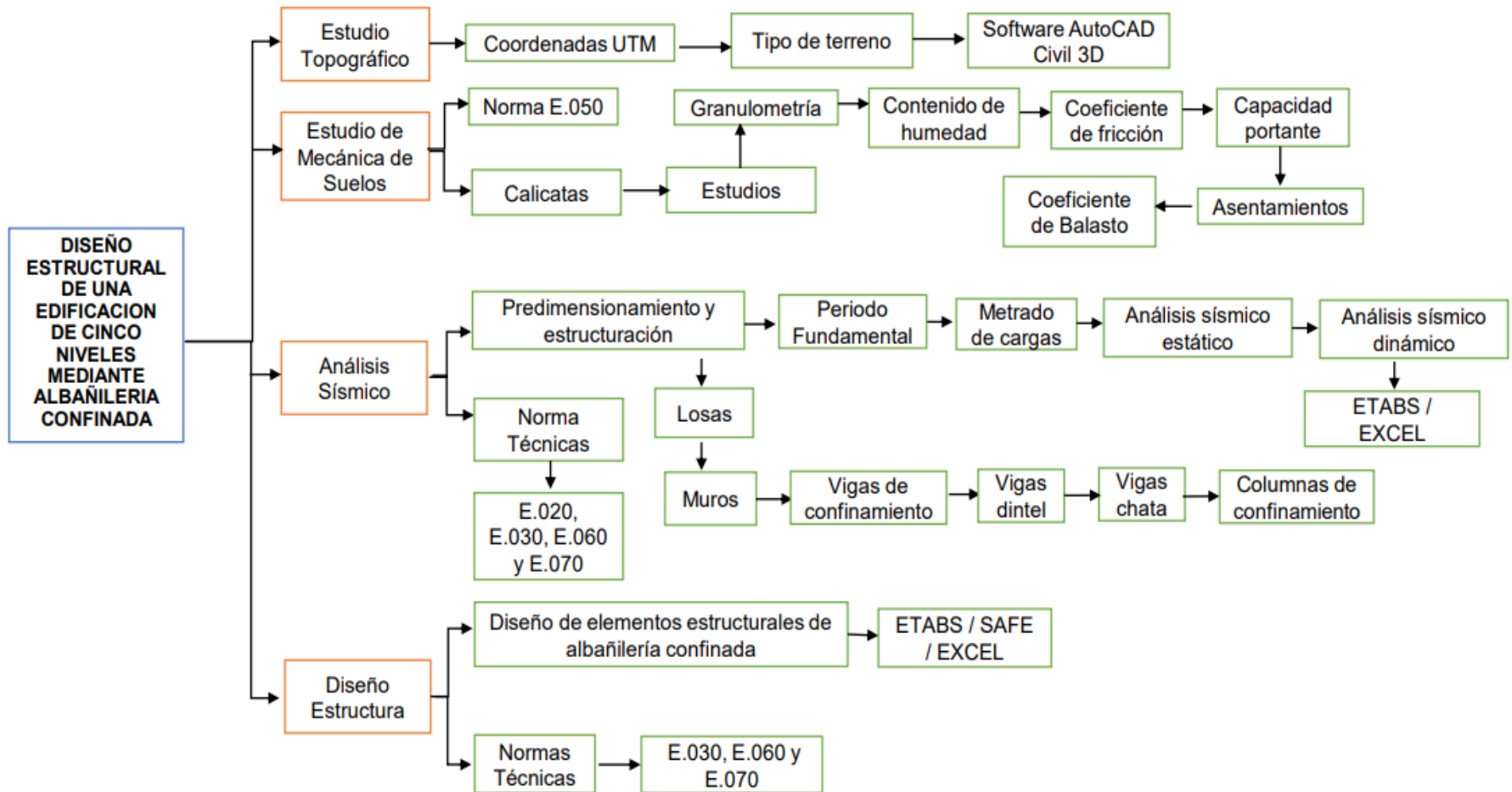


Figura 11. Procedimientos del proyecto de investigación.

El procedimiento considerado en el proyecto de investigación fue el siguiente:

3.5.1. Estudio topográfico:

Se define el estudio topográfico como la ciencia dedicada a la descripción detallada de una determinada área de terreno, ya que esto viene desde muchos años atrás, porque la necesidad de limitar las áreas de terrenos, hoy en día es un requisito para llevar a cabo distintos de proyectos, para ello es necesario la realización del estudio topográfico, mediante ello se definirán los desniveles del terreno. (Translated by Contentengine; 2019; párr. 1,2).

El estudio topográfico es la base para el inicio de un determinado proyecto, por ese motivo se realizó un análisis documental, la entidad que proporcionó el documento fue la Municipalidad distrital de Chillia , por medio de esto se obtuvieron las coordenadas del terreno, las cuales fueron ingresados a un formato Excel y así poder exportar al programa de AutoCAD Civil 3D, mediante este programa se puedo identificar los desniveles, de esa manera poder realizar el plano topográfico y el plano de ubicación y localización de área adoptada para la edificación.

3.5.2. Estudio de mecánica de suelos

El estudio de mecánica de suelos está comprendido en el analizar las fuerzas o cargas que se suscitan en un área de terreno, mediante el estudio se podrá conocer las propiedades tanto físicas como mecánicas del suelo, también se representa la estratificación de acuerdo a los diferentes tipos de suelo de acuerdo a su profundidad, se realizará con el fin de saber la capacidad portante del suelo, el cual va permitir saber comportamiento estructural de cualquier edificación. (Santa Cruz; 2018; 17).

El estudio de mecánica de suelos permite definir la capacidad que tiene el suelo con respecto a una carga aplicada, por ese motivo se realizó el estudio de mecánica de suelos, por medio de esto se obtuvieron el

contenido de humedad (%), coeficiente de fricción ($^{\circ}$), capacidad portante (Ton/m), asentamientos (cm) y coeficiente de balasto.

La Granulometría, está determinado por los porcentajes y los diferentes tamaños de los agregados de una determinada muestra, lo cual se identifica de un tamaño mayor a uno menor, para efectuar este proceso es necesario de tamices, en cual los diferentes tamaños de los agregados irán reteniéndose en los tamices. (Toirac; 2012; pág. 297).

Tabla 8. *Tamaños estándar de tamices*

Tamices ASTM	Abertura (mm)
3"	76.200
2 1/2"	63.500
2"	50.600
1 1/2"	38.100
1"	25.400
3/4"	19.050
1/2"	12.700
3/8"	9.525
1/4"	6.350
No4	4.178
8	2.360
10	2.000
16	1.180
20	0.850
30	0.600
40	0.420
50	0.300
60	0.250
80	0.180
100	0.150
200	0.074
< 200	
Total	

El tamaño de las partículas de suelo está identificado en la curva (ver figura 12), lo cual ayuda a definir algunos parámetros básicos del suelo como el tamaño efectivo, coeficiente de uniformidad y el coeficiente de gradación.

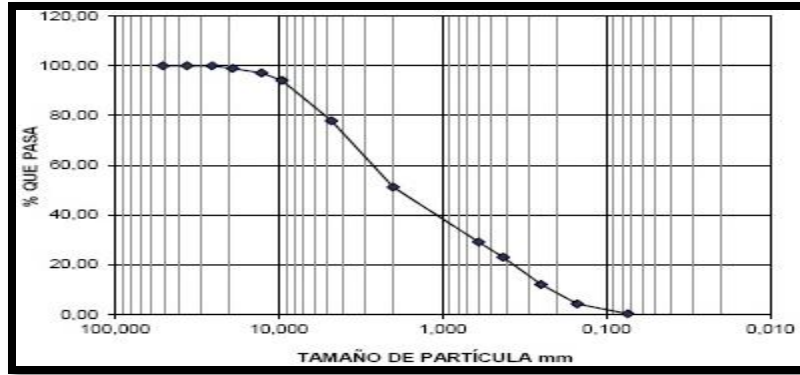


Figura 12. Curva de distribución de tamaño de partículas. Está determinado por la relación del peso y el volumen, con el fin de hallar la densidad, el contenido de humedad, donde se determina la relación de vacíos y porosidad y grado de saturación en lo que se encuentra el suelo. La humedad es la relación entre el peso del agua y el peso del suelo.

Ecuación 7. Contenido de humedad.

$$W = \frac{W_w}{W_s}$$

Los límites de Atterberg o límites de consistencia del suelo, son los ensayos que están normalizados con el fin de obtener los límites de humedad, en donde se puede encontrar en estado plástico. El límite líquido (LL), es la fase del estado plástico al líquido, el cual se realiza el ensayo mediante una copa de latón y de acuerdo al número de golpes (N), tiene una variación entre 15 y 35, los resultados se plasman en una curva de flujo y el que corresponde a N=25 equivale al límite líquido del suelo (ver figura 13).

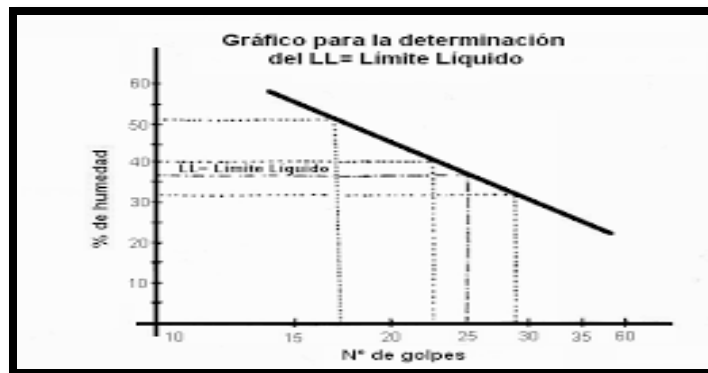


Figura 13. Curva de flujo para determinar límite líquido.

El límite plástico (LP), se determina cuando se va formando en hilos finos al suelo, tiene un límite que llega hasta desmoronarse (ver figura 14).

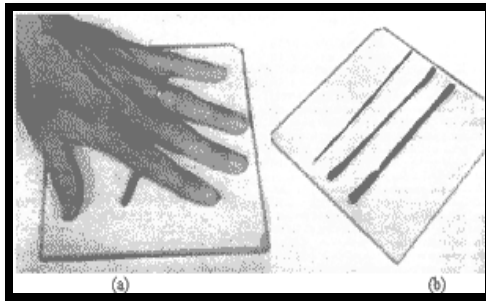


Figura 14. Prueba de límite plástico.

La capacidad porte consiste en la capacidad del suelo que tiene para resistir los esfuerzos sobre su área determinada, con la finalidad que no se produzcan fallas como los asentamientos diferenciales, para ello va depender de las características de la estructura y la cimentación a usar, el tipo de suelo y el factor de seguridad que se considera; para el cálculo de la capacidad última portante y capacidad portante admisible se utiliza la ecuación de Terzaghi.

Ecuación 8. Capacidad portante del suelo de Terzaghi.

$$q_u = S_c \cdot C \cdot N_c + S_q \cdot \gamma_s \cdot D_f \cdot N_q + S_y \cdot \gamma_s \cdot B \cdot N_y$$

$$\sigma_{adm} = q_u / FS$$

Donde:

q_u : Capacidad última de carga

σ_{adm} : Capacidad Portante Admisible en Kg/cm²

FS : Factor de Seguridad

γ_s : Peso específico volumétrico del suelo

B : Ancho de la zapata o cimiento corrido en m.

D_f : Profundidad de la cimentación

N_c, N_q, N_y : Parámetros en función de ϕ

S_c, S_q, S_y : Factores de forma

C : Cohesión

Teoría elástica:

Ecuación 9. Asentamiento inmediato.

$$S = S_c * q * b * \frac{1 - \nu^2}{E_s}$$

Donde:

S : Asentamiento inmediato en cm

ν : Relación de poisson

E_s : Módulo de elasticidad del suelo

S_c : Factor de forma y rigidez cimentación cuadrada

q : Presión vertical cimentación

D_f : Ancho de cimentación

3.5.3. Análisis sísmico

El Perú se encuentra en una zona de gran potencial sísmico, con mayor intensidad en la costa debido a que se encuentra en el cruce de dos placas tectónicas: la de Nazca y la Sudamericana, provocando, en su fricción, el fenómeno sísmico. Es por ello que es de suma importancia realizar un análisis del desempeño sísmico de la estructura, el cual tiene como objetivo proyectar la edificación de modo que se comporte de una forma adecuada ante un sismo. La Norma E.030 indica diversas exigencias que debe cumplir la estructura para que la edificación tenga un buen desempeño ante un evento sísmico; sin embargo, el diseñar cumpliendo los requisitos expuestos en la norma, no asegura que la edificación quede sin daños luego de un sismo, puesto que no sería posible diseñar la estructura muy resistente por el alto costo que demandaría su construcción; es por ello que se acepta que la edificación presente ciertos daños para sismos moderados y severos, pero siempre resguardando la vida de sus habitantes.

- **Predimensionamiento y estructuración**

El predimensionamiento está basado en calcular las dimensiones los elementos de la estructura como la losa, vigas, columnas y

cimentaciones, son estos elementos que forma parte de la estructura; el predimensionamiento se empezó con la definición de cuáles son los ejes principales y secundarios, los ejes considerados como principales son los de luz mayor de un determinado paño de análisis, los ejes secundarios son los perpendiculares a los ejes principales.

El predimensionamiento de la losa aligerada consistió en considerar la luz mayor, paralela a los ejes secundarios, para su cálculo se consideran los coeficientes para determinar el espesor de la losa.

Ecuación 10. Espesor de losa aligerada

$$H = \frac{L}{25}$$

Donde:

H: espesor de la losa aligerada.

L: Luz libre entre columnas

25: coeficiente de estructuración.

Muros Portantes:

Espesor Efectivo "t" (m)

Ecuación 11. Espesor de muros en zonas sísmicas 2 y 3

$$t \geq \frac{h}{20} \text{ Para las zonas sísmicas 2 y 3}$$

Ecuación 12. Espesor de muros en zonas sísmicas 2 y 3

$$t \geq \frac{h}{25} \text{ Para la zona sísmica 1}$$

h = La altura efectiva del muro en metros.

Elementos de confinamiento en base a la Norma E.070, establece los valores mínimos, en el caso de columnas y solera será igual al espesor efectivo del muro, y el peralte mínimo de la viga solera será igual al espesor de la losa de techo.

Las vigas dinteles son también conocidas como vigas de acoplamiento, debido a que son elementos que conectan a dos muros resistentes. Estos elementos reciben grandes esfuerzos por cargas sísmicas, por lo que se deben diseñar como vigas sísmicas de concreto armado. Para no diseñar las vigas dinteles con barras de refuerzo diagonal, lo cual en albañilería confinada no sería lo ideal por el alto costo, se debe buscar que cumpla la primera condición establecida por la norma $l_n/h \geq 2$. La luz libre más crítica (menor) para la viga dintel.

En base a la estructuración de la edificación se procederá a modelar en el programa ETABS. En primer lugar, se define los ejes según el espaciamiento en el plano de AutoCAD, también se define las alturas de los entresijos, para el piso típico presenta una altura específica y para el primer entresijo se acota hasta la cimentación.

Para realizar la estructuración es necesario de contar con el plano arquitectónico, donde el diseño arquitectónico se realizó en el programa de AutoCAD, para este diseño se consideró el tipo de edificación y el funcionamiento, en base a ello se definieron las áreas de acuerdo a las normas técnicas de diseño como la Norma A.010 condiciones generales de diseño, que en el artículo 22 establece que la altura mínima de entresijo es de 2.30 m., y el artículo 24 que la distancia mínima de piso terminado hasta la viga es de 2.10 m., y la Norma A.020 vivienda, en el artículo 12 indica que en viviendas multifamiliares el ancho mínimo es 0.90m., y en edificaciones de residenciales en ancho mínimo es 1.00m., en el artículo 24 indica que las viviendas hasta 25 m²: 1 inodoro, 1 ducha y 1 lavadero y para viviendas con más de 25 m²: 1 inodoro, 1 lavatorio, 1 ducha y 1 lavadero.

Se considera reforzar en las diferentes direcciones de la edificación y se toma en cuenta la densidad mínima permisible de los muros reforzados. Para ello se tiene en cuenta lo siguiente:

Ecuación 13. Densidad mínima admisible de muros reforzados

$$\frac{\text{Area de corte de los muros reforzados}}{\text{Area de la planta típica}} = \frac{\Sigma Lt}{Ap} \geq \frac{Z.U.S.N}{56}$$

Para realizar el cálculo (Z, U, S) se tiene que identificar los valores como el factor zonificación sísmica, para ello se usa la norma E.030, en el caso de (N) está en relación a la cantidad de niveles del edificio, (L) es considerado longitudinalmente al muro sin dejar dado ningún elemento estructural y (t) se considera al grosor efectivo del muro.

Luego se definirán los materiales de construcción de acuerdo a las especificaciones técnicas para esta edificación de albañilería, se usará concreto con una resistencia a la compresión $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$, albañilería industrial de $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo grado 60 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Se procede a definir los materiales en el ETABS, previamente cambiando las unidades a kg-cm para no transformar los valores.

Se realizará la definición de los elementos columna, losas, muros y vigas, para ello se debe conocer ciertos criterios como despreciar la torsión, pues las vigas se diseñan principalmente a flexión y a corte, por lo que estas no deben presentar torsión. Si se deja la constante de torsión en "1" se hace suponer que las vigas presentan el mismo comportamiento que las columnas, lo cual es incorrecto, es por ello que la torsión debe definirse como despreciable en las vigas.

- **Periodo fundamental**

Es necesario definir un diafragma rígido, lo cual presenta la función de compatibilizar los desplazamientos en conjunto con otros elementos, los cuales lo harán todos a la vez y de igual forma. Ante las fuerzas sísmicas que someten a la estructura, el diafragma rígido asignado a las losas se integra con las vigas, columnas y placas aplicándose un desplazamiento global; es decir, el mismo en un extremo como en el otro.

Según lo dicta la Norma E.030, para determinar el peso sísmico de la estructura, se debe tomar el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva para edificaciones tipo "C".

En cada diafragma rígido se presentan tres grados de libertad, por lo que una convención para los modos de vibración en la edificación es definir 3 modos por nivel y tener 3 modos como mínimo según lo estipula la Norma E.030. La edificación es de 5 pisos, por lo tanto, se debe asignar 15 modos de vibración para el análisis.

El periodo fundamental de vibración en las direcciones X y Y se puede obtener con solo tener la estructura modelada, pues este valor resulta por la propia configuración de la estructura. En teoría el periodo se calcula con la siguiente fórmula.

Ecuación 14. Periodo fundamental en dirección X y Y.

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{M}{R}}$$

Donde M es la masa total de la estructura y K es la rigidez de la estructura. En edificaciones de muchos niveles es complicado obtenerlo manualmente, por lo que el programa ETABS resuelve esos cálculos complejos y da como resultado el periodo de vibración en cada modo, por lo que se debe tomar los periodos donde se tome mayor masa participativa.

- **Metrado de cargas de elementos estructurales**

Normas Técnicas E.020 (Metrado de cargas)

El metrado de cargas está basado en considerar las fuerzas actuantes sobre la estructura, las cuales están referenciadas por las Normas Técnicas como E.020, lo cual se utilizó para la determinación de las cargas vivas y muertas y la E.030, se empleó para las cargas de sismo, el metrado de cargas se realizó mediante el programa ETABS, donde se obtuvieron los pesos por cada piso y el peso total de la edificio, ya que

para ello se tomó en cuenta el uso de los ambientes, de esa manera se definirá la carga viva actuante, y las sobrecargas consideradas son las siguientes:

Corredores 200 kg/m² (Vivienda)

Escaleras 200 kg/m² (Vivienda)

Para el cálculo de las cargas muertas se considera el área de las secciones de los elementos y por el peso específico del material que se empleó como el concreto armado, el cual es 2400 kg/m³.

Después de obtener las cargas vivas y muertas se emplean las ecuaciones considerando los coeficientes de seguridad de acuerdo a la norma E.060 que en el artículo 9.2 indica las combinaciones para la determinación de las cargas últimas de diseño.

Ecuación 15. Combinación de carga última

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

Ecuación 16. El 25% de carga muerta y carga viva más sismo severo

$$U=1.25 (\text{CM} + \text{CV}) \pm \text{CS}$$

Ecuación 17. El 90% de la carga muerta más sismo severo

$$U=0.9 \text{ CM} \pm \text{CS}$$

- **Análisis sísmico estático**

Está establecido por que evaluará el comportamiento de la estructura ante esfuerzos sísmicos, con la finalidad de evitar o disminuir daños producto de algún movimiento sísmico, para ello se consideró en base a la Norma Técnica E.030, en donde se tuvo que hallar primero la cortante basal de la estructura, de manera que dependía de factores de ubicación del proyecto en estudio, el tipo de suelo, la categoría de la edificación, el sistema constructivo y el coeficiente de reducción sísmica, todos estos datos fueron extraídos de la Norma E.030.

Entonces los datos del Proyecto Fueron:

Tabla 9. Datos sísmicos para el Proyecto

DATOS SISMICOS PARA EL PROYECTO	
FACTORES	
Zona	0.25
Suelo	1.40
Tl (S)	1.00
Tl (S)	1.60
Uso (C)	1.00
Coefficiente de Reducción	3.00

Factor de ampliación sísmica:

Este factor incrementa la intensidad del sismo dependiendo de las características del lugar. Asimismo, este factor es usado para construir el espectro de la Norma E.030, en base a la variación del factor “C” en función del periodo.

Ecuación 18. Factor C primera condición.

$$C = 2.5 \quad T < T_p$$

Ecuación 19. Factor C segunda condición.

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad T_p < T < T_L$$

Ecuación 20. Factor C tercera condición.

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T} \right) \quad T > T_L$$

Sistema estructural:

Los sistemas estructurales se clasifican en base al material y configuración estructural que se realizó en las primeras etapas de estructuración y predimensionamiento. La Norma E.030 define un factor de reducción de fuerza sísmica “ R_o ”, el cual corresponde a la ductilidad de la estructura, involucrando las consideraciones de amortiguamiento y el comportamiento en la etapa inelástica. Se considera que la resistencia del edificio a diseñar está configurada por un sistema de albañilería confinada en ambas direcciones de análisis, por lo que le corresponde el coeficiente de reducción $R_o = 3$

Regularidad estructural:

En una edificación es muy posible que existan irregularidades, por lo que será complejo predecir el desempeño de este frente a un sismo. Está demostrado que edificaciones que presentan irregularidades, ya sea en planta o en altura, pueden sufrir daños severos, pues en diversas ocasiones su incierto comportamiento tiende a ser muy por debajo de lo esperado. Es por ello, que la Norma E.030 presenta distintos tipos de irregularidad que se deberá identificar en la edificación a analizar con el fin de usar sus factores que aumentan la cortante de diseño. Si la edificación presenta irregularidad, se debe diseñar con una resistencia más elevada que para una estructura regular. Según las verificaciones realizadas en base a la Norma E.030, la estructura no presentaría ninguna irregularidad. Sin embargo, no todos los tipos de irregularidad pueden determinarse a simple vista, por lo que estos deben ser justificados al iniciar el análisis del modelo. La edificación es considerada regular tanto en planta como en altura. Por ello, al no presentar irregularidad alguna los factores de irregularidad I_a y I_p es igual a 1,0. Por consiguiente, el coeficiente de reducción por cargas sísmicas “ R ” se debe calcular multiplicando el factor R por los factores de irregularidad en planta y en altura.

Ecuación 21. Factor R de irregularidad.

$$R = R_o * L_a * L_p$$

Identificando estos datos, se aplicará la ecuación (9) para realizar el cálculo de la cortante basal para el sismo estático, para efectuar este cálculo es necesario del peso sísmico.

Ecuación 22. Cortante basal estática.

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Los parámetros de sismo Z, U, S, R se encuentran en la tabla anterior. El valor C depende del periodo fundamental obtenido anteriormente, el parámetro de P es el peso total de la estructura. Asimismo, debe cumplir la siguiente condición:

Donde el valor de C/R, no debe ser menor a:

Ecuación 23. Condición C/R.

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

Se debe estimar el periodo fundamental mediante la ecuación:

Ecuación 24. Estimación del periodo fundamental

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

CT: Varía y puede ser 35, 45 y 60, va depender de las características de los elementos resistentes.

Estimación de peso sísmico:

Según lo dicta la Norma E.030, para determinar el peso sísmico de la estructura, se debe tomar el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva para edificaciones tipo "C".

Estos datos serán obtenidos mediante una tabla Excel, ya que en el programa ETABS no se encuentra incorporado la norma E.030 para el análisis estático.

- **Análisis sísmico dinámico**

La Norma E.030 indica que el análisis dinámico es mucho más preciso que un análisis estático, pues este no presenta restricciones y se puede aplicar a cualquier tipo de estructura. Según lo especifica el “Artículo 28” de la Norma E.030, es posible realizar un análisis sísmico estático cuando la edificación se encuentre en la zona “Z1”, una edificación hasta 30 metros de altura y que sea regular. También, en una edificación de hasta 15 metros regular o irregular de albañilería confinada. Si cumple cualquiera de estos requisitos bastaría con solo realizar un análisis sísmico estático.

Sin embargo, es recomendable realizar un análisis sísmico dinámico, debido a que los resultados serán más precisos y se asemejarán más a lo esperado en la realidad.

Espectro de aceleraciones norma E.030: El concepto de espectro es una herramienta de mucha importancia y de gran utilidad en ingeniería sísmica, pues permite conocer, comprender y evaluar el efecto de los eventos sísmicos en las estructuras. También permite estimar la demanda sísmica en el diseño de estructuras. Por estos motivos es de suma importancia para el ingeniero estructural comprender de buena manera el concepto, la metodología para obtenerlo, el campo de validez y la forma en que se pueden simplificar problemas en la práctica mediante aproximaciones en el método. Un espectro se puede definir como el gráfico de respuesta máxima, en términos de velocidad, desplazamiento y aceleración, que genera una acción dinámica sobre una estructura. Se procederá a realizar el análisis dinámico modal espectral, el cual según la Norma E.030 el espectro está definido por:

Ecuación 25. Espectro de análisis dinámico.

$$S_a = (Z * U * C * S) / R * g$$

Obtenido todos estos datos se recorrieron al programa ETABS, donde se colocó las consideraciones generales de los materiales y las secciones obtenidas del predimensionamiento de los elementos estructurales, así se realizó el análisis donde se obtuvieron los momentos de la estructura.

Para el control de la derivada se evaluó si cumple con el valor máximo permisible establecido en la norma E.030, siendo 0.005, este valor tiene que cumplir en ambos ejes X e Y, de lo contrario si no cumpliera con este parámetro, se tendrá que realizar cambios en la rigidez de la estructura y después realizar nuevamente el análisis.

3.5.4. Diseño Estructural

- **Diseño de losa aligerada**

Diseño por flexión:

Ecuación 26. Área de acero requerido.

$$A_s = \frac{M_U}{0.9f_y(d - a/2)}$$

Ecuación 27. Constante para encontrar el área de acero.

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

Ecuación 28. Acero mínimo negativo para losa aligerada.

$$A_{S\text{mín}} = \frac{0.70\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

Ecuación 29. Acero mínimo positivo para losa aligerada.

$$A_{S\text{mín}} = \frac{14}{f_y} b_w d$$

Diseño por corte:

Ecuación 30. Fuerza cortante resistente del concreto.

$$V_c = 1.1(0,85)(0,53)\sqrt{f'_c}bd$$

Ecuación 31. Verificación de fuerza cortante del concreto con fuerza actuante.

$$\phi V_c \geq V_u.$$

- **Diseño de Muros de Albañilería**

Esfuerzo Axial Máximo:

Está representado por esta expresión (σ_m), es producto de la aplicación de las cargas gravitacionales máximas de servicio (P_m), en esto se considera el 100 % de la sobrecarga, no debe ser superior a:

Ecuación 32. Esfuerzo máximo axial de muros de albañilería.

$$\sigma_m = \frac{P_m}{Lt} \leq 0.2 f'm \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0.15 f'm$$

La longitud total de muro metros está representado por (L), para medir la altura se incluye el peralte de la columna. Si no cumple, se debe de aumentar el peso del muro, de esa manera se convertirá en concreto armado; $f'm$ es la resistencia a la compresión axial de albañilería en Kg/cm^2 , t es el grosor efectivo del muro en metros y P_m es la carga máxima aplicada por gravedad en un 100% de la sobrecarga en toneladas.

Aplastamiento:

Eso se da mediante el esfuerzo axial de servicio que es peso gravitacional que intervienen en el plano de la albañilería, esto está delimitado que debe ser menor o igual a $0.375f'm$. En el área donde actúa la compresión se encontrará en relación con el ancho efectivo donde actúa la carga concentrada más 2 veces el espesor efectivo del muro, esto es considerado a los lados de la carga concentrada.

Control de figuración para la determinación de ocurrencia de fisuras por corte cuando se produce un sismo moderado, se emplea esta ecuación.

Ecuación 33. Fuerza cortante admisible en muros.

$$V_e \geq 0.55 V_m$$

V_e : Está determinado por la fuerza de corte que se produce mediante un sismo moderado.

V_m : Está relacionado por la fuerza de corte donde interviene el agrietamiento en diagonal del muro.

Resistencia al agrietamiento diagonal (V_m):

Ecuación 34. Resistencia al agrietamiento.

$$V_m = 0.5 V_m * \alpha * t * L + 0.23 * P_g$$

P_g : carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida,

t : espesor efectivo de muro,

L : longitud total del muro

α : es el factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez,

Expresado como:

Ecuación 35. Factor de reducción de resistencia al corte.

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e L}{M_e} \leq 1$$

Ve: es la fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico.
 Me: es el momento flector del muro obtenido del análisis elástico.

Verificación de la resistencia al corte del edificio.

Ecuación 36. Verificación al corte de la edificación.

$$\Sigma V_{mt} \geq V_{Et}$$

Cuando se utilice refuerzo horizontal en los muros confinados, La cuantía mínima de acero será ≥ 0.001 , las varillas de refuerzo penetrarán en las columnas de confinamiento por lo menos 12,50 cm y terminarán en gancho a 90° , vertical de 10 cm de longitud.

- **Diseño de columnas de confinamiento:**

Las fuerzas internas en las columnas se obtendrán aplicando las expresiones:

FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO			
COLUMNA	V_c (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c - 1)}$	$V_{m1} \cdot \frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{m1} \cdot h}{2L}$
Extrema	$1,5 \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c - 1)}$	$F - P_c$	$P_c - F$

Figura 15. Fuerzas internas de columnas. Fuente Norma Técnica E.070

Diseño por compresión:

Ecuación 37. Diseño a compresión de columna de confinamiento.

$$A_n = A_c + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0,85 \delta f_c}$$

Diseño por corte fricción:

Ecuación 38. Diseño a corte fricción de columna de confinamiento.

$$A_{sf} = \frac{V_c}{0,2 f_c \phi} \geq A_c \geq 15t (cm^2)$$

donde: $\phi = 0,85$

Determinación de acero vertical:

Ecuación 39. Área de acero vertical de columna de confinamiento E1.

$$A_{vj} = \frac{V_c}{f_y \cdot \phi}$$

Ecuación 40. Área de acero vertical de columna de confinamiento E2.

$$A_{st} = \frac{T}{f_y \cdot \phi}$$

Ecuación 41. Área de acero vertical de columna de confinamiento E3.

$$A_s = A_{vj} + A_{st} \geq \frac{0,1 f_c A_c}{f_y} \dots (\text{mínimo } 4\phi \text{ 8mm})$$

Determinación de los estribos de confinamiento:

Ecuación 42. Espaciamiento de estribos de columna de confinamiento S1.

$$s_1 = \frac{A_v f_y}{0,3 t_n f_c (A_c / A_n - 1)}$$

Ecuación 43. Espaciamiento de estribos de columna de confinamiento S2.

$$s_2 = \frac{A_v f_y}{0,12 t_n f_c}$$

Ecuación 44. Espaciamiento de estribos de columna de confinamiento S3.

$$s_3 = \frac{d}{4} \geq 5 \text{ cm}$$

Ecuación 45. Espaciamiento de estribos de columna de confinamiento S4.

$$s_4 = 10 \text{ cm}$$

- **Diseño de vigas de confinamiento:**

Ecuación 46. Diseño de vigas de confinamiento.

$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L};$$

Ecuación 47. Área de acero de vigas de confinamiento.

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq 0,1 f_c' A_g \dots (\text{mínimo } 4 \phi 8 \text{ mm})$$

- **Diseño de escalera:**

Diseño por flexión:

Obtenido el diagrama de momento último con el cual se diseñará por flexión los aceros longitudinales de la escalera. Asimismo, para el acero transversal de la escalera se debe cumplir con una cuantía mínima $p = 0.18\%$.

Ecuación 48. Acero mínimo para escalera.

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h$$

Se usará la hoja de cálculo programa para diseño de vigas, pues para el diseño por flexión y corte se aplican las mismas fórmulas. Se procede a determinar el refuerzo de acero longitudinal de la escalera:

Diseño por cortante:

Se debe realizar el diseño por cortante para verificar si el espesor de la escalera cumple con lo exigido por la Norma E.060 que la resistencia del concreto a corte del elemento sea mayor o igual a la cortante última demandada $\phi V_c \geq V_u$.

Ecuación 49. Cortante última demandada.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} * bw * d$$

- **Diseño de cimentación:**

Las cimentaciones son elementos estructurales, las cuales cumplen la función de transmitir las cargas provenientes de los elementos verticales hacia el suelo de la edificación. El diseño de estos elementos debe cumplir que la presión obtenida por las cargas de la edificación no sobrepase la presión admisible del suelo. En una edificación de albañilería confinada presenta como elementos principales de su cimentación los cimientos corridos y sobrecimientos, en casos donde la capacidad del suelo es muy baja se suele usar plateas de cimentación. Para un correcto diseño de la cimentación de la edificación se tuvo que realizar un estudio de mecánica de suelos.

Combinación de cargas de diseño:

Se procede a definir las combinaciones de servicio con la finalidad de verificar que el esfuerzo actuante debe ser menor o igual al esfuerzo admisible del suelo, sino cumple se debe aumentar la sección de la cimentación.

Ecuación 50. Verificación de esfuerzo actuante y admisible.

$$\sigma_{act} \leq \sigma_{adm}$$

Verificación por corte y por punzonamiento:

Ecuación 51. Verificación por punzonamiento.

$$Vu / \phi V_c \leq 1$$

Ecuación 52. Espaciamiento de barras de acero.

$$S = B / \#Varillas - 1$$

3.6. Métodos de análisis de datos

3.6.1. Técnicas de análisis de datos

La presente investigación fue de diseño no experimental, transversal, descriptivo porque se realizó el estudio en un solo periodo de tiempo; por lo tanto, para el análisis de datos se utilizó la siguiente técnica:

- **Estadística descriptiva**

La presente investigación, es de diseño no experimental y transversal por que se realizará en un solo periodo de tiempo, para ello se empleó el método de estadística descriptiva, donde se aplicó instrumentos como gráficos estadísticos y tablas de datos no agrupados: Que sirvieron para rellenar datos obtenidos de los metrados de cargas, predimensionamiento de los elementos estructurales, desplazamientos y cortante basal, que se utilizó para sustentar la variable de estudio.

Tabla 10. *Tabla de datos no agrupados*

	Periodo (S)	C	C/R	V Estática (T)	80% V Estática (T)
X - X	0.256	2.50	0.83	----	----
Y - Y	0.166	2.50	0.83	-----	-----

Gráficos lineales: los cuales sirvieron para reflejar el comportamiento de la variable en un determinado tiempo como espectro de respuesta de la estructura.

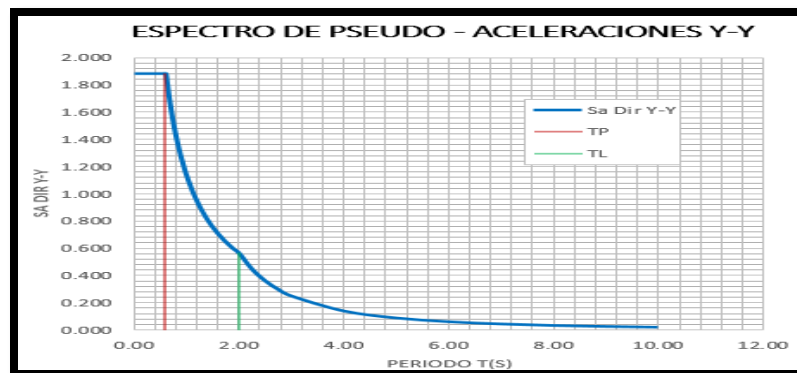


Figura 16. Gráficos Lineales

3.7. Aspectos éticos

La ética es esencial para todo profesional, ya que genera seguridad en las cosas que hace, en base a ello en el presente trabajo e investigación se ha referido a más de un proyecto de investigación, como tenemos tesis y artículos los cuales son obtenidos de fuentes confiables para así ser adaptados y redactados en el proyecto, a su vez son revisados por un jurado calificado. Se hace relevancia a la ética y la moral ya que deben ir en conjunto. Las cuales se plasman y son reflejadas en la investigación, realizado un citado correctamente en base a las normas del Manual ISO 690 y 690-2, a su vez se realizará el análisis de similitud de la presente investigación, para ello se usará el programa TURNITIN (ver anexo 7).

3.8. Desarrollo de tesis

3.8.1. Estudio Topográfico

El estudio topográfico consistió en la revisión documental, lo cual se vas en los estudios topográficos del expediente técnico, **“Mejoramiento y ampliación del sistema de agua potable y alcantarillado de la localidad de Chillia - distrito de Chillia – Pataz – La Libertad”**, estos documentos fueron brindados por el área de obras de la Municipalidad Distrital de Chillia, para ello se empleó una ficha de datos para obtener la información como coordenadas con el fin de poder realizar el plano topográfico.

3.8.1.1. Coordenadas

Los datos extraídos fueron las coordenadas de los puntos con el formato PNEZD (punto, norte, este, elevación y descripción), como indica en la siguiente ficha de datos N°1 (ver anexo 4.2).

Se procesaron los datos obtenidos del análisis documental, para ello se empleó un formato Excel para luego ser insertados al software AutoCAD Civil 3D, donde se obtuvo la superficie de terreno, para ello se consideró la zona con menor desnivel (ver figura 17).

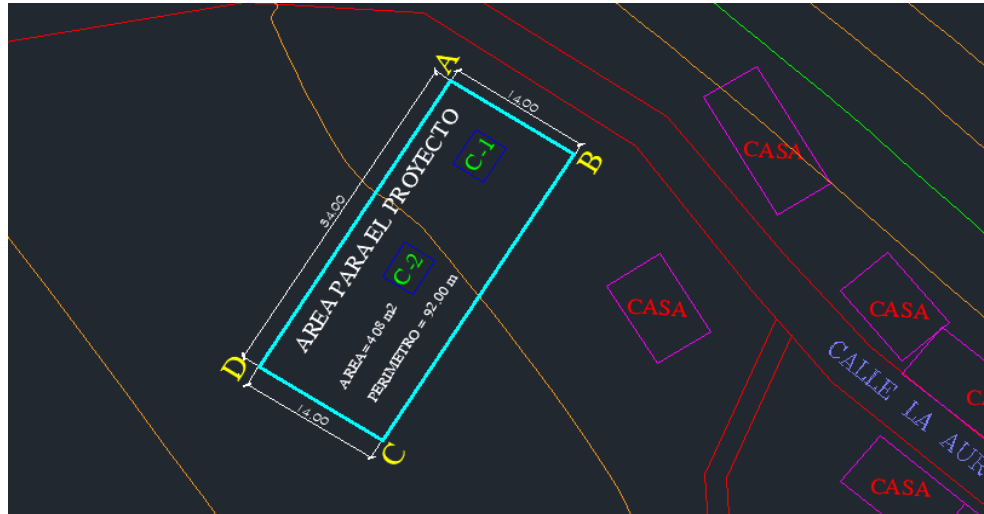


Figura 17. Área del proyecto

3.8.1.2. Tipo de terreno

Después de procesar los datos se procedió a realizar los planos topográficos (ver anexo 6.2), donde se consideró las curvas de nivel, curvas mayores y curvas menores en una relación de 1:5, donde se muestra la cota más baja de 3126 msnm, y la cota más alta de 3198 msnm, el plano perimétrico (ver anexo 6.3), en donde se aprecia la geometría del terreno el cual es regular y su perímetro de 92.00 ml., y plano de ubicación y localización (ver anexo 6.4).

Tabla 11. Tipo de terreno

Punto	Largo (m)	Altura (m)	Inc. Terreno (%)	Tipo de terreno
1	31.97	10	31%	Ondulado
2	32.82	10	30%	Ondulado
3	32.62	10	31%	Ondulado
4	34.26	10	29%	Ondulado
5	104.97	10	10%	Plana
6	65.77	10	15%	Ondulado
7	28.25	10	35%	Ondulado
8	27.02	10	37%	Ondulado
9	52.72	10	19%	Ondulado
10	66.27	6	9%	Plana

Como se puede observar se realizó el cálculo del tipo de terreno según el Manual de Carreteras D.G. 2018, donde se obtuvo en lo general una topografía ondulada con una pendiente promedio de 25%, en lo particular el punto 10 fue considerada en el área del proyecto donde se obtuvo un tipo de terreno plano de una pendiente de 9%.

3.8.2. Estudio de Mecánica de suelos

El estudio de mecánica de suelos (EMS), para ello se utilizó la técnica de observación directa, está comprendida en determinar los puntos más idóneos para la excavación de las calicatas en el área adoptada para la edificación, este estudio se realizó en base a la Norma E.050 (Suelos y Cimentaciones), donde nos menciona que, para edificaciones tipo C, indica como mínimo realizar una calicata cada 900 m², en base a la norma, se consideró realizar 2 calicatas para el área adoptada de la edificación, donde las coordenadas fueron, C1 (9101425.46N; 222733.59E) y C2 (9101433.14N; 222723.77E), estos puntos de excavación fueron considerados en la parte central del terreno, (ver figura 18).

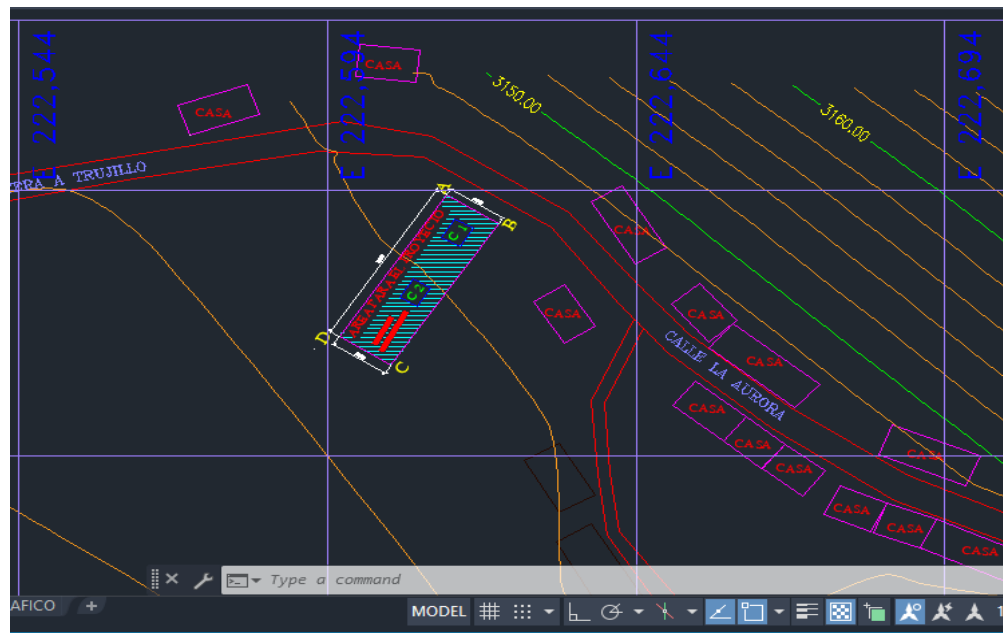


Figura 18. Puntos de excavación de calicatas

Después de haber determinado los puntos de extracción de las calicatas y haber identificado la ubicación más idónea para calicata se pasó a realizar el trabajo de campo, para ello se utilizó herramientas y equipos manuales de excavación, este trabajo se efectuó hasta llegar a una profundidad de 4.00m. Al finalizar la excavación se identificaron la cantidad de estratos por cada calicata, obteniendo un estrado por cada excavación, seguidamente se realizó la extracción de las muestras de cada uno de los estratos identificados (Anexo 8) y de cada muestra se extrajeron dos tipos de muestra; la primera muestra fue guardada en bolsas con cierre hermético, con el fin que la muestra no pierda su humedad real y la segunda muestra, se guardó en un costal y se aseguraron para que no ingrese otro material o componente que fuera a distorsionar las muestras reales.

Para llevar a cabo el análisis de estudio de mecánica de suelos, todas las muestras extraídas se trasladaron al laboratorio R & H CONSULTORIA E INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN Y SERVICIOS GENERALES SRL. Especialista en mecánica de suelos, concreto, pavimentos, estudios geológicos, hidrológicos, geotécnicos, impacto ambiental, análisis químicos, supervisión y ejecución de obras de ingeniería, elaboración de perfiles y expedientes técnicos, asistencia técnica para voladura de roca para minería y construcción, para ello se utilizó la guía de observación (Anexo 4.4), en donde se sintetizó todos los datos de la clasificación de suelos, como la capacidad portante, coeficiente de balasto, asentamientos, contenido de humedad, clasificación de SUCS y AASHTO, los cuales se extrajeron del informe de mecánica de suelos, Resolución N° 015714-25020/DSD - INDECOPI (Anexo 8).

3.8.2.1. Contenido de humedad

Para el análisis granulométrico se realizó mediante el tamizado, con los resultados se graficó la curva granulométrica, mediante esto se pudo clasificar en los sistemas de SUCS y AASHTO, para determinar el tipo de

suelo de las muestras analizadas, y los resultados del respectivo análisis fueron:

Calicata N° 1: Está formado por limos inorgánicos con arcillas, presenta suelos limosos, con arenas finas, limos elásticos, de color marrón claro con baja compacidad, mezcla con 2.29% de gravas de tamaño máximo de 1/4", con 21.29% de arena, con 5.98 % de arena gruesa, 15.31% de arena fina y 76.42% de material fino, de clasificación SUCS (MH) con equivalente a la clasificación AASHTO A-7-6 (19), con profundidad de 4.00m estos suelos son muy impermeables con resistencia a la tubificación media, resistencia la cortante baja, susceptibilidad al agrietamiento muy susceptibles, susceptibilidad a la licuación muy aja, manejabilidad buena y no se encontró napafreática. (ver figura 19).

Calicata N° 2: Está formado por limos inorgánicos con arcillas, presenta suelos limosos, con arenas finas, limos elásticos, de color marrón claro con baja compacidad, mezcla con 1.91% de gravas de tamaño máximo de 1/4", con 23.93% de arena, con 7.43 % de arena gruesa, 16.50% de arena fina y 74.15% de material fino, de clasificación SUCS (MH) con equivalente a la clasificación AASHTO A-7-6 (19), con profundidad de 4.00m estos suelos son muy impermeables con resistencia a la tubificación media, resistencia la cortante baja, susceptibilidad al agrietamiento muy susceptibles, susceptibilidad a la licuación muy aja, manejabilidad buena y no se encontró napa freática. (ver figura 20).

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (AASHTO T-27 ASTM D 422)

PROYECTO	: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES MEDIANTE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL DISTRITO DE CHILLIA - PATAZ 2021		
UBICACIÓN	: PROLONGACIÓN LA AURORA SIN DISTRITO DE CHILLIA, PROVINCIA DE PATAZ, DEPARTAMENTO LA LIBERTAD		
CALICATA	: N°1 - PROF.(m) : 4,00 - COORDENADAS UTM: N. 9101425.46 E. 222733.59	ALTITUD: 3147.87 msnm	
SOLICITANTE	: TORRES LOPEZ NEYDER YVIN Y SIFUENTES GÓNGORA FRANKLIN JOSÉ		
FECHA	: JULIO DEL 2021		

MALLAS MÉTRICAS AMERICANAS	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM 422						CONTENIDO DE HUMEDAD (NORMA ASTM D 2216 / 4643)	
	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	RET. PARCIAL (%)	RET. ACUMUL. (%)	PASA (%)	ESPECIFICA CIONES		
4"	101,6						Numero de la Tara	S/N
3"	76,200						Peso de la Tara	11,0
2 1/2"	63,500						Tara + Suelo Humedo	399,1
2"	50,800						Tara + Suelo Seco	308,6
1 1/2"	38,100						Peso del agua	90,5
1"	25,400						Peso del suelo neto	297,6
3/4"	19,050						% de Humedad	30,41
1/2"	12,700							
3/8"	9,525				100,0		RESULTADOS DE ENSAYOS	
1/4"	6,350	28,8	1,6	1,6	98,4		- LÍMITE LÍQUIDO (%)	52,57
N° 4	4,750	12,4	0,7	2,3	97,7		- LÍMITE PLÁSTICO (%)	28,87
N° 6	3,350						- ÍNDICE PLASTICIDAD (%)	23,70
N° 8	2,380						- CLASIFICACIÓN SUCS	MS
N° 10	2,000	18,4	1,0	3,3	96,7		- CLASIFICACIÓN AASHTO	A-7-6 (19)
N° 16	1,190						- % de Humedad	30,4
N° 20	0,840	13,1	0,7	4,0	96,0			
N° 30	0,590	33,3	1,9	5,9	94,1			
N° 40	0,425	42,8	2,4	8,3	91,7			
N° 50	0,297							
N° 60	0,177	163,0	9,1	19,6	80,4		DATOS DE LA MUESTRA	
N° 100	0,149	31,8	1,8	21,3	78,7		- PESO TOTAL (gr)	1800,0 100,0 %
N° 200	0,075	40,6	2,3	23,6	76,4		- PESO GRAVA (gr)	41,2 2,3 %
-200		1.378,6	76,4				- PESO ARENA (gr)	1758,8 97,7 %
							- PESO FRACCIÓN (gr)	

CURVA GRANULOMÉTRICA

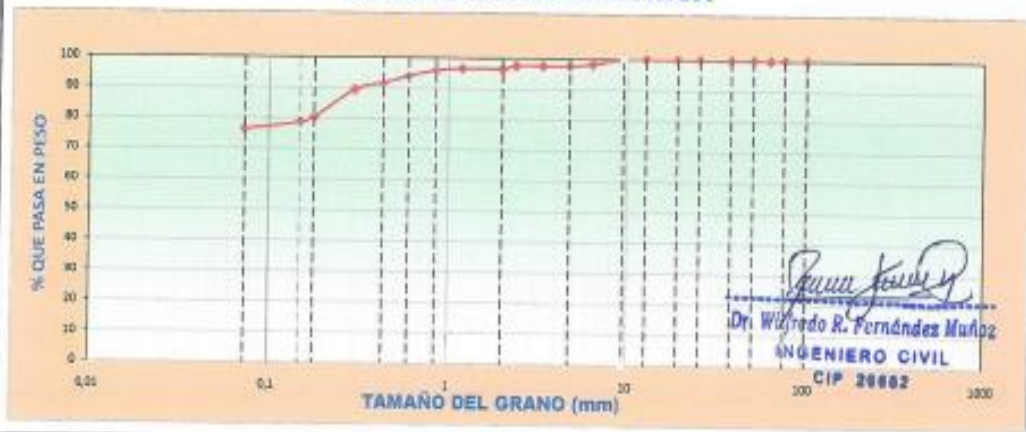


Figura 19. Análisis granulométrico de calicata N° 1

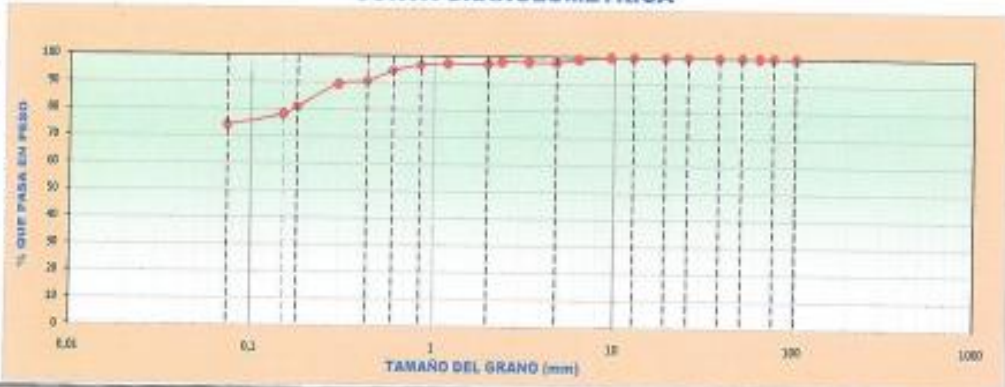
Fuente: Informe técnico N°015714-2021 – Laboratorio HERNÁNDEZ

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (AASHTO T-27 ASTM D 422)

PROYECTO	: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES MEDIANTE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL DISTRITO DE CHILLIA - PATAZ 2021		
UBICACIÓN	: PROLONGACION LA AURORA S/N DISTRITO DE CHILLIA, PROVINCIA DE PATAZ, DEPARTAMENTO LA LIBERTAD		
CALICATA	: N° 2 - PROF.(m) : 4,00 - COORDENADAS UTM: N. 9101433.14 E. 222723.77	ALTITUD: 2146.65 msnm	
SOLICITANTE	: TORRES LOPEZ NEYDER YVIN Y SIFUENTES GÓNGORA FRANKLIN JOSÉ		
FECHA	: JULIO DEL 2021		

MALLA DEBE SER ADECUADA	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM 422						CONTENIDO DE HUMEDAD (NORMA ASTM D 2216 / 4643)	
	ARESTA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	RET. PARCIAL (%)	RET. ACUMUL. (%)	PASA (%)	DETERMINACIÓN		
4"	101,6						Número de la Taza	9/5
3"	76,200						Peso de la Taza	7,0
2 1/2"	63,500						Taza + Suelo Humedo	363,9
2"	50,800						Taza + Suelo Seco	283,2
1 1/2"	38,100						Peso del agua	80,7
1"	25,400						Peso del suelo seco	276,2
3/4"	19,050						% de Humedad	29,22
1/2"	12,700						RESULTADOS DE ENSAYOS	
3/8"	9,525				100,0		LÍMITE LÍQUIDO (%)	33,40
1/4"	6,350	14,6	0,8	0,8	99,2		LÍMITE PLÁSTICO (%)	29,31
N° 4	4,750	18,9	1,1	1,9	98,1		ÍNDICE PLÁSTICIDAD (%)	24,09
N° 6	3,350						CLASIFICACIÓN SUCS	MH
N° 8	3,380						CLASIFICACIÓN AASHTO	A-7-6 (19)
N° 10	2,000	12,2	0,7	2,6	97,4		% de Humedad	29,2
N° 16	1,190						DATOS DE LA MUESTRA	
N° 20	0,840	11,0	0,5	3,1	96,9		- PESO TOTAL (gr) :	1750,0 100,0 %
N° 30	0,600	38,2	2,2	5,4	94,6		- PESO GRAVA (gr) :	33,8 1,9 %
N° 40	0,425	68,7	3,9	9,3	90,7		- PESO ARENA (gr) :	1716,2 98,1 %
N° 60	0,250						- PESO FRACCIÓN (gr)	
N° 80	0,177	148,0	8,5	18,9	81,1			
N° 100	0,149	50,6	2,9	21,8	78,2			
N° 200	0,075	70,1	4,0	25,8	74,2			
-200		1.297,7	74,2					

CURVA GRANULOMÉTRICA



NOTA: LAS MUESTRAS FUERON ALCANZADAS POR EL INTERESADO


Dr. Wilfredo R. Fernández Muñoz
 INGENIERO CIVIL
 CIP 28882

Figura 20. Análisis granulométrico de calicata N° 2
Fuente: Informe técnico N°015714-2021 – Laboratorio HERNÁNDEZ

Las muestras que se embolsaron en las bolsas herméticas sirvieron para realizar el análisis de contenido de humedad, donde se encontró en relación al peso del agua y el peso del suelo, del cual se obtuvieron los siguientes resultados:

Calicata N°1 – Estrato N°1 = 28.87 %

Calicata N°2 – Estrato N°1 = 29.31 %

3.8.2.2. Coeficientes de fricción

Con este respectivo ensayo se obtuvieron los ángulos de rozamiento interno del suelo siendo los siguientes:

Calicata N° 1 = 8.30°

Calicata N° 2 = 8.20°

3.8.2.3. La capacidad portante del suelo

Se determinó mediante el ensayo por corte directo, en el cual se realizó un ensayo de este tipo, ya que contaba con un tipo de suelo “MH”.

La cohesión del suelo es:

Calicata N° 1 = 0.17 kg/cm²

Calicata N° 2 = 0.16 kg/cm²

Teniendo en cuenta estos resultados obtenidos, se procedió a aplicar la fórmula de Terzaghi para la determinación de la capacidad portante, de lo cual se obtuvo que:

Calicata N° 1 = 0.85 kg/cm² (ver figura 21)

Calicata N° 2 = 0.82 kg/cm² (ver figura 22)

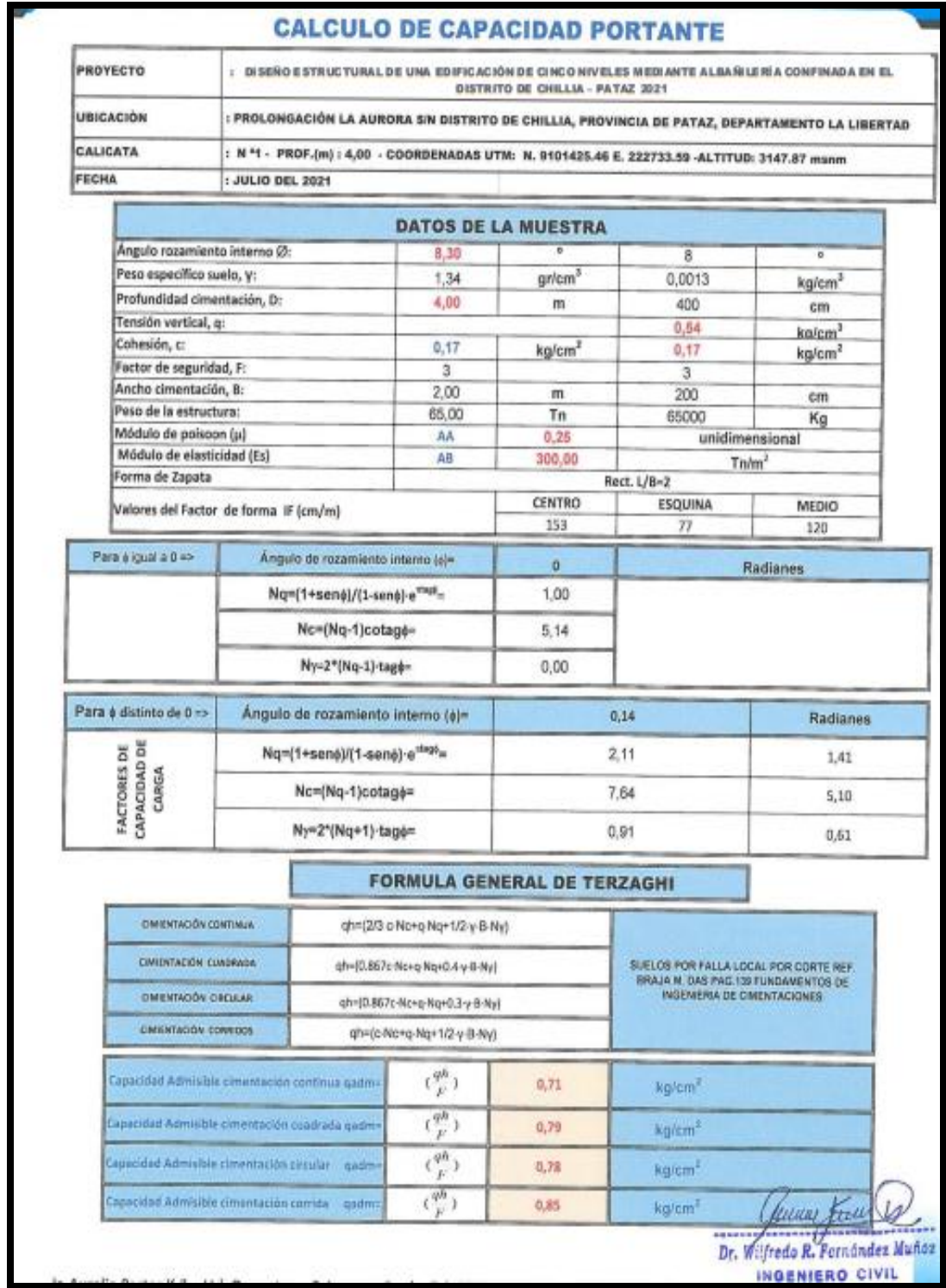


Figura 21. Capacidad portante calicata N° 1

Fuente: Informe técnico N°015714-2021 – Laboratorio HERNÁNDEZ

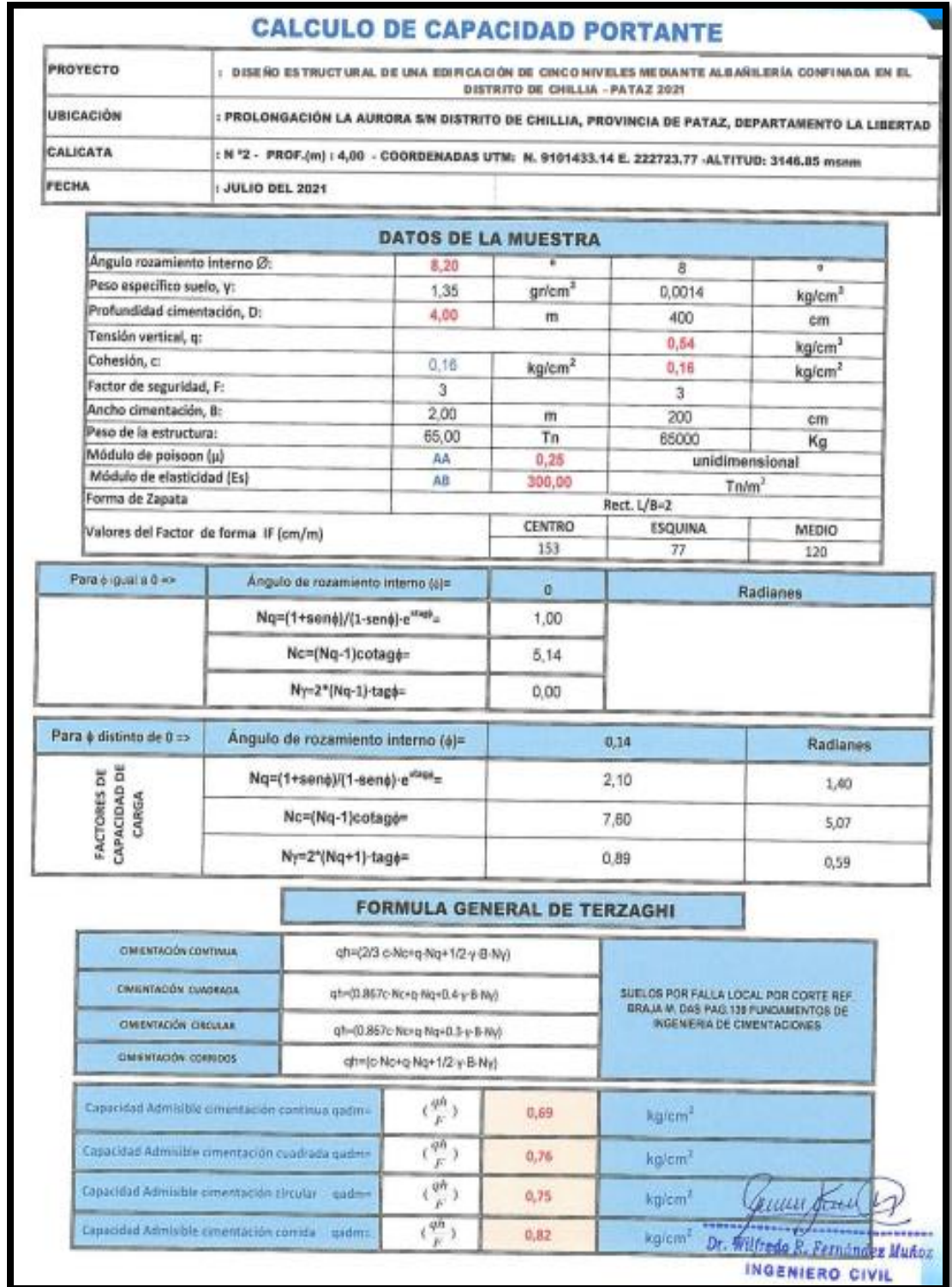


Figura 22. Capacidad portante calicata N° 2

Fuente: Informe técnico N°015714-2021 – Laboratorio HERNÁNDEZ

3.8.2.4. Asentamientos

Después de obtener la capacidad admisible del suelo por cada calicata, se continuó con el cálculo del asentamiento, el cual se determinó con la aplicación del método elástico, del cual se obtuvo:

Calicata N° 1 = 1.84 cm (ver figura 23)

Calicata N° 2 = 1.84 cm (ver figura 24)

ASENTAMIENTOS INMEDIATOS			
Cimentación	Centro	Esquina	Medio
Si(continua)=	1,84 cm	0,93 cm	1,45 cm
Si(cuadrada)=	2,05 cm	1,03 cm	1,61 cm
Si(circular)=	2,03 cm	1,02 cm	1,59 cm
Si(corrída)=	2,22 cm	1,12 cm	1,74 cm

ASENTAMIENTOS MÁXIMOS			
Si(continua)	Si(cuadrada)	Si(circular)	Si(corrída)
1,84 cm	2,05 cm	2,03 cm	2,22 cm

Figura 23. Asentamiento de calicata N° 1

Fuente: Informe técnico N°015714-2021 – Laboratorio HERNÁNDEZ

ASENTAMIENTOS INMEDIATOS			
Cimentación	Centro	Esquina	Medio
Si(continua)=	1,84 cm	0,92 cm	1,44 cm
Si(cuadrada)=	2,04 cm	1,03 cm	1,60 cm
Si(circular)=	2,02 cm	1,02 cm	1,59 cm
Si(corrída)=	2,21 cm	1,11 cm	1,74 cm

ASENTAMIENTOS MÁXIMOS			
Si(continua)	Si(cuadrada)	Si(circular)	Si(corrída)
1,84 cm	2,04 cm	2,02 cm	2,21 cm

Figura 24. Asentamiento de calicata N° 2

Fuente: Informe técnico N°015714-2021 – Laboratorio HERNÁNDEZ

3.8.2.5. Coeficiente de balasto

Después de obtener los asentamientos del suelo por cada calicata, se continuó con el cálculo del coeficiente de balasto, el cual se determinó con la aplicación del método elástico, del cual se obtuvo:

Coeficiente de Balasto es:

Calicata N° 1 = 6.05 kg/cm³ (ver figura 25)

Calicata N° 2 = 6.05 kg/cm³ (ver figura 26)

$$K = 1.2 \frac{(E_s)}{(1 - \mu^2)} 0.07$$

K=	6,05Kg/cm3
----	------------

Figura 25. Coeficiente de balasto de calicata N° 1

Fuente: Informe técnico N°015714-2021 – Laboratorio HERNÁNDEZ

$$K = 1.2 \frac{(E_s)}{(1 - \mu^2)} 0.07$$

K=	6,05Kg/cm3
----	------------

Figura 26. Coeficiente de balasto de calicata N° 2

Fuente: Informe técnico N°015714-2021 – Laboratorio HERNÁNDEZ

3.8.3. Análisis Sísmico

El análisis sísmico de la edificación de albañilería confinada se realizó en base a las Normas Técnicas como la E.020, E.030 y E.070, ya que fue indispensable para el predimensionamiento, estructuración y metrado de cargas, y para los respectivos análisis se usó el programa ETABS.

3.8.3.1. Predimensionamiento y estructuración

La arquitectura del proyecto constó de un área construida de 242.50 m² (típica) de 5 pisos, donde se realizó la distribución de los ambientes (ver figura N° 27 y 28) y se tiene un área de total de 408.00 m², incluido área libre y área techada.

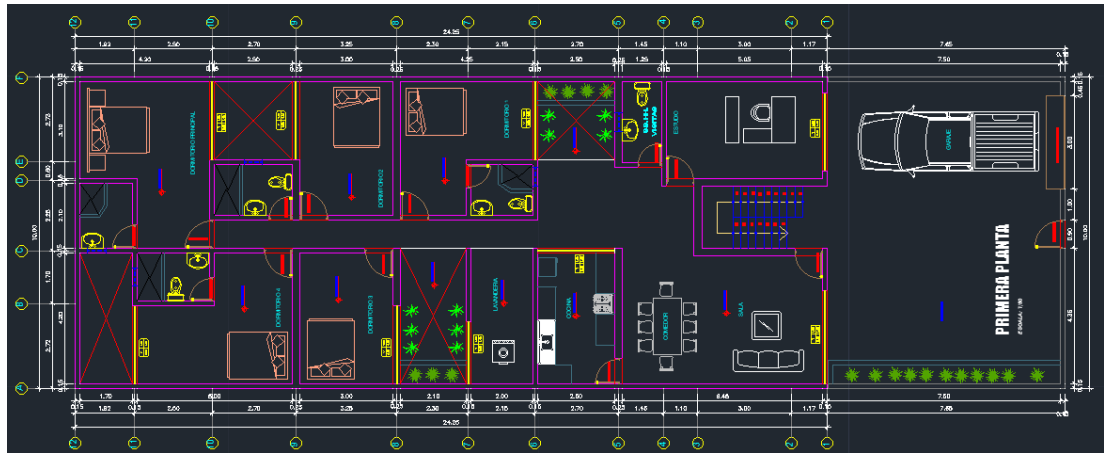


Figura 27. Diseño arquitectónico de primera planta

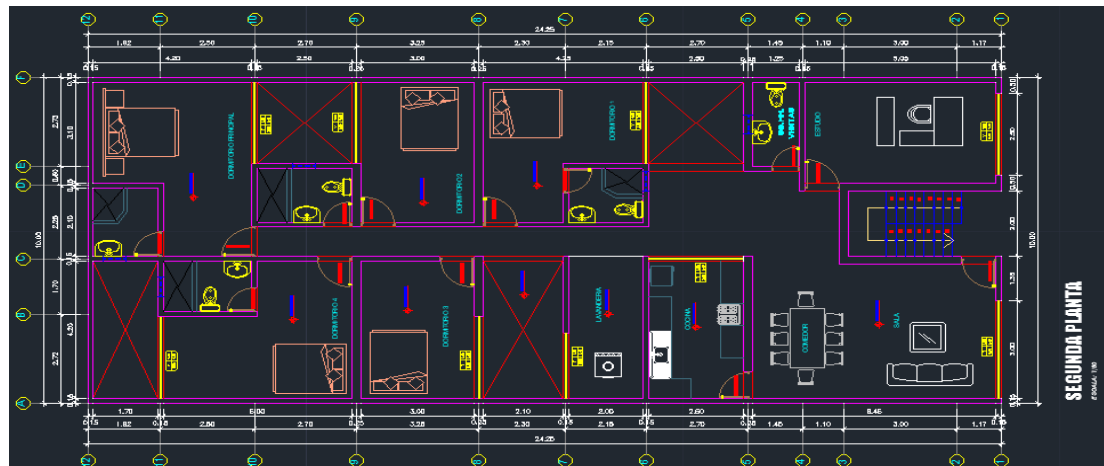


Figura 28. Diseño arquitectónico de segunda - quinta planta

En primer lugar, se replica el encofrado típico de la edificación y se suprimen todos los elementos arquitectónicos, dejando los elementos estructurales como referencia.

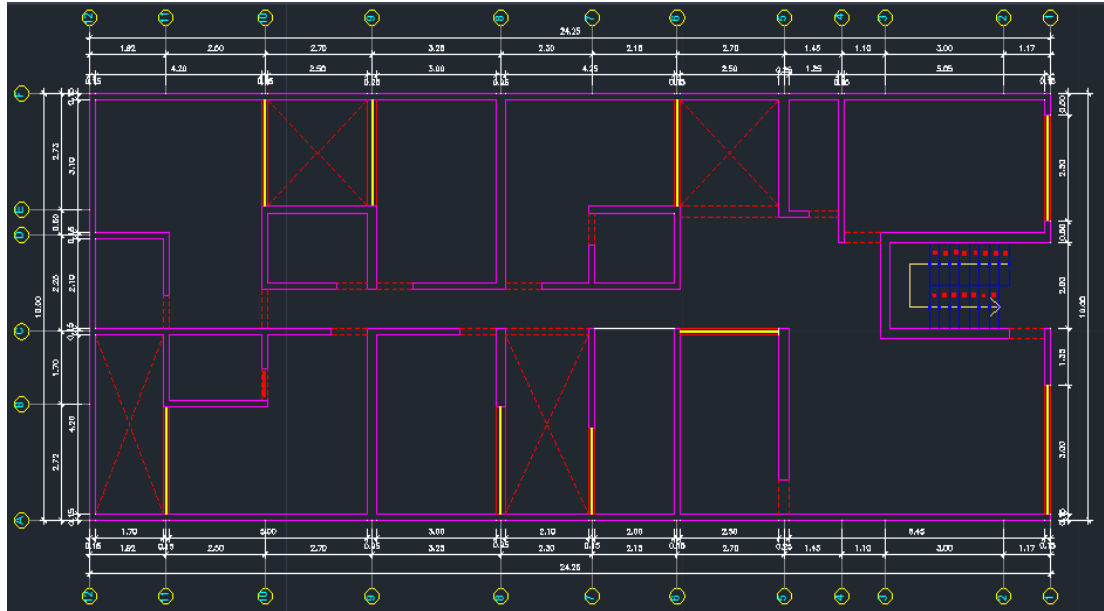


Figura 29. Encofrado típico

- **Predimensionamiento de losa aligerada**

La losa aligerada se con considero la luz más crítica para el predimensionamiento, en nuestro caso se encontró en el eje (X), para ello se empleó la siguiente expresión:

$$h \geq \frac{ln}{25}$$

Donde (h) es el espesor del aligerado y el (ln) es la luz libre mayor, considerando el sentido perpendicular al aligerado, para ello se efectuó de la siguiente manera:

$$h \geq \frac{3.00}{25} = 0.12m$$

El espesor de la losa será de 0.17 m.

- **Predimensionamiento de los muros portantes**

El espesor del muro según la Norma Técnica E.070, se predimensionan los muros portantes en base a la zona sísmica, en nuestro caso estamos en la zona sísmica 2 y se debe de emplear la siguiente expresión.

$$t \geq \frac{h}{25}$$

Donde (t) es el espesor efectivo mínimo del muro y (h) es la altura efectiva del muro, para su cálculo se realizó de la siguiente manera:

$$t \geq \frac{2.77}{25} = 0.11 \text{ m}$$

El espesor del muro portante será de 0.15 m.

Densidad de muros en (X y Y):

La Norma E.070 establece que para una correcta estructuración y predimensionamiento de los muros portantes, estas deben cumplir con el Artículo 19.2b. La estructura debe presentar una mínima densidad de muros en ambas direcciones de análisis (X, Y), la cual se verifica con la fórmula (19.2b). Para obtener los valores es necesario las dimensiones de los muros y los factores sísmicos que especifica la Norma E.030.

La densidad mínima de los muros se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Área de Corte de los Muros Reforzados}}{\text{Área de la Planta Típica}} = \frac{\sum Lxt}{A_p} \geq \frac{Z^*U^*S^*N}{56} \quad (19.2b)$$

Número de Pisos (N)	5	5 pisos
Factor de Zona (Z)	0.25	Chillia, Pataz, Zona 2
Factor de Uso (U)	1	Vivienda Unifamiliar
Factor de Suelo (S)	1.40	Suelo Intermedio, S3
Área típica del piso (Ap)	242.50	m ²

L es la longitud total del muro incluyendo columnas (mayor que 1.20m) y t es el espesor efectivo de muro.

Tabla 12. Densidad de muros en el Eje (X).

DIRECCIÓN (X)					
Tipo de Aparejo	Muro	Longitud L(m)	Espesor t(m)	Lxt (m ²)	Σ Lxt (m ²)
Soga	MX-1	10.00	0.15	1.50	9.634
Soga	MX-2	1.70	0.15	0.26	
Soga	MX-3	1.50	0.15	0.23	
Soga	MX-4	1.95	0.15	0.29	
Cabeza	MX-5	4.35	0.25	1.09	
Cabeza	MX-6	1.95	0.25	0.49	
Cabeza	MX-7	1.85	0.25	0.46	
Cabeza	MX-8	4.45	0.25	1.11	
Soga	MX-9	2.35	0.15	0.35	
Soga	MX-10	4.35	0.15	0.65	
Soga	MX-11	1.95	0.15	0.29	
Cabeza	MX-12	3.55	0.25	0.89	
Cabeza	MX-13	2.75	0.25	0.69	
Soga	MX-14	3.40	0.15	0.61	
Cabeza	MX-15	2.50	0.25	0.63	
Soga	MX-16	1.36	0.15	0.20	

$$\frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56}$$

$$\sum L \cdot t = 9.634 \text{ m}^2$$

$$\frac{\sum L \cdot t}{A_p} = \frac{9.633 \text{ m}^2}{242.50 \text{ m}^2} = 0.03973$$

$$Z \cdot U \cdot S \cdot N = 0.25 \cdot 1 \cdot 1.4 \cdot 5 = 1.75$$

$$\frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56} = \frac{1.75}{56} = 0.03125$$

$$0.03973 \geq 0.03125 \quad \text{CUMPLE}$$

Tabla 13. Densidad de muros en el Eje (Y).

DIRECCIÓN (Y)					
Tipo de Aparejo	Muro	Longitud L(m)	Espesor t(m)	Lxt (m ²)	Σ Lxt (m ²)
Soga	MY-1	24.25	0.15	3.64	13.025
Soga	MY-2	2.65	0.15	0.40	
Cabeza	MY-3	3.25	0.25	0.81	
Soga	MY-4	2.35	0.15	0.35	
Soga	MY-5	5.95	0.15	0.89	
Soga	MY-6	3.50	0.15	0.53	
Soga	MY-7	2.35	0.15	0.35	
Soga	MY-8	1.90	0.15	0.29	
Cabeza	MY-9	4.30	0.25	1.08	
Soga	MY-10	1.85	0.15	0.28	
Soga	MY-11	2.30	0.15	0.35	
Soga	MY-12	2.90	0.15	0.44	
Soga	MY-13	24.25	0.15	3.64	

$$\frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56}$$

$$\sum L \cdot t = 13.025 \text{ m}^2$$

$$\frac{\sum L \cdot t}{A_p} = \frac{13.025 \text{ m}^2}{242.50 \text{ m}^2} = 0.05371$$

$$Z \cdot U \cdot S \cdot N = 0.25 \cdot 1 \cdot 1.4 \cdot 5 = 1.75$$

$$\frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56} = \frac{1.75}{56} = 0.03125$$

$$0.05371 \geq 0.03125 \quad \text{CUMPLE}$$

Ya que en el eje X y Y no cumplía con la densidad de muros requerida se tuvo que aumentar el espesor del muro de acuerdo al aparejo de ladrillo que vendría ser de cabeza, resultando una sección de 0.25m como se muestra en la tabla N° 11 y 12.

- **Predimensionamiento de los elementos de confinamiento**

Columnas de amarre

Son elementos de confinamiento vertical, Según norma E.070, el peralte mínimo de la columna de confinamiento será de 15 cm, y el espesor mínimo será igual al espesor efectivo de muro, teniendo en cuenta esto, usaremos la siguiente dimensión de columna de amarre, en la estructuración se definió dos columnas de diferente geometría: Columnas cuadradas y rectangulares.

Columna de Cuadrada (CC) = 0.25m x 0.25 m

Columna de Rectangulares (CR) = 0.15m x 0.25 m

Columna en T (CT) = 0.15m x 0.25 m

Columna en L (CL) = 0.15m x 0.25 m

Vigas soleras

Son elementos de confinamiento horizontal, Según norma E.070, el peralte mínimo de la viga solera será igual al espesor de la losa del techo, y el espesor mínimo será igual al espesor efectivo de muro, teniendo en cuenta esto, se determinó de la siguiente manera:

$$h = 0.17\text{m}$$

$$b = 0.25\text{ m}$$

$$\text{Viga Solera (VS)1} = 0.25\text{m} \times 0.17\text{ m}$$

$$h = 0.17\text{m}$$

$$b = 0.15\text{ m}$$

$$\text{Viga Solera (VS)2} = 0.15\text{m} \times 0.17\text{m}$$

Vigas Dintel

Según la norma E.070, nos dice que considera la luz libre más crítica (menor) para la viga dintel resulta $l_n = 0.90\text{m}$, por lo que el peralte (h) de la viga deberá cumplir con la siguiente condición. ($l_n / h \geq 2$)

$$0.90 \geq 2h$$

$$0.90 \geq 2 \times 0.40 = 0.90 \geq 0.80 \text{ Cumple}$$

Se establece el predimensionamiento de la viga dintel un peralte típico de $h = 40 \text{ cm}$ y el ancho igual al espesor de los muros que conecta $b = 15 \text{ cm}$ y $b = 25 \text{ cm}$. La sección de las vigas dintel resulta:

$$\text{VD 1} = 0.25 \text{ m} \times 0.40 \text{ m.}$$

$$\text{VD 2} = 0.15 \text{ m} \times 0.40 \text{ m.}$$

Vigas Chata

Las vigas chatas se definen con un peralte igual al espesor de la losa aligerada y un ancho mínimo, la sección resulta:

$$\text{VCH} = 0.20 \text{ m} \times 0.17 \text{ m.}$$

Luego se procede a definir qué muros participaran como elementos resistentes. La Norma E.070 indica que los muros menores a 1.20 m no deben ser considerados como elementos resistentes, lo cual en la estructuración serán despreciables.

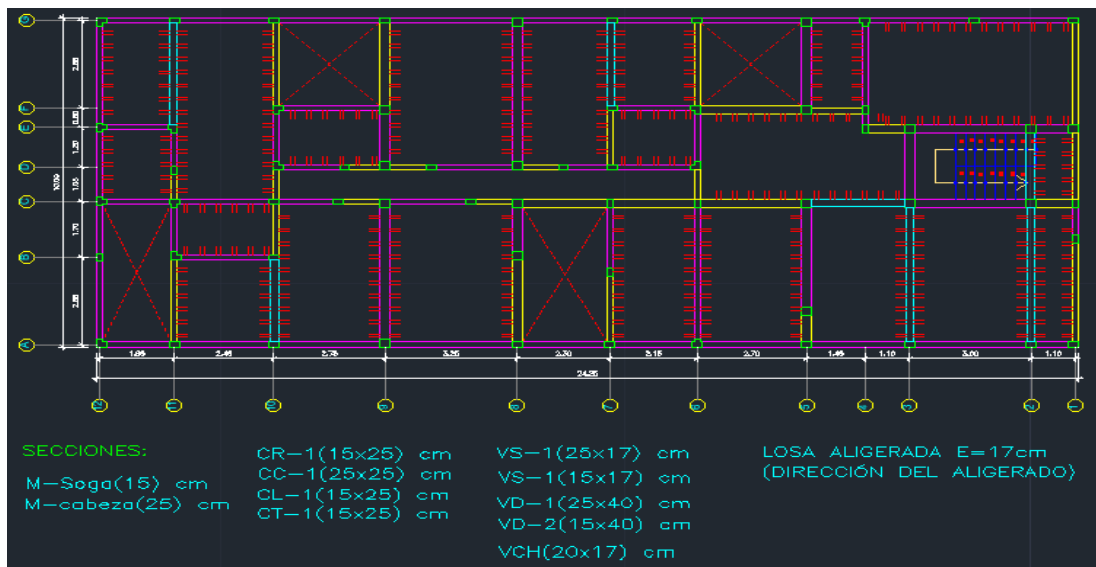


Figura 30. Elementos resistentes de estructuración

Se procederá a realizar el modelamiento en el programa ETABS 2016, se definirán los materiales: Según las especificaciones técnicas para esta

edificación de albañilería se usará los siguientes materiales, lo cual se procede a definir los materiales en el ETABS, previamente cambiando las unidades a kg-cm para no transformar los valores.

Materiales de concreto $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$

Figura 31. Definición de concreto en el ETABS

Material albañilería industrial $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$

Figura 32. Definición de albañilería industrial en el ETABS

Material acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$


ET Material Property Data

General Data

Material Name: Refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.00785 kgf/cm³

Mass per Unit Volume: 0.000008 kgf-s²/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2000000 kgf/cm²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Figura 33. Definición de acero de refuerzo en el ETABS

Definición de elementos columna: Se procede a definir las secciones de los elementos predimensionados anteriormente.

Columna cuadrada de $0.25\text{m} \times 0.25\text{m}$


ET Frame Section Property Data

General Data

Property Name: CC-1 (25X25)

Material: Concreto $F_c = 175 \text{ kg/cm}^2$

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: 25 cm

Width: 25 cm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

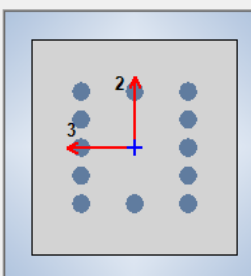


Figura 34. Definición de columna cuadrada

Columna rectangular de 0.15m x 0.25m

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: CR - 1 (15x25)

Material: Concreto Fc= 175 kg/cm2

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: 15 cm

Width: 25 cm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

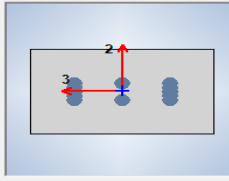


Figura 35. Definición de columna rectangular

Columna en T de 0.15m x 0.25m

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: CT (15x25)

Material: Concreto Fc=175 kg/cm2

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

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Tee

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth: 25 cm

Total Width: 25 cm

Flange Thickness: 15 cm

Web Thickness At Flange: 15 cm

Web Thickness At Tip: 15 cm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Mirror

Mirror About Local 3-Axis

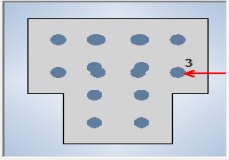


Figura 36. Definición de columna en T

Columna en L de 0.15m x 0.25m

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: CL (15x25)

Material: Concreto Fc=175 kg/cm2

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: 25 cm

Total Width: 25 cm

Horizontal Leg Thickness: 15 cm

Vertical Leg Thickness At Corner: 15 cm

Vertical Leg Thickness At Tip: 15 cm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Mirror

Mirror About Local 2-Axis

Mirror About Local 3-Axis

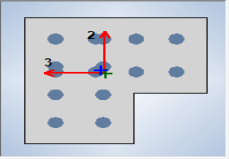


Figura 37. Definición de columna en L

Definición de los elementos viga: Se debe conocer ciertos criterios como despreciar la torsión, pues las vigas se diseñan principalmente a flexión y a corte, por lo que estas no deben presentar torsión. Si se deja la constante de torsión en “1” se hace suponer que las vigas presentan el mismo comportamiento que las columnas, lo cual es incorrecto, es por ello que la torsión debe definirse como despreciable en las vigas.

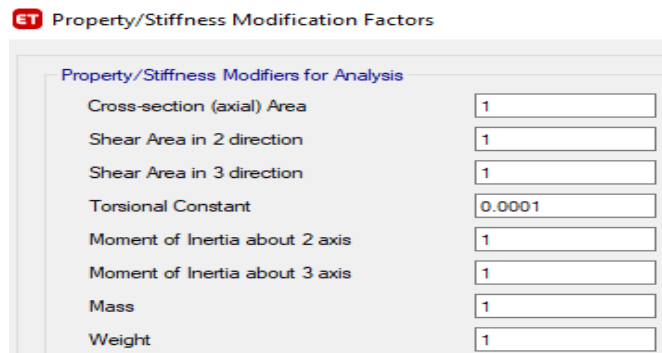


Figura 38. Criterio para torsión en viga de confinamiento Etabs

Se muestran las secciones definidas de los elementos Frame en el ETABS.

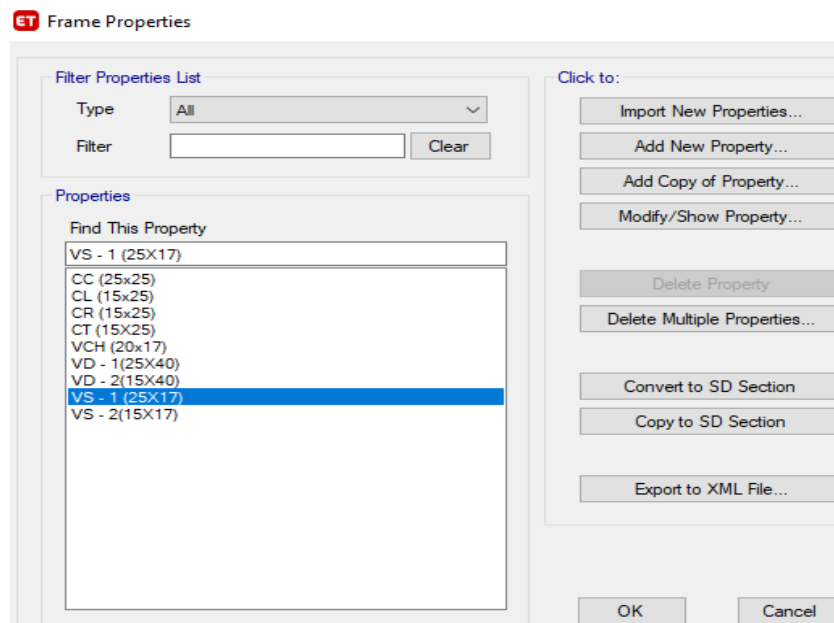


Figura 39. Secciones definidas de elementos Frame

Se procede a definir los elementos tipo Shell, las cuales serán las losas aligeradas, rampa de escalera y los muros portantes.

Se define la losa aligerada $h = 17\text{cm}$ en ambas direcciones X y Y.

The screenshot shows the 'ET Slab Property Data' dialog box. It is divided into two main sections: 'General Data' and 'Property Data'.
In the 'General Data' section:
- 'Property Name' is 'LAX h=17'.
- 'Slab Material' is 'Concreto $f_c=175\text{ kg/cm}^2$ '.
- 'Modeling Type' is 'Shell-Thin'.
- 'Display Color' is a yellow color swatch.
In the 'Property Data' section:
- 'Type' is 'Ribbed'.
- 'Overall Depth' is '17 cm'.
- 'Slab Thickness' is '5 cm'.
- 'Stem Width at Top' is '10 cm'.
- 'Stem Width at Bottom' is '10 cm'.
- 'Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction)' is '40 cm'.
- 'Rib Direction is Parallel to' is 'Local 1 Axis'.

Figura 40. Definición de losa aligerada en X, Etabs

The screenshot shows the 'ET Slab Property Data' dialog box. It is divided into two main sections: 'General Data' and 'Property Data'.
In the 'General Data' section:
- 'Property Name' is 'LAY h=17'.
- 'Slab Material' is 'Concreto $f_c=175\text{ kg/cm}^2$ '.
- 'Modeling Type' is 'Shell-Thin'.
- 'Display Color' is a red color swatch.
In the 'Property Data' section:
- 'Type' is 'Ribbed'.
- 'Overall Depth' is '17 cm'.
- 'Slab Thickness' is '5 cm'.
- 'Stem Width at Top' is '10 cm'.
- 'Stem Width at Bottom' is '10 cm'.
- 'Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction)' is '40 cm'.
- 'Rib Direction is Parallel to' is 'Local 2 Axis'.

Figura 41. Definición de losa aligerada en Y, Etabs

Se define la losa de la escalera típica de dos tramos, para ello se consideró como una sola losa de un solo espesor, de esa manera se consideró $h = 22$ cm. Con el fin de que aplique su propio peso a la estructura.

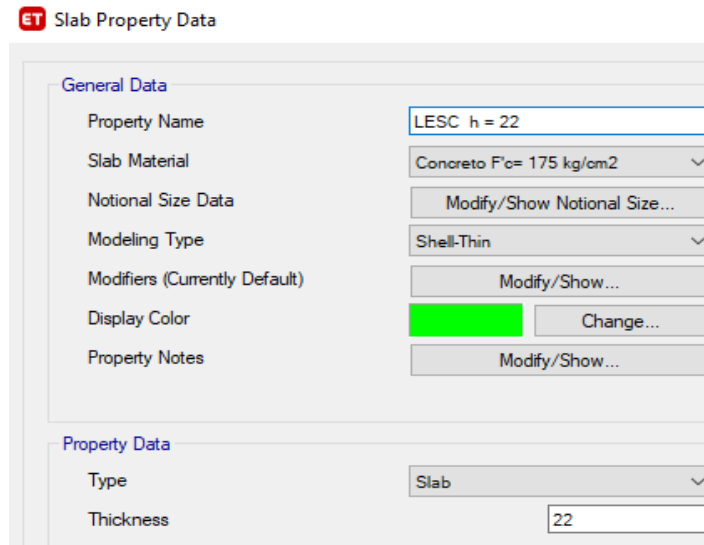


Figura 42. Definición de la escalera, Etabs

Se procede a definir los muros de soga $e = 25$ cm y Muros de cabeza $e = 15$ cm.

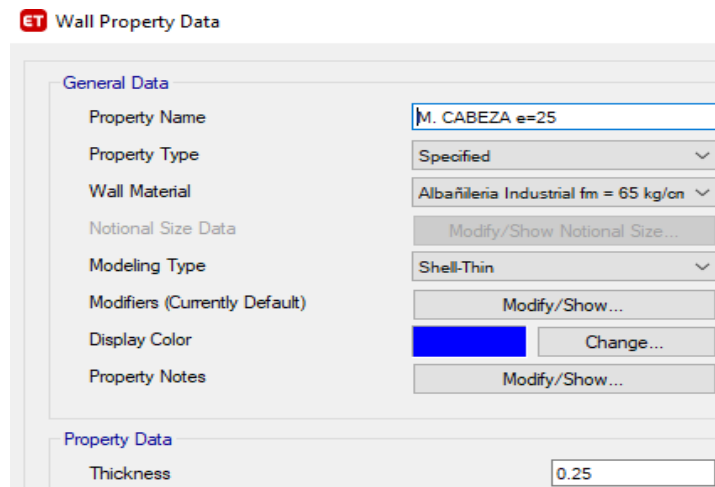


Figura 43. Definición de muros portantes de cabeza, Etabs

3.8.3.2. Metrado de cargas y asignación de cargas

Metrado de cargas muertas: Se muestra una tabla de los pesos volumétricos de los materiales presentes en los elementos de la estructura según la Norma E.020.

Tabla 14. *Peso unitario de materiales*

MATERIAL	PESO UNITARIO
Unidades de albañilería sólida	1.80 Tn/m ³
Unidades de albañilería huecas	1.40 Tn/m ³
Concreto armado	2.40 Tn/m ³

En la siguiente tabla se muestra las cargas muertas por metro cuadrado que estarán presentes en las losas, para ello se procedió a calcular el peso por metro cuadrado, donde entran aproximadamente 9 ladrillos de techo en un m², el ladrillo de las siguientes medidas: 12x30x30 cm, teniendo un peso unitario de 7.80 kg.

El peso de ladrillos por m²= 7.8 x 9 =70.20 kg/m²

Tabla 15. *Carga muerta por m²*

MATERIAL	PESO x M²
Piso terminado (Acabados)	100 kg/m ²
Ladrillo de techo (Losa aligerada)	70.20 kg/m ²

Metrado de cargas vivas: Según la Norma E.020, se presentan las siguientes cargas vivas para edificaciones destinadas a ser viviendas.

Tabla 16. *Carga viva según tipo de uso*

OCUPACIÓN O USO	S/C (kg/m²)
Viviendas	200
Corredores y escaleras	200
Azotea	100

Metrado de cargas de tabiquería: Se observa que la edificación presenta elementos de tabiquería, los cuales son elementos no estructurales como los alféizares de las ventanas y los parapetos presentes en la azotea. El peso volumétrico de la tabiquería es 1400 kg/m^3 , el espesor típico de un muro de albañilería es de 15 cm, por lo que es posible obtener la carga distribuida lineal según la altura del ambiente. Se observa que diversos ambientes de la arquitectura presentan ventanas, por lo que se estima que la altura del alféizar es de 1.0 m. $\text{CM (Alféizar)} = 1400 * 0.15 * 1.0 = 210 \text{ kg/m}$, Asimismo para la azotea que presenta parapetos en todo su perímetro se debe asignar el peso como carga distribuida. La altura del parapeto, según el plano de arquitectura, es de 1.0 m.

En el metrado se consideran las cargas muertas más las cargas vivas (con el 25%), dado que el peso sirve para el análisis sísmico.

Tabla 17. *Metrado de cargas por piso. Fuente: Etabs 2016*

NIVELES	PESO POR NIVEL (TN)
PISO 5	248.19
PISO 4	233.63
PISO 3	233.25
PISO 2	233.63
PISO 1	285.30
PESO TOTAL =	1234.01

3.8.3.3. Periodo fundamental

Las pestañas UX, UY, UZ significan el porcentaje de masa participativa que se obtiene de cada modo en las direcciones traslacionales X, Y y Z. Por ejemplo, en el primer modo se tiene una masa participativa de 70% en X, 0.01% en Y y 12% de rotación en Z. Se puede deducir que en el primer modo es traslacional en X, pues toma un mayor porcentaje de masa participativa. La estructura no puede trasladarse en Z, por ello los valores son 0.

Tabla 18. Masa participativa en primer modal. Fuente: Etabs 2016

TABLE: Modal Participating Mass Ratios											
Case	Mode	Period (S)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.256	0.6981	0.001	0	0.6981	0.001	0	0.0005	0.2818	0.1221
Modal	2	0.168	0.1218	0.0068	0	0.8198	0.0079	0	0.0021	0.0409	0.7447
Modal	3	0.166	8.9E-06	0.8554	0	0.8199	0.8632	0	0.2644	3.2E-05	0.0082
Modal	4	0.076	0.1285	0.0003	0	0.9483	0.8636	0	0.0003	0.468	0.019
Modal	5	0.056	0.0198	0.0007	0	0.9681	0.8643	0	0.0043	0.1124	0.0814
Modal	6	0.054	2.5E-05	0.1116	0	0.9681	0.9759	0	0.6567	1.2E-05	0.0006
Modal	7	0.04	0.021	3.66E-06	0	0.9891	0.9759	0	3.3E-05	0.0587	0.0054
Modal	8	0.033	0.0044	3.6E-05	0	0.9935	0.976	0	0.0001	0.0106	1.32E-02
Modal	9	0.031	8.2E-06	0.019	0	0.9935	0.995	0	0.0457	3.8E-05	0.0001
Modal	10	0.028	0.004	0.00E+00	0	0.9975	0.995	0	1.85E-06	0.0167	0.0012
Modal	11	0.024	9.00E-04	2.1E-05	0	0.9984	0.995	0	0.0002	0.0053	2.40E-03
Modal	12	0.023	0.0006	3.12E-06	0	0.999	0.995	0	2.1E-05	0.002	0.0002
Modal	13	0.023	3E-06	0.0036	0	0.999	0.9987	0	2.12E-02	9E-06	3.48E-05
Modal	14	0.02	1.00E-04	4.7E-06	0	0.9992	0.9987	0	9.3E-06	4.00E-04	3.00E-04
Modal	15	0.019	1.9E-06	5.00E-04	0	0.9992	0.9992	0	1.30E-03	7E-06	6.2E-06

Cada diafragma presenta 3 grados de libertad: 2 traslacionales (X, Y) y 1 rotacional (Z) Por ello, para ver los valores de los porcentajes de masas participativas rotacionales se encuentran en la pestaña RX, RY y RZ.

Tabla 19. Grados de libertad. Fuente: Etabs 2016

TABLE: Modal Participating Mass Ratios											
Case	Mode	Period (S)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.256	0.6981	0.001	0	0.6981	0.001	0	0.0005	0.2818	0.1221
Modal	2	0.168	0.1218	0.0068	0	0.8198	0.0079	0	0.0021	0.0409	0.7447
Modal	3	0.166	8.9E-06	0.8554	0	0.8199	0.8632	0	0.2644	3.2E-05	0.0082
Modal	4	0.076	0.1285	0.0003	0	0.9483	0.8636	0	0.0003	0.468	0.019
Modal	5	0.056	0.0198	0.0007	0	0.9681	0.8643	0	0.0043	0.1124	0.0814
Modal	6	0.054	2.5E-05	0.1116	0	0.9681	0.9759	0	0.6567	1.2E-05	0.0006
Modal	7	0.04	0.021	3.66E-06	0	0.9891	0.9759	0	3.3E-05	0.0587	0.0054
Modal	8	0.033	0.0044	3.6E-05	0	0.9935	0.976	0	0.0001	0.0106	1.32E-02
Modal	9	0.031	8.2E-06	0.019	0	0.9935	0.995	0	0.0457	3.8E-05	0.0001
Modal	10	0.028	0.004	0.00E+00	0	0.9975	0.995	0	1.85E-06	0.0167	0.0012
Modal	11	0.024	9.00E-04	2.1E-05	0	0.9984	0.995	0	0.0002	0.0053	2.40E-03
Modal	12	0.023	0.0006	3.12E-06	0	0.999	0.995	0	2.1E-05	0.002	0.0002
Modal	13	0.023	3E-06	0.0036	0	0.999	0.9987	0	2.12E-02	9E-06	3.48E-05
Modal	14	0.02	1.00E-04	4.7E-06	0	0.9992	0.9987	0	9.3E-06	4.00E-04	3.00E-04
Modal	15	0.019	1.9E-06	5.00E-04	0	0.9992	0.9992	0	1.30E-03	7E-06	6.2E-06

En una estructura regular por lo general el periodo fundamental de vibración se obtiene en los 3 primeros modos, pues son de mayor importancia. Los dos primeros modos son de traslación en X, Y y el tercer modo es rotacional en Z. Para obtener el periodo fundamental se debe observar en qué dirección toma la mayor masa participativa (traslacional en X, Y o rotacional en Z). En el primer modo la masa participativa más representativa es traslacional en X con un **70%**, por lo que se toma el periodo fundamental en X de **0.256 s**.

En el tercer modo resulta ser traslacional en Y, pues toma un 85% de la masa participativa en Y. El periodo fundamental en Y es de **0.166 s**.

Finalmente, se observa que en el segundo modo de vibración es rotacional en Z, pues toma un **74%** de la masa participativa. Asimismo, para realizar el análisis sísmico estático solo se necesita obtener los periodos fundamentales de vibración en X y Y.

Tabla 20. *Período fundamental. Fuente: Etabs 2016*

TABLE: Modal Participating Mass Ratios											
Case	Mode	Period (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.256	0.6981	0.001	0	0.6981	0.001	0	0.0005	0.2818	0.1221
Modal	2	0.168	0.1218	0.0068	0	0.8198	0.0079	0	0.0021	0.0409	0.7447
Modal	3	0.166	8.9E-06	0.8554	0	0.8199	0.8632	0	0.2644	3.2E-05	0.0082
Modal	4	0.076	0.1285	0.0003	0	0.9483	0.8636	0	0.0003	0.468	0.019
Modal	5	0.056	0.0198	0.0007	0	0.9681	0.8643	0	0.0043	0.1124	0.0814
Modal	6	0.054	2.5E-05	0.1116	0	0.9681	0.9759	0	0.6567	1.2E-05	0.0006
Modal	7	0.04	0.021	3.66E-06	0	0.9891	0.9759	0	3.3E-05	0.0587	0.0054
Modal	8	0.033	0.0044	3.6E-05	0	0.9935	0.976	0	0.0001	0.0106	1.32E-02
Modal	9	0.031	8.2E-06	0.019	0	0.9935	0.995	0	0.0457	3.8E-05	0.0001
Modal	10	0.028	0.004	0.00E+00	0	0.9975	0.995	0	1.85E-06	0.0167	0.0012
Modal	11	0.024	9.00E-04	2.1E-05	0	0.9984	0.995	0	0.0002	0.0053	2.40E-03
Modal	12	0.023	0.0006	3.12E-06	0	0.999	0.995	0	2.1E-05	0.002	0.0002
Modal	13	0.023	3E-06	0.0036	0	0.999	0.9987	0	2.12E-02	9E-06	3.48E-05
Modal	14	0.02	1.00E-04	4.7E-06	0	0.9992	0.9987	0	9.3E-06	4.00E-04	3.00E-04
Modal	15	0.019	1.9E-06	5.00E-04	0	0.9992	0.9992	0	1.30E-03	7E-06	6.2E-06

Modos de vibración y masa participativa: En las pestañas de SumUX, SumUY y SumUZ son los acumulados de las masas participativas, por lo que se debe observar en qué modo alcanza lo requerido por la Norma E.030: “Se debe obtener como mínimo el 90% de las masas participativas en X y Y de la estructura”.

Se observa que en el modo 5 alcanza lo exigido por la norma, por lo que solo sería necesario obtener los resultados del análisis sísmico con los cinco primeros modos mediante la combinación modal.

Tabla 21. Acumulación de masas participativas. Fuente: Etabs 2016

TABLE: Modal Participating Mass Ratios											
Case	Mode	Period (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.256	0.6981	0.001	0	0.6981	0.001	0	0.0005	0.2818	0.1221
Modal	2	0.168	0.1218	0.0068	0	0.8198	0.0079	0	0.0021	0.0409	0.7447
Modal	3	0.166	8.9E-06	0.8554	0	0.8199	0.8632	0	0.2644	3.2E-05	0.0082
Modal	4	0.076	0.1285	0.0003	0	0.9483	0.8636	0	0.0003	0.468	0.019
Modal	5	0.056	0.0198	0.0007	0	0.9681	0.8643	0	0.0043	0.1124	0.0814
Modal	6	0.054	2.5E-05	0.1116	0	0.9681	0.9759	0	0.6567	1.2E-05	0.0006
Modal	7	0.04	0.021	3.66E-06	0	0.9891	0.9759	0	3.3E-05	0.0587	0.0054
Modal	8	0.033	0.0044	3.6E-05	0	0.9935	0.976	0	0.0001	0.0106	1.32E-02
Modal	9	0.031	8.2E-06	0.019	0	0.9935	0.995	0	0.0457	3.8E-05	0.0001
Modal	10	0.028	0.004	0.00E+00	0	0.9975	0.995	0	1.85E-06	0.0167	0.0012
Modal	11	0.024	9.00E-04	2.1E-05	0	0.9984	0.995	0	0.0002	0.0053	2.40E-03
Modal	12	0.023	0.0006	3.12E-06	0	0.999	0.995	0	2.1E-05	0.002	0.0002
Modal	13	0.023	3E-06	0.0036	0	0.999	0.9987	0	2.12E-02	9E-06	3.48E-05
Modal	14	0.02	1.00E-04	4.7E-06	0	0.9992	0.9987	0	9.3E-06	4.00E-04	3.00E-04
Modal	15	0.019	1.9E-06	5.00E-04	0	0.9992	0.9992	0	1.30E-03	7E-06	6.2E-06

3.8.3.4. Análisis sísmico estático

- **Zonificación**

La edificación se encuentra en el departamento de La Libertad. Según la Tabla N°1 de la Norma E.030, le corresponde un factor Z de 0.25 por estar en la zona 2.

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Figura 46. Definición del factor de zona.

- **Condiciones geotécnicas**

El suelo donde se encontrará la edificación, según estudios previos realizados, presenta características de un suelo tipo "S3", suelo blando, según lo estipulado en la Norma E.030, en el cual presenta un factor S igual a 1.40 y los periodos TP de 1.0 y TL de 1.6.

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

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _P " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Figura 47. Definición del factor de suelo y periodos Tp – TL.

- **Factor de ampliación sísmica**

Este factor incrementa la intensidad del sismo dependiendo de las características del lugar. Asimismo, este factor es usado para construir el espectro de la Norma E.030, en base a la variación del factor "C" en función del periodo.

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

T=0.256 s	Tp =1s
0.256 s < 1s	CUMPLE

Al cumplir la primera condición, se asume el valor de C = 2,5 (Eje X)

T=0.166 s	Tp =1s
0.166 < 1s	CUMPLE

Al cumplir la primera condición, se asume el valor de C = 2,5 (Eje Y)

- **Categoría de la edificación**

Cada edificación presenta un distinto desempeño ante un evento sísmico, es por ello que la Norma E.030, clasifica las edificaciones dependiendo el tipo de uso e importancia que esta posea como edificaciones esenciales, edificaciones importantes, edificaciones comunes y edificaciones temporales. El edificio está destinado para vivienda, el cual es considerado como edificio común, tipo "C", este presenta un factor de uso de 1.0.

C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
-------------------------------	--	-----

Figura 48. Definición del Factor de uso

- **Sistema estructural**

La Norma E.030, define un factor de reducción de fuerza sísmica “Ro”, el cual corresponde a la ductilidad de la estructura, involucrando las consideraciones de amortiguamiento y el comportamiento en la etapa inelástica. Se considera que la resistencia del edificio a diseñar está configurada por un sistema de albañilería confinada en ambas direcciones de análisis, por lo que le corresponde el coeficiente de reducción $R_o=3$.

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

Figura 49. Definición de coeficiente de reducción de albañilería.

- **Regularidad estructural**

Según las verificaciones realizadas en base a la Norma E.030, la estructura no presentaría ninguna irregularidad. Sin embargo, no todos los tipos de irregularidad pueden determinarse a simple vista, por lo que estos deben ser justificados al iniciar el análisis del modelo.

La edificación es considerada regular tanto en planta como en altura. Por ello, al no presentar irregularidad alguna los factores de irregularidad l_a y l_p es igual a 1,0. Por consiguiente, el coeficiente de reducción por cargas sísmicas “R” se debe calcular multiplicando el factor R por los factores de irregularidad en planta y en altura.

$$R = R_o \times l_a \times l_p \qquad R = 3 \times 1 \times 1 = 3$$

Se inició asumiendo la estructura como regular, esto debe ser verificado y justificado al iniciar el análisis sísmico del modelo.

- **Estimación del peso sísmico**

Según lo dicta la Norma E.030, para determinar el peso sísmico de la estructura, se debe tomar el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva para edificaciones tipo “C”

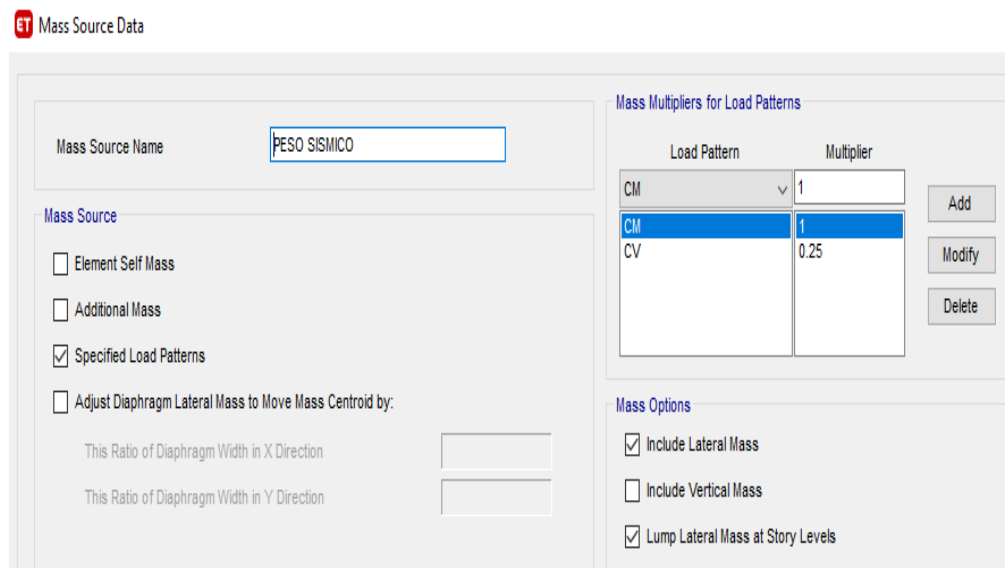


Figura 50. Definición del peso sísmico.

Se muestra que los pesos se encuentran acumulados, por lo que se procede a obtener el peso por nivel.

Tabla 22. *Peso Total de la edificación. Fuente: Etabs 2016*

TABLE: Story Forces										
Story	Output Case	Case Type	Location	P (Ton)	VX (Ton)	VY (Ton)	T (Ton-m)	MX (Ton-m)	MY (Ton-m)	PESO x NIVEL
PISO 5	PESO SISMICO	Combination	Bottom	248.186	0	0	0	2974.737	-1244.28	248.19
PISO 4	PESO SISMICO	Combination	Bottom	481.82	0	0	0	5778.682	-2411.99	233.63
PISO 3	PESO SISMICO	Combination	Bottom	715.073	0	0	0	8581.321	-3577.61	233.25
PISO 2	PESO SISMICO	Combination	Bottom	948.707	0	0	0	11385.27	-4745.32	233.63
PISO 1	PESO SISMICO	Combination	Bottom	1234.01	0	0	0	14839.27	-6174.49	285.30

PESO TOTAL (TON)	1234.01
-------------------------	----------------

Se realiza la comprobación del ratio de peso por metro cuadrado del nivel típico.

$$\text{Área piso típico} = 242.50 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso piso típico} = 233.63 \text{ Tn}$$

$$\text{Ratio} = 233.63 / 242.50 = 0.96344 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Ratio} = 963.44 \text{ Kg/m}^2$$

El rango del Ratio de un edificio tipo "C" debe de estar por los 1000 Kg/m² por lo tanto cumple de acuerdo a lo especificado.

Para determinar la fuerza de cortante basal del sismo estático (V) y distribuirlos por nivel se aplica la siguiente fórmula:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

$$V = \frac{0.25 \times 1 \times 2.5 \times 1.40}{3} \times 1234.37 \quad V = 360.02 \text{ Tn} \quad (\text{Eje X, Y})$$

Asimismo, debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{C}{R} \geq 0,11$$

$$\frac{2.5}{3} = 0.833 \geq 0.11 \quad (\text{Eje X,Y}) \quad \text{CUMPLE}$$

Una vez obtenida la cortante basal estática se puede determinar las fuerzas sísmicas por piso mediante las siguientes fórmulas.

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

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

El valor de “k” depende del periodo:

$$T \leq 0.5s, k = 1.0$$

$$T > 0.5s, k = (0.75 + 0.5T)$$

$$k_x = 1.0$$

Tabla 23. Cortante estática en (X-Y)

Piso	Peso por Nivel	Alturas	Pi*Hi^K	Alfai	Fi
	Ton	M			Tn
Techo 05	343.49	14.45	4963.36	0.31741	114.24
Techo 04	334.05	11.78	3935.13	0.25166	90.58
Techo 03	334.05	9.11	3043.21	0.19462	70.05
Techo 02	334.05	6.44	2151.3	0.13758	49.52
Techo 01	409.51	3.77	1543.86	0.09873	35.54
	Sumapi*Hi^K		15636.9		359.92



Figura 51. Distribución de fuerzas laterales por piso (X-Y).

3.8.3.5. Análisis sísmico dinámico

- **Espectro de aceleraciones**

Se procederá a realizar el análisis dinámico modal espectral, el cual según la Norma E.030 el espectro está definido por:

$$S_a = (Z * U * C * S) / R * g$$

Se obtendrán los valores de “Sa” para cada valor de “C” en sus distintos periodos. Obtenido los valores anteriores se generará el espectro de pseudo-aceleraciones Sa(g) vs T de la Norma E.030. Para la generación de la tabla y la gráfica del espectro se usará una hoja de cálculo en Excel.

Z	0.25
T_P (s)	1.0
TL (s)	1.6
Factor de Suelo "S"	1.4
Factor de Uso "U"	1
R_x	3
R_y	3
FACTOR = ZUSg / R	

$$\text{Factor} = (0.25 \times 1 \times 1.4 \times 9.81) / 3 = 1.1445$$

Tabla 24. Espectro de aceleraciones

	T	C	Sa	Sa(g)
	0	2.5	2.8613	0.2917
	0.1	2.5	2.8613	0.2917
	0.2	2.5	2.8613	0.2917
	0.3	2.5	2.8613	0.2917
	0.4	2.5	2.8613	0.2917
	0.5	2.5	2.8613	0.2917
TP=	0.6	2.5	2.8613	0.2917
	0.7	2.5	2.8613	0.2917
		2.5	2.8613	0.2917
	0.9	2.5	2.8613	0.2917
	1	2.5	2.8613	0.2917
	1.1	2.27	2.6011	0.2652
	1.2	2.08	2.3844	0.2431
	1.3	1.92	2.2010	0.2244
	1.4	1.79	2.0438	0.2083
	1.5	1.67	1.9075	0.1944
TL=	1.6	1.56	1.7883	0.1823
	1.7	1.38	1.5841	0.1615
	1.8	1.23	1.4130	0.1440
	1.9	1.11	1.2681	0.1293
	2	1.00	1.1445	0.1167
	2.1	0.91	1.0381	0.1058
	2.2	0.83	0.9459	0.0964
	2.3	0.76	0.8654	0.0882
	2.4	0.69	0.7948	0.0810
	2.5	0.64	0.7325	0.0747
	2.6	0.59	0.6772	0.0690
	2.7	0.55	0.6280	0.0640
	2.8	0.51	0.5839	0.0595
	2.9	0.48	0.5444	0.0555
	3	0.44	0.5087	0.0519
	3.1	0.42	0.4764	0.0486
	3.2	0.39	0.4471	0.0456
	3.3	0.37	0.4204	0.0429
	3.4	0.35	0.3960	0.0404
	3.5	0.33	0.3737	0.0381

3.6	0.31	0.3532	0.0360
3.7	0.29	0.3344	0.0341
3.8	0.28	0.3170	0.0323
3.9	0.26	0.3010	0.0307
4	0.25	0.2861	0.0292
4.1	0.24	0.2723	0.0278
4.2	0.23	0.2595	0.0265
4.3	0.22	0.2476	0.0252
4.4	0.21	0.2365	0.0241
4.5	0.20	0.2261	0.0230
4.6	0.19	0.2164	0.0221
4.7	0.18	0.2072	0.0211
4.8	0.17	0.1987	0.0203
4.9	0.17	0.1907	0.0194
5	0.16	0.1831	0.0187

Se obtiene el espectro de aceleraciones de la Norma E.030 en ambas direcciones X y Y. Se procede a definir el espectro de aceleraciones de la Norma E.030 en el programa ETABS. Se asignan los parámetros sísmicos de la edificación, considerando que aún falta verificar las irregularidades. Se muestran los valores de la aceleración, los cuales resultan iguales a lo obtenido en la hoja de cálculo en Excel.

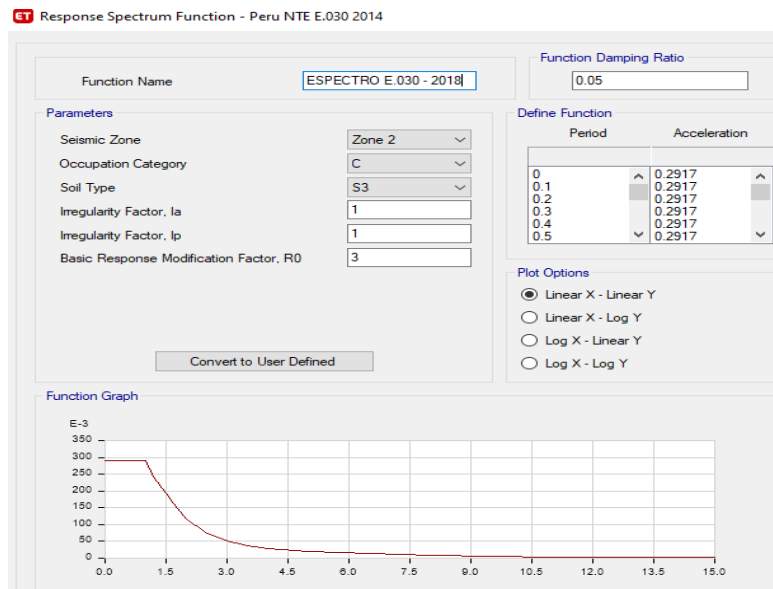


Figura 52. Definición de espectro E.030.

Se define el sismo dinámico en la dirección X, seleccionado el tipo de caso como Response Spectrum. Se selecciona la dirección U1 correspondiente a la dirección X, seguidamente la función definida ESPECTRO E.030-2018 y el valor de la gravedad (g) que multiplicará a los valores del espectro de aceleraciones S_a .

Se realizará un análisis modal mediante la combinación CQC (Combinación cuadrática completa), en la que cada resultado de los modos definidos en la edificación se combinará dando un solo valor resultante. Por ejemplo, habrá diferentes valores de cortante en la base, cortante de entrepiso, momentos y desplazamientos en cada modo definido, lo cual mediante la combinación CQC se obtendrá un valor definitivo para estos parámetros globales. Por otro lado, la combinación direccional se define el tipo SRSS (Suma de las raíces cuadradas), el amortiguamiento natural de las edificaciones de 5% y la excentricidad accidental, de la misma manera que el análisis sísmico estático, se define con un 5%.

ET Load Case Data

General

Load Case Name: SXDIN Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Mass Source: Previous (PESO SISMICO)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO E.030 - ...	9.8067

+ Add - Delete Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms Modify/Show...

Figura 53. Definición del sismo dinámico en X.

ET Load Case Data

General

Load Case Name: SYDIN

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (PESO SISMICO)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECTRO E.030 - ...	9.8067

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

Figura 54. Definición del sismo dinámico en Y.

- Verificación de derivas entrepiso

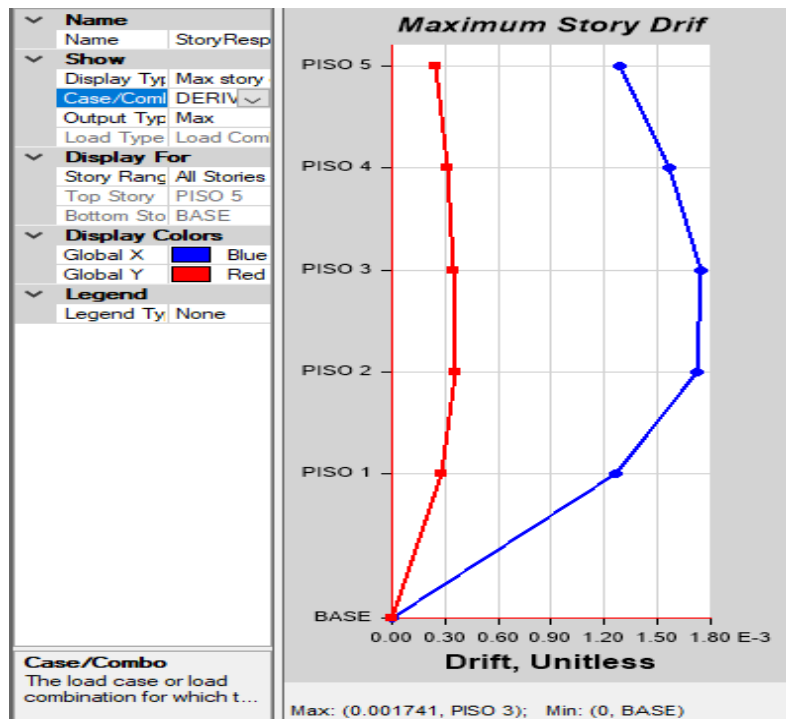


Figura 55. Máxima deriva en X.

Tabla 25. Derivas en X. Fuente: Etabs 2016

DERIVA XX									
NIVEL	Output Case	Step Type	Direction	Drift	Label	X (m)	Y (m)	Z (m)	DMAX = 0.005
PISO 5	DERIVA X	Max	X	0.001284	57	6.6	0	14.45	OK
PISO 4	DERIVA X	Max	X	0.001568	57	6.6	0	11.78	OK
PISO 3	DERIVA X	Max	X	0.001741	57	6.6	0	9.11	OK
PISO 2	DERIVA X	Max	X	0.001723	57	6.6	0	6.44	OK
PISO 1	DERIVA X	Max	X	0.001269	57	6.6	0	3.77	OK

Se observa que la máxima deriva en X se obtiene en el piso 3 con un valor de 0.001741 (ver tabla 24), lo cual resulta dentro de lo permitido por la norma.

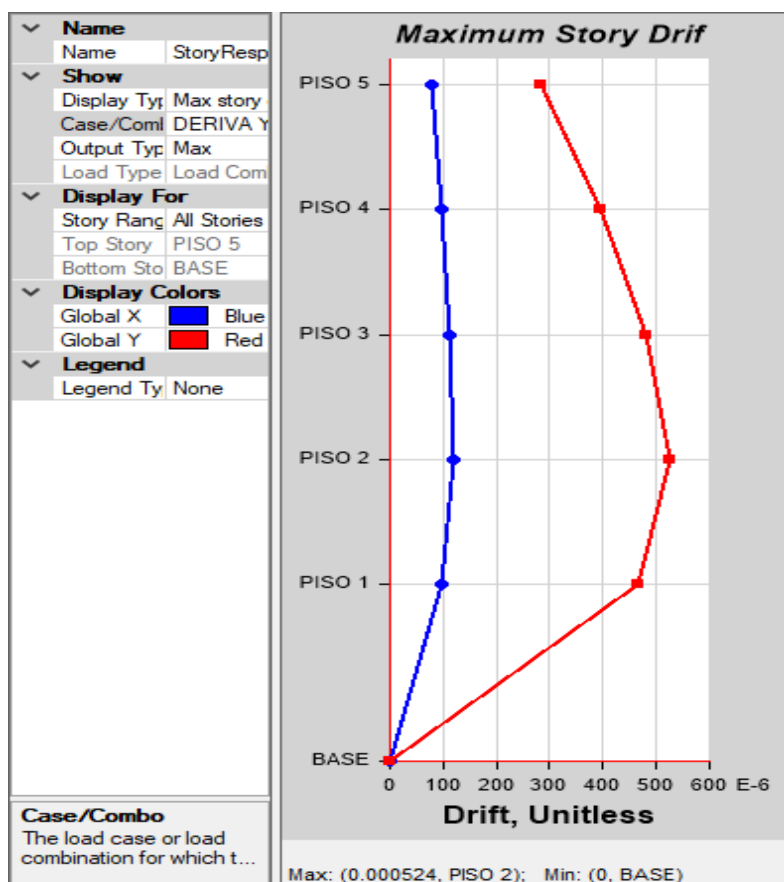


Figura 56. Máxima deriva en Y.

Tabla 26. Derivas en Y. Fuente: Etabs 2016

DERIVA YY									
NIVEL	Output Case	Step Type	Direction	Drift	Label	X (m)	Y (m)	Z (m)	DMAX = 0.005
PISO 5	DERIVA Y	Max	Y	0.000284	46	0	22.2	14.45	OK
PISO 4	DERIVA Y	Max	Y	0.000397	46	0	22.2	11.78	OK
PISO 3	DERIVA Y	Max	Y	0.000482	53	9.85	22.2	9.11	OK
PISO 2	DERIVA Y	Max	Y	0.000524	53	9.85	22.2	6.44	OK
PISO 1	DERIVA Y	Max	Y	0.000466	53	9.85	22.2	3.77	OK

La máxima deriva en Y se obtiene en el piso 2 con un valor de 0.000524 (ver tabla 25), lo cual resulta dentro de lo permitido por la norma.

- **Verificación de Torsión en planta**

La Norma E.030 brinda ciertos criterios para identificar si existe la irregularidad torsional:

$$\Delta \text{Max} > 1.3 * \Delta \text{promedio}$$

La expresión indica que existirá torsión en planta si el desplazamiento máximo relativo de entrepiso ΔMax es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso. Para ello en cada nivel se determinó el ratio, el cual se define con la siguiente expresión:

$$\text{Ratio} = \Delta \text{Max} / \Delta \text{promedio}$$

La verificación se realizará en ambas direcciones X-Y, si el ratio es mayor a 1.3 se considerará irregularidad torsional.

Este criterio solo aplica en edificaciones con diafragmas rígidos y cuando la máxima deriva de entrepiso sea mayor al 50% de la deriva máxima permisible, según lo dicta la Norma E.030 en la Tabla N°11.

Tabla 27. Irregularidad torsional en X-X. Fuente: Etabs 2016.

IRREGULARIDAD TORSIÓN XX											
NIVEL	Output Case	Step Type	Ítem	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z	Verificación
NIVEL 5	DERIVA X	Max	Diaph D5 X	0.001284	0.000857	1.5	57	6.6	0	14.45	HAY TORSIÓN
NIVEL 4	DERIVA X	Max	Diaph D4 X	0.001568	0.001044	1.5	57	6.6	0	11.78	HAY TORSIÓN
NIVEL 3	DERIVA X	Max	Diaph D3 X	0.001741	0.001158	1.5	57	6.6	0	9.11	HAY TORSIÓN
NIVEL 2	DERIVA X	Max	Diaph D2 X	0.001723	0.001149	1.5	57	6.6	0	6.44	HAY TORSIÓN
NIVEL 1	DERIVA X	Max	Diaph D1 X	0.001269	0.000867	1.46	57	6.6	0	3.77	HAY TORSIÓN

Tabla 28. Irregularidad torsional en Y-Y. Fuente: Etabs 2016.

IRREGULARIDAD TORSIÓN YY											
NIVEL	Output Case	Step Type	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z	Verification
NIVEL 5	DERIVA Y	Max	Diaph D5 Y	0.000284	0.000277	1.023	46	0	22.15	14.45	NO HAY TORSIÓN
NIVEL 4	DERIVA Y	Max	Diaph D4 Y	0.000397	0.00039	1.018	46	0	22.15	11.78	NO HAY TORSIÓN
NIVEL 3	DERIVA Y	Max	Diaph D3 Y	0.000482	0.000474	1.016	53	9.85	22.15	9.11	NO HAY TORSIÓN
NIVEL 2	DERIVA Y	Max	Diaph D2 Y	0.000524	0.000514	1.019	53	9.85	22.15	6.44	NO HAY TORSIÓN
NIVEL 1	DERIVA Y	Max	Diaph D1 Y	0.000466	0.000457	1.02	53	9.85	22.15	3.77	NO HAY TORSIÓN

En el eje X y Y por condiciones de la Norma E.030, no se presentaría irregularidad torsional en planta, pues las derivas máximas de entrepiso en X y Y son menores al 50% de la deriva máxima

permisible. Asimismo, cumple con lo asumido que la estructura es regular.

- **Verificación de piso blando**

La Norma E.030 brinda ciertos criterios para identificar si existe la irregularidad de piso blando: Existirá piso blando si la rigidez lateral es menor al 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior.

$$K_i < 0.70 * K(i + 1)$$

Por otro lado, si se cumple que la rigidez lateral es menor al 80% de la rigidez promedio de los tres pisos superiores adyacentes.

$$K_i < 0.80 \times \text{Prom} (K_{i1}, K_{i2}, K_{i3})$$

Tabla 29. Irregularidad del piso blando eje X-X. Fuente: Etabs 2016.

IRREGULARIDAD PISO BLANDO XX									
Nivel	Output Case	Shear X	Drift X	Stiff X	Shear Y	Drift Y	0.70*Ki	Ki< 0.70*K(i+1)	Ki< 0.80*Pro. Rigidez
		tonf	m	tonf/m	tonf	m	tonf/m		3 pisos sup.
NIVEL 5	SXDIN	69.771	0.00103	67669.596	3.768	0.000158	47368.717	NO APLICA	NO APLICA
NIVEL 4	SXDIN	136.679	0.00124	110301.769	7.556	0.000199	77211.238	REGULAR	NO APLICA
NIVEL 3	SXDIN	186.065	0.00137	135379.509	10.43	0.00022	94765.656	REGULAR	NO APLICA
NIVEL 2	SXDIN	220.762	0.00136	161846.999	12.43	0.000219	113292.9	REGULAR	REGULAR
NIVEL 1	SXDIN	243.273	0.00145	167417.428	13.65	0.00024	117192.2	REGULAR	REGULAR

Tabla 30. Irregularidad del piso blando eje Y-Y. Fuente: Etabs 2016.

IRREGULARIDAD PISO BLANDO YY									
Story	Output Case	Shear X	Drift X	Shear Y	Drift Y	Stiff Y	0.70*Ki	Ki< 0.70*K(i+1)	Ki< 0.80*Prom.Rigidez
		tonf	m	tonf	m	tonf/m	tonf/m		3 pisos sup.
NIVEL 5	SYDIN	3.3098	0.00006	75.54	0.00036	210090.93	147063.65	NO APLICA	NO APLICA
NIVEL 4	SYDIN	6.8237	0.000075	154.2	0.000485	318283.93	222798.75	REGULAR	NO APLICA
NIVEL 3	SYDIN	9.7203	0.000086	215.7	0.000572	376922.37	263845.66	REGULAR	NO APLICA
NIVEL 2	SYDIN	12.0292	0.000093	260.4	0.00061	426946.49	298862.54	REGULAR	REGULAR
NIVEL 1	SYDIN	13.6504	0.000109	290.8	0.000765	379901.68	265931.18	REGULAR	REGULAR

Se puede concluir que, por condiciones de la Norma E.030, no se presentaría irregularidad de piso blando. Se verifica que cumple con lo asumido, la estructura no presenta irregularidad en altura.

- **Verificación de piso débil**

La Norma E.030 brinda ciertos criterios para identificar si existe la irregularidad de piso débil: Existirá piso débil si la resistencia del entrepiso frente a fuerzas cortantes es menor al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

$$V_i < 0.80 * V(i + 1)$$

Se presentan los resultados en ambas direcciones de análisis.

Tabla 31. Irregularidades de piso débil eje X-X. Fuente: Etabs 2016.

IRREGULARIDAD PISO DÉBIL XX											
Story	Output Case	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY	0.80*Vi	Vi < 0.80*K(i+1)
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf	
NIVEL 5	SXDIN	Max	Bottom	0	69.77	3.77	748.71	10.04	184.45	55.82	NO APLICA
NIVEL 4	SXDIN	Max	Bottom	0	136.68	7.56	1497.17	30.14	546.27	109.34	REGULAR
NIVEL 3	SXDIN	Max	Bottom	0	186.07	10.43	2055.80	57.83	1036.00	148.85	REGULAR
NIVEL 2	SXDIN	Max	Bottom	0	220.76	12.43	2451.54	90.71	1613.01	176.61	REGULAR
NIVEL 1	SXDIN	Max	Bottom	0	243.27	13.65	2715.42	141.73	2509.09	194.62	REGULAR

Tabla 32. Irregularidades de piso débil eje Y-Y. Fuente: Etabs 2016.

IRREGULARIDAD PISO DÉBIL YY											
Story	Output Case	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY	0.80*Vi	Vi < 0.80*K(i+1)
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf	
NIVEL 5	SYDIN	Max	Bottom	0	3.3098	75.544	386.102	200.166	8.7403	60.43504	NO APLICA
NIVEL 4	SYDIN	Max	Bottom	0	6.8237	154.23	785.118	609.342	26.781	123.3853	REGULAR
NIVEL 3	SYDIN	Max	Bottom	0	9.7203	215.67	1093.61	1179.29	52.295	172.5323	REGULAR
NIVEL 2	SYDIN	Max	Bottom	0	12.029	260.45	1317.05	1864.23	83.591	208.3597	REGULAR
NIVEL 1	SYDIN	Max	Bottom	0	13.65	290.77	1468.41	2942.04	133.79	232.6122	REGULAR

Se puede concluir que, por condiciones de la Norma E.030, no se presentaría irregularidad de piso débil. Se verifica que cumple con lo asumido, la estructura no presenta irregularidad en altura.

- **Fuerza cortante dinámica**

Una vez realizadas las verificaciones correspondientes, se determina que lo asumido como estructura regular es correcto, por lo que se puede obtener el valor real de la fuerza cortante de la edificación. Para el diseño sismorresistente se usará la cortante dinámica, pues como se explicó resulta mejor diseñar con un análisis sísmico dinámico que con el estático.

El valor de la fuerza cortante dinámica se obtendrá del ETABS en sus dos direcciones de análisis.

ET Base Reactions

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: None

	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf
	SXDIN	LinRespSpec	Max	243.2733	13.6504
▶	SYDIN	LinRespSpec	Max	13.6504	290.7653

Figura 57. Cortante dinámica en X y Y.

Cortante Dinámica (VDX) = **243.27 Tn**

Cortante Dinámica (VDY) = **290.76 Tn**

- **Junta sísmica**

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel de terreno natural para evitar el contacto entre ellas durante un sismo. La Norma E.030 indica que debe existir una

separación mínima “s”, el cual se determina con los siguientes criterios:

La junta sísmica (s) deberá ser mayor o igual a los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes. Este criterio no se tomará, debido a que se desconocen los desplazamientos de las edificaciones vecinas.

La junta sísmica (s) no debe ser menor $s = 0.006h \geq 0.03 \text{ m}$, donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado a evaluar “s”.

$$s = 0.006 \times 13.95 = 0.0837 \text{ m} \geq 0.03 \text{ m} \text{ (CUMPLE)}$$

La Norma E.030 indica que el edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores que 2/3 del desplazamiento máximo ni menor que s/2.

Tabla 33. Desplazamiento inelástico

	Desplazamiento máx. Elástico (m)	Factor	Factor de Reducción	Desplazamiento máx. Inelástico (cm)
X	0.001741	0.75	3	0.39
Y	0.000524	0.75	3	0.12

Tabla 34. Junta sísmica

JUNTA SÍSMICA				
Dirección	D máx. (cm)	2/3 D máx. (cm)	S/2 (cm)	Junta Sísmica (cm)
Dirección X-X	0.39	0.26	4.04	5.00
Dirección Y-Y	0.12	0.08	4.04	5.00

Como se observa en la tabla, se deberá colocar una junta sísmica de 5 cm en ambas direcciones X y Y.

3.8.4. Diseño Estructural

3.8.4.1. Diseño de losa aligerada

El diseño del aligerado se realiza por vigueta y solo se considera la combinación última bajo cargas por gravedad $CU=1.4CM+1.7CV$, debido a que los efectos de sismo en estas losas son despreciables. Para obtener las cargas de gravedad se procede a calcular la carga muerta (CM) y la carga viva (CV) de la losa en una dirección.

Se muestra el nivel típico exportado en el programa SAFE v.16

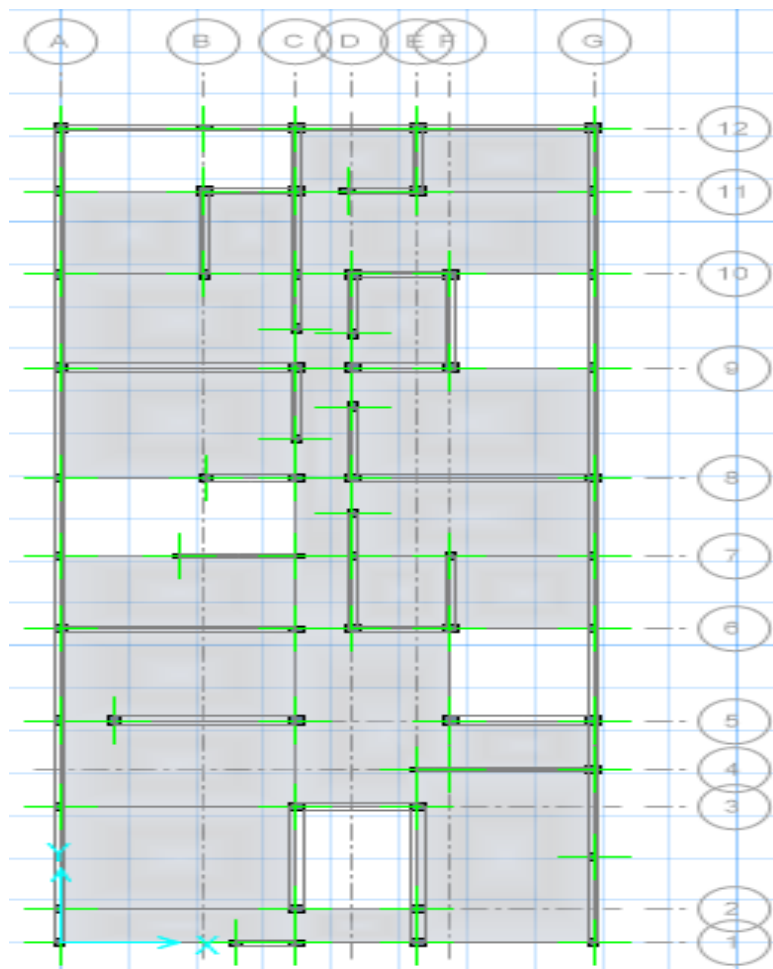


Figura 58. Nivel tipo de losa aligerada.

Se procederá a graficar las franjas de diseño a las losas aligeradas del nivel típico. los cuales presenta un espesor $h = 0.17$ m. De la misma manera que lo explicado anteriormente, se modelará en la posición de las viguetas con un ancho de franja de 40 cm. Se muestran las franjas de diseño modeladas en las losas aligeradas X y Y.

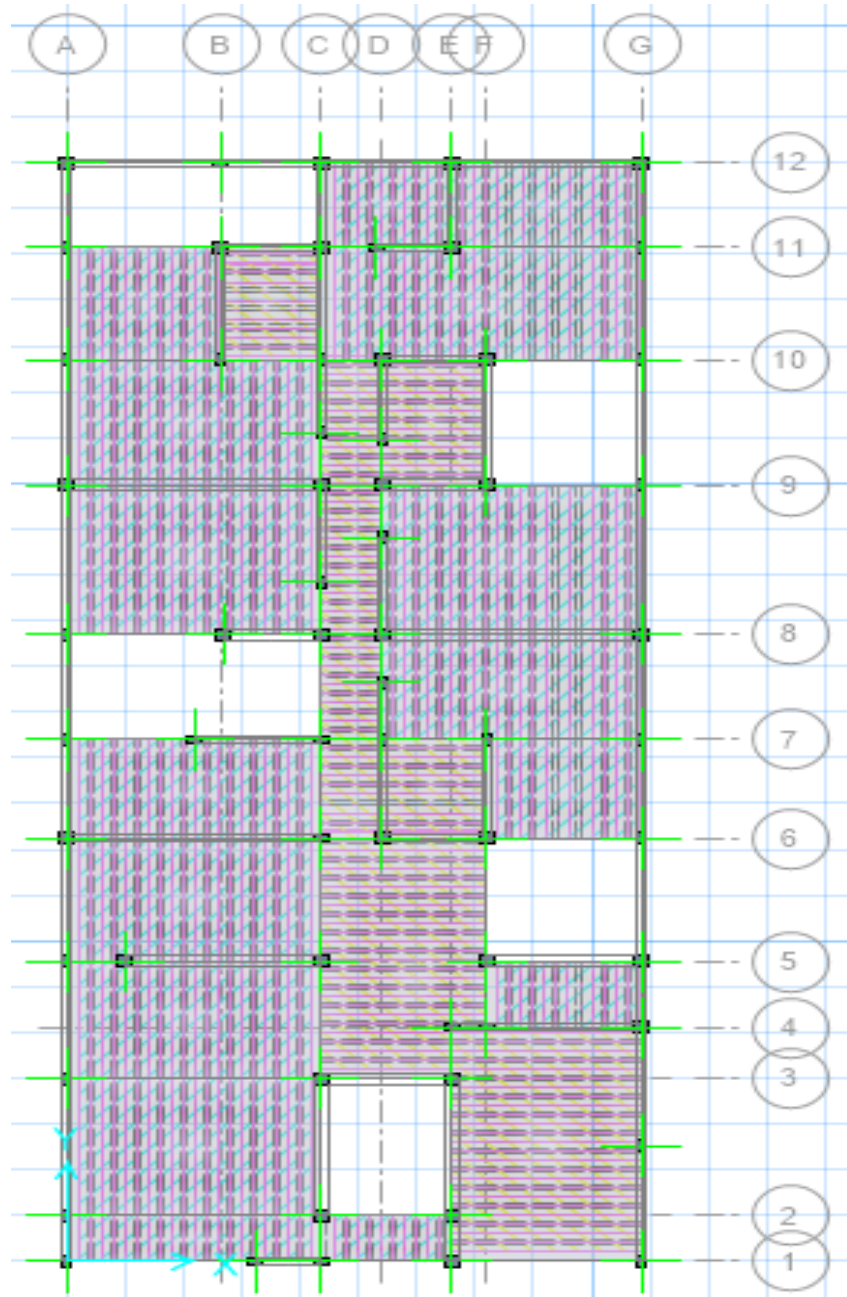


Figura 59. Franjas de diseño L. aligerada en X y Y.

Se procede a definir la combinación última para cargas por gravedad, pues las losas son elementos que se diseñan sólo bajo cargas de gravedad.

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

La mayor deflexión se muestra en la siguiente figura 60, donde nos da un valor de **0.712556 cm**, se puede comprobar si cumple con esta expresión:

$$L/120 \quad L = \text{longitud del paño} = 300 \text{ cm}$$

$$300/120 = 2.50 \text{ cm (deflexión máxima)}$$

Por lo tanto, si cumple ya que **0.542854 cm < 2.50 cm**

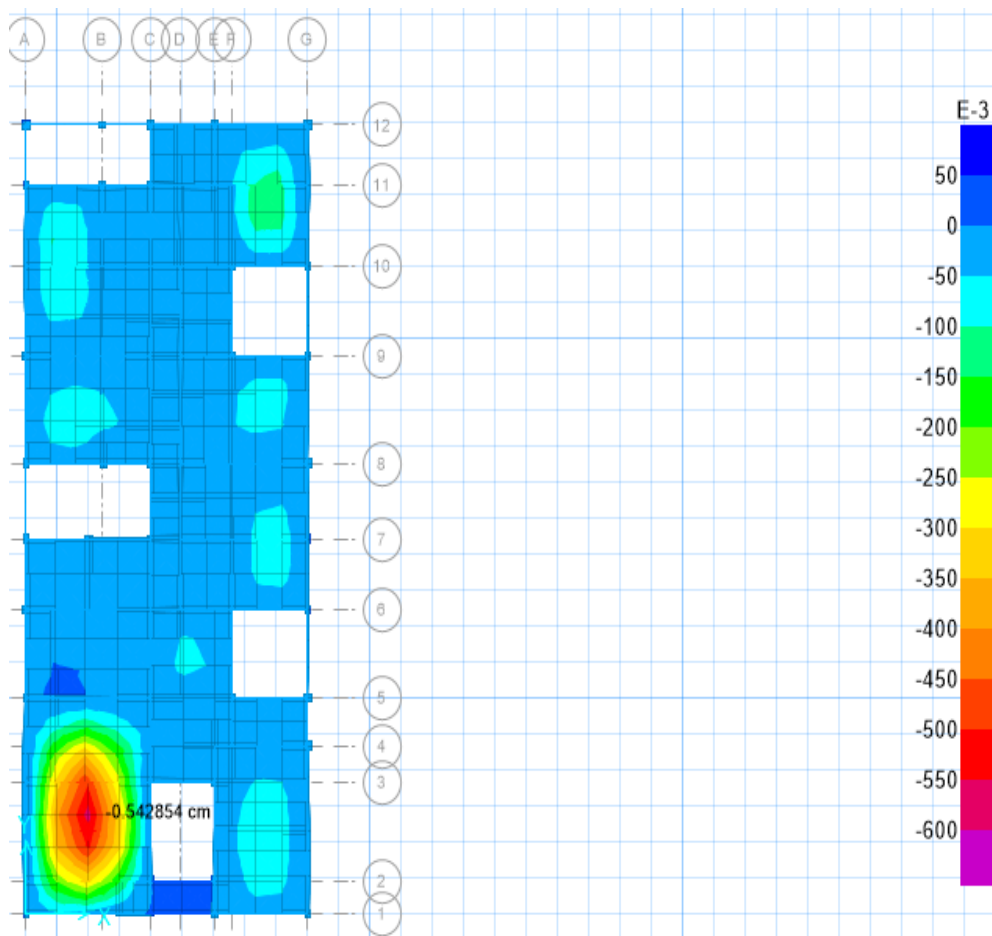


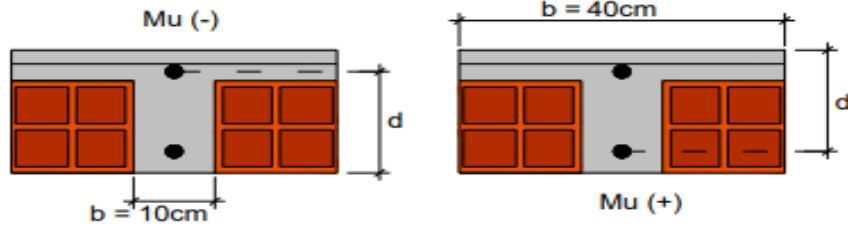
Figura 60. Deflexión máxima del paño más crítico.

Diseño por flexión:

$$A_s = \frac{M_U}{0.9f_y(d - a/2)}$$

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

$$d = h - 3.0 \text{ cm}$$



$$A_{S\text{mín}} = \frac{0.70\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$A_{S\text{mín}} = \frac{14}{f_y} b_w d$$

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

Momentos flectores de los paños de la losa aligerada en (X).

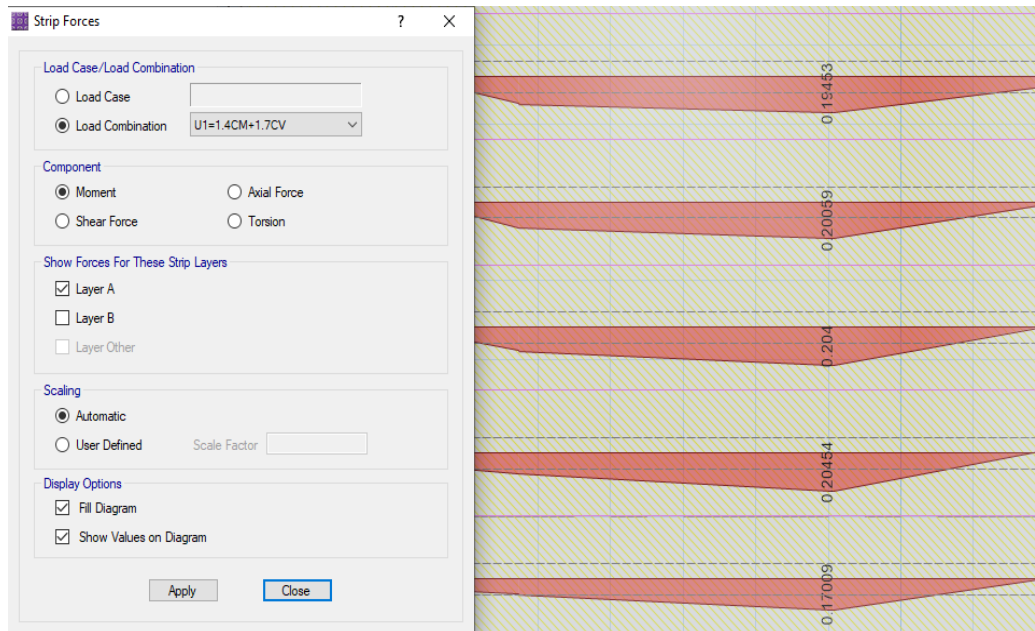


Figura 61. Momentos máximos de losa en X.

Momentos flectores de los paños de la losa aligerada en (X).

Momento mayor negativo (Mu -) = **0.3605 Tn/m** **360.49 Kg/m**

Momento mayor positivo (Mu +) = **0.2045 Tn/m** **204.54 Kg/m**

4200 Kg/cm ²	f'y	Fluencia del acero
175 Kg/cm ²	f'c	Resistencia del concreto
0.9	ϕ	constante
17 cm	h	peralte de losa
14 cm	d	peralte efectivo
10 cm	b(-)	Ancho de vigueta
40 cm	b(+)	Ancho de franja de vigueta
2.8	a	

Acero negativo

As =	0.76 cm ²	a =	2.14 cm
As =	0.74 cm ²	a =	2.08 cm
As =	0.74 cm ²	a =	2.08 cm
As =	0.74 cm ²	a =	2.08 cm

As (-) = 0.74 cm²

Acero positivo

As =	0.43 cm ²	a =	0.30 cm
As =	0.39 cm ²	a =	0.28 cm
As =	0.39 cm ²	a =	0.28 cm
As =	0.39 cm ²	a =	0.28 cm

As (+) = 0.39 cm²

Acero mínimo

		As(-)	As(+)	
Asmin1 =	0.31 cm ²	< 0.74 cm²	0.39 cm²	Usa acero calculado
Asmin2 =	0.47 cm ²	< 0.74 cm²	0.39 cm²	As(+) se usa Asmin2

As (-) = 0.74 cm²	Usar	1.27 cm²	ϕ	1/2"	Acero (-) a usar
As (+) = 0.47 cm²	Usar	0.71 cm²	ϕ	3/8"	Acero (+) a usar

Diseño por flexión: En el aligerado en X se usará acero de refuerzo negativo de 1/2" y acero positivo 3/8".

Momentos flectores máximos de los paños de la losa aligerada en (Y).

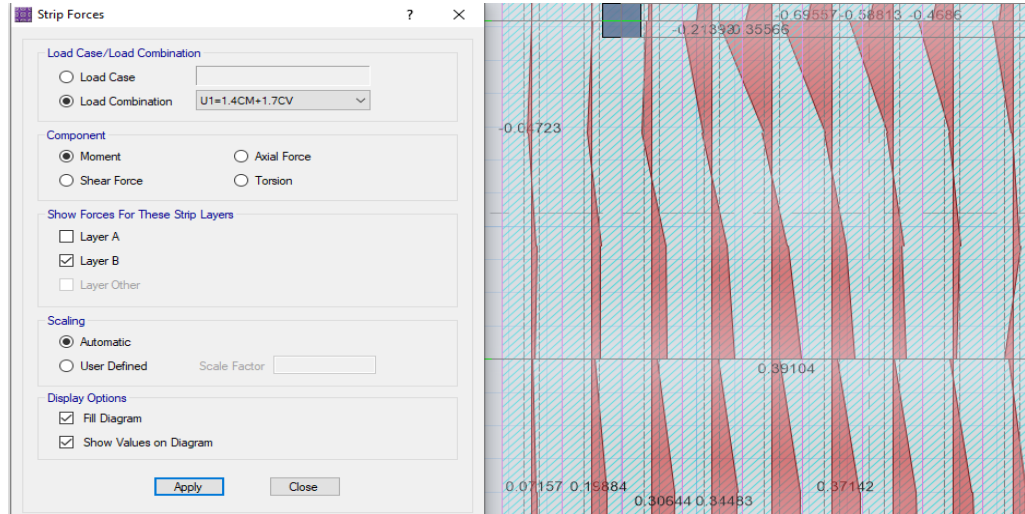


Figura 62. Momentos máximos de losa en Y.

Momento mayor negativo (M_u^-) =	0.6956 Tn/m	695.57 Kg/m
Momento mayor positivo (M_u^+) =	0.3714 Tn/m	371.42 Kg/m

4200 Kg/cm ²	f'_y	Fluencia de acero
175 Kg/cm ²	f'_c	Resistencia del concreto
0.9	ϕ	Constante
17 cm	h	Peralte de losa
14 cm	d	Peralte efectivo
10 cm	$b(-)$	Ancho de vigueta
40 cm	$b(+)$	Ancho de franja de vigueta
2.8	a	

Acero negativo

$A_s =$	1.46 cm ²	$a =$	4.12 cm
$A_s =$	1.54 cm ²	$a =$	4.35 cm
$A_s =$	1.56 cm ²	$a =$	4.39 cm
$A_s =$	1.56 cm ²	$a =$	4.40 cm

$A_s (-) = 1.56 \text{ cm}^2$

Acero positivo

As =	0.78 cm ²	a =	0.55 cm
As =	0.72 cm ²	a =	0.51 cm
As =	0.71 cm ²	a =	0.50 cm
As =	0.71 cm ²	a =	0.50 cm

As (+) = 0.71 cm²

Acero mínimo

			As(-)	As(+)	
Asmin1 =	0.31 cm ²	<	1.56 cm²	0.71 cm²	Usa acero calculado
Asmin2 =	0.47 cm ²	<	1.56 cm²	0.71 cm²	Usa acero calculado

As (-) = 1.56 cm²	Usar	1.98 cm²	∅ 5/8"	Acero (-) a usar
As (+) = 0.71 cm²	Usar	0.71 cm²	∅ 3/8"	Acero (+) a usar

Momento mayor negativo (Mu -) =	0.3910 Tn/m	391.04 Kg/m
Momento mayor positivo (Mu +) =	0.3630 Tn/m	332.99 Kg/m

Acero Negativo

As =	0.82 cm ²	a =	2.32 cm
As =	0.81 cm ²	a =	2.27 cm
As =	0.80 cm ²	a =	2.27 cm
As =	0.80 cm ²	a =	2.27 cm

As (-) = 0.80 cm²

Acero Positivo

As =	0.76 cm ²	a =	0.54 cm
As =	0.70 cm ²	a =	0.49 cm
As =	0.70 cm ²	a =	0.49 cm
As =	0.70 cm ²	a =	0.49 cm

As (+) = 0.70 cm²

Acero Mínimo

			As(-)	As(+)	
Asmin1 =	0.31 cm ²	<	0.80 cm²	0.70 cm²	Usa acero calculado
Asmin2=	0.47 cm ²	<	0.80 cm²	0.70 cm²	Usa acero calculado

As (-) = 0.80 cm²	Usar	1.27 cm²	∅	1/2"	Acero (-) a usar
As (+) = 0.70 cm²	Usar	0.71 cm²	∅	3/8"	Acero (+) a usar

En el aligerado en Y se usará acero de refuerzo negativo de 5/8" y 1/2", refuerzo positivo de 3/8".

Diseño por corte:

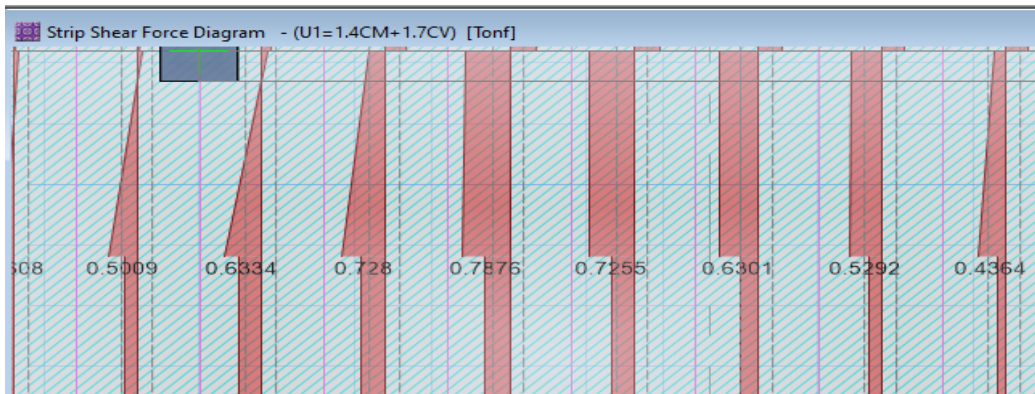


Figura 63. Envoltente de cortantes.

$$V_c = 1.1(0.85)(0.53)\sqrt{175} * 10 * 17 = 1114.44 \text{ kg}$$

$$V_c = 1.11 \text{ tn} > 0.7876 \text{ tn (Ok)}$$

Refuerzo por temperatura:

$$A_s = 0.0018bh_f$$

$$\text{Nº varillas en b} = \frac{A_s}{\text{Área de la varilla}}$$

$$S = \frac{b}{\text{Nº varillas en b}}$$

$$As = 0.90 \text{ cm}^2 \text{ en un metro}$$

$$\text{N}^\circ \text{ Varillas en } b = 4$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

$\varnothing \quad 1/4" \quad @ \quad 25 \text{ cm}$
--

3.8.4.2. Diseño de muros portantes

La Norma E.030 indica que se debe considerar una fuerza cortante mínima para el diseño. Este valor será el 80% de la cortante estática para estructuras regulares y 90% para estructuras irregulares.

$$V_{\text{dinámico}} \geq 0.8 * V_{\text{estático}} \text{ (Regular)}$$

En caso la cortante dinámica sea menor se tendrá que generar una combinación, en la cual se escale el sismo dinámico para alcanzar lo requerido. Por otro lado, si la cortante dinámica es mayor o igual al 80% de la cortante estática no será necesario escalar el sismo, por lo que será la cortante de diseño.

Se verifica si la cortante dinámica es mayor al 80% de la cortante estática, sino se procede a determinar el factor de escala para obtener la cortante de diseño.

Tabla 35. Fuerza cortante de diseño X-Y

FUERZA CORTANTE DE DISEÑO XX-YY					
Dirección	V estático (tn)	V dinámico (ton)	80% V_e st.	Factor de escala	V DISEÑO (tn)
X-X	359.92	243.27	283.93	1.1835858134	287.93
Y-Y	359.92	290.77	283.93	1.000	290.77

$$V_{\text{din}} \geq 0.8 * V_{\text{est}}$$

Se observa que la cortante dinámica no alcanzaba el mínimo requerido por la Norma E.030 en la dirección X por lo que se debe escalar el sismo

aplicando este factor determinado. La cortante de diseño para la dirección X resulta un valor de 287.93 tn y para la dirección Y un valor de 290.77 tn.

Diseño por cargas de gravedad:

La Norma E.070 establece que los muros de albañilería deben ser verificados bajo cargas de gravedad, por lo que el esfuerzo máximo axial actuante debe ser menor a la resistencia admisible del muro a compresión.

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L.t} \leq 0.2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0.15 f'_m \quad (19.1b)$$

Para obtener la demanda por gravedad de los muros portantes en el ETABS se deberá generar la combinación de servicio Pm=CM+CV.

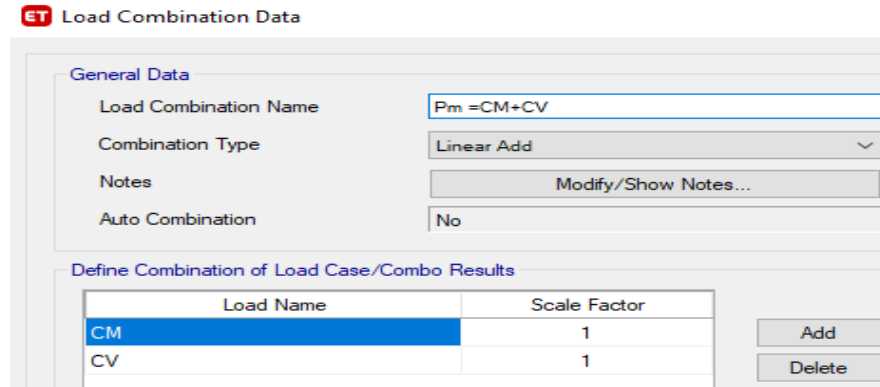


Figura 64. Combinación de servicio.

Tabla 36. Diseño de muros por cargas de gravedad

DISEÑO POR CARGAS DE GRAVEDAD						
Muro	L (m)	t (m)	Pm (kg)	σ_m (kg/cm ²)	$0.2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$ (kg/cm ²)	OBSERVACIÓN
MX-1	10.00	0.15	43819.94	2.92	7.39	CUMPLE
MX-2	1.70	0.15	8726.15	3.42	7.39	CUMPLE
MX-3	1.50	0.15	6554.45	2.91	7.39	CUMPLE
MX-4	1.95	0.15	9649.12	3.30	7.39	CUMPLE

MX-5	4.35	0.25	39058.38	3.59	10.98	CUMPLE (*)
MX-6	1.95	0.25	16212.80	3.33	10.98	CUMPLE (*)
MX-7	1.85	0.25	14464.88	3.13	10.98	CUMPLE (*)
MX-8	4.45	0.25	40264.44	3.62	10.98	CUMPLE (*)
MX-9	2.35	0.15	12346.36	3.50	7.39	CUMPLE
MX-10	4.35	0.15	27516.06	4.22	7.39	CUMPLE
MX-11	1.95	0.15	11243.14	3.84	7.39	CUMPLE
MX-12	3.55	0.25	40398.66	4.55	10.98	CUMPLE (*)
MX-13	2.75	0.25	22228.28	3.23	10.98	CUMPLE (*)
MX-14	3.40	0.15	16479.94	3.23	7.39	CUMPLE
MX-15	2.50	0.25	22319.37	3.57	10.98	CUMPLE (*)
MX-16	1.36	0.15	6835.17	3.35	7.39	CUMPLE
MY-1	24.25	0.15	130233.46	3.58	7.39	CUMPLE
MY-2	2.65	0.15	14222.28	3.58	7.39	CUMPLE
MY-3	3.25	0.25	29772.29	3.66	10.98	CUMPLE (*)
MY-4	2.35	0.15	11327.21	3.21	7.39	CUMPLE
MY-5	5.95	0.15	29365.32	3.29	7.39	CUMPLE
MY-6	3.50	0.15	19607.87	3.73	7.39	CUMPLE
MY-7	2.35	0.15	11262.68	3.20	7.39	CUMPLE
MY-8	1.90	0.15	9030.04	3.17	7.39	CUMPLE
MY-9	4.30	0.25	41031.07	3.82	10.98	CUMPLE (*)
MY-10	1.85	0.15	9153.99	3.30	7.39	CUMPLE
MY-11	2.30	0.15	14008.02	4.06	7.39	CUMPLE
MY-12	2.90	0.15	15288.31	3.51	7.39	CUMPLE
MY-13	24.25	0.15	123367.43	3.39	7.39	CUMPLE
$f'm =$	65 Kg/cm²					
$0.15f'm =$	9.75 Kg/cm²					
$0.05f'm =$	3.25 Kg/cm²					
$h =$	3.45 m					
$v'm =$	8.1 Kg/cm²					

Diseño por 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 albañilería deberá verificarse que en cada entrepiso se satisfaga la siguiente expresión que controla la ocurrencia de fisuras por corte:

Tabla 37. Diseño de muros por fisuración

DISEÑO POR FISURACIÓN-SISMO MODERADO										
Pg (kg)	Ve-X (kg)	Me-X (kg-m)	Ve-Y (kg)	Me-Y (kg-m)	Ve (kg)	Me (kg-m)	$\frac{V_e L}{M_e}$	α	Vm (kg)	$V_e \leq 0.55V_m$
40365.28	21085.60	84279.41	36.27	79.32	21085.60	84279.41	2.502	1.000	70034	NO FISURADO
7826.12	3012.54	6100.44	8.19	17.80	3012.54	6100.44	0.839	0.839	10470	NO FISURADO
5847.48	2095.86	4179.41	3.71	6.47	2095.86	4179.41	0.752	0.752	8199	NO FISURADO
8564.56	2956.99	6254.95	7.94	18.00	2956.99	6254.95	0.922	0.922	12890	NO FISURADO
35004.86	15252.79	41705.40	112.18	223.39	15252.79	41705.40	1.591	1.000	52095	NO FISURADO
14386.48	4727.98	10434.85	33.65	40.29	4727.98	10434.85	0.884	0.884	20753	NO FISURADO
12911.12	4478.26	9957.42	11.82	0.89	4478.26	9957.42	0.832	0.832	18554	NO FISURADO
36091.36	18249.50	50207.12	120.10	237.04	18249.50	50207.12	1.618	1.000	53357	NO FISURADO
11001.45	4455.10	10498.12	2.91	0.15	4455.10	10498.12	0.997	0.997	16768	NO FISURADO
24236.05	14735.28	37462.23	16.04	20.89	14735.28	37462.23	1.711	1.000	32001	NO FISURADO
9844.97	5808.40	11808.08	8.35	18.54	5808.40	11808.08	0.959	0.959	13627	NO FISURADO
34590.04	16472.40	45942.06	16.74	0.80	16472.40	45942.06	1.273	1.000	43899	NO FISURADO
20141.63	12541.08	31419.59	49.23	67.93	12541.08	31419.59	1.098	1.000	32476	NO FISURADO
14825.45	12011.26	29606.42	12.08	12.67	12011.26	29606.42	1.379	1.000	24065	NO FISURADO
19854.54	12186.91	28774.08	43.35	98.60	12186.91	28774.08	1.059	1.000	29879	NO FISURADO
6000.76	3428.25	6998.05	2.61	0.20	3428.25	6998.05	0.666	0.666	6885	NO FISURADO
117128.37	88.97	72.43	46413.62	237650.90	46413.62	237650.90	4.736	1.000	174258	NO FISURADO
12501.67	7.88	13.99	3066.14	7054.74	3066.14	7054.74	1.152	1.000	18974	NO FISURADO
26358.45	63.07	138.45	6837.47	16250.79	6837.47	16250.79	1.367	1.000	38969	NO FISURADO
10073.77	11.60	12.56	3089.76	6413.12	3089.76	6413.12	1.132	1.000	16593	NO FISURADO
26400.47	29.37	41.18	10024.63	26956.41	10024.63	26956.41	2.213	1.000	42218	NO FISURADO
17305.97	22.69	22.94	5290.79	12250.85	5290.79	12250.85	1.512	1.000	25243	NO FISURADO
10038.49	12.47	14.46	3183.74	6547.48	3183.74	6547.48	1.143	1.000	16585	NO FISURADO
8018.41	7.83	11.36	2118.74	4474.69	2118.74	4474.69	0.900	0.900	12228	NO FISURADO
36389.62	243.22	499.41	8761.78	25366.39	8761.78	25366.39	1.485	1.000	51907	NO FISURADO
8232.63	11.41	24.55	2392.21	5041.82	2392.21	5041.82	0.878	0.878	11759	NO FISURADO
12177.36	11.16	22.09	2666.44	5926.36	2666.44	5926.36	1.035	1.000	16773	NO FISURADO
13547.21	15.21	37.26	4109.83	9039.59	4109.83	9039.59	1.318	1.000	20733	NO FISURADO
111974.10	96.23	121.33	47395.82	235325.48	47395.82	235325.48	4.884	1.000	173073	NO FISURADO

Verificación de resistencia al corte:

La Norma E.070 con la finalidad de proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio, en cada entrepiso y en cada dirección principal del edificio, se deberá cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo.

$$\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$$

Donde, $\sum V_{mi}$ es la sumatoria de resistencias al corte, la cual incluirá sólo el aporte de los muros reforzados (confinados o armados) y V_{Ei} corresponde a la fuerza cortante basal actuante del edificio producido por el sismo severo.

Resistencia al corte en Dirección X , $\sum V_{mi}$ =	344359.5726 Kg	
Resistencia al Corte en Dirección Y , $\sum V_{mi}$ =	619314.1385 Kg	CUMPLE EN X
Cortante por Sismo Severo en Dirección X, V_{Ei} =	287934.8267 Kg	CUMPLE EN Y
Cortante por Sismo Severo en Dirección Y, V_{Ei} =	290765.3 Kg	

Diseño por resistencia:

En el apartado anterior se verificó la resistencia a corte del edificio bajo la demanda del sismo severo. Sin embargo, ese análisis también debe ser efectuado para cada muro independiente bajo las cargas del sismo severo, por lo que se debe cumplir la siguiente condición.

$$V_{mi} \geq V_{Ei}$$

Para obtener la demanda por el sismo severo (VE) en el ETABS se deberá seleccionar las combinaciones SXSEV y SYSEV.

Se analizará para el nivel más crítico, el cual corresponde a los muros de albañilería del primer piso.

Tabla 38. *Diseño de muros por resistencia*

DISEÑO POR RESISTENCIA-SISMO SEVERO			
$V_E - X$ (kg)	$V_E - Y$ (kg)	V_E (kg)	$V_{mi} \geq V_{Ei}$
42171.2	72.54	42171.2	RESISTENTE
6025.07	16.39	6025.07	RESISTENTE
4191.72	7.43	4191.72	RESISTENTE
5913.97	15.87	5913.97	RESISTENTE
30505.58	224.36	30505.58	RESISTENTE
9455.97	67.3	9455.97	RESISTENTE
8956.53	23.64	8956.53	RESISTENTE
36498.99	240.2	36498.99	RESISTENTE
8910.21	5.81	8910.21	RESISTENTE
29470.55	32.08	29470.55	RESISTENTE
11616.8	16.7	11616.8	RESISTENTE
32944.81	33.49	32944.81	RESISTENTE
25082.15	98.46	25082.15	RESISTENTE
24022.53	24.16	24022.53	RESISTENTE
24373.81	86.71	24373.81	RESISTENTE
6856.5	5.22	6856.5	RESISTENTE
177.93	92827.25	92827.25	RESISTENTE
15.76	6132.29	6132.29	RESISTENTE
126.14	13674.94	13674.94	RESISTENTE
23.2	6179.53	6179.53	RESISTENTE
58.74	20049.26	20049.26	RESISTENTE
45.39	10581.58	10581.58	RESISTENTE
24.95	6367.47	6367.47	RESISTENTE
15.65	4237.48	4237.48	RESISTENTE
486.43	17523.57	17523.57	RESISTENTE
22.82	4784.43	4784.43	RESISTENTE
22.33	5332.89	5332.89	RESISTENTE
30.42	8219.66	8219.66	RESISTENTE
192.47	94791.63	94791.63	RESISTENTE

Se observa que los muros son resistentes frente a las cargas del sismo severo en ambas direcciones. Si no cumple con este requerimiento se

producirán fallas frágiles en los muros de albañilería, por lo que será necesario asignar acero de refuerzo horizontal en los muros.

Verificación de la necesidad de refuerzo horizontal:

La Norma E.070 define ciertos criterios para verificar si el muro de albañilería necesitará refuerzo horizontal. Para realizar este análisis se requiere las fuerzas internas de diseño, las cuales resultan ser del sismo severo (V_{ui} , M_{ui}). Estos valores se obtendrán amplificando los valores del sismo moderado (V_{ei} , M_{ei}) por la relación de la cortante de agrietamiento diagonal (V_{m1}) entre el cortante producido por el sismo moderado (V_{e1}), ambos en el primer nivel. Este factor no deberá ser menor a 2 ni mayor que 3, según se muestra en las siguientes expresiones.

Tabla 39. Verificación de refuerzo horizontal

VERIFICAR NECESIDAD DE REFUERZO HORIZONTAL				
$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$	V_u (kg)	M_u (kg-m)	CONDICIÓN
3.32	3	63256.8	252838.23	NO NECESITA REFUERZO
3.48	3	9037.62	18301.32	NECESITA REFUERZO
3.91	3	6287.58	12538.23	NO NECESITA REFUERZO
4.36	3	8870.97	18764.85	NECESITA REFUERZO
3.42	3	45758.37	125116.2	NECESITA REFUERZO
4.39	3	14183.94	31304.55	NECESITA REFUERZO
4.14	3	13434.78	29872.26	NO NECESITA REFUERZO
2.92	2.923765736	53357.2628	146793.8572	NECESITA REFUERZO
3.76	3	13365.3	31494.36	NECESITA REFUERZO
2.17	2.171695516	32000.5415	81356.5569	NECESITA REFUERZO
2.35	2.346142826	13627.336	27703.44218	NECESITA REFUERZO
2.67	2.665031155	43899.4592	122437.0212	NECESITA REFUERZO
2.59	2.589595545	32476.3249	81364.0303	NECESITA REFUERZO
2.00	2.003524485	24064.8535	59317.18737	NECESITA REFUERZO
2.45	2.451732572	29879.0442	70546.34917	NECESITA REFUERZO
2.01	2.008224582	6884.69592	14053.65603	NECESITA REFUERZO
3.75	3	139240.86	712952.7	NECESITA REFUERZO

6.19	3	9198.42	21164.22	NECESITA REFUERZO
5.70	3	20512.41	48752.37	NECESITA REFUERZO
5.37	3	9269.28	19239.36	NO NECESITA REFUERZO
4.21	3	30073.89	80869.23	NECESITA REFUERZO
4.77	3	15872.37	36752.55	NECESITA REFUERZO
5.21	3	9551.22	19642.44	NO NECESITA REFUERZO
5.77	3	6356.22	13424.07	NO NECESITA REFUERZO
5.92	3	26285.34	76099.17	NECESITA REFUERZO
4.92	3	7176.63	15125.46	NECESITA REFUERZO
6.29	3	7999.32	17779.08	NECESITA REFUERZO
5.04	3	12329.49	27118.77	NECESITA REFUERZO
3.65	3	142187.46	705976.44	NECESITA REFUERZO

Se observa que, según los criterios de la Norma E.070, los muros de albañilería del primer piso van a requerir refuerzo horizontal. Es recomendable verificar los muros de albañilería para los pisos superiores, puesto que al presentar menores cargas es posible que no requiera reforzar.

$$\rho = A_s / (s.t) \geq 0,001$$

Si el muro necesita refuerzo, la cuantía mínima debe ser:

$$\rho \geq 0.001$$

Altura de ladrillo King Kong h=9 cm

Se considera 1 cm de espesor de junta

Barra	Área (cm ²)
1/4"	0.32
8mm	0.503
3/8"	0.71
1/2"	1.29
5/8"	1.99

# Hiladas	3
S (cm)	31.5
Soga t (cm)	15
Cabeza t (cm)	25
Soga-As.req (cm ²)	0.47
Cabeza-As.req (cm ²)	0.79

Se obtuvo un acero requerido para los muros tipo “Soga” $A_s=0.47 \text{ cm}^2$ y para los muros de “Cabeza” $A_s=0.79 \text{ cm}^2$. Por lo que se definió el diámetro de varilla a colocar en cada tipo de muro.

Soga- A_s .req (cm^2)	0.47	Colocar 1ϕ3/8” @3hiladas
Cabeza- A_s .req (cm^2)	0.79	Colocar 1ϕ1/2”@3hiladas

El refuerzo asignado deberá penetrar a la columna de confinamiento una distancia mínima $d=12.5 \text{ cm}$ y en el muro de albañilería una distancia mínima $d=40 \text{ cm}$.

3.8.4.3. Diseño de columnas de confinamiento

Se usará la hoja de cálculo programa en Excel para realizar los cálculos. Asimismo, los resultados para cada parámetro deben obtenerse del nivel más crítico, que proporciona el Etabs, el cual corresponde a las columnas de confinamiento del primer piso.

Tabla 40. *Diseño de columnas de confinamiento*

DISEÑO DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO								
M (kg-m)	F (kg)	Número de Columnas Nc	Long. Paño Mayor Lm (m)	0.5L (m)	Pc (kg)	Vc (kg)	T (kg)	C (kg)
252838.23	25283.82	5	3.45	5	8073.056	8754.25	17210.77	33356.88
18301.32	10765.48	2	1.85	0.85	3913.06	5696.88	6852.42	14678.54
12538.23	8358.82	2	1.5	0.75	2923.74	4099.71	5435.08	11282.56
18764.85	9623	2	1.95	0.975	4282.28	6445.16	5340.72	13905.28
125116.20	28762.34	2	4.5	2.175	17502.43	26945.62	11259.91	46264.77
31304.55	16053.62	2	1.95	0.975	7193.24	10376.60	8860.38	23246.86
29872.26	16147.17	2	1.85	0.925	6455.56	9277.17	9691.61	22602.73
146793.86	32987.38	2	4.6	2.225	18045.68	27577.91	14941.70	51033.06
31494.36	13401.86	2	2.35	1.175	5500.725	8383.82	7901.13	18902.58
81356.56	18702.66	2	4.5	2.175	12118.025	16552.00	6584.63	30820.68
27703.44	14206.89	2	1.95	0.975	4922.485	6813.67	9284.41	19129.38
122437.02	34489.3	2	3.55	1.775	17295.02	21949.73	17194.28	51784.32
81364.03	29586.92	2	2.9	1.375	10070.815	17123.88	19516.11	39657.74
59317.19	17446.23	3	2.9	1.7	4941.81667	7697.21	12504.41	22388.05

70546.35	28218.54	2	2.5	1.25	9927.27	14939.52	18291.27	38145.81
14053.66	10333.57	2	1.35	0.68	3000.38	3417.04	7333.19	13333.95
712952.70	29400.11	11	3.5	12.125	10648.0336	10891.14	18752.08	40048.14
21164.22	7986.498	2	2.65	1.325	6250.835	9487.07	1735.66	14237.33
48752.37	15000.73	2	3.25	1.625	13179.225	19484.35	1821.50	28179.95
19239.36	8186.962	2	2.35	1.175	5036.885	8296.61	3150.08	13223.85
80869.23	13591.47	4	2.75	2.975	6600.1175	6332.75	6991.35	20191.58
36752.55	10500.73	3	2.35	1.75	5768.65667	6355.79	4732.07	16269.39
19642.44	8358.485	2	2.35	1.175	5019.245	8292.55	3339.24	13377.73
13424.07	7065.3	2	1.75	0.95	4009.205	5631.46	3056.10	11074.51
76099.17	17697.48	3	3.25	2.15	12129.8733	14712.04	5567.61	29827.35
15125.46	8175.924	2	2	0.925	4116.315	6356.01	4059.61	12292.24
17779.08	7730.035	2	2.3	1.15	6088.68	8386.65	1641.35	13818.71
27118.77	9351.3	2	2.9	1.45	6773.605	10366.68	2577.70	16124.91
705976.44	29112.43	11	3.5	12.125	10179.4636	10817.05	18932.97	39291.89

Diseño por compresión y corte fricción:

La Norma E.070 establece que el área de la sección de las columnas será la mayor de las que proporciona el diseño por compresión o el diseño por corte fricción, considerando un peralte mínimo de 15 cm y el espesor (t) dependiendo del espesor del muro a confinar. El área de la sección de concreto se calculará asumiendo que la columna está arriostrada en su longitud por el panel de albañilería al que confina y por los muros transversales de ser el caso.

Se usará el valor de $\rho = 0.8$ para todas las columnas de confinamiento, pues de manera práctica se considera el caso más desfavorable para ser conservadores en los resultados obtenidos. Asimismo, se considera el acero mínimo para las columnas, según lo dicta la Norma E.070.

Se determina el área neta (A_n) requerida para las columnas de confinamiento en cada muro de albañilería.

Tabla 41. Diseño de columnas por compresión y corte fricción

DISEÑO DE COLUMNAS DE CONFINAMIENTO								
δ	Distribución As.min	As.min (cm ²)	Compresión An (cm ²)	Corte fricción Acf (cm ²)	A instal (cm ²)	An.req (cm ²)	Peralte Dn (cm)	Peralte Dn+r (cm)
0.8	4φ8mm	2.012	331.4	294.3	375.0	375.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	107.2	191.5	375.0	375.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	66.4	137.8	375.0	375.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	97.9	216.6	375.0	375.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	486.4	905.7	625.0	905.7	36	40
0.8	4φ8mm	2.012	210.1	348.8	625.0	625.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	202.3	311.8	625.0	625.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	543.6	927.0	625.0	927.0	37	41
0.8	4φ8mm	2.012	157.9	281.8	375.0	375.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	301.0	556.4	375.0	556.4	37	41
0.8	4φ8mm	2.012	160.6	229.0	375.0	375.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	552.7	737.8	625.0	737.8	30	34
0.8	4φ8mm	2.012	407.1	575.6	625.0	625.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	199.8	258.7	375.0	375.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	388.9	502.2	625.0	625.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	91.1	114.9	375.0	375.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	411.8	366.1	375.0	411.8	27	31
0.8	4φ8mm	2.012	101.9	318.9	375.0	375.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	269.3	654.9	625.0	654.9	26	30
0.8	4φ8mm	2.012	89.7	278.9	375.0	375.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	173.4	212.9	375.0	375.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	126.3	213.6	375.0	375.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	91.6	278.7	375.0	375.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	63.9	189.3	375.0	375.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	289.1	494.5	625.0	625.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	78.6	213.6	375.0	375.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	96.9	281.9	375.0	375.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	124.6	348.5	375.0	375.0	25	29
0.8	4φ8mm	2.012	402.7	363.6	375.0	402.7	27	31

El área final de la sección de las columnas de confinamiento no debe ser menor a las áreas requeridas por compresión (An) y por corte fricción (Acf).

Tabla 42. Sección final requería para columnas

SECCION FINAL				
D final (cm)	t (cm)	An.final (cm²)	OBSERVACIÓN	Ac.final (cm²)
30	15	390	CUMPLE	450
30	15	390	CUMPLE	450
30	15	390	CUMPLE	450
30	15	390	CUMPLE	450
45	25	1025	CUMPLE	1125
30	25	650	CUMPLE	750
30	25	650	CUMPLE	750
45	25	1025	CUMPLE	1125
30	15	390	CUMPLE	450
45	15	615	CUMPLE	675
30	15	390	CUMPLE	450
35	25	775	CUMPLE	875
30	25	650	CUMPLE	750
30	15	390	CUMPLE	450
30	25	650	CUMPLE	750
30	15	390	CUMPLE	450
35	15	465	CUMPLE	525
30	15	390	CUMPLE	450
35	25	775	CUMPLE	875
30	15	390	CUMPLE	450
30	15	390	CUMPLE	450
30	15	390	CUMPLE	450
30	15	390	CUMPLE	450
30	15	390	CUMPLE	450
30	25	650	CUMPLE	750
30	15	390	CUMPLE	450
30	15	390	CUMPLE	450
30	15	390	CUMPLE	450
30	15	390	CUMPLE	450
35	15	465	CUMPLE	525

Diseño de refuerzo longitudinal:

El refuerzo vertical a colocar en las columnas de confinamiento será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción y tracción; adicionalmente, desarrollará por lo menos una tracción igual a la

capacidad resistente a tracción del concreto y como mínimo se colocarán 4 varillas para formar un núcleo confinado. El refuerzo vertical (As) será la suma del refuerzo requerido por corte fricción y el refuerzo requerido por tracción (Ast).

Tabla 43. Refuerzo longitudinal para columnas

DISEÑO DE REFUERZO LONGITUDINAL						
Asf (cm²)	Ast (cm²)	As min (cm²)	As (cm²)	As.req (cm²)	Distribución Refuerzo Longitudinal	As.instal (cm²)
3.07	4.82	1.88	7.89	7.89	4 ϕ 5/8"	7.96
1.99	1.92	1.88	3.91	3.91	4 ϕ 1/2"	5.16
1.44	1.52	1.88	2.96	2.96	4 ϕ 1/2"	5.16
2.26	1.50	1.88	3.75	3.75	4 ϕ 1/2"	5.16
9.43	3.15	4.69	12.59	12.59	6 ϕ 5/8"+2 ϕ 1/2"	14.52
3.63	2.48	3.13	6.12	6.12	4 ϕ 5/8"	7.96
3.25	2.71	3.13	5.96	5.96	4 ϕ 5/8"	7.96
9.66	4.19	4.69	13.84	13.84	6 ϕ 5/8"+2 ϕ 1/2"	14.52
2.94	2.21	1.88	5.15	5.15	4 ϕ 1/2"	5.16
5.80	1.84	2.81	7.64	7.64	6 ϕ 1/2"	7.74
2.39	2.60	1.88	4.99	4.99	4 ϕ 1/2"	5.16
7.69	4.82	3.65	12.50	12.50	6 ϕ 5/8"+2 ϕ 1/2"	14.52
6.00	5.47	3.13	11.46	11.46	6 ϕ 5/8"	11.94
2.70	3.50	1.88	6.20	6.20	4 ϕ 5/8"	7.96
5.23	5.12	3.13	10.35	10.35	6 ϕ 5/8"	11.94
1.20	2.05	1.88	3.25	3.25	4 ϕ 1/2"	5.16
3.81	5.25	2.19	9.07	9.07	6 ϕ 5/8"	11.94
3.32	0.49	1.88	3.81	3.81	4 ϕ 1/2"	5.16
6.82	0.51	3.65	7.33	7.33	4 ϕ 5/8"	7.96
2.90	0.88	1.88	3.79	3.79	4 ϕ 1/2"	5.16
2.22	1.96	1.88	4.18	4.18	4 ϕ 1/2"	5.16
2.23	1.33	1.88	3.55	3.55	4 ϕ 1/2"	5.16
2.90	0.94	1.88	3.84	3.84	4 ϕ 1/2"	5.16
1.97	0.86	1.88	2.83	2.83	4 ϕ 1/2"	5.16
5.15	1.56	3.13	6.71	6.71	4 ϕ 5/8"	7.96
2.23	1.14	1.88	3.36	3.36	4 ϕ 1/2"	5.16
2.94	0.46	1.88	3.40	3.40	4 ϕ 1/2"	5.16
3.63	0.72	1.88	4.35	4.35	4 ϕ 1/2"	5.16
3.79	5.30	2.19	9.09	9.09	6 ϕ 5/8"	11.94

Diseño de estribos de confinamiento:

Los estribos de las columnas de confinamiento podrán ser ya sea estribos cerrados con gancho a 135°, estribos de 1¾" de vuelta o zunchos con ganchos a 180°. En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o 1,5d (por debajo o encima de la solera, dintel o sobrecimiento), deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos (s) entre estribos.

Tabla 44. *Diseño de estribos de columna*

DISEÑO DE ESTRIBOS DE COLUMNA							
tn (cm)	S1 (cm)	S2 (cm)	S3 (cm)	S4 (cm)	S final (cm)	45cm ó 1.5d	Distribución Refuerzo de Estribos
11	30	12	7	10	7	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	30	12	7	10	7	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	30	12	7	10	7	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	30	12	7	10	7	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
21	25	6	11	10	6	65	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
21	16	6	7	10	6	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
21	16	6	7	10	6	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
21	25	6	11	10	6	65	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	30	12	7	10	7	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	48	12	11	10	10	65	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	30	12	7	10	7	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
21	19	6	8	10	6	50	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
21	16	6	7	10	6	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	30	12	7	10	7	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
21	16	6	7	10	6	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	30	12	7	10	7	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	36	12	8	10	8	50	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	30	12	7	10	7	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
21	19	6	8	10	6	50	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	30	12	7	10	7	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	30	12	7	10	7	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	30	12	7	10	7	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	30	12	7	10	7	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	30	12	7	10	7	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	30	12	7	10	7	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E

21	16	6	7	10	6	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	30	12	7	10	7	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	30	12	7	10	7	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	30	12	7	10	7	45	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E
11	36	12	8	10	8	50	□φ3/8",1@5cm,10@10cm Rto@20cm C/E

3.8.4.4. Diseño de vigas

- Vigas solera

Diseño de refuerzo longitudinal:

Las vigas soleras se diseñarán a tracción pura para soportar una fuerza igual a Ts.

$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L}$$

Con la fuerza obtenida se procederá a determinar el acero requerido longitudinal, el cual debe ser mayor o igual al acero mínimo.

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f_c A_g}{f_y} \dots (\text{mínimo } \phi 8 \text{ mm})$$

$$\phi = 0.9$$

A_{cs} = área de la sección transversal de la solera

El área de la sección transversal de la solera (Acs) será suficiente para alojar el refuerzo longitudinal (As), pudiéndose emplear vigas chatas con un peralte igual al espesor de la losa del techo.

Tabla 45. Diseño de vigas soleras

DISEÑO DE VIGAS SOLERAS						
Ts (kg)	As (cm²)	As. min (cm²)	As.re q (cm²)	Distribución Refuerzo Longitudinal	As.in stal (cm²)	Distribución Refuerzo de Estribos
17508.5036	4.63	1.06	4.63	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
5696.87994	1.51	1.06	1.51	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
4099.71266	1.08	1.06	1.08	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E

6445.16177	1.71	1.06	1.71	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
26945.6213	7.13	1.77	7.13	6 φ1/2"	7.74	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
10376.5978	2.75	1.77	2.75	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
9277.17402	2.45	1.77	2.45	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
27577.9111	7.30	1.77	7.30	6 φ1/2"	7.74	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
8383.82158	2.22	1.06	2.22	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
16552.0042	4.38	1.06	4.38	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
6813.66799	1.80	1.06	1.80	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
21949.7296	5.81	1.77	5.81	6 φ1/2"	7.74	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
17123.8804	4.53	1.77	4.53	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
10262.9522	2.72	1.06	2.72	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
14939.5221	3.95	1.77	3.95	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
3417.03658	0.90	1.06	1.06	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
43564.5688	11.53	1.06	11.53	6 φ5/8"	11.94	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
9487.06705	2.51	1.06	2.51	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
19484.3468	5.15	1.77	5.15	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
8296.60855	2.19	1.06	2.19	4 φ1/2"	7.96	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
10554.5895	2.79	1.06	2.79	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
8474.39311	2.24	1.06	2.24	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
8292.55135	2.19	1.06	2.19	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
5631.46242	1.49	1.06	1.49	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
19616.06	5.19	1.77	5.19	6 φ1/2"	7.74	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
6356.00525	1.68	1.06	1.68	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
8386.6464	2.22	1.06	2.22	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
10366.6792	2.74	1.06	2.74	4 φ1/2"	5.16	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E
43268.1983	11.45	1.06	11.45	6 φ5/8"	11.94	□3/8",1@5cm,6@10cm,Rto@20cm C/E

- **Vigas dintel**

El diseño de los elementos estructurales especificado en la Norma E.060 en el artículo 8.3.1., se realizará para resistir esfuerzos máximos obtenidos de combinaciones de cargas amplificadas (resistencia última), determinados por medio del análisis estructural, suponiendo una respuesta lineal elástica de la estructura. Por lo que la resistencia requerida por el elemento debido a las cargas existentes (carga última), según el artículo 9.2, se calculará usando los siguientes

compos de cargas amplificadas (carga muerta, carga viva y carga de sismo):

La resistencia última se obtendrá de una envolvente que agrupe a las combinaciones mencionadas anteriormente.

$$\text{ENVOLVENTE} = U1+U2+U3+U4+U5$$

ET Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: ENVOLVENTE

Combination Type: Envelope

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
U1= 1.4CM +1.7CV	1
U2=1.25(CM+CV)+SXDISEÑO	1
U3=1.25(CM+CV)+SYDISEÑO	1
U4=0.9CM+SXDISEÑO	1
U5=0.9CM+SYDISEÑO	1

Add

Delete

Figura 65. Definición de la envolvente

El programa ETABS presenta el código de diseño ACI-318 para concreto armado, las diversas normas de varios países se asemejan a esta norma, por lo que la norma E-060 resulta similar, pero se debe cambiar ciertos parámetros en el código.

	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-08
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Number of Interaction Curves	24
04	Number of Interaction Points	11
05	Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06	Design for B/C Capacity Ratio?	Yes
07	Seismic Design Category	D
08	Design System Rho	1
09	Design System Sds	0.5
10	Phi (Tension Controlled)	0.9
11	Phi (Compression Controlled Tied)	0.7
12	Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
13	Phi (Shear and/or Torsion)	0.85
14	Phi (Shear Seismic)	0.85
15	Phi (Joint Shear)	0.85
16	Pattern Live Load Factor	0.75
17	Utilization Factor Limit	1

Figura 66. Modificación del código de diseño del Etabs

Viga (0.25x0.40) diseño por flexión:

Se presenta los resultados de la viga dintel de la elevación del eje E entre los tramos 3-4, en el cual se muestra los momentos flectores con mayor incidencia para la viga dintel de 0.25m x 0.40m, bajo la combinación de la envolvente.

ET Diagram for Beam B79 at Story PISO 3 (VD - 1(25X40))

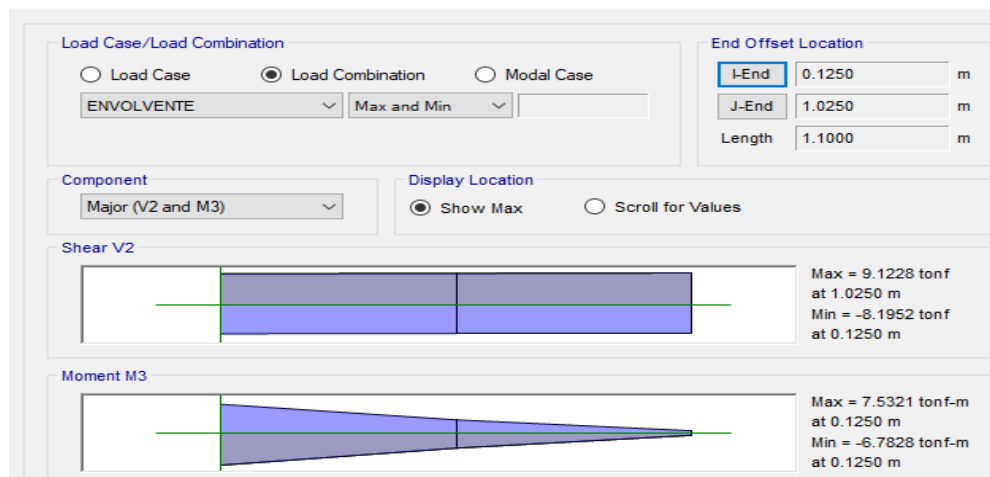


Figura 67. Momento máximo positivo de viga 0.25x0.40.

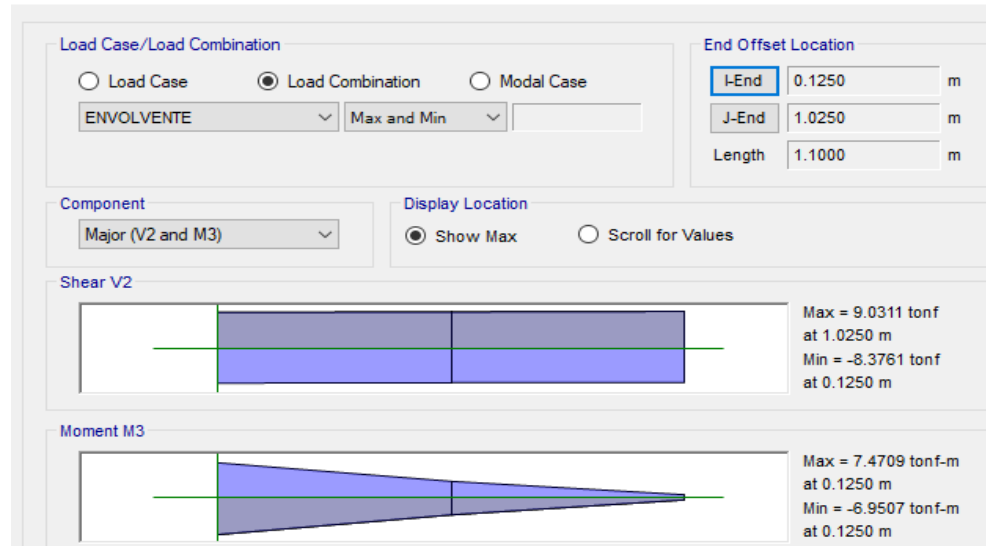


Figura 68. Momento máximo negativo de viga 0.25x0.40.

Momento positivo (+): **7.5321 tn/m**

Momento negativo (-): **6.9507 tn/m**

Este acero requerido se comprobará con las fórmulas de la Norma E.060 para el diseño por flexión bajo las cargas de Envoltente. Para ello se usará una hoja de cálculo programa en Excel. Por convención la Norma E.060 dicta que se debe colocar como mínimo 2 barras longitudinales en la parte superior e inferior de las vigas.

b(cm)	25	fy	4200
h(cm)	40	fr	26
f'c(kg/cm ²)	175	ξcu	0.003
β(para menores de 280)	0.85	Ec(kg/cm ²)	198000

Tabla 46. Acero positivo y negativo solicitado para (VD=0.25x0.40)

	Mu (ton*m)	d estimado (cm)	Mcr (ton*m)	Mumin /Mcr	pmin (%)	As min (cm ²)	cb (cm)	Asb (cm ²)	As max (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)
M(+)	7.5321	34	1.76	1.5	0.22	1.87	20	15.1	11.3	7.43	6.58
M(-)	6.9507	34	1.76	1.5	0.22	1.87	20	15.1	11.3	6.79	6.01

5/8"	3/4"	As instalado (cm ²)	Déficit o exceso (%)	Espaciamiento (cm)	¿Capas?
1	2	7.67	16.6	4.85	Entra en una capa
1	2	7.67	27.7	4.85	Entra en una capa

Se presenta la distribución del acero de refuerzo para la viga dintel (0.25x0.40) m.

As. Instalado: **4Ø3/4" + 2Ø5/8"**

Viga (0.25x0.40) diseño por cortante:

El diseño por corte sirve para que la viga diseñada tenga una falla dúctil y no una falla frágil, por lo que en el artículo 21.4.4.4 se indica que en ambos extremos de la viga se debe disponer de estribos cerrados una longitud no menor a 2H (zona de confinamiento). El primer estribo debe estar situado a 10 cm de la cara del apoyo. Pero se considera como práctica profesional la distancia de 5 cm el primer estribo. Los estribos serán como mínimo diámetro de 8mm para barras de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras de hasta diámetro de 1" y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

Además, otro requerimiento es el artículo 21.4.4.5, en el cual indica que los estribos fuera de la zona de confinamiento no deben estar espaciados más de 0.5d y que en todo el elemento el espaciamiento no debe ser mayor al requerido por fuerza cortante.

La zona de confinamiento es 2h, donde "h" es el peralte de la viga. La longitud sería de $L=2*40 = 80$ cm.

El espaciamiento de confinamiento no debe exceder los siguientes valores:

- $d/4 = 34/4 = 8.5$ cm
- 10 veces el diámetro del refuerzo longitudinal (el menor) = $10*1.91= 19.10$ cm

- 24 veces el diámetro del estribo = $24 \times 0.95 = 12.80$ cm
- 30 cm

Se toma el menor valor de los cuatro criterios, entonces el espaciamiento en las zonas de confinamiento resultaría de 8.5 cm, por lo que se debe aproximar a un valor típico de espaciamientos $S=5$ cm.

Asimismo, en la zona central se debe considerar un valor no mayor a $S=0.5 \cdot d$, $S=15$ cm.

La distribución de estribos: $\varnothing 3/8''$, 1 @5cm, 6@10cm, resto @15cm.

Viga (0.15x0.40) diseño por flexión:

Se presentan los resultados de la viga dintel de la elevación del eje 6 entre los tramos C-D, en el cual se muestra los momentos flectores con mayor incidencia para la viga dintel de 0.15x0.40 m, bajo la combinación de la envolvente.

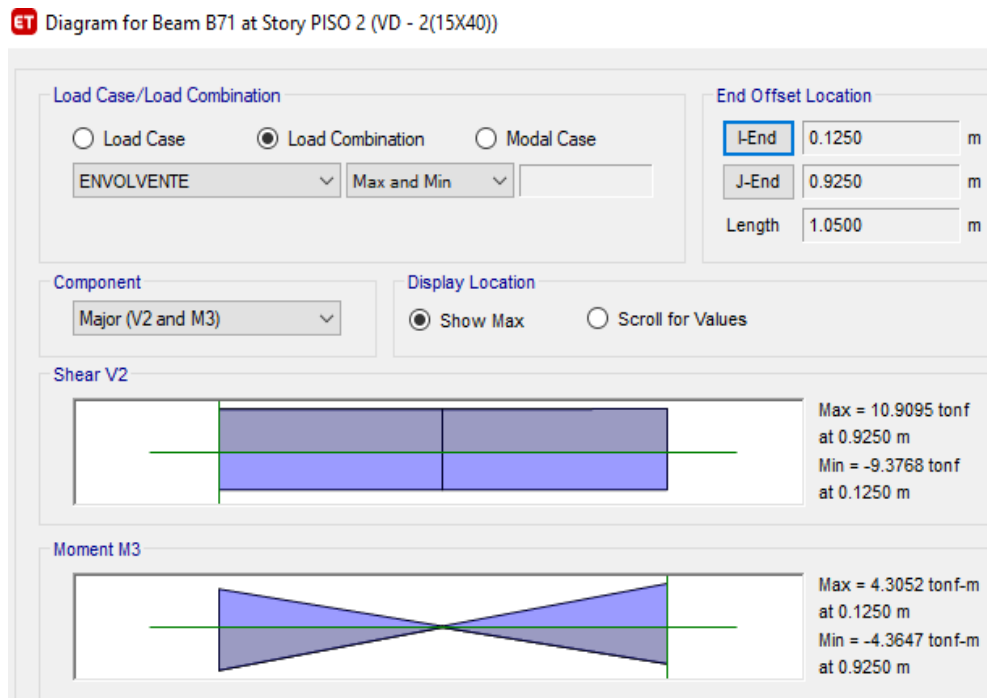


Figura 69. Momentos máximos y mínimos de viga 0.15x0.40

Momento positivo (+): **4.3052 tn/m**

Momento negativo (-): **4.3647 tn/m**

Este acero requerido se comprobará con las fórmulas de la Norma E.060 para el diseño por flexión bajo las cargas de Envolvente. Para ello se usará una hoja de cálculo programa en Excel. Por convención la Norma E.060 dicta que se debe colocar como mínimo 2 barras longitudinales en la parte superior e inferior de las vigas y si se requiere mayor área de acero en cierto tramo, asignarle bastones hasta cumplir con lo requerido.

b(cm)	15	fy	4200
h(cm)	40	fr	26
f'c(kg/cm ²)	175	ξcu	0.003
β(para menores de 280)	0.85	Ec(kg/cm ²)	198000

Tabla 47. Acero positivo y negativo solicitado para (VD=0.15x0.40)

	Mu (tn*m)	d estimado (cm)	Mcr (ton*m)	Mumin /Mcr	ρmin (%)	As min (cm ²)	cb (cm)	Asb (cm ²)	As max (cm ²)	a (cm)	As (cm ²)
M(+)	4.3052	34	1.06	1.5	0.22	1.12	20	9.0	6.8	7.03	3.74
M(-)	4.3647	34	1.06	1.5	0.22	1.12	20	9.0	6.8	7.14	3.79

5/8"	As instalado (cm ²)	Déficit o exceso (%)	Espaciamiento (cm)	¿Capas?
2	3.98	6.5	5.93	Entra en una capa
2	3.98	4.9	5.93	Entra en una capa

Distribución del acero de refuerzo para la viga dintel (0.15x0.40) m.

As. Instalado: 4 ø5/8"

Viga (0.15x0.40) diseño por cortante:

El diseño por corte sirve para que la viga diseñada tenga una falla dúctil y no una falla frágil, por lo que en el artículo 21.4.4.4 se indica

que en ambos extremos de la viga se debe disponer de estribos cerrados una longitud no menor a $2H$ (zona de confinamiento). El primer estribo debe estar situado a 10 cm de la cara del apoyo. Pero se considera como práctica profesional la distancia de 5 cm del primer estribo. Los estribos serán como mínimo diámetro de 8mm para barras de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras de hasta diámetro de 1" y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.

Además, otro requerimiento es el artículo 21.4.4.5, en el cual indica que los estribos fuera de la zona de confinamiento no deben estar espaciados más de $0.5d$ y que en todo el elemento el espaciamiento no debe ser mayor al requerido por fuerza cortante.

La zona de confinamiento es $2h$, donde "h" es el peralte de la viga. La longitud sería de $L=2*40 = 80$ cm.

El espaciamiento de confinamiento no debe exceder los siguientes valores:

- $d/4 = 34/4 = 8.5$ cm

Se toma el menor valor de los cuatro criterios, entonces el espaciamiento en las zonas de confinamiento resultaría de 8.5 cm, por lo que se debe aproximar a un valor típico de espaciamientos $S=5$ cm.

Asimismo, en la zona central se debe considerar un valor no mayor a $S=0.5*d$, $S=15$ cm.

La distribución de estribos: **$\varnothing 3/8"$, 1 @5cm, 6 @10cm, resto @15cm.**

- **Vigas chata**

El diseño de las vigas chatas se realizará solamente bajo cargas de gravedad. Por lo que la resistencia requerida por el elemento debido a las cargas existentes (carga última), según el artículo 9.2, se calculará

usando la siguiente combinación de carga amplificada. $U1= 1.4CM + 1.7CV$.

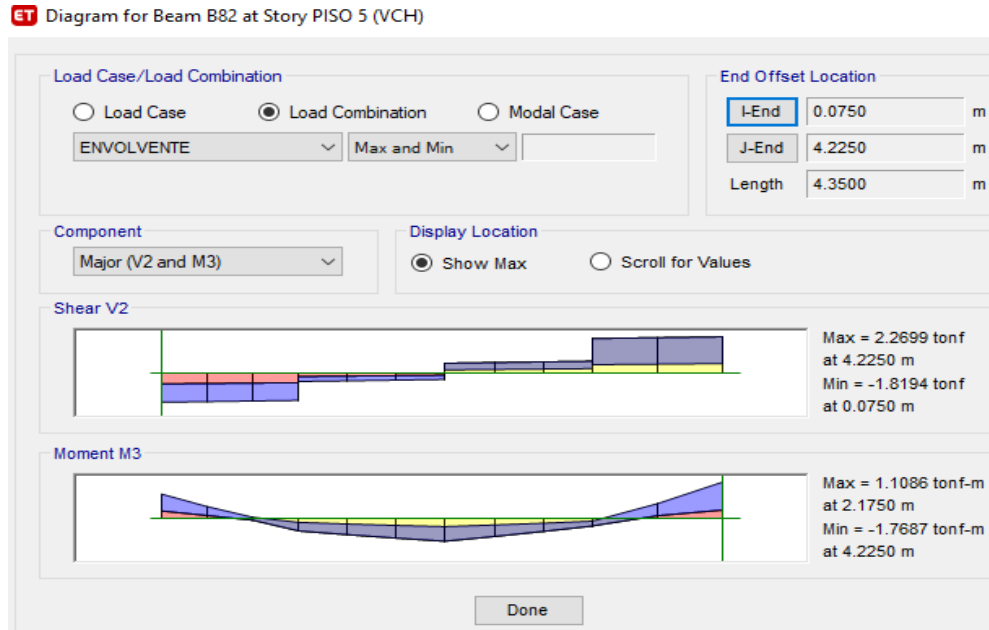


Figura 70. Momento negativo de viga chata

Se obtiene los momentos últimos $M_u (+) = 1.1086 \text{ ton/m}$ y $M_u (-) = 1.7687 \text{ tn/m}$, por lo que usando la hoja de cálculo programada en Excel se determina el acero requerido $A_{s+} = 2.31 \text{ cm}^2$ y $A_{s-} = 3.98 \text{ cm}^2$ respectivamente. Se presenta la distribución del acero de refuerzo longitudinal para la viga chata (0.20x0.17) m.

b(cm)	20	f_y	4200
h(cm)	17	f_r	26
$f'_c(\text{kg/cm}^2)$	175	ξ_{cu}	0.003
β (para menores de 280)	0.85	$E_c(\text{kg/cm}^2)$	198000

Tabla 48. Acero positivo y negativo solicitado para viga chata

	M_u (tn*m)	d estimado (cm)	M_{cr} (tn*m)	M_{umin} / M_{cr}	p_{min} (%)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	cb (cm)	A_{sb} (cm ²)	$A_{s \text{ max}}$ (cm ²)	a (cm)	A_s (cm ²)
M(+)	1.1086	14	0.25	1.5	0.22	0.62	8.24	5.0	3.7	3.36	2.38
M(-)	1.7687	14	0.25	1.5	0.22	0.62	8.24	5.0	3.7	6.01	4.26

5/8"	3/4"	As instalado (cm ²)	Déficit o exceso (%)	Espaciamiento (cm)	¿Capas?
2		3.98	65.18	3.61	Entra en una capa
	2	5.68	33.49	3.61	Entra en una capa

As. Instalado: 4ø5/8"

La zona de confinamiento es $2h$, donde "h" es el peralte de la viga. La longitud sería de $L=2*17 = 34$ cm.

El espaciamiento de confinamiento no debe exceder los siguientes valores:

- $d/4 = 14/4 = 3.5$ cm

Se toma el menor valor de los cuatro criterios, entonces el espaciamiento en las zonas de confinamiento resultaría de 8.5 cm, por lo que se debe aproximar a un valor típico de espaciamientos $S=5$ cm.

Asimismo, en la zona central se debe considerar un valor no mayor a $S=0.5*d$, $S=10$ cm.

La distribución sería estribos de **ø3/8", 1@5cm, resto @10cm**

3.8.4.5. Diseño de escalera

Se modelará la escalera como un elemento simplemente apoyado en ambos extremos y para el diseño en flexión sólo se tendrá en consideración las cargas de gravedad y la siguiente combinación última:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV$$

Se realizará el metrado de cargas para la escalera típica de 2 tramos entre los ejes 2 - 3 del plano estructural.

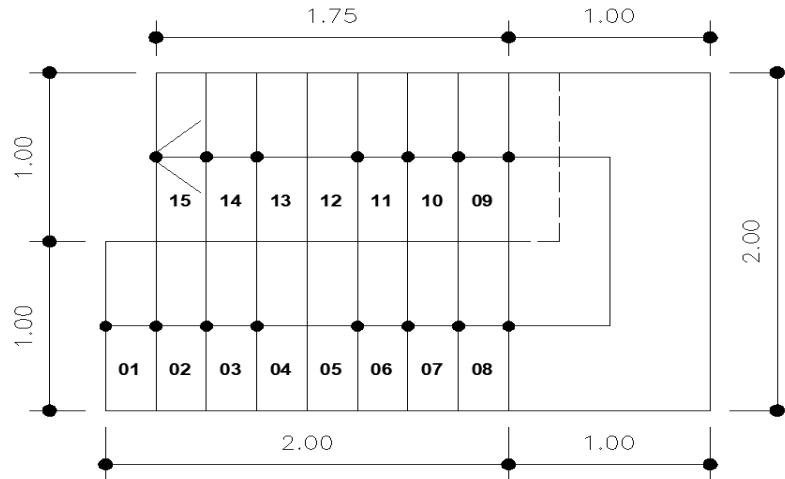


Figura 71. Escalera del piso 1

Espesor de garganta:

$$e = L/25 = 3.00 / 25 = 0.12\text{m} = \mathbf{15\text{cm}}$$

El espesor típico de la losa de escalera es de 15 cm, sin considerar los pasos y contrapasos, para el metrado de cargas se considerará los pasos y contrapasos, se obtendrá el metrado lineal para un ancho de escalera de 1.00 m.

Metrado de cargas (CM – CV)

Tramo inclinado: Paso de **0.25 m** y contrapaso de **0.18m**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{\text{Contrapaso}}{\text{paso}}\right)$$

$\alpha =$	0.624	Rad
$\alpha =$	35.75	Grados

Metrado de cargas del tramo inclinado:

Peso de losa de garganta :	443.6	Kg/m
Peso de las gradas :	216	Kg/m
peso del acabado :	172.0	Kg/m
Revoque (tarrajeo interior):	70.9	Kg/m
CM =	902.5	Kg/m

Metrado de cargas del tramo del descanso:

Peso de losa:	360	Kg/m
Peso del acabado:	100	Kg/m
Reboque interior :	57.5	Kg/m
CM =	517.5	Kg/m

Sobrecarga (carga viva):

CV =	200	Kg/m	Para vivienda
-------------	------------	-------------	---------------

Cargas últimas (método de rotura):

$$W_u = 1.4 \cdot W_D + 1.7 \cdot W_L$$

Wu1 =	1603.4	Kg/m	Inclinado
Wu2 =	1064.5	Kg/m	Horizontal

Calculo de momento máximo positivo: M máx. (+) del tramo 1:

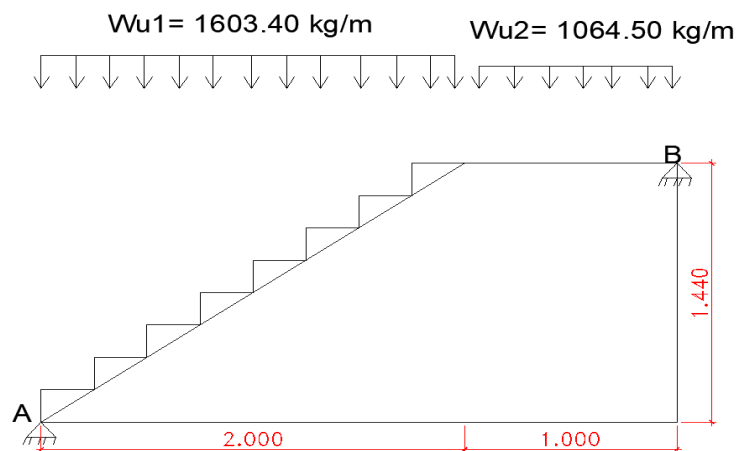


Figura 72. Primer tramo de escalera

Reacciones en los puntos A y B:

$$\left(-1603.40 \times 2.00 \times \frac{2.00}{2} \right) - (1064.50 \times 1 \times 2.50) + R_B \cdot 3.00 = 0$$

$$RB = 1956.02 \text{ kg}$$

$$RA = 2315.28 \text{ Kg}$$

$$X = \frac{2315.28}{1603.40} = 1.44\text{m}$$

$$2315.28 - (1603.40 \times 2.00) = -891.52$$

$$-(891.52 + (1064.50 \times 1)) = -1956.02$$

$$M_{\max} = \frac{2315.28 \times 1.44}{2} = 1671.60 \text{ kg} - \text{m}$$

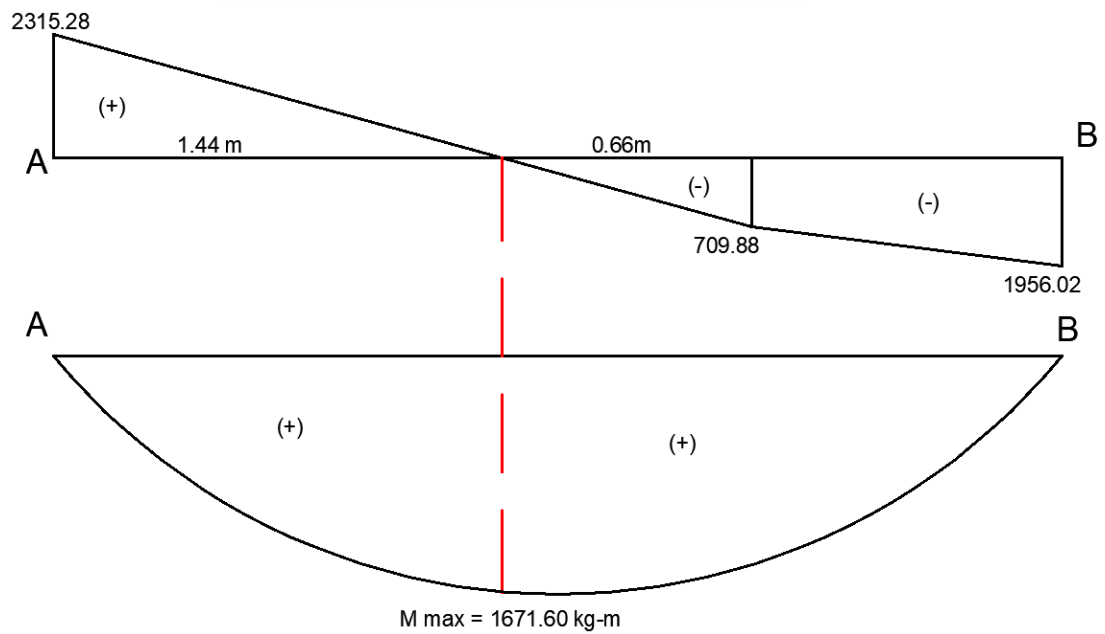


Figura 73. Gráfico de momento de tramo 1 de la escalera

Momento resistente:

F'C Kg/cm ²	210	280	350	420
B1	0.85	0.85	0.85	0.75
Pb	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
0.75 Pb	0.0160	0.0214	0.0252	0.0283
0.50 Pb	0.0107	0.0143	0.0167	0.0189

Pb = cuantía	Fy =	4200
--------------	------	------

Pb =	0.02125
P máx. =	0.01594

ϕ =	0.90	
b =	1.0	m
d =	12	cm

Wb =	0.425	
Máx. =	0.3188	
Mu máx. =	7044	kg-m

Resistente

Mu máx(+) > M máx (+)

7044	>	1671.60	Cumple (OK)
Resistente		Actuante	

Acero positivo (+):

W =	0.0638
-----	--------

P (+) =	0.00319	Cuantía corregida
---------	---------	-------------------

As (+) =	3.83	cm ²	Acero a usar
----------	------	-----------------	--------------

Acero (+): 6 Ø 3/8" 4.26 cm² Cumple

Acero negativo (-):

As (-) =	1.91	cm ²
----------	------	-----------------

Acero transversal mínimo:

As (temp) =	0.0018*b*t
-------------	------------

b =	100	cm (por metro)
t =	15	cm

As (temp) =	2.70	cm ²
-------------	------	-----------------

El área de acero negativo es menor al área de acero mínimo, por lo tanto, se usará el área de acero mínimo.

Acero (-)	5 Ø 3/8"	3.55	cm²	Cumple
------------------	-----------------	-------------	-----------------------	---------------

Acero transversal (temperatura):

As (temp) =	0.0018*b*t
-------------	------------

b =	100	cm (por metro)
t =	15	cm

As (temp) =	2.70	cm ²
-------------	------	-----------------

Ø 3/8"	0.71	cm²
---------------	-------------	-----------------------

Espaciamiento de acero		
S =	25.00	cm
S (+) =	15.00	cm
S (-) =	20.00	cm

Resultados finales a usar:

As (+) =	4.26	cm ²	→	6 Ø 3/8"	@	0.15	m
As (-) =	2.70	cm ²		5 Ø 3/8"	@	0.20	m
As (temp) =	2.70	cm ²		Ø 3/8"	@	0.25	m

Longitud inclinada (Lin):

N° pasos =	8	2
paso =	0.25	
Alt. Has. Des =	1.44	1.44

Lin =	2.46	m
-------	------	---

A =	0.62	0.65	m
B =	0.62	0.65	m
Mínimo =	0.30	m	

Calculo de momento máximo positivo: M máx. (+) del tramo 2:

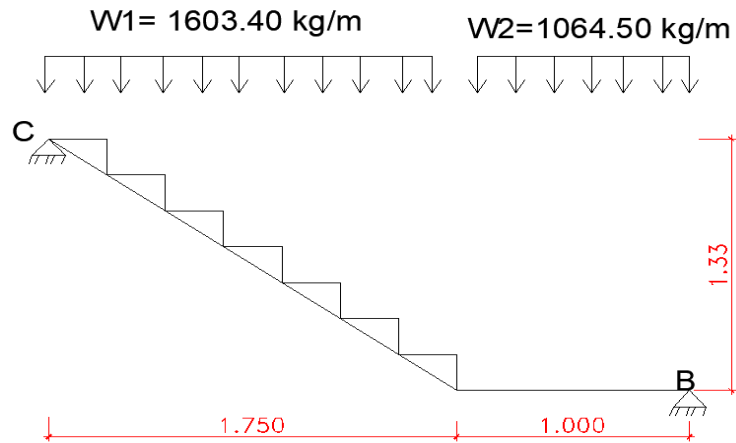


Figura 74. Segundo tramo de escalera

Reacciones en los puntos B y C:

$$\left(-1603.40 \times 1.75 \times \frac{1.75}{2}\right) - (1064.50 \times 1 \times 2.25) + R_B \cdot 2.75 = 0$$

$$R_B = 1763.76 \text{ kg}$$

$$R_C = 2106.69 \text{ Kg}$$

$$X = \frac{2106.69}{1603.40} = 1.31 \text{ m}$$

$$2106.69 - (1603.40 \times 1.75) = -699.26$$

$$-(699.26 + (1064.50 \times 1)) = -1763.76$$

$$M_{\max} = \frac{2106.69 \times 1.31}{2} = 1384 \text{ kg} - \text{m}$$

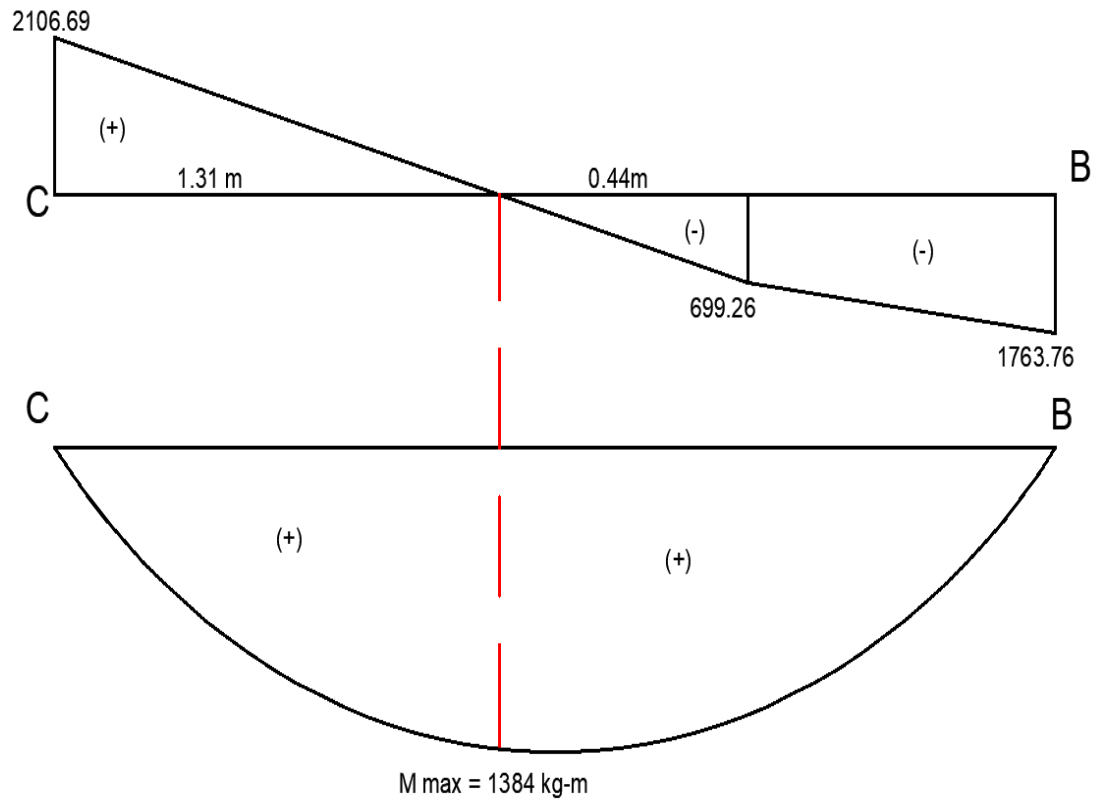


Figura 75. Gráfico de momento de tramo 2 de la escalera

Momento resistente:

F'C Kg/cm ²	210	280	350	420
B1	0.85	0.85	0.85	0.75
Pb	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
0.75 Pb	0.0160	0.0214	0.0252	0.0283
0.50 Pb	0.0107	0.0143	0.0167	0.0189

Pb = cuantía	Fy =	4200
--------------	------	------

Pb =	0.02125
P máx. =	0.01594

ϕ =	0.90	
b =	1.0	m
d =	12	cm

Wb =	0.425
Máx. =	0.3188

Mu máx. =	7044	kg-m	Resistente
-----------	------	------	------------

$\mu_{\text{máx}(+)} > M_{\text{máx}(+)}$

7044	>	1384
Resistente		Actuante

Cumple (OK)

Acero positivo (+):

$W =$	0.0525
-------	--------

$P (+) =$	0.00262	Cuantía corregida
-----------	---------	-------------------

$A_s (+) =$	3.15	cm ²	Acero a usar
-------------	------	-----------------	--------------

Acero (+):

5 Ø 3/8"	3.55	cm ²
----------	------	-----------------

Cumple

Acero negativo (-):

$A_s (-) =$	1.57	cm ²
-------------	------	-----------------

Acero transversal mínimo:

$A_s (\text{temp}) =$	$0.0018 \cdot b \cdot t$
-----------------------	--------------------------

$b =$	100	cm (por metro)
$t =$	15	cm

$A_s (\text{temp}) =$	2.70	cm ²
-----------------------	------	-----------------

El área de acero negativo es menor al área de acero mínimo, por lo tanto, se usará el área de acero mínimo.

Acero (-) :

5 Ø 3/8"	3.55	cm ²
----------	------	-----------------

Cumple

Acero transversal (temperatura):

$A_s (\text{temp}) =$	$0.0018 \cdot b \cdot t$
-----------------------	--------------------------

$b =$	100	cm (por metro)
$t =$	15	cm

As (temp) =	2.70	cm ²
-------------	------	-----------------

Ø 3/8"	0.71	cm ²
--------	------	-----------------

Espaciamiento de acero		
S =	25.00	cm
S (+) =	20.00	cm
S (-) =	20.00	cm

Resultados finales a usar:

As (+) =	3.55	cm ²	→	5 Ø 3/8"	@	0.20	m
As (-) =	2.70	cm ²		5 Ø 3/8"	@	0.20	m
As (temp) =	2.70	cm ²		Ø 3/8"	@	0.25	m

Longitud inclinada (Lin):

N° pasos =	7	1.75
paso =	0.25	
Alt. Has. Des =	1.33	1.33

Lin =	2.20	m
-------	------	---

A =	0.55	0.55	m
B =	0.55	0.55	m
Mínimo =	0.30	m	

3.8.4.6. Diseño de cimentación

Discretizado de muros portantes

Se procederá a analizar y diseñar la cimentación, En primer lugar, se debe discretizar los elementos muros del modelo con la finalidad de que las cargas que se transfieren a los cimientos se distribuyen en varios

puntos a lo largo del elemento. La discretización del muro deberá ser mayor al espesor del muro, por lo que se recomienda un mínimo de 50 cm. Se selecciona el muro portante y se empieza a discretizar según la dimensión de los muros y altura de entrepiso.

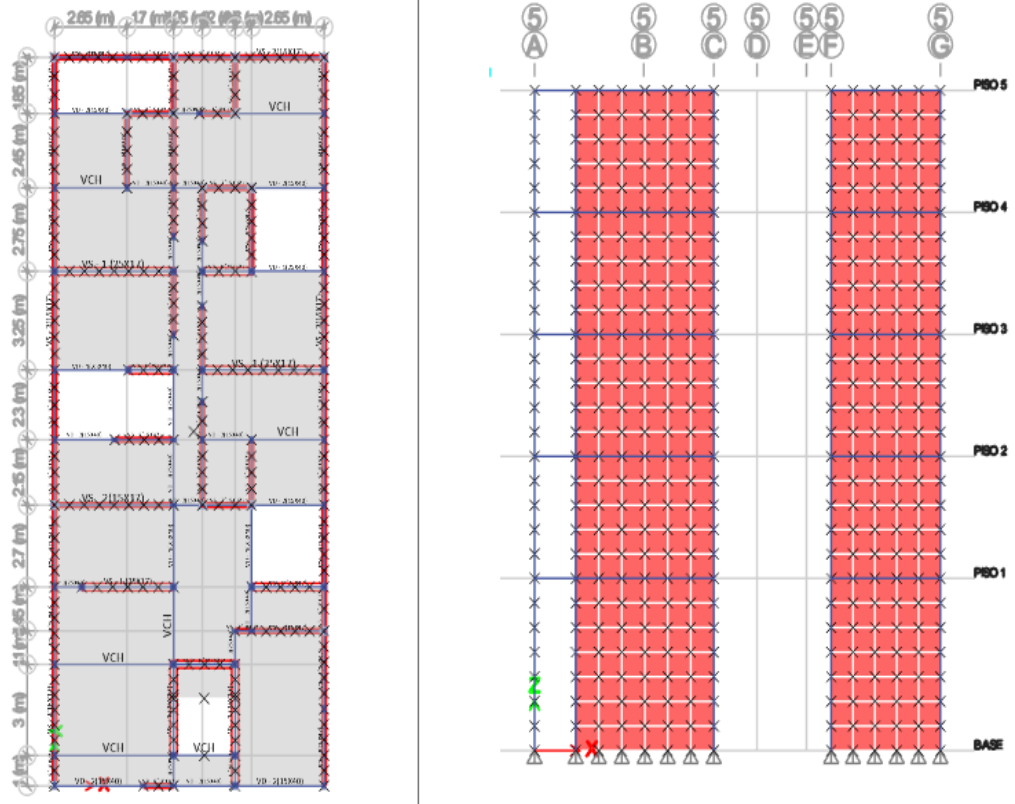


Figura 76. Distribución de puntos a lo largo del muro portante

Se procederá a exportar del programa ETABS 2016, para así posteriormente abrir el programa SAFE v.16 e importar el archivo.

Se definirán los materiales de los elementos y la sección de la cimentación, en nuestro caso se usará una platea de cimentación, ya que el suelo adoptado para la edificación cuenta con baja capacidad portante de 0.85 kg/cm².

Material Property Data ?

General Data

Material Name:

Material Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight

Weight per Unit Volume: kgf/cm3

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm2

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/cm2

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: kgf/cm2

Figura 77. Definición del concreto para platea de cimentación

Material Property Data ?

General Data

Material Name:

Material Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight

Weight per Unit Volume: kgf/cm3

Uniaxial Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm2

Other Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: kgf/cm2

Minimum Tensile Stress, Fu: kgf/cm2

Figura 78. Definición del acero de refuerzo para platea de cimentación

Slab Property Data

General Data

Property Name: PLATEA H=50

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

Display Color: [Blue Box] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Analysis Property Data

Type: Mat

Thickness: 50 cm

Thick Plate Orthotropic

Figura 79. Definición de sección de la platea de cimentación

Se debe asignar el módulo de reacción del suelo, también conocido como Coeficiente de Balasto o Coeficiente de Winkler. Este valor se obtiene usando la siguiente tabla, según la capacidad portante del suelo.

Tabla 49. Módulo de reacción de suelo datos para SAFE

Módulo de Reacción del Suelo Datos para SAFE					
Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

La capacidad portante del suelo es 0.85 kg/cm², por lo que el coeficiente de balasto resultaría $C_b=1.93$ kg/cm³.

Soil Subgrade Property Data

General Data

Property Name: Suelo qa=0.85 kg/cm²

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show Notes...

Property

Subgrade Modulus (Compression Only): 1.93 kgf/cm³

Nonlinear Option (Nonlinear Cases Only)

None (Linear)

Tension Only

Compression Only

Elasto-Plastic

Figura 80. Definición de capacidad portante del suelo

Asimismo, se procede a asignar las cargas adicionales como el peso del sobrecimiento, el peso de acabados del primer piso, la carga viva del primer piso. Se asignan las cargas promedio.

Surface Loads

Load Pattern Name

Name: CV

Load Direction

Direction: Gravity

Uniform Loads

Uniform Load: 0.60 Tonf/m²

Nonuniform Loads

$w(x,y) = Ax + By + C = \text{Load at Pt } (x,y); x, y \text{ in Global}$

A: 0E+00 Tonf/m³

B: 0E+00 Tonf/m³

C: 0 Tonf/m²

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK

Cancel

Figura 81. Asignación de carga muerta adicional

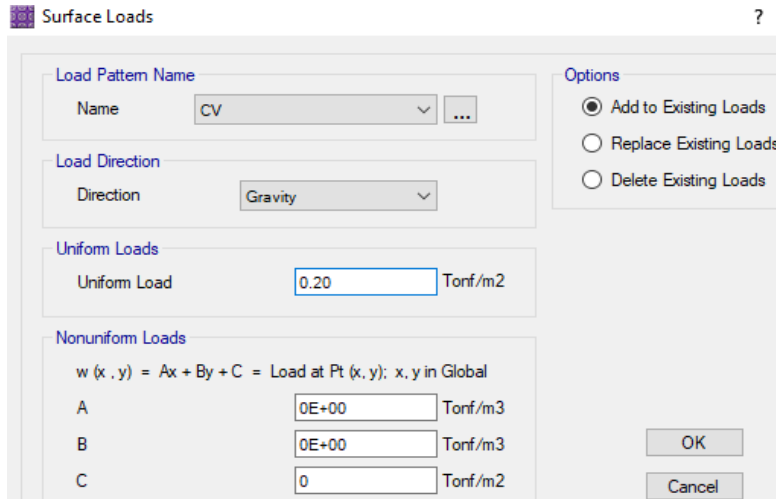


Figura 82. Asignación de carga viva adicional

Se procede a definir las combinaciones de servicio ($CS=CM+CV$) con la finalidad de verificar que el esfuerzo actuante debe ser menor o igual al esfuerzo admisible (capacidad portante), sino cumple se debe aumentar la sección de la platea.

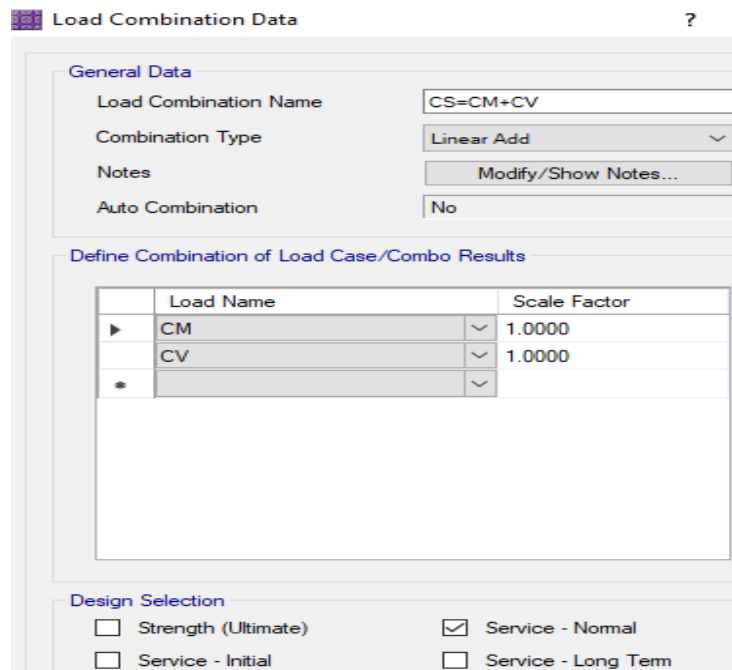


Figura 83. Combinaciones de carga de servicio

Se procede a definir la combinación última para cargas por gravedad CU = 1.4CM+1.7CV.

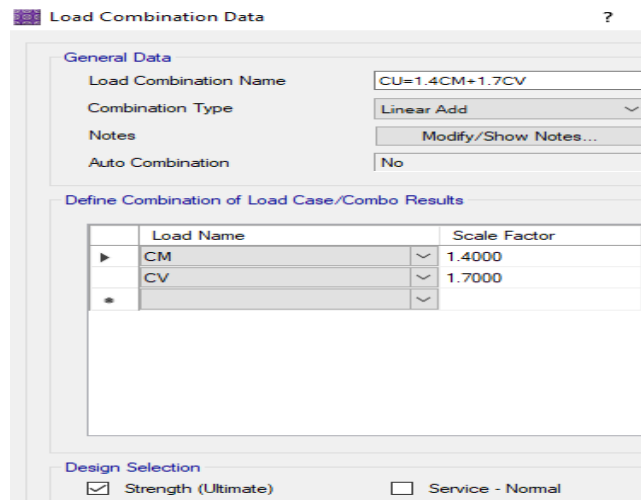


Figura 84. Combinaciones de carga última por gravedad

Asimismo, se definirá un predimensionamiento inicial considerando la longitud de volado mínima $L = 0.50\text{m.}$, en ambas direcciones. Este valor variará si no se cumple con lo requerido.

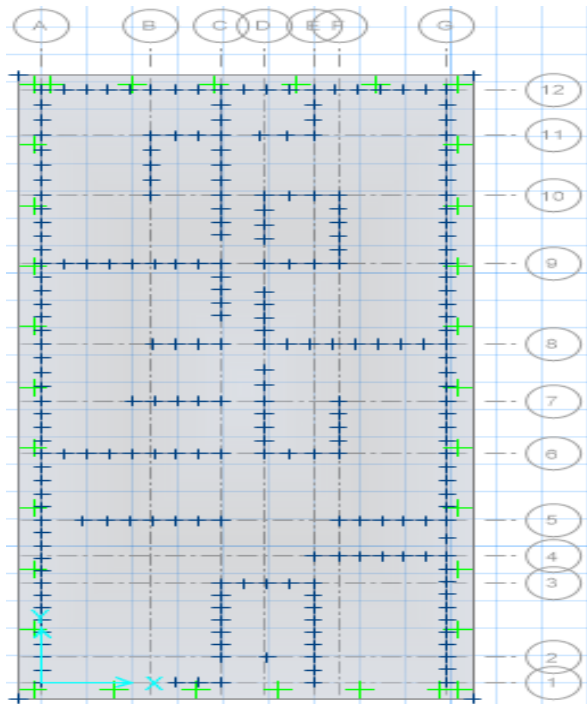


Figura 85. Asignación de la platea de cimentación.

Se procede a realizar el análisis de la platea de cimentación, como primer punto se verificará si cumple el esfuerzo admisible con el esfuerzo solicitado para la edificación.

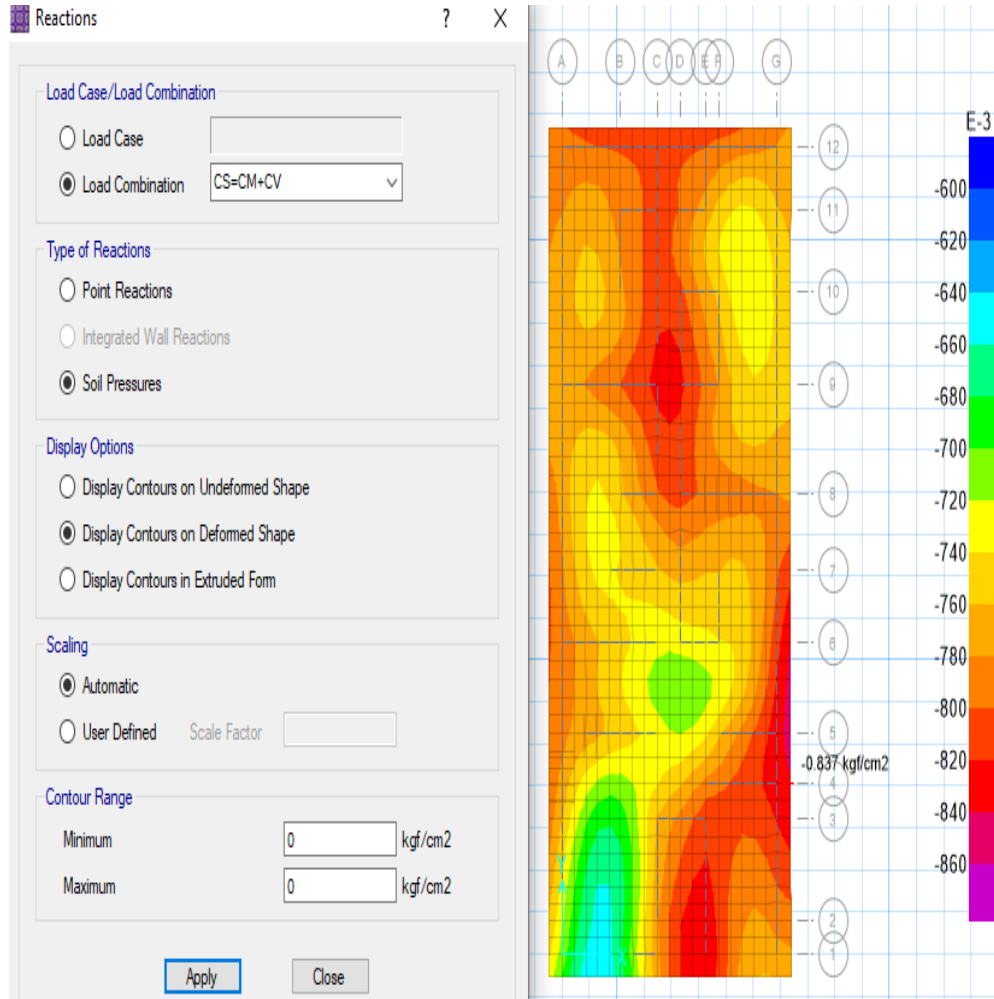


Figura 86. Verificación de esfuerzos actuantes.

El volado final de la cimentación es de 0.50 m., en el eje A y eje 12, el eje 1 tiene un volado de 0.60 m, y el eje G tiene un volado de 0.55 m., se consideró estas medias con el fin que cumpla con lo requerido por la cimentación, se observa que el esfuerzo máximo solicitado es de 0.837 kg/cm², es menor a la capacidad portante del suelo $q_a=0.85$ kg/cm², por lo tanto, cumple con lo requerido.

Verificación por corte:

Se procede a realizar la verificación por corte, los cuales deberán cumplir $V_c \geq V_n$. Si no cumple, se deberá aumentar el espesor de la platea hz.

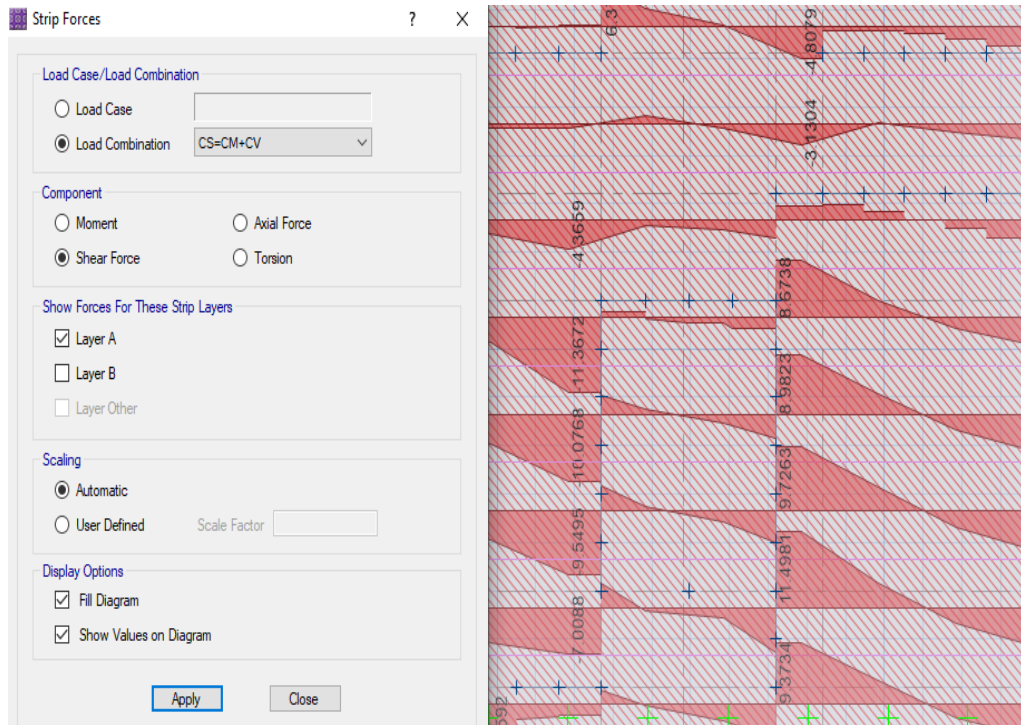


Figura 87. Fuerza cortante máxima para verificación por corte.

$$V_u = 11.4981 \text{ Tn}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 42 = 32257.80 \text{ kg} = 32.26 \text{ Tn}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = V_n \quad \frac{11.4981}{0.85} = 13.53 \text{ Tn}$$

$$V_c \geq V_n \quad 32.26 \text{ Tn} \geq 13.53 \text{ Tn} \quad \text{CUMPLE}$$

Verificación por punzonamiento:

Se procede a realizar la verificación por punzonamiento, los cuales deberán cumplir $V_c \geq V_n$. Si no cumple, se deberá aumentar el espesor de la platea hz.

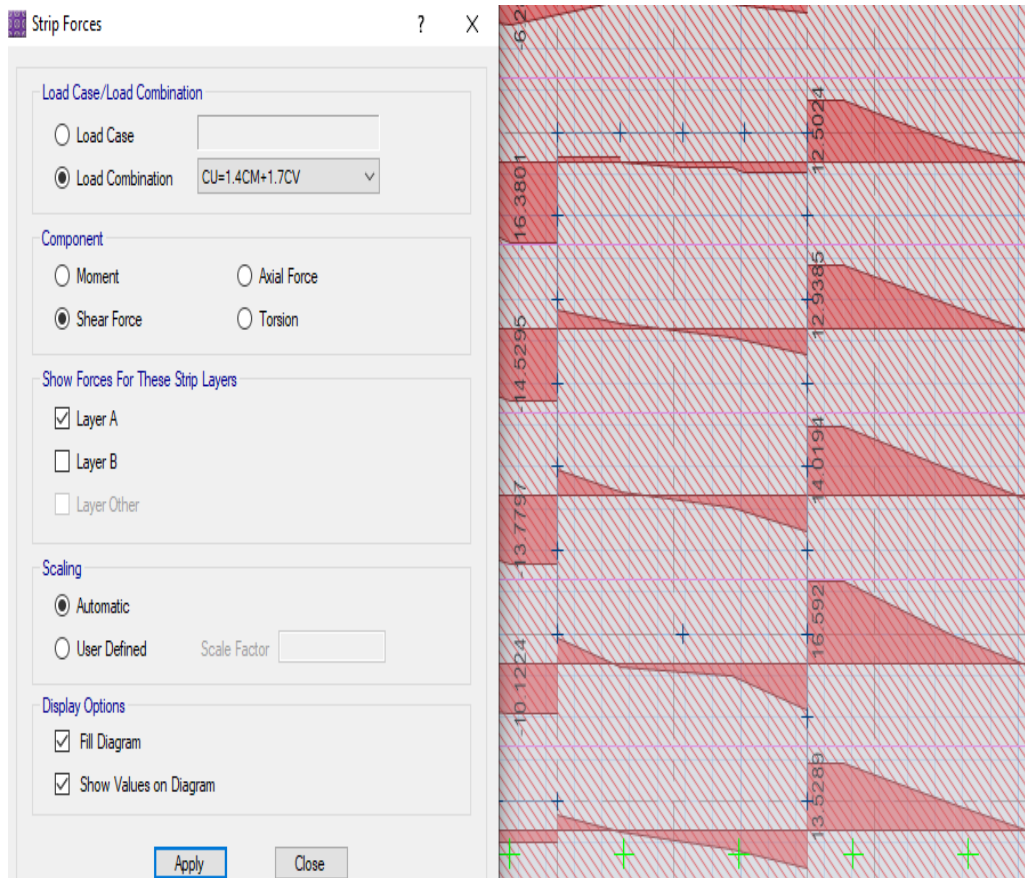


Figura 88. Fuerza cortante máxima para verificación por punzonamiento.

$$V_u = 16.592 \text{ Tn}$$

$$V_c = 1.06\sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 1.06 * \sqrt{210} * 100 * 42 = 64515.61 \text{ kg} = 64.51 \text{ Tn}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = V_n \quad \frac{16.592}{0.75} = 22.12 \text{ Tn}$$

$$V_c \geq V_n \quad 64.51 \text{ Tn} \geq 22.12 \text{ Tn} \quad \text{CUMPLE}$$

Momentos flectores:

Los momentos flectores están definidos por la combinación de diseño, los momentos flectores máximos tanto positivo como negativo se encuentran en la franja A de la dirección en X.

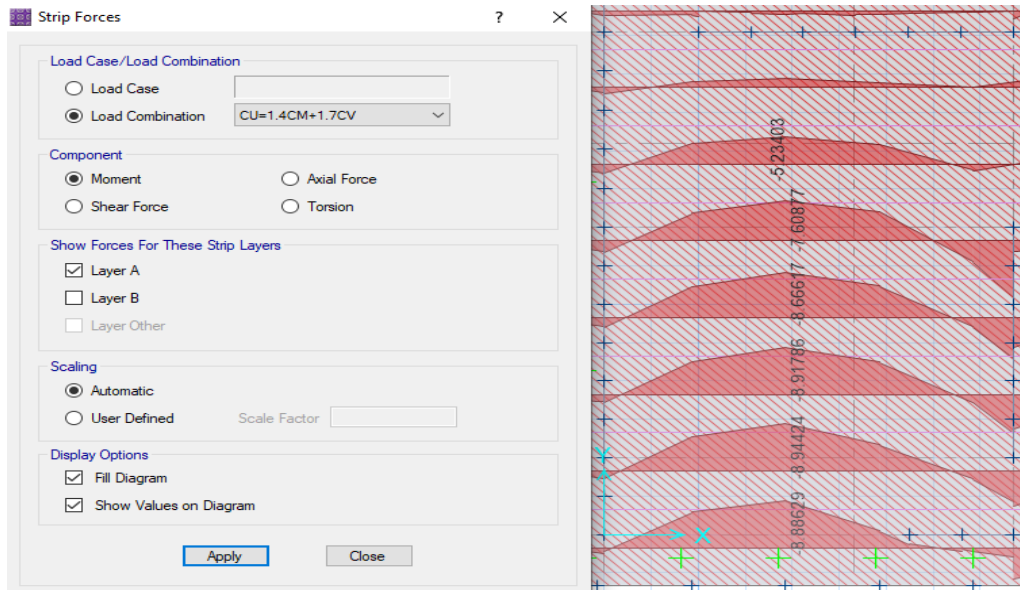


Figura 89. Momento máximo positivo de platea de cimentación

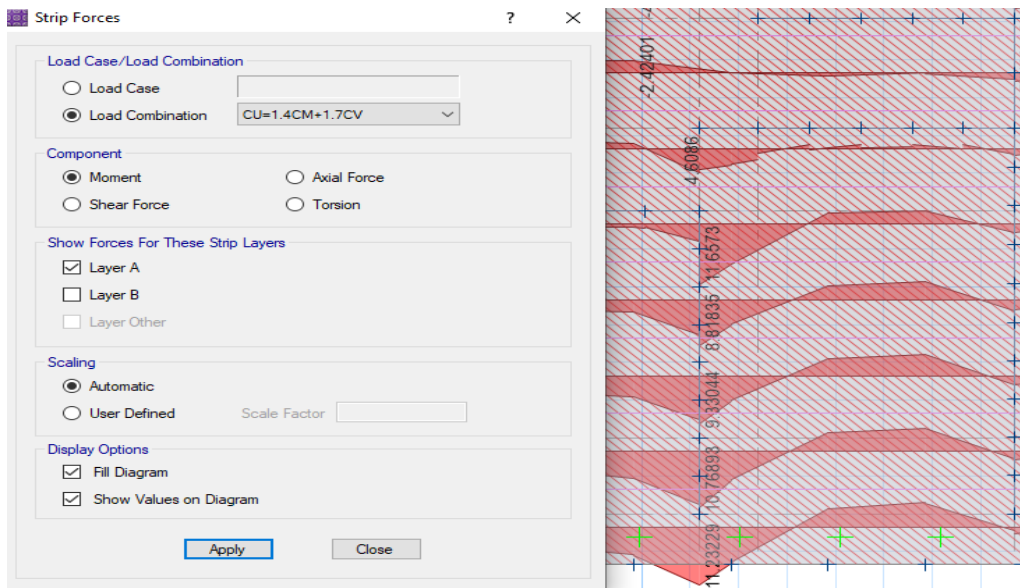


Figura 90. Momento máximo negativo de platea de cimentación

Diseño de platea de cimentación por método de franjas:

Obtenido los resultados de los momentos es posible obtener el acero requerido mediante las fórmulas del diseño por flexión. En la práctica se escogen los resultados más críticos de la franja. El acero requerido que

resultado del momento obtenido de la franja será distribuido para toda la dimensión la platea en la dirección de análisis. Sin embargo, el programa SAFE permite obtener la cantidad de varillas de refuerzo según el diámetro escogido.

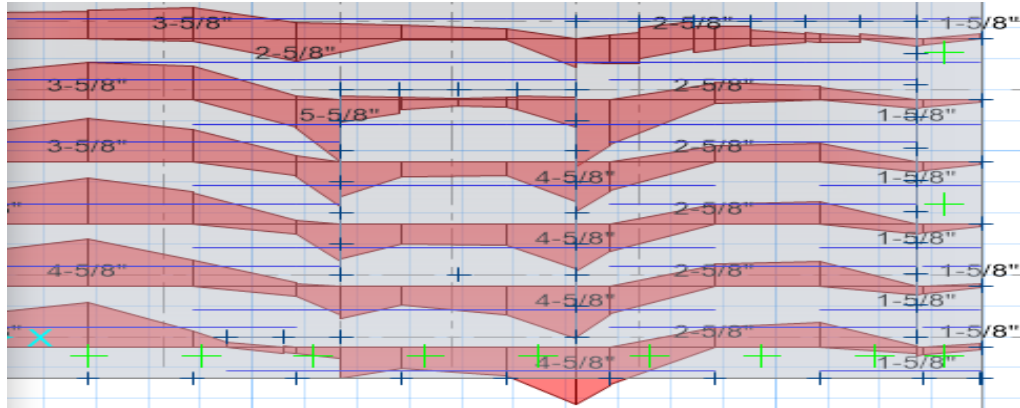


Figura 91. Distribución de acero positivo y negativo

Asimismo, se recomienda que el espaciamiento de varillas de refuerzo se encuentra $10 < s < 30$ cm. Para las franjas se consideró un metro por lo tanto el acero requerido se distribuirá por metro lineal.

Para el acero superior (negativo).

$$S = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Para el acero inferior (positivo).

$$S = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Se obtiene la distribución para el refuerzo de la franja A en dirección X y franja B en dirección en Y.

Acero inferior: $\phi 5/8'' @ 20 \text{ cm}$
 Acero superior: $\phi 5/8'' @ 20 \text{ cm}$

IV. RESULTADOS

4.1. Estudio topográfico

4.1.1. Coordenadas

Tabla 50. Coordenadas

FICHA DE DATOS PARA EL ESTUDIO DE TOPOGRÁFICO				
PROYECTO:	Diseño Estructural de una Edificación de Cinco Niveles Mediante Albañilería Confinada en el Distrito de Chillia - Pataz 2021			
INSTITUCIÓN:	Universidad César Vallejo			
DATOS RECOLECTADOS				
PUNTO	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN	DESCRIPCIÓN
2	9101222.81	222826.924	3151.719	E1
3	9101226.334	222831.685	3151.021	CALLE
4	9101230.834	222832.292	3150.97	CALLE
5	9101223.553	222856.465	3151.805	CALLE
6	9101228.6	222857.02	3151.857	CALLE
7	9101219.771	222889.621	3153.501	CALLE
8	9101225.411	222890.341	3153.538	CALLE
9	9101219.44	222887.136	3153.141	CASA
10	9101221.807	222863.419	3152.646	CASA
11	9101226.194	222889.519	3154.081	COL
12	9101229.228	222857.073	3152.135	COL
13	9101229.22	222857.068	3152.136	CASA
14	9101222.363	222857.903	3152.188	CASA
15	9101230.541	222845.539	3151.578	CASA
16	9101231.755	222832.597	3151.167	CASA
17	9101225.344	222831.319	3151.413	CASA
18	9101223.246	222827.839	3151.717	CASA
19	9101234.539	222825.538	3150.92	CASA
20	9101220.655	222821.286	3151.555	CASA
21	9101232.329	222824.548	3151.33	CASA
22	9101212.749	222824.199	3151.963	CASA
23	9101216.477	222818.505	3152.648	CASA
24	9101208.874	222816.432	3152.678	CASA
25	9101207.109	222820.903	3152.367	CALLE
26	9101208.565	222817.307	3152.315	CALLE

27	9101224.701	222827.174	3151.197	CALLE
28	9101225.853	222823.668	3151.234	CALLE
29	9101232.628	222830.946	3150.912	CALLE
30	9101234.456	222826.524	3150.811	CALLE
31	9101249.034	222829.888	3150.508	CALLE
32	9101248.585	222826.147	3150.445	CALLE
33	9101238.431	222832.226	3150.775	CASA
34	9101238.43	222832.227	3150.775	CASA
35	9101246.652	222825.382	3150.967	CASA
36	9101246.651	222825.383	3150.968	CASA
37	9101252.546	222830.785	3150.739	CASA
38	9101252.553	222830.765	3150.739	CASA
39	9101258.434	222823.31	3150.403	CASA
40	9101258.43	222823.285	3150.398	CASA
41	9101263.59	222828.74	3150.654	CASA
42	9101265.591	222827.512	3150.542	CASA
43	9101275.274	222823.464	3150.457	CASA
44	9101278.142	222820.208	3149.786	E1
45	9101273.544	222822.727	3149.898	E2
46	9101271.933	222819.804	3149.819	CALLE
47	9101271.601	222818.396	3149.6	CASA
48	9101271.606	222818.38	3149.599	CASA
49	9101291.537	222807.344	3148.459	CALLE
50	9101288.014	222805.137	3148.461	CALLE
51	9101283.4	222808.598	3148.668	CASA
52	9101283.396	222808.594	3148.668	CASA
53	9101297.594	222801.164	3147.985	CASA
54	9101289.837	222800.655	3148.043	CASA
55	9101306.799	222792.105	3147.66	CASA
56	9101294.5	222795.946	3147.675	CASA
57	9101307.989	222791.056	3147.688	CASA
58	9101304.511	222785.948	3147.168	CASA
59	9101304.508	222785.947	3147.168	CASA
60	9101315.046	222783.615	3147.519	CASA
61	9101315.042	222783.609	3147.519	CASA
62	9101311.919	222776.818	3147.007	CASA
63	9101315.482	222782.881	3147.505	CASA
64	9101315.996	222771.57	3146.929	CASA

65	9101314.243	222783.046	3147.317	CALLE
66	9101315.876	222773.665	3147.117	CALLE
67	9101323.435	222772.265	3147.374	CASA
68	9101323.422	222772.254	3147.372	CASA
69	9101317.575	222769.729	3147.609	CASA
70	9101329.253	222761.143	3147.646	CASA
71	9101327.917	222758.445	3147.673	E1
72	9101326.337	222763.029	3147.462	E1
73	9101322.689	222760.43	3147.597	CASA
74	9101322.93	222756.345	3148.064	CASA
75	9101325.912	222748.275	3148.217	CASA
76	9101325.968	222748.278	3148.205	CASA
77	9101331.08	222751.864	3148.075	CALLE
78	9101326.367	222749.739	3148.065	CALLE
79	9101329.221	222740.695	3148.449	CASA
80	9101335.126	222747.048	3148.508	CASA
81	9101331.932	222738.415	3148.903	CASA
82	9101343.845	222733.481	3149.354	CASA
83	9101343.84	222733.499	3149.353	CASA
84	9101337.069	222731.899	3149.049	CASA
85	9101337.062	222731.898	3149.049	CASA
86	9101342.176	222725.684	3149.189	CASA
87	9101348.947	222717.459	3148.795	CASA
88	9101356.239	222711.825	3148.293	E1
89	9101350.771	222716.843	3148.672	E1
90	9101355.119	222719.59	3149.345	CASA
91	9101356.379	222719.56	3148.897	CASA
92	9101363.353	222713.562	3148.884	CASA
93	9101354.335	222712.847	3148.395	CAR
94	9101357.959	222716.336	3148.544	CAR
95	9101357.954	222716.344	3148.545	CAR
96	9101363.435	222705.084	3147.378	CAR
97	9101367.147	222708.07	3147.635	CAR
98	9101370.965	222707.554	3147.501	CASA
99	9101359.294	222701.118	3147.004	CASA
100	9101382.712	222700.413	3147.402	CASA
101	9101367.105	222696.214	3147.257	CASA
102	9101380.728	222696.879	3147.162	CAR

103	9101377.855	222693.873	3146.863	CAR
104	9101383.495	222697.136	3147.169	PER
105	9101397.267	222672.297	3146.571	PER
106	9101388.909	222685.935	3146.621	PER
107	9101398.223	222670.183	3146.49	E1
108	9101394.926	222675.334	3146.709	E2
109	9101391.117	222673.41	3146.398	CALLE
110	9101395.141	222674.608	3146.63	CAR
111	9101407.343	222675.776	3148.425	PER
112	9101397.876	222660.205	3146.465	CAR
113	9101392.202	222656.206	3145.913	CAR
114	9101406.439	222662.27	3147.013	CASA
115	9101405.289	222671.972	3147.275	CASA
116	9101399.11	222646.625	3145.503	CASA
117	9101395.308	222635.406	3145.125	CASA
118	9101387.105	222626.313	3144.304	CAR
119	9101390.427	222625.559	3144.632	CAR
120	9101386.373	222590.895	3145.283	CASA
121	9101383.54	222580.565	3143.424	CAR
122	9101380.572	222579.825	3143.429	CAR
123	9101377.946	222577.438	3142.978	CASA
124	9101381.802	222571.136	3142.862	CASA

Fuente: Municipalidad Distrital de Chillia

Esta información fue extraída del plano digital e informa topográfico del expediente técnico del proyecto “Mejoramiento y ampliación del sistema de agua potable y alcantarillado de la localidad de Chillia – distrito de Chillia – Pataz – La Libertad”.

4.1.2. Tipo de terreno

Tabla 51. *Tipo de terreno del proyecto*

Consideración	Pendiente (%)	Tipo de terreno
Topografía general (promedio)	25	Ondulada
Topografía del área del proyecto	9	Plana

4.2. Estudio de mecánica de suelos

4.2.1. Contenido de humedad

Tabla 52. *Contenido de humedad del suelo*

CALICATA	ESTRATO	CONT. DE HUMEDAD
C - 1	E - 1	28.87 %
C - 2	E - 1	29.31 %

Fuente: Informe técnico N°015714-2021 – Laboratorio HERNÁNDEZ

4.2.2. Coeficiente de fricción

Tabla 53. *Coeficiente de fricción*

CALICATA	ESTRATO	COEF. FRICCIÓN
C - 1	E - 1	8.30°
C - 2	E - 1	8.20°

Fuente: Informe técnico N°015714-2021 – Laboratorio HERNÁNDEZ

4.2.3. Capacidad portante del suelo

Tabla 54. *Capacidad portante del suelo*

CALICATA	ESTRATO	CAPACIDAD PORTANTE
C - 1	E - 1	0.85 kg/cm²
C - 2	E - 1	0.82 kg/cm²

Fuente: Informe técnico N°015714-2021 – Laboratorio HERNÁNDEZ

4.2.4. Asentamientos

Tabla 55. Asentamientos

CALICATA	ESTRATO	ASENTAMIENTOS
C - 1	E - 1	1.84 cm
C - 2	E - 1	1.84 cm

Fuente: Informe técnico N°015714-2021 – Laboratorio HERNÁNDEZ

4.2.5. Coeficiente de balasto

Tabla 56. Coeficiente de balasto

CALICATA	ESTRATO	COEF. BALASTO
C - 1	E - 1	6.05 kg/cm ³
C - 2	E - 1	6.05 kg/cm ³

Fuente: Informe técnico N°015714-2021 – Laboratorio HERNÁNDEZ

4.3. Análisis sísmico

4.3.1. Predimensionamiento y estructuración

4.3.1.1. Losa aligerada

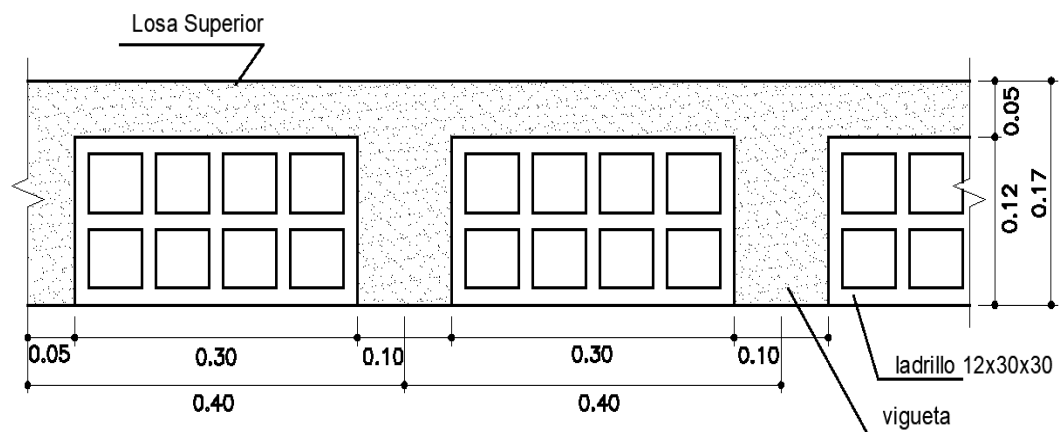


Figura 92. Espesor de losa aligerada

4.3.1.2. Muros portantes

Tabla 57. *Espesores de muros portantes*

APAREJO	ESPESOR
Soga	15 cm
Cabeza	25 cm

4.3.1.3. Columnas de confinamiento

Tabla 58. *Secciones de columnas de confinamiento*

Tipo de columna	Sección
CC	0.25 x 0.25m
CR	0.15 x 0.25m
CT	0.15 x 0.25m
CL	0.15 x 0.25m

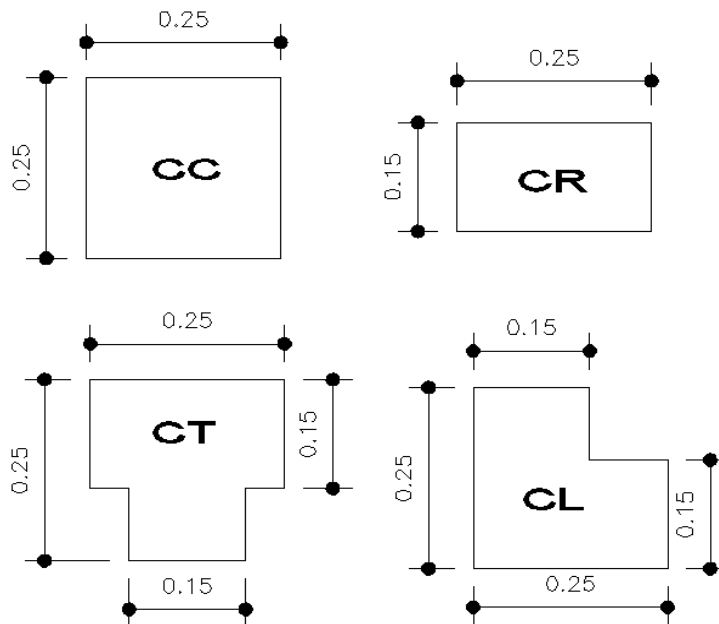


Figura 93. Dimensiones de columnas

4.3.1.4. Vigas

Tabla 59. Secciones de vigas

Tipo de viga	Sección
Viga solera (VS-1)	0.25 x0.17m
Viga solera (VS-2)	0.15x0.17m
Viga dintel (VD-1)	0.25x0.40m
Viga dintel (VD-2)	0.15x0.40m
Viga chata (VCH)	0.20x0.17m

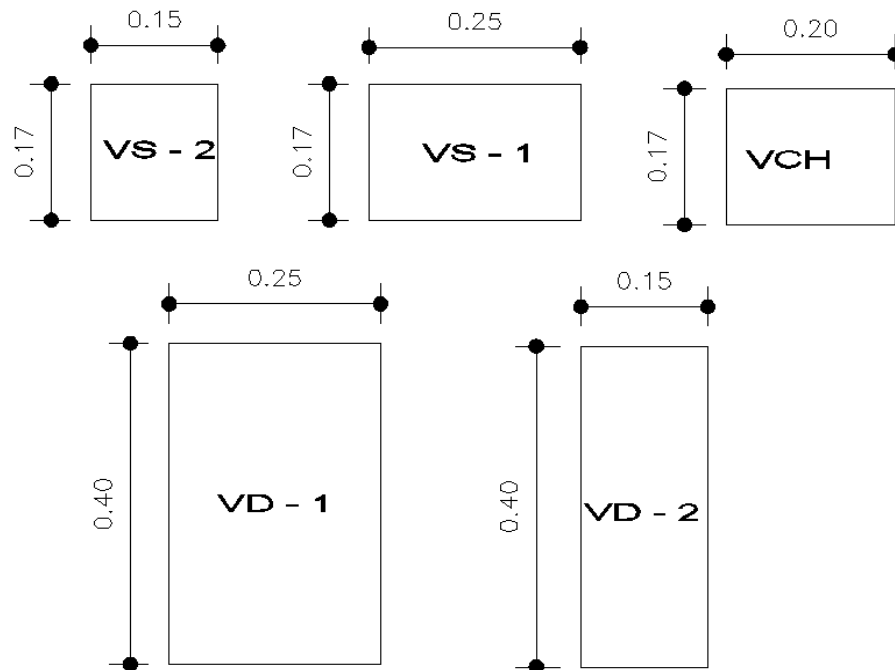


Figura 94. Dimensiones de vigas

4.3.1.5. Estructuración

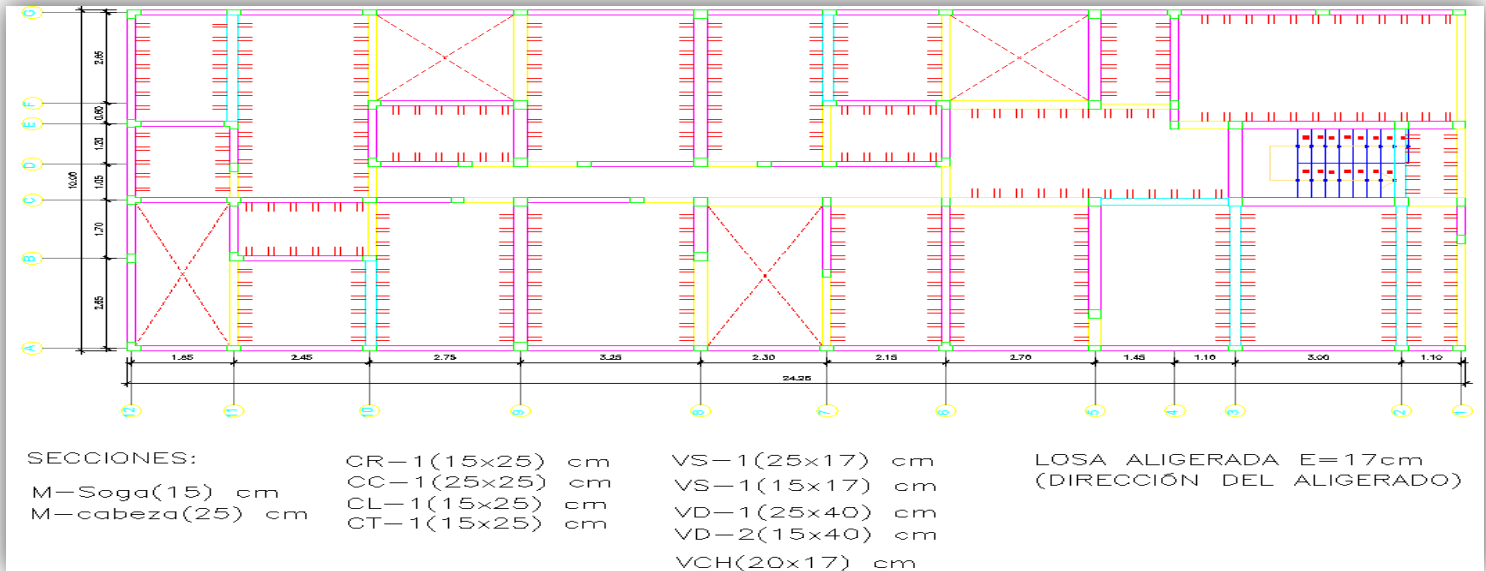


Figura 95. Estructuración final de elementos estructurales

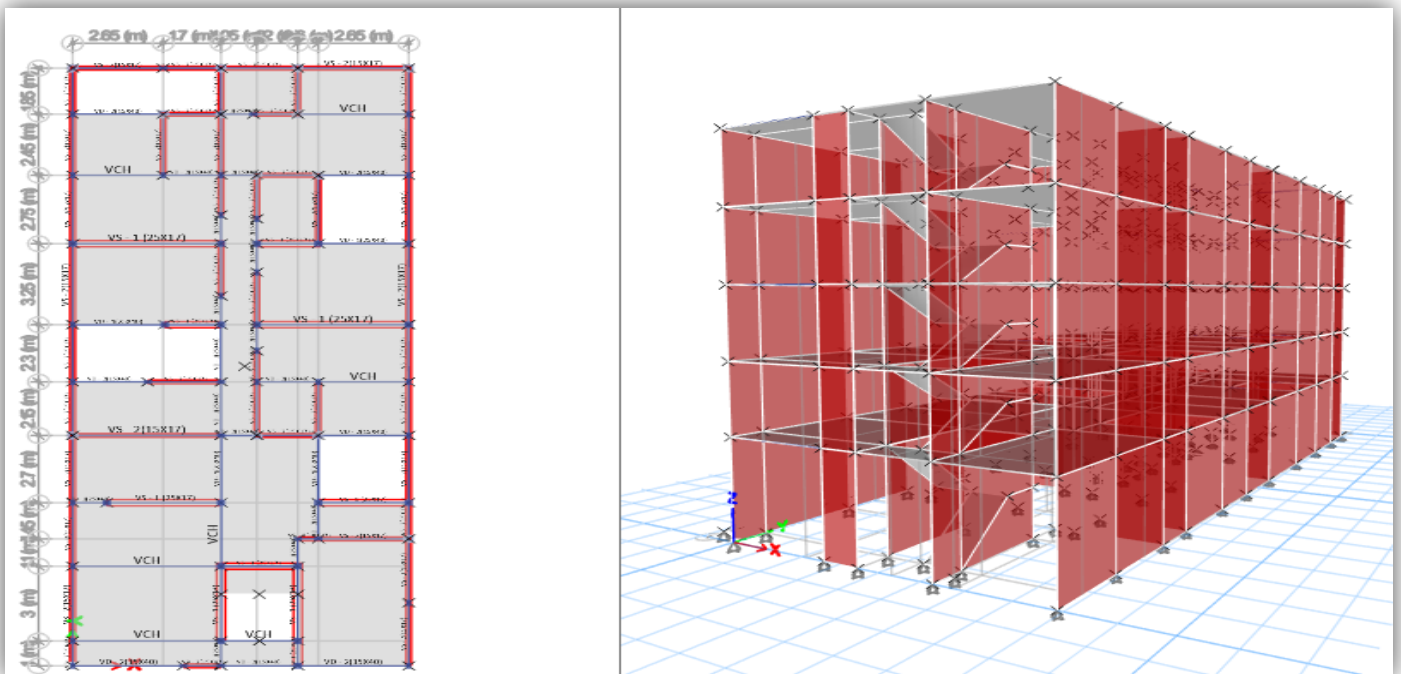


Figura 96. Modelamiento de elementos estructurales, Etabs 2016

4.3.2. Metrado de cargas

Para el peso total de la edificación considerando las cargas muertas más las cargas vivas (con el 25%), dado que el peso sirve para el análisis sísmico.

Tabla 60. *Metrado de cargas. Fuente: Etabs 2016*

NIVELES	PESO POR NIVEL (TN)
PISO 5	248.19
PISO 4	233.63
PISO 3	233.25
PISO 2	233.63
PISO 1	285.30
PESO TOTAL =	1234.01

4.3.3. Periodo fundamental

Tabla 61. *Periodo fundamental. Fuente: Etabs 2016*

Dirección	Periodo fundamental
Dirección X	0.256 s.
Dirección Y	0.166 s.

4.3.4. Análisis estático

Tabla 62. *Cortante estática en (X-Y)*

Piso	Peso por Nivel	Alturas	$P_i \cdot H_i^K$	Alfai	Fi
	Tn	M			Tn
Techo 05	343.49	14.45	4963.36	0.31741	114.24
Techo 04	334.05	11.78	3935.13	0.25166	90.58
Techo 03	334.05	9.11	3043.21	0.19462	70.05
Techo 02	334.05	6.44	2151.3	0.13758	49.52
Techo 01	409.51	3.77	1543.86	0.09873	35.54
	Suma		15636.90		359.92

4.3.5. Análisis dinámico

4.3.5.1. Espectro de aceleraciones

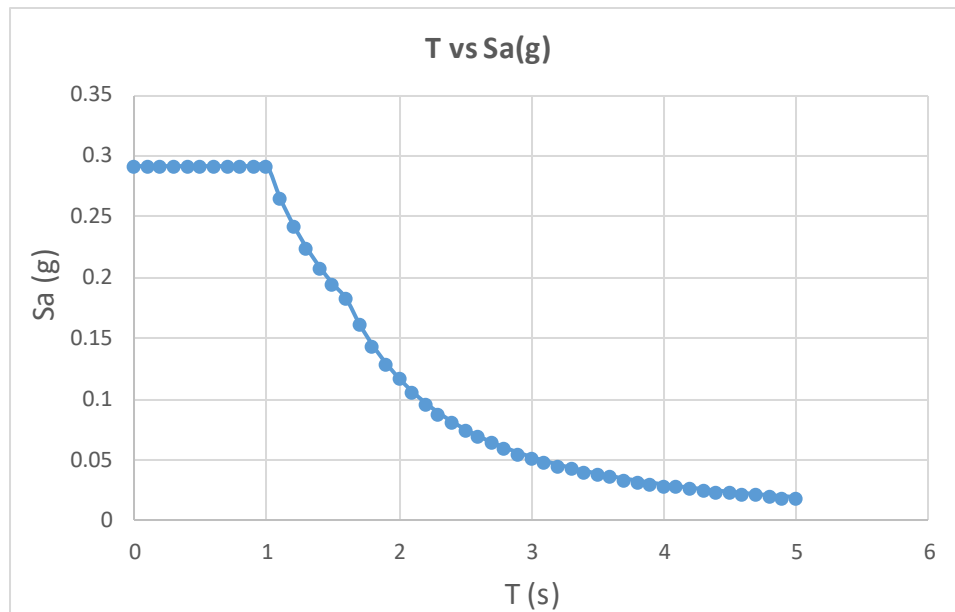


Figura 97. Espectro de aceleraciones

4.3.5.2. Derivas de entrepiso en (X-Y)

Tabla 63. Derivas máximas en X-Y. Fuente: Etabs 2016

Deriva máxima en X	0.001741	Piso 3
Deriva máxima en Y	0.000524	Piso 2

4.3.5.3. Cortante dinámica

Tabla 64. Cortante dinámica en (X-Y). Fuente: Etabs 2016

Dirección	Fuerza
Cortante dinámica (X)	243.273 Tn
Cortante dinámica (Y)	290.765 Tn

4.1.1.1. Junta sísmica

Tabla 65. Junta sísmica en (X-Y)

Dirección	Junta sísmica
Dirección (X)	5 cm
Dirección (Y)	5 cm

4.2. Diseño estructural

Tabla 66. Fuerza cortante de diseño para X-Y

FUERZA CORTANTE DE DISEÑO XX-YY					
Dirección	V estático (tn)	V dinámico (tn)	80% Ve st.	Factor de escala	V DISEÑO (tn)
X-X	359.92	243.27	283.93	1.1835858134	287.93
Y-Y	359.92	290.77	283.93	1.000	290.77

$$V_{din} \geq 0.8 \cdot V_{est}$$

4.2.1. Losa aligerada

Tabla 67. Distribución de acero de losa aligera en X

LOSA ALIGERA EN LA DIRECCION EN (X)				
Momentos (Tn/m)	As. Req. (cm ²)	Diámetro	As. Inst. (cm ²)	As. Temp.
0.3605 (-)	0.74 (-)	Φ1/2"	1.27	Φ1/4" @ 0.25m
0.2045 (+)	0.47 (+)	Φ3/8"	0.71	

Los datos de la tabla se aplican a la siguiente configuración de la losa aligerada:

- Losa Superior:** Sección superior de la losa.
- Acero de Temperatura:** Ø 1/4" @ 0.25, terminando con un doblado de 15 cm.
- Diámetros de acero:** Φ1/2" y Φ3/8".
- Dimensiones:** Espaciamientos de 0.05, 0.30, 0.40, 0.10 y 0.30 metros.
- Elementos:** Ladrillo y Vigueta.

Tabla 68. Distribución de acero de losa aligera en Y

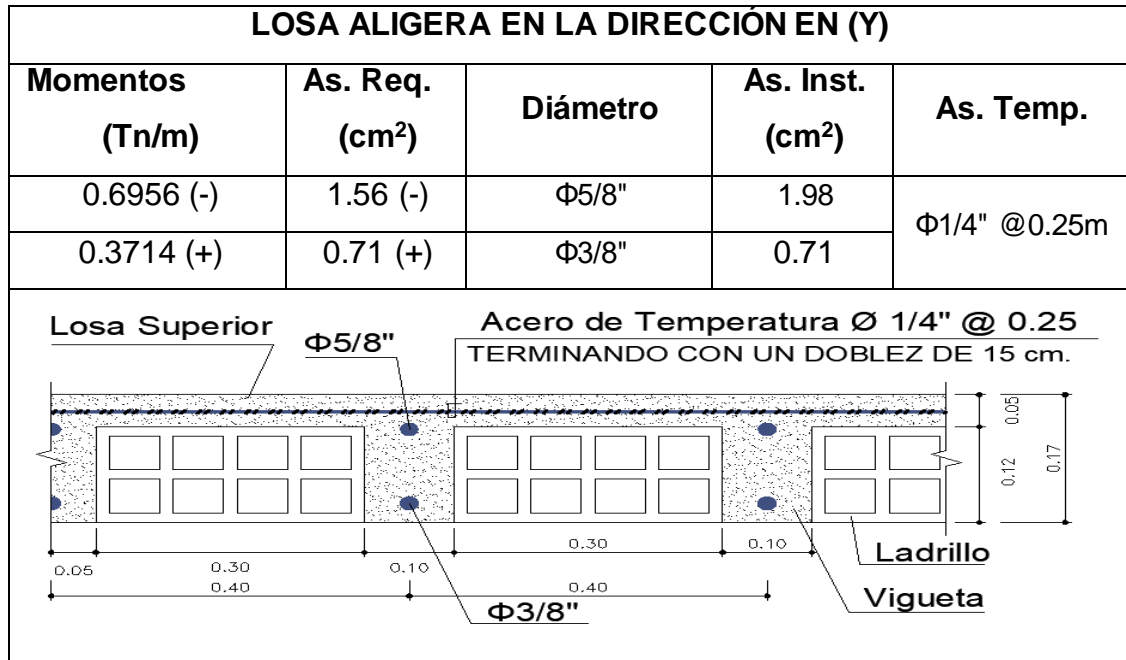
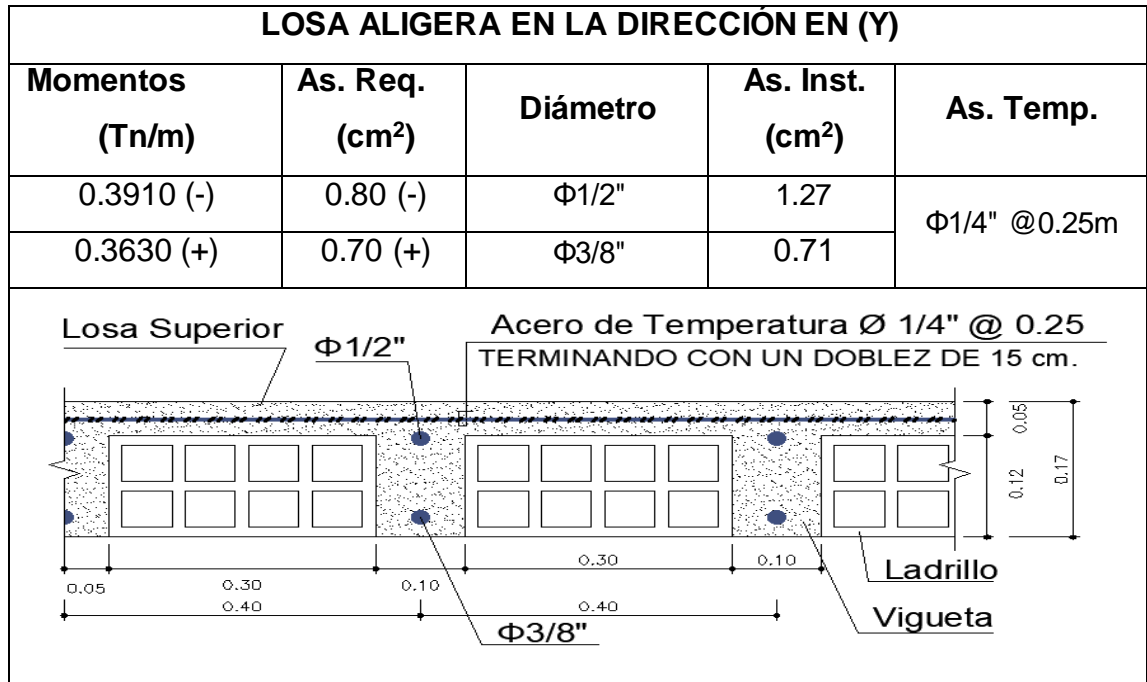


Tabla 69. Distribución de acero de losa aligera en Y



4.2.2. Muros portantes

Tabla 70. Diseño de muros portantes

VERIFICAR NECESIDAD DE REFUERZO HORIZONTAL							
Muro	L (m)	t (m)	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$	V_u (kg)	M_u (kg-m)	CONDICIÓN
MX-1	10.00	0.15	3.32	3	63256.8	252838.23	NO NECESITA REFUERZO
MX-2	1.70	0.15	3.48	3	9037.62	18301.32	NECESITA REFUERZO
MX-3	1.50	0.15	3.91	3	6287.58	12538.23	NO NECESITA REFUERZO
MX-4	1.95	0.15	4.36	3	8870.97	18764.85	NECESITA REFUERZO
MX-5	4.35	0.25	3.42	3	45758.37	125116.2	NECESITA REFUERZO
MX-6	1.95	0.25	4.39	3	14183.94	31304.55	NECESITA REFUERZO
MX-7	1.85	0.25	4.14	3	13434.78	29872.26	NO NECESITA REFUERZO
MX-8	4.45	0.25	2.92	2.923765736	53357.2628	146793.8572	NECESITA REFUERZO
MX-9	2.35	0.15	3.76	3	13365.3	31494.36	NECESITA REFUERZO
MX-10	4.35	0.15	2.17	2.171695516	32000.5415	81356.5569	NECESITA REFUERZO
MX-11	1.95	0.15	2.35	2.346142826	13627.336	27703.44218	NECESITA REFUERZO
MX-12	3.55	0.25	2.67	2.665031155	43899.4592	122437.0212	NECESITA REFUERZO
MX-13	2.75	0.25	2.59	2.589595545	32476.3249	81364.0303	NECESITA REFUERZO
MX-14	3.40	0.15	2.00	2.003524485	24064.8535	59317.18737	NECESITA REFUERZO
MX-15	2.50	0.25	2.45	2.451732572	29879.0442	70546.34917	NECESITA REFUERZO
MX-16	1.36	0.15	2.01	2.008224582	6884.69592	14053.65603	NECESITA REFUERZO
MY-1	24.25	0.15	3.75	3	139240.86	712952.7	NECESITA REFUERZO
MY-2	2.65	0.15	6.19	3	9198.42	21164.22	NECESITA REFUERZO
MY-3	3.25	0.25	5.70	3	20512.41	48752.37	NECESITA REFUERZO
MY-4	2.35	0.15	5.37	3	9269.28	19239.36	NO NECESITA REFUERZO
MY-5	5.95	0.15	4.21	3	30073.89	80869.23	NECESITA REFUERZO
MY-6	3.50	0.15	4.77	3	15872.37	36752.55	NECESITA REFUERZO
MY-7	2.35	0.15	5.21	3	9551.22	19642.44	NO NECESITA REFUERZO
MY-8	1.90	0.15	5.77	3	6356.22	13424.07	NO NECESITA REFUERZO
MY-9	4.30	0.25	5.92	3	26285.34	76099.17	NECESITA REFUERZO
MY-10	1.85	0.15	4.92	3	7176.63	15125.46	NECESITA REFUERZO
MY-11	2.30	0.15	6.29	3	7999.32	17779.08	NECESITA REFUERZO
MY-12	2.90	0.15	5.04	3	12329.49	27118.77	NECESITA REFUERZO
MY-13	24.25	0.15	3.65	3	142187.46	705976.44	NECESITA REFUERZO

Tabla 71. Refuerzo solicitado para muros portantes

# Hiladas	3	
S (cm)	31.5	
Soga t (cm)	15	
Cabeza t (cm)	25	
Soga-As.req (cm ²)	0.47	Colocar 1 ϕ 3/8" @3hiladas
Cabeza-As.req (cm ²)	0.79	Colocar 1 ϕ 1/2"@3hiladas

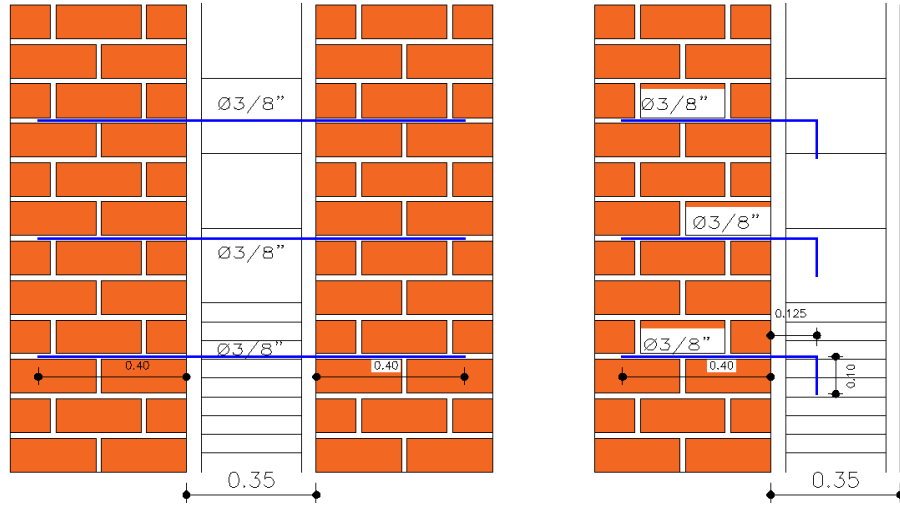


Figura 98. Muro de sogas continuo y en borde con refuerzo horizontal

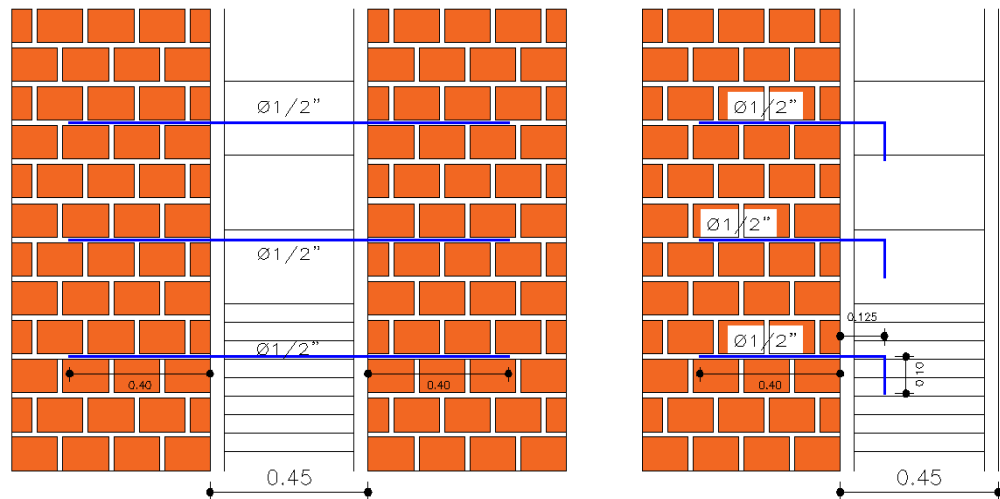
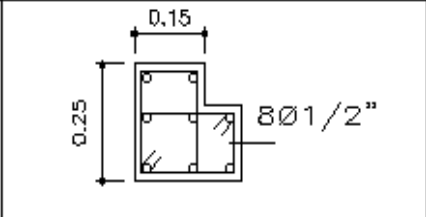
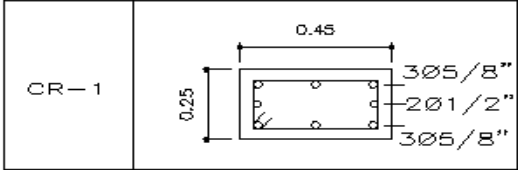
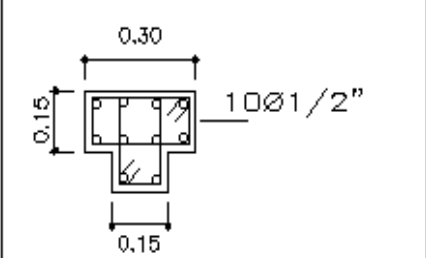
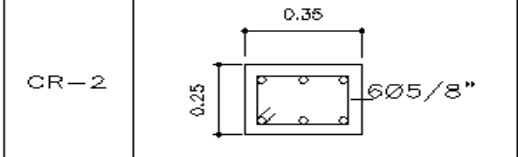
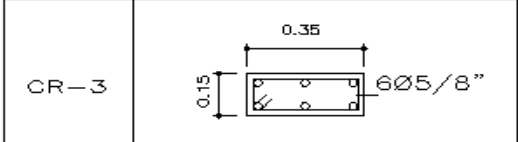


Figura 99. Muro de cabezas continuo y en borde con refuerzo horizontal

4.2.3. Columnas de confinamiento

Tabla 72. Área de acero longitudinal y transversal para columnas

ACERO DE COLUMNAS				
TIPO	AS.REQ (CM ²)	DISTRIBUCION REFUERZO LONGITUDINAL	AS.INSTAL (CM ²)	DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS
CL (0.15x0.25)	7.89	8 ϕ 1/2"	10.16	\square ϕ 3/8", 1@5cm, 10@10cm, Rto@20cm C/E
CT (0.15x0.30)	12.59	10 ϕ 1/2"	12.70	\square ϕ 3/8", 1@5cm, 10@10cm, Rto@20cm C/E
CR -1 (0.25x0.45)	13.84	6 ϕ 5/8"+2 ϕ 1/2"	14.52	\square ϕ 3/8", 1@5cm, 10@10cm, Rto@20cm C/E
CR -2 (0.25x0.35)	11.46	6 ϕ 5/8"	11.94	\square ϕ 3/8", 1@5cm, 10@10cm, Rto@20cm C/E
CR -3 (0.15x0.35)	9.07	6 ϕ 5/8"	11.94	\square ϕ 3/8", 1@5cm, 10@10cm, Rto@20cm C/E

CL		CR - 1	
CT		CR - 2	
		CR - 3	

4.2.4. Vigas de confinamiento

Tabla 73. Área de acero longitudinal y transversal de vigas soleras

ACERO DE VIGAS SOLERA				
Tipo	As. Req (cm ²)	Distribución Refuerzo Longitudinal	As. Instal. (cm ²)	Distribución Refuerzo De Estribos
VS - 1	7.30	6 ϕ 1/2"	7.74	\square 3/8",1@5cm,6@10cm, Rto@20cm C/E
VS - 2	5.15	4 ϕ 1/2"	5.16	\square 3/8",1@5cm,6@10cm, Rto@20cm C/E
VS - 3	10.35	4 ϕ 3/4"	11.36	\square 3/8",1@5cm,6@10cm, Rto@20cm C/E
VS - 4	2.79	4 ϕ 1/2"	5.16	\square 3/8",1@5cm,6@10cm, Rto@20cm C/E

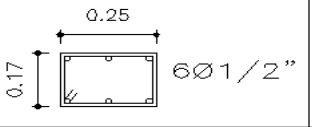
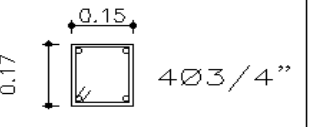
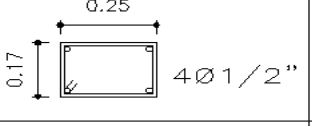
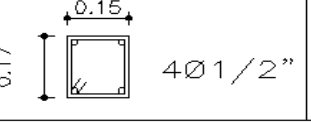
VS-1		VS-3	
VS-2		VS-4	

Tabla 74. Área de acero positivo y negativo de vigas dintel

ACERO DE VIGAS DINTEL					
Sección	Mu (Tn*M)	As. Req. (cm ²)	Distribución Refuerzo Longitudinal	As. Inst. (cm ²)	Ref. Transv.
VD -1 (0.25*0.40)	M(+)	7.5321	2 ϕ 3/4"+1 ϕ 5/8"	7.67	\square 3/8",1@5cm,6@10cm Rto@15cm C/E
	M(-)	6.9507	2 ϕ 3/4"+1 ϕ 5/8"	7.67	
VD -2 (0.15*0.40)	M(+)	4.3052	2 ϕ 5/8"	3.98	\square 3/8",1@5cm,6@10cm Rto@15cm C/E
	M(-)	4.3647	2 ϕ 5/8"	3.98	

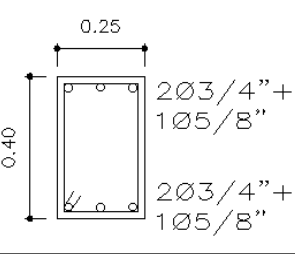
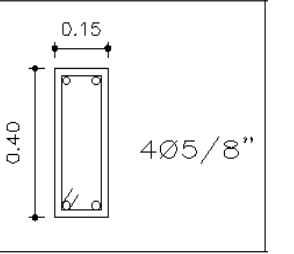
VD-1		VD-2	
------	---	------	---

Tabla 75. Acero positivo y negativo de viga chata o de borde

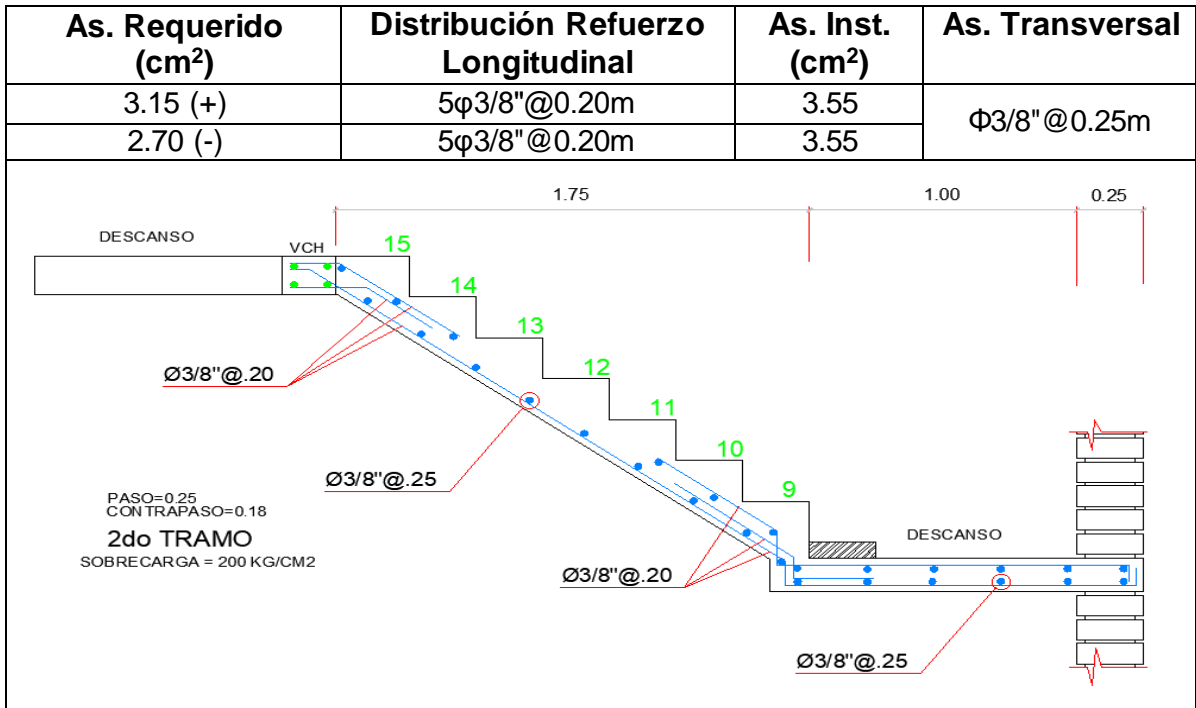
ACERO DE VIGAS CHATAS O DE BORDE						
Sección		Mu (Tn*M)	As. Req. (cm ²)	Distribución Refuerzo Longitudinal	As. Inst. (cm ²)	Ref. Transv.
VCH (0.20*0.17)	M(+)	1.1086	2.38	2φ5/8"	3.98	□3/8", 1@5cm, Rto@10cm C/E
	M(-)	1.7687	4.26	2φ3/4"	5.68	

4.2.5. Escalera

Tabla 76. Área de acero positivo y negativo de escalera tramo 1

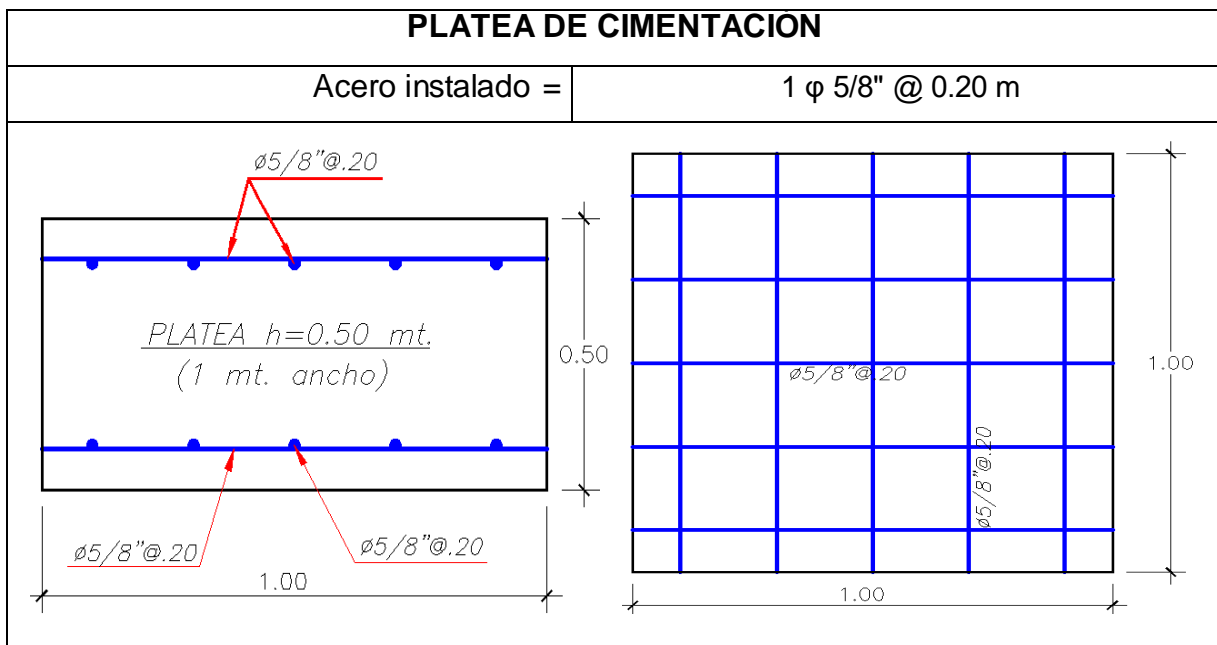
As. Requerido (cm ²)	Distribución Refuerzo Longitudinal	As. Inst. (cm ²)	As. Transversal
3.83 (+)	6φ3/8" @ 0.15m	4.26	φ3/8" @ 0.25m
2.70 (-)	5φ3/8" @ 0.20m	3.55	

Tabla 77. Área de acero positivo y negativo de escalera tramo 2



4.2.6. Cimentación

Tabla 78. Área de acero positivo y negativo de platea de cimentación



V. DISCUSIÓN

El diseño estructural de la edificación de cinco de albañilería confinada en el distrito de Chillia, provincia de Pataz, La Libertad, el estudio topográfico fue obtenido de la municipalidad distrital de Chillia del proyecto “Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de la Localidad de Chillia – Distrito de Chillia – Pataz – La Libertad”, en el estudio de mecánica de suelos se obtuvo una capacidad portante de 0.85 kg/cm^2 y en el análisis sísmico, según la Norma E.030 “Diseño sismorresistente” en la Tabla 11 el límite para la distorsión de entrepiso debe ser máximo de 0.005, siendo en el proyecto las derivas máximas en el Eje X igual a 0.001741 y en el Eje Y igual a 0.00524, por lo cual se da conformidad a la hipótesis.

En la tabla 49, se aprecia los 124 puntos topográficos en el sistema geodésico WGS84 de coordenadas UTM, presentados en formato PNEZD (punto, norte, este, altura y descripción), las cuales se procesaron para obtener en los planos, plano topográfico en donde se aprecian las curvas de nivel, curvas mayores y curvas menores estando en una relación de 1:5, siendo la cota más baja 3126 m.s.n.m. y la cota más alta 3198 m.s.n.m., de acuerdo al estudio de orografía se determinó de forma general una topografía ondulada con una pendiente promedio horizontal de 25%, en lo particular el área del proyecto se tiene una topografía plana ya que la pendiente es de 9%, se identificó de acuerdo al Manual de Carreteras DG. 2018, donde nos menciona que un terreno es plano con pendiente menores o igual a 10% y ondulada es cuando las pendientes son de 11% hasta 50%, el plano de localización y ubicación, en el cual se muestra el terreno para la edificación, donde se puede ver el cuadro normativo, el cuadro de área y la ubicación exacta del proyecto. La clasificación de las muestras del suelo se observa que se tiene dos tipos de clasificación SUCS y AASHTO; en la clasificación SUCS muestra que las calicatas C1 tienen una clasificación de suelo MH siendo un suelo formado por limos inorgánicos con arcilla, presenta suelos limosos, con arenas finas, limos elásticos, de color marrón claro con baja compacidad, mezcla con 2.29% de gravas de tamaño máximo de $1/4"$, con 21.29% de arena, con 5.98 % de arena gruesa, 15.31% de arena fina y 76.42%

de material fino, de clasificación SUCS (MH) con equivalente a la clasificación AASHTO A-7-6 (19), estos suelos son muy impermeables con resistencia a la tubificación media, resistencia la cortante baja, susceptibilidad al agrietamiento muy susceptibles, susceptibilidad a la licuación muy baja, manejabilidad buena y no se encontró napa freática. La C2, está formado por limos inorgánicos con arcillas, presenta suelos limosos, con arenas finas, limos elásticos, de color marrón claro con baja compacidad, mezcla con 1.91% de gravas de tamaño máximo de 1/4", con 23.93% de arena, con 7.43 % de arena gruesa, 16.50% de arena fina y 74.15% de material fino, de clasificación SUCS (MH) con equivalente a la clasificación AASHTO A-7-6 (19), estos suelos son muy impermeables con resistencia a la tubificación media, resistencia la cortante baja, susceptibilidad al agrietamiento muy susceptibles, susceptibilidad a la licuación muy baja, manejabilidad buena y no se encontró napa freática. por lo cual el tipo de suelo del terreno adoptado para la edificación está definido según la norma E.030 como suelo blando. En la tabla 50, se aprecia el contenido de humedad en la C1 de 28.87% y C2 de 29.31%; en la tabla 51, se observa el coeficiente de fricción en la C1 de 8.30° y en la C2 de 8.20°; en la tabla 52, se observa la capacidad portante del suelo donde se obtuvo en la C1 una capacidad portante de 0.85 kg/cm² y en la C2 de 0.82 kg/cm², siendo un suelo con características bajas para aplicar una cimentación de acuerdo al sistema estructural, por las características presentadas se tiene que optar por una platea de cimentación con el objetivo que cumpla con la resistencia del suelo y así evitar los hundimientos; en la tabla 53, se puede observar los asentamientos permisibles de acuerdo a este tipo de suelo, en la C1 y C2 se tiene de 1.84 cm; en la tabla 54, se pueden apreciar el coeficiente de balasto que tanto en la C1 y C2 es de 6.05 kg/cm³. En la figura 93, se puede apreciar que se está considerando una losa aligerada de 0.17 m., debido a que la luz más largo es de 3.00 m., de acuerdo a la tabla 55, se puede observar los espesores de los muros portantes, en cual se consideró aparejos de soga de 15 cm y de cabeza de 25 cm, estos espesores se obtuvieron tras la verificación de la densidad de muros y por el peso de la estructura el nivel más crítico que vendría a ser el nivel 1; en la tabla 56, las columnas de confinamiento se

definieron según la norma E.070, donde especifica el peralte mínimo de la columna de confinamiento será de 15 cm, y el espesor mínimo será igual al espesor efectivo de muro, teniendo en cuenta esto, se consideró las dimensiones de las columnas de confinamiento según el tipo definido, columnas cuadradas de 25cm x 25cm, columnas rectangulares de 15cm x 25cm, columnas en T de 15cm x 25cm, columnas en L de 15cm x 25cm; en la tabla 57, las vigas soleras según norma E.070, el peralte mínimo de la viga solera será igual al espesor de la losa del techo, y el espesor mínimo será igual al espesor efectivo de muro, teniendo en cuenta esto, se consideraron las dimensiones de las vigas soleras de 25cm x 17cm y de 15cm x 17cm $h = 0.17m$, en las vigas dintel según la norma E.070, nos dice que considera la luz libre más crítica (menor) para la viga dintel, donde se obtuvo las dimensiones de 25cm x 40cm y de 15cm x 40cm, en las vigas chatas se definieron con un peralte igual al espesor de la losa aligerada y un ancho mínimo, de lo cual se obtuvo 20cm x 17cm. En la figura 96, se puede ver la estructuración de la edificación con todos los elementos considerados. En la tabla 58, metrado y peso de la estructura de 1234.01 ton, para ello se consideró en cargas vivas para viviendas de 200 kg/cm², como establece la Norma E.020 del RNE, también se determinó el peso propio de la estructura mediante el programa ETABS 2016, ya que se definieron las secciones de los elementos considerados, donde el programa lo analiza de acuerdo al material considerado en el elemento, y adicional a eso se consideró el peso del acabado, basado en la norma E.020 "Cargas" del RNE. En la tabla 59, se obtuvieron los periodos máximos en la dirección en X y Y, el cual resultó en X de 0.256 s., y en Y 0.166 s. En la tabla 60, se visualiza el análisis sísmico estático del cual resulta una cortante estática tanto en X como en Y de 359.92 tn. En la tabla 61, se obtuvieron las derivas máximas de 0.001741 en la dirección en X y de 0.000524 en la dirección en Y, cuyos resultados fueron menores a 0.005 y con eso se da cumplimiento a la norma E.030 que en su tabla N°11, determina que el límite de distorsión de entrepiso para estructuras de albañilería confinada debe ser máximo 0.005. En la tabla 62, se visualiza el análisis sísmico dinámico del cual resulta una cortante dinámica en X de 243.273 tn y en Y de 290.765 tn, en la

tabla 63, se visualiza la junta sísmica de 5 cm tanto en X como en Y, en la tabla 64, se observa la cortante de diseño, esto se realizó en base a la cortante estática y dinámica donde nos indica la norma E.030, para estructuras regulares de considera el 80% de córtate estática, ya que la cortante dinámica fue menor se tuvo que escalar el sismo dinámico en X, se obtuvo la cortante de diseño para la dirección X de 287.93 tn y para la dirección Y de 290.77 tn, en la tabla 65, 66 y 67, se muestra las áreas de acero necesario para la losa aligerada de cada dirección, y de acuerdo con ello se optó por uso de barras de diámetro de 3/8", 1/2" y 5/8" de acuerdo con la necesidad de refuerzo. En la figura 99 y 100, se muestra el reforzamiento horizontal a cada tres hiladas de muros de soga con acero de 3/8" y a los muros de cabeza con acero de 1/2". En la tabla 70, las áreas de acero que requieren las columnas van desde 7.89 cm² en la columna CL, 12.59 cm² en la columna CT, 13.84 cm² en la columna CR-1, 11.46 cm² en la columna CR-2 y 9.07 cm² en la columna CR-3, en el cual se consideró barras de diámetro de 1/2" y 5/8". En la tabla 71, 72 y 73, se muestra las áreas de acero necesaria para las vigas soleras, dintel y chatas, por ello se considera el uso de barras de diámetro de 3/8", 1/2", 5/8" y 3/4", de manera que se coloque el área de acero adecuado, no siendo menor a lo que se requiera. En la tabla 74 y 75, se muestran las áreas de acero necesario para la escalera del tramo 1 y tramo 2, por ello se consideró el uso de barras de diámetro de 3/8", de manera que se coloque el área de acero adecuado de acuerdo a lo solicitado. En la tabla 76, se muestra el acero considerado para la platea de cimentación, de diámetro de 5/8". Gonzales, 2018, en su proyecto "Estudio del comportamiento de la albañilería confinada en el análisis estático y dinámico para la ciudad de Potosí, Bolivia", en análisis estático y dinámico se empleó el programa ETABS, en el cual se determinó, tras hacer el análisis dinámico de la estructura se identificó la necesidad de utilizar refuerzo para absorber las fuerzas axiales a diferencia del estático, en la presente investigación tras hacer el análisis dinámico, obtener las cortantes dinámicas y al realizar el diseño de los elementos se tiene que agregar el refuerzo transversal para que no haya falla por corte.

Aguilar, 2018, en su proyecto “Estudio de estructuras de albañilería confinada con perfiles de acero en Chile”, los periodos de vibración con la incorporación de muros de albañilería, se obtuvieron en la dirección de X de 0.402 s., y en la dirección en Y de 0.672 s., tras realizar el análisis sísmico en el programa ETABS, en la presente investigación se obtuvo periodos de 0.256 s., en la dirección en X y 0.166 s., en la dirección Y, como se puede apreciar se lograron periodos menores por lo tanto se puede decir que nuestra estructura tiene más concentración de muros tanto en la dirección X y Y.

Pons y Alvares, 2018, en su proyecto “Diseño Estructural Sismorresistente de Edificios de Viviendas de Mampostería Reforzada Para su Construcción en las Ciudades de Bayamo y Guantánamo”, se utilizó el programa SAP2000v19, tanto para el diseño como para la revisión de los elementos, tras estos análisis se determinó que las edificaciones no deben ser mayor a cuatro pisos en esta zona, ya que hasta este nivel se garantiza que los daños en los elementos estructurales serán mínimos, en la presente investigación se utilizó el programa ETABS 2016 para realizar el análisis estructural de la edificación de cinco niveles donde se obtuvo resultados favorables.

Espíritu, Orihuela y Chávez, 2019, en su proyecto “Inspección y Reparación de Viviendas de Albañilería Confinada con Daño Sísmico”, en los muros portantes de esta vivienda de albañilería se emplearon el tipo de ladrillo artesanal el cual tras la evolución su resistencia a la compresión es de 35 kg/cm², en la presente investigación se definió un ladrillo industrial con una resistencia a la compresión de 65 kg/cm², el cual según el análisis tiene un mejor comportamiento estructural que un ladrillo artesanal.

Ramos y Vicente. 2020, en su proyecto “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”, en el análisis dinámico obtiene derivas de 0.002251 en la dirección X-X y 0.002208 en la dirección Y-Y, la estructura consiste en un sistema estructural de albañilería confinada, en la presente investigación se obtuvo derivas máximas de 0.001741 en la dirección de X-X y 0.000524 en la dirección de Y-Y, se utilizando un sistema

de albañilería confinada, en ambos proyectos las derivas son menores a las establecidas en la norma E.030.

Pineda, 2017, en su proyecto “Diseño Estructural de viviendas Sismo Resistente en la ribera del río Rímac y en las laderas del cerro en El Agustino, Lima 2017”, el análisis y el diseño estructural se realizaron mediante el programa ETABS 2016, en donde se analizaron y se diseñaron las losas, vigas, columnas y muros portantes, de acuerdo a la norma E.060 de concreto armado y E.070 de albañilería confinada, en la presente investigación se utilizó el programa ETABS 2016 para el análisis y diseño estructural debido a que es un programa confiable que muestra los parámetros adecuados en el análisis.

Escamilo, 2017, en su proyecto “Diseño estructural de una edificación de albañilería confinada de 8 pisos en la ciudad de Trujillo, La Libertad”, en el análisis dinámico obtiene derivas de 0.0029 en la dirección X-X y 0.0027 en la dirección Y-Y, la estructura consiste en un sistema estructural de albañilería confinada, también se obtuvieron periodos de vibración muy bajos debido a gran cantidad de muros en la dirección de X y Y, en la presente investigación se obtuvo derivas máximas de 0.001741 en la dirección de X-X y 0.000524 en la dirección de Y-Y, se utilizando un sistema de albañilería confinada, en ambos proyectos las derivas son menores a las establecidas en la norma E.030, también en los periodos de vibración se obtuvieron bajos, de 0.256 s., en la dirección X y 0.166 s., en la dirección Y, debido a que se consideró los muros de una manera correcta y la cantidad adecuada para que la estructura tenga un buen comportamiento.

Quispe y Apaza, 2017, en su proyecto “Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucía”, El análisis de la edificación se realizó por etapas donde como segunda esta se consideró el análisis sísmico estructural estático y análisis sísmico modal espectral aplicado el sistema de albañilería confinada, se definió que la albañilería confinada es más económica y presenta una eficiencia mayor en la construcción de edificios, en la presente investigación también se consideró diferentes etapas para la realización

del análisis con el fin de que se obtengan los resultados de una manera más ordenada y óptima.

Jiménez y Julca, 2018, en su proyecto “Diseño estructural de un edificio de 5 niveles de albañilería confinada, Trujillo-La Libertad, 2018”, los periodos máximos de vibración de la edificación fueron 0.324 s., en X y 0.184 s., en Y, también se obtuvieron las derivas máximas de entrepiso, 0.004858 en X y 0.003855 en Y, en presente investigación se obtuvieron periodos de 0.256 s., en X y 0.166 s., en Y, las derivas máximas fueron de 0.001741 en X y 0.000524 en Y, en ambos proyectos cumple con lo que indica la norma E.030 donde nos dice que las derivas deben ser igual o menores a 0.005.

En el desarrollo del proyecto se tuvo limitaciones para realizar al 100% las actividades en campo debido a la coyuntura actual; el aporte de la investigación es que se presenta un diseño como alternativa de solución en el cual se aplicaron teorías existentes adecuándose al proyecto de acuerdo al lugar de estudio, además, se ha realizado el estudio de mecánica de suelos que servirá como referencia para futuras investigaciones dentro del distrito.

La edificación de cinco niveles mediante albañilería confinada se ubica en el distrito de Chillia, provincia de Pataz, La Libertad, y con el proyecto se beneficiará a aquellas personas que buscan construir una vivienda segura y con gran respuesta ante eventos sísmicos, además esto influirá considerablemente al desarrollo del distrito, con construcciones nuevas e implementadas con un análisis y un diseño estructural.

El diseño estructural cumple con todos los requerimientos establecidos por el R.N.E., el estudio de mecánica de suelos muestra una capacidad portante de 0.85 kg/cm², el análisis sísmico arroja una deriva máxima 0.001741 en el eje X y 0.000524 en el eje Y.

VI. CONCLUSIONES

- Se logró realizar satisfactoriamente el diseño estructural de una edificación de cinco niveles mediante albañilería confinada en el Distrito de Chillia – Pataz, obteniendo una deriva máxima de 0.001741 en el eje X y 0.000524 en el eje Y, lo cual se cumple con lo establecido en la norma E.030 y con todos los lineamientos establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Se obtuvo los datos topográficos del área adoptada para la edificación de cinco niveles mediante albañilería confinada, en el sistema WGS-84 de coordenadas UTM en formato PNEZD, procesando los datos se obtuvo de forma general un tipo de terreno ondulado, donde se tiene una pendiente promedio del 25%, en particular el área considerada para la edificación tiene una pendiente de 9% que vendría a ser una topografía plana, la cota más alta es de 3198 msnm, y la cota más baja es de 3126 msnm, el terreno para la edificación es regular con medidas de largo de 34.00 m., y ancho de 14.00 m., se obtuvo un perímetro de 92.00 ml., se tiene un área total de 408.00 m², área construida de 242.50 m² y área libre de 165.50 m².
- Se realizó el estudio de mecánica de suelos, se consideró dos calicatas a una profundidad de 4.00m, las calicatas que estaban ubicadas en las coordenadas C1(9101425.46N, 222733.59E), C2(9101433.14N, 222723.77E), las muestras extraídas se analizaron mediante dos sistemas de clasificación de suelos SUCS y AASHTO, en la clasificación SUCS las calicatas C1 y C2 son tipo MH y en la clasificación AASHTO las calicatas C1 y C1 son A -7-6 (19), tras este estudio se obtuvo el contenido de humedad de la C1 de 28.87% y C2 de 29.31%, el coeficiente de fricción de C1 de 8.30° y C2 de 8.20°, la capacidad portante de 0.85 kg/cm², los asentamientos de C1 y C2 son de 1.84 cm y un coeficiente de balasto de C1 y C2 son de 6.05 kg/cm³.

- Se realizó el análisis sísmico de la edificación, donde se obtuvo periodos de vibración, 0.256 s., en la dirección X, 0.166 s., en la dirección Y, con estos periodos y pesos propio se realizó el análisis estático, obteniéndose una cortante estática de 359.92 tn., así también para mayor seguridad se practicó el análisis dinámico, obteniéndose cortantes de 243.27 tn., en la dirección X, 290.77 tn., en la dirección Y; la cortante de diseño en base a la cortante estática y dinámica se hizo según la E.030 y finalmente la cortante de diseño para la dirección X de 287.93 tn., y para la dirección Y de 290.77 tn., para la verificación del análisis se empleó el programa ETABS 2016, el cual nos dio la conformidad de los resultados.
- Se realizó el diseño estructural, se obtuvo una deriva máxima de 0.001741 en el eje X y 0.000524 en el eje Y, se obtuvo un espesor de losa aligera de 0.17m., la luz mayor fue de 3.00m., refuerzo de 3/8", 1/2" y 5/8"; los muros portantes de soga se reforzaron horizontalmente con acero de 3/8", y para los muros de cabeza de 1/2"; se consideraron 05 tipos de columna, la más crítica fue de 25 cm x 45 cm., con refuerzo de $6\phi 5/8" + 2\phi 1/2"$; la viga solera más crítica se reforzó con $4\phi 3/4"$, la viga dintel más crítica con $4\phi 3/4" + 2\phi 5/8"$ y la viga chata con $4\phi 5/8"$; se consideró una platea de cimentación de espesor 0.50m., con refuerzo de 5/8" @ 0.20m., se logró realizar satisfactoriamente el diseño estructural más apropiado y las consideraciones son las adecuadas para contrarrestar momentos y cortantes que se producen en la estructura, para la verificación del análisis se tuvo en cuenta la E.030, la que dio la conformidad de los resultados.

VII. RECOMENDACIONES

Considerando la importancia de la investigación en función a los resultados obtenidos, se presentan algunas sugerencias.

- Se recomienda a futuros investigadores y proyectistas, para las edificaciones en zonas de sierra, se debe generar pendientes horizontales menores o iguales al 10%, en todo caso puede ser ondulada donde las pendientes horizontales están 11% hasta 50%, es así que, es importante saber que una topografía plana facilita en el proceso constructivo.
- Se recomienda a futuros investigadores y proyectistas, tener en cuenta el criterio del evaluador, resulta necesario para establecer la capacidad del suelo, esto, dado que según a lo estipulado en la norma E.050 que para el área del presente proyecto solo era necesario una calicata, sin embargo, para diseño de edificaciones en zonas de sierra se recomienda realizar dos calicatas por la diferencia de los resultados de la capacidad portante del suelo, así como nos permite tener una mejor perspectiva del suelo en donde se va edificar.
- El análisis sísmico resulta relevante para los proyectos estructurales, se recomienda a futuros investigadores y proyectistas, hacer el análisis sísmico dinámico, esto nos permite un diseño con mejor comportamiento estructural.
- Para futuros diseños de edificaciones de albañilería confinada en provincia de Pataz, se recomienda utilizar como referencia el presente estudio (tanto académico como técnico), dado que, se establecieron los diseños con todas las consideraciones y criterios establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

BIBLIOGRAFÍA

1. ABANTO, Tomás. (2017) “Análisis y diseño de edificaciones de Albañilería”. [en línea] Perú. 2º Edición por Editorial San Marcos. Abril. 376 pp. [fecha consulta: 18 de mayo del 2021]. Disponible en: <https://es.scribd.com/document/380756799/Analisis-y-Disenio-de-Edificaciones-de-Albanileria-Flavio-Abanto-Castillo-Edicion-Actualizada> ISBN: 978-612-315-410-3
2. AGUILAR C. Cristian A. (2018) “Estudio de estructuras de albañilería confinada con perfiles de acero en Chile [en línea]”, tesis para obtener título profesional en Ingeniería Civil, Santiago de Chile, Universidad de Chile; [Consulta: 24 de junio del 2021], Disponible en: <file:///C:/Users/W10/Downloads/Estudio-de-estructuras-de-alba%C3%B1iler%C3%ADa-confinada-con-perfiles-de-acero-en-Chile.pdf>
3. ANCÓ M. Rosmery, MAMANI Z. Aníbal. (2020) “Análisis Y Diseño Estructural De Un Edificio De Vivienda Multifamiliar Con Muros De Ductilidad Limitada En La Ciudad De Tacna - 2020 (En Línea)”. Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil, Tacna, UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA, (consulta: 26 de junio del 2021), disponible en: <http://repositorio.upt.edu.pe/bitstream/handle/UPT/1536/Anco-Mamani-Mamani-Zapana.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
4. ARAPA A., Ronald M., (2017). “Análisis Y Diseño Estructural En Concreto Armado Del Edificio Multifamiliar De Siete Niveles En El Centro Poblado De Jayllihuaya (en línea)”. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Puno, UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO, (consulta: 26 de junio del 2021). Disponible en: [file:///C:/Users/W10/Downloads/Arapa_Alvarez_Ronald_Marco%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/W10/Downloads/Arapa_Alvarez_Ronald_Marco%20(1).pdf)

5. ASTROZA I. Maximiliano, SCHMIDT A. Andrés, Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño. Revista de Ingeniería Sísmica [en línea]. 2004, (70), 59-75 [fecha de Consulta 22 de mayo de 2021]. ISSN: 0185-092X. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61807003>.
6. BARRUETO Z. Jomar B. (2019). Análisis sísmico comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción de un edificio de viviendas multifamiliares del distrito de Surquillo [en línea]. TRABAJO DE INVESTIGACIÓN PARA LA OBTENCIÓN DEL GRADO DE BACHILLER EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA CIVIL, LIMA, PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ, [21 de abril del 2021]. Disponible en: http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/13342/BARRUETO_SAMORA_JOMAR_AN%C3%81LISIS_S%C3%8DSMICO_COMPARATIVO.pdf?sequence=1&isAllowed=y
7. CHÁVEZ H. Brian F.; ESPÍRITU C., Martín A. (2019). Aplicación de métodos de inspección y reparación en viviendas de albañilería confinada con presencia de daños en sus elementos estructurales provocado por un sismo [en línea]. Para optar el título profesional de Ingeniero Civil, Lima, UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS; [21 de abril 2021], Disponible en: https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/628110/Chavez_HB.pdf?sequence=3&isAllowed=y
8. CHOQUEHUANCA M. Kevin P. (2017). *ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EN CONCRETO ARMADO DE 5 PISOS Y 1 SEMISÓTANO* [en línea]. PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL. Arequipa. UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN AGUSTÍN. [consulta: 20 de mayo del 2021]. Disponible en: <http://repositorio.unsa.edu.pe/bitstream/handle/UNSA/3299/ICchmakp04.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

9. COLINA MARTÍNEZ, Jaime de la, RAMÍREZ DE ALBA, Horacio La ingeniería estructural. CIENCIA ergo-sum, Revista Científica Multidisciplinaria de Prospectiva [en línea]. 2000, 7(2), [fecha de Consulta 15 de mayo de 2021]. ISSN: 1405-0269. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=10401812>
10. CARO, L. (s.f.). (2019). 7 Técnicas e instrumentos para la recolección de datos. Recuperado de: <https://www.lifeder.com/tecnicas-instrumentos-recoleccion-datos>
11. COMERCIO, E. Viviendas a Prueba De Sismos. Lima, Sep 21, 2017 ProQuest Central. [file:///C:/Users/W10/Downloads/ProQuestDocuments-2021-04-20%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/W10/Downloads/ProQuestDocuments-2021-04-20%20(1).pdf)
12. DURAND O. Roció, BENITES G. Luis (2017). Unidades de albañilería fabricadas con suelo-cemento como alternativa para la construcción sostenible [en línea]. Trujillo, REVISTA CIENCIA Y TECNOLOGÍA V.13 N.1, pág. 12 [consulta: 16 de mayo del 2021].
13. Edificios Con Protección Sísmica Suben De 13 a 112 Desde El 27F. Santiago, Chile: Feb 23, 2017 ProQuest Central. <file:///C:/Users/W10/Downloads/ProQuestDocuments-2021-04-20.pdf>
14. ESCAMILO R. James P. (2017) “Diseño estructural de una edificación de albañilería confinada de 8 pisos en la ciudad de Trujillo, La Libertad [en línea]”, tesis para obtener título profesional en Ingeniería Civil, Trujillo, Universidad Privada Antenor Orrego; [Consulta: 23 de junio del 2021], Disponible en: file:///C:/Users/W10/Downloads/REP_ING.CIVIL_JAMES.ESCAMILO_DISE%C3%91O.ESTRUCTURAL.EDIFICACION.ALBA%C3%91ILERIA.CONFINADA.8.PISOS.TRUJILO.LA.LIBERTAD.pdf

15. ESPIRITO C. Martin; ORIHUELA D. Junior; CHAVEZ H. Brian. Inspección y Reparación de Viviendas de Albañilería Confinada con Daño Sísmico [en línea]. Latin American and Caribbean consortium of Engineering Institutions; Bahía Montego, Jamaica, 24-26 junio 2019, [fecha de consulta 04 mayo 2021]. DOI: <http://dx.doi.org/10.18687/LACCEI2019.1.1.44>
16. FLORES OCAÑA, Frank Y.; GERMÁN ROSAS, Erika N. (2020). Diseño estructural de la institución educativa N° 80445 - nivel secundaria del anexo de Patamarca, distrito de Huancaspata, provincia de Pataz, La Libertad [en línea]. Tesis para optar el Título de INGENIERO CIVIL, Trujillo, [24 de abril 2021]. Disponible: <https://hdl.handle.net/20.500.12692/57077>
17. GUERRERO DÍAZ, Irma (2017) "INDICADORES SUSTENTABLES EN LA PLANIFICACIÓN DE CONSTRUCCIÓN DE EDIFICACIONES (en línea)". Tesis para optar como especialista en gestión de proyectos, Bogotá, UNIVERSIDAD NACIONAL ABIERTA Y A DISTANCIA, (consulta: 26 de junio del 2021). Disponible en: <https://repository.unad.edu.co/bitstream/handle/10596/13623/51618210.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
18. GONZALES, Gabriela (2018). Estudio del comportamiento de la albañilería confinada en el análisis estático y dinámico para la ciudad de Potosí, Bolivia. Universidad Autónoma Tomás Frías, Bolivia. s.l.: Ingeniería a sus alcances, Revista de Investigación. DOI: <https://doi.org/10.33996/revistaingenieria.v2i3.17>
19. HERNÁNDEZ M. Sandra L; DUANA A. Danae. (2020). Técnicas e instrumentos de recolección de datos. Boletín Científico de las Ciencias Económico Administrativas del ICEA [en línea]. Vol.9, No. 17 (2020) 51-53. [10 de junio del 2021]. ISSN: 2007-4913. Disponible en: <https://repository.uaeh.edu.mx/revistas/index.php/icea/article/view/6019/7678>

20. JIMÉNEZ J. Jhony J., JULCA A. Jeisen A. (2018) "Diseño estructural de un edificio de 5 niveles de albañilería confinada, Trujillo-La Libertad, 2018 [en línea]" tesis para obtener título profesional en Ingeniería Civil, Trujillo, Universidad Cesar Vallejo; [Consulta:26 de junio del 2021], Disponible en: <https://hdl.handle.net/20.500.12692/32123>

21. LAUCATA L. Johan E., (2013), *ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS VIVIENDAS INFORMALES EN LA CIUDAD DE TRUJILLO [en línea]*. Tesis para optar el Título de INGENIERO CIVIL, Lima, PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ, [20 abril de 2021], Disponible en:http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/4967/LAUCATA_JOHAN_ANALISIS_VULNERABILIDAD_SISMICA_VIVIENDAS_INFORMALES_CIUADAD_TRUJILLO.pdf?sequence=1&isAllowed=y

22. MARTÍNEZ, V. and NUNGARAY, C. Evaluación Del Desempeño Sísmico De Edificaciones Compuestas De Marcos Rígidos De Acero En Zonas Hondureñas De Alto Peligro Sísmico. Informes De La Construcción, 2019, vol. 71, no. 556 ProQuest Central. ISSN 00200883. DOI <http://dx.doi.org/10.3989/ic.64333>.

23. MELI P. Roberto (2002) *Diseño estructural* [en línea]. 2da Edición, México, Editorial Limusa, [consulta: 21 de mayo del 2021]. ISBN: 9789681853914

24. MORALES, Roberto F. (2013) Deformaciones de estructuras. Revista de la Universidad de Mendoza [en línea]. Argentina. N° 17. Páginas 14 [consulta: 20 de mayo del 2021]. Disponible en: <file:///C:/Users/W10/Downloads/107-Texto%20del%20art%C3%ADculo-456-1-10-20131024.pdf>

25. OTERO ORTEGA Alfredo (2018) “Enfoques de Investigación (en línea)”. Disponible en: https://www.researchgate.net/profile/Alfredo-Otero-Ortega/publication/326905435_ENFOQUES_DE_INVESTIGACION/links/5b6b7f9992851ca650526dfd/ENFOQUES-DE-INVESTIGACION.pdf
26. PINEDA M. Edgar R. (2017) “Diseño Estructural de viviendas Sismo Resistente en la ribera del río Rímac y en las laderas del cerro en El Agustino, Lima 2017 [en línea]” tesis para obtener título profesional en Ingeniería Civil, Lima, Universidad César Vallejo; [Consulta:11 de mayo del 2021], Disponible en: <https://hdl.handle.net/20.500.12692/11893>
27. PISCAL Carlos and LÓPEZ Francisco, L.A. Comparación De Las Dos Metodologías De Análisis y Diseño Más Recientes De ASCE 7, Para El Análisis De Su Posible Empleo En Edificaciones Con Aislamiento Sísmico De Base En Colombia. Ingeniería y Desarrollo, 01, 2019, vol. 37, no. 1. pp. 57-70 ProQuest Central. ISSN 01223461. DOI <http://dx.doi.org/10.14482/inde.37.1.624.2>.
28. PONS GASCÓN, Wilfredo Felipe, ÁLVAREZ DEULOFEU, Eduardo Rafael (2018) “Diseño estructural sismorresistente de edificios de viviendas de mampostería reforzada para su construcción en las ciudades de Bayamo y Guantánamo. Ciencia en su PC [en línea]”.1 (1), 36-52 [fecha de Consulta 17 de mayo de 2021]. ISSN: 1027-2887. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=181358269008>
29. QUISPE C. Elí; APAZA A. Percy D. (2017) “Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucía [en línea]” Tesis para optar por el título profesional de ingeniero civil. Juliaca, Universidad Peruana Unión, [Consulta: 15 de mayo del 2021]. Disponible en: <http://repositorio.upeu.edu.pe/handle/UPEU/981>

30. Ramos S. Jonathan D.; Vicente F. Manuel 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 [en línea]” tesis para obtener título profesional en Ingeniería Civil, Tacna, Universidad Privada de Tacna; [Consulta:11 de octubre del 2021], Disponible en:<https://repositorio.upt.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12969/1487/Vicente-Frias-Ramos-Saldana.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
31. RIDDELL C. Rafael; HIDALGO O. Pedro (2010). Diseño estructural [en línea]. Quinta edición. Santiago de Chile: Facultad de Ingeniería [Consulta: 14 de mayo del 2021].
32. RODRÍGUEZ, V. A. (2020). Análisis de costo y eficiencia de muros no portantes a base de tecnopor, mallas de acero y concreto; en comparación con muros de albañilería confinada no portantes (Tesis de licenciatura). Repositorio de la Universidad Privada del Norte. Recuperado de: <https://hdl.handle.net/11537/24795>
33. SAN BARTOLOMÉ, Ángel. Construcciones de Albañilería. Comportamiento sísmico y estructural. [en línea] Perú. 1° Edición por Fondo Editorial de la PUCP (Pontificia Universidad Católica del Perú). Octubre. 1994. 231 pp. [fecha de consulta: 16 de mayo del 2021]. Disponible en: http://repositorio.pucp.edu.pe/index/bitstream/handle/123456789/72/constr_alba_nileria_cap01.pdf?sequence=6&isAllowed=y ISBN: 84-8390-965-0
34. SAN BARTOLOMÉ, Ángel. Análisis de Edificios. [en línea] Perú. 1° Edición por Fondo Editorial de la PUCP (Pontificia Universidad Católica del Perú). Marzo. 1998. 344 pp. [fecha de consulta: 18 de mayo de 2021]. 84 Disponible en: <https://es.slideshare.net/GuillermoFernandoZubieta/analisis-edificios>

35. SANTA CRUZ P. Denis (2018) Zonificación de la capacidad portante del suelo de la localidad de soritor del distrito de soritor – provincia de Moyobamba – región san Martín [en línea] Tesis para optar por el título de ingeniero civil, Tarapoto, UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO, [consulta: 16 de mayo del 2021], disponible en: <http://repositorio.unsm.edu.pe/bitstream/handle/11458/2928/CIVIL%20-%20Tesis%20Dennis%20Santa%20Cruz%20Perales.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
36. TAVERA GÓMEZ Jefferson A., MARTÍNEZ CENTENO María P. (2019). *ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS CON AGREGADOS NO CONVENCIONALES* (en línea). Tesis para optar el título de ingeniero civil, Neiva, UNIVERSIDAD COOPERATIVA DE COLOMBIA FACULTAD DE INGENIERIA PROGRAMA INGENIERÍA CIVIL, (consulta: 22 de junio del 2021), disponible en: https://repository.ucc.edu.co/bitstream/20.500.12494/15433/1/2019_Analisis_Agregados_Convencionales.pdf
37. TERÁN GILMORE, Amador. El futuro del diseño sismorresistente de las edificaciones de concreto reforzado: Una visión basada en la sustentabilidad. Concr. cem. investig. desarro [online]. 2010, vol.2, n.1 [citado 2021-06-26], pp.2-16. Disponible en: http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-30112010000100001&lng=es&nrm=iso. ISSN 2007-3011.
38. TOIRAC CORRAL, José (2012) “CARACTERIZACIÓN GRANULOMÉTRICA DE LAS PLANTAS PRODUCTORAS DE ARENA EN LA REPÚBLICA DOMINICANA, SU IMPACTO EN LA CALIDAD Y COSTO DEL HORMIGÓN. Ciencia y Sociedad [en línea]”, XXXVII(3), 293-334[fecha de Consulta 23 de Junio de 2021]. ISSN: 0378-7680. Disponible en: <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=87024622003>

39. TRANSLATED BY CONTENTENGINE, L.L.C., 2019. Importancia Da Topografía. Portuguese ed. ed. Miami:, Dec 26, ProQuest Central.
40. VELAYARCE L. Segundo. (2019) “Análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar de cuatro pisos más azotea de albañilería confinada ubicado en el Jr. Santa Rosa S/N, distrito de la Banda de Shilcayo, provincia y departamento de San Martín (en línea)”. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Tarapoto, UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO, (consulta: 26 de junio del 2021). Disponible en: <http://repositorio.unsm.edu.pe/bitstream/handle/11458/3579/CIVIL%20-%20Segundo%20Velayarce%20Llanos.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
41. WILDER GOÑI, MAQUIN, N., RODRÍGUEZ, J. and y ENNIO Morán. Analysis of Constructive Errors in Masonry Confined in Highly Seismic Countries and Reinforcement of Walls with Galvanized Mesh. Les Ulis: EDP Sciences, 2019 ProQuest Central. DOI <http://dx.doi.org/10.1051/mateconf/201930304001>

ANEXOS

Anexo 1: Declaratoria de autenticidad (autores).

DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD

Nosotros, Franklin José Sifuentes Góngora y Neyder Yvin Torres Lopez, estudiantes de la escuela profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad César Vallejo filial Trujillo, declaramos bajo juramento que todos los datos e información que acompaña al Trabajo de Investigación / Tesis titulado: “Diseño estructural de una edificación mediante albañilería confinada en el distrito de Chillia – Pataz”, son:


- De nuestra autoría
- El presente Trabajo de Investigación / Tesis no ha sido plagiado ni total, ni parcial.
- El presente Trabajo de Investigación /Tesis no ha sido publicado ni presentado anteriormente.
- Los resultados en el presente Trabajo de Investigación /Tesis son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados.

En tal sentido, asumimos la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto del contenido del presente Proyecto de Investigación como de información adicional aportada, por lo cual nos sometemos a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

Trujillo, 14 de diciembre del 2021



Franklin José Sifuentes Góngora
DNI: 73007707



Neyder Yvin Torres Lopez
DNI: 70686533

Anexo 2: Declaratoria de autenticidad (asesor)

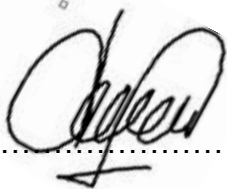
DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD DEL ASESOR

Yo, VILLAR QUIROZ, JOSUALDO CARLOS, docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo sede Trujillo revisor del Trabajo de Investigación titulada:

“Diseño Estructural de una Edificación de Cinco Niveles Mediante Albañilería Confinada en el Distrito de Chillia – Pataz 2021” de los estudiantes Sifuentes Góngora Franklin José y Torres Lopez Neyder Yvin, constató que la investigación tiene un índice de similitud de 21% verificable en el reportaje de similitud del programa Turnitin, el cual ha sido realizado sin filtros ni exclusiones.

He revisado dicho reporte y he concluido que cada una de las coincidencias encontradas no constituyen plagio. En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como la información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes en la Universidad César Vallejo.

Trujillo, 14 de diciembre del 2021



.....
Villar Quiroz Josualdo Carlos

DNI: 40132759

Anexo 3: Operacionalización de variables

Anexo 3.1: Matriz de operacionalización de variables

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
Diseño estructural	El diseño estructural es en donde el ingeniero de la especialidad de estructuras va a determinar las formas y las características de los distintos elementos estructurales, este proceso se da mediante etapas, la primera etapa es el dimensionamiento de los elementos estructurales, después se realizará el análisis de cada elemento estructural para así posteriormente se diseñen los elementos estructurales. (Colina y Ramírez, 2000, pag.7).	Para el diseño estructural de una edificación se tomará en cuenta el estudio topográfico, estudio de mecánica de suelos del área en estudio, así mismo el diseño arquitectónico, el sistema estructural de albañilería confinada, para posteriormente realizar el diseño estructural de la edificación mediante la ayuda de Softwares como el Civil 3D, AutoCAD y también la herramienta como el Excel para así obtener resultados óptimos respecto al diseño.	Topografía	Coordenadas	Razón
				Tipo de terreno	
			Mecánica de Suelos	Contenido de humedad (%)	Razón
				Coefficiente de fricción (°)	
				Capacidad portante (kg/cm ²)	
				Asentamientos (cm)	
			Análisis sísmico	Coefficiente de Balasto	Razón
				Predimensionamiento y Estructuración	
				Periodo fundamental	
				Metrado de cargas	
	Análisis sísmico estático				
	Análisis sísmico dinámico				
Diseño estructural	Diseño de elementos estructurales de albañilería confinada	Razón			

Anexo 3.2: Matriz de indicadores de variables

OBJETIVO ESPECÍFICO	INDICADOR	DESCRIPCIÓN	TÉCNICA/ INSTRUMENTO	TIEMPO EMPLEADO	MODO DE CÁLCULO
Obtener el estudio topográfico del área adoptada para la edificación	Coordenadas UTM; Curvas de nivel; Ubicación y Localización	Se realizará mediante un análisis documental	Revisión documental / Ficha de datos N°1	15 Días	Análisis de los datos obtenidos
Realizar el estudio de mecánica de suelos del área adoptada para la edificación	Contenido de humedad (%); Coeficiente de fricción; Capacidad portante (T/m ²); Asentamientos; Coeficiente de Balasto	Técnicas para extraer muestras de suelos y su procesamiento en el laboratorio	Observación directa/ Equipos de laboratorio / guía de observación N°1	20 Días	Laboratorio de suelos $S_1 = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$
Realizar el análisis sísmico de la edificación	Predimensionamiento y Estructuración; Periodo fundamental; Metrado de cargas; Análisis sísmico estático y Análisis sísmico dinámico	Se realiza teniendo en cuenta criterios de estructuración, para luego ser sometido a análisis y verificación de las deformaciones mínimas según normas preestablecidas	ETABS	30 Días	H=L/25; U=1.4*CM+1.7*CV V = Z*U*C*S*P / R Software ETABS
Realizar el diseño estructural de una edificación	Diseño de elementos estructurales de albañilería confinada	Consiste esencialmente en un diseño con fuerzas reducidas, aceptando que parte de la energía introducida a la estructura por el sismo, se disipe por deformaciones inelásticas.	EXCEL / ETABS	30 Días	Softwares ETABS y EXCEL T =h/20; Z2, Z3 Ve= 0.55Vm

Anexo 4.2: Ficha de datos N° 1

FICHA DE DATOS PARA EL ESTUDIO DE TOPOGRÁFICO				
PROYECTO:	Diseño Estructural de una Edificación de Cinco Niveles Mediante Albañilería Confinada en el Distrito de Chillia - Pataz 2021			
INSTITUCIÓN:	Universidad César Vallejo			
DATOS RECOLECTADOS				
PUNTO	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN	DESCRIPCIÓN
2	9101222.81	222826.924	3151.719	E1
3	9101226.334	222831.685	3151.021	CALLE
4	9101230.834	222832.292	3150.97	CALLE
5	9101223.553	222856.465	3151.805	CALLE
6	9101228.6	222857.02	3151.857	CALLE
7	9101219.771	222889.621	3153.501	CALLE
8	9101225.411	222890.341	3153.538	CALLE
9	9101219.44	222887.136	3153.141	CASA
10	9101221.807	222863.419	3152.646	CASA
11	9101226.194	222889.519	3154.081	COL
12	9101229.228	222857.073	3152.135	COL
13	9101229.22	222857.068	3152.136	CASA
14	9101222.363	222857.903	3152.188	CASA
15	9101230.541	222845.539	3151.578	CASA
16	9101231.755	222832.597	3151.167	CASA
17	9101225.344	222831.319	3151.413	CASA
18	9101223.246	222827.839	3151.717	CASA
19	9101234.539	222825.538	3150.92	CASA
20	9101220.655	222821.286	3151.555	CASA
21	9101232.329	222824.548	3151.33	CASA
22	9101212.749	222824.199	3151.963	CASA
23	9101216.477	222818.505	3152.648	CASA
24	9101208.874	222816.432	3152.678	CASA
25	9101207.109	222820.903	3152.367	CALLE
26	9101208.565	222817.307	3152.315	CALLE
27	9101224.701	222827.174	3151.197	CALLE
28	9101225.853	222823.668	3151.234	CALLE
29	9101232.628	222830.946	3150.912	CALLE
30	9101234.456	222826.524	3150.811	CALLE
31	9101249.034	222829.888	3150.508	CALLE
32	9101248.585	222826.147	3150.445	CALLE
33	9101238.431	222832.226	3150.775	CASA
34	9101238.43	222832.227	3150.775	CASA

35	9101246.652	222825.382	3150.967	CASA
36	9101246.651	222825.383	3150.968	CASA
37	9101252.546	222830.785	3150.739	CASA
38	9101252.553	222830.765	3150.739	CASA
39	9101258.434	222823.31	3150.403	CASA
40	9101258.43	222823.285	3150.398	CASA
41	9101263.59	222828.74	3150.654	CASA
42	9101265.591	222827.512	3150.542	CASA
43	9101275.274	222823.464	3150.457	CASA
44	9101278.142	222820.208	3149.786	E1
45	9101273.544	222822.727	3149.898	E2
46	9101271.933	222819.804	3149.819	CALLE
47	9101271.601	222818.396	3149.6	CASA
48	9101271.606	222818.38	3149.599	CASA
49	9101291.537	222807.344	3148.459	CALLE
50	9101288.014	222805.137	3148.461	CALLE
51	9101283.4	222808.598	3148.668	CASA
52	9101283.396	222808.594	3148.668	CASA
53	9101297.594	222801.164	3147.985	CASA
54	9101289.837	222800.655	3148.043	CASA
55	9101306.799	222792.105	3147.66	CASA
56	9101294.5	222795.946	3147.675	CASA
57	9101307.989	222791.056	3147.688	CASA
58	9101304.511	222785.948	3147.168	CASA
59	9101304.508	222785.947	3147.168	CASA
60	9101315.046	222783.615	3147.519	CASA
61	9101315.042	222783.609	3147.519	CASA
62	9101311.919	222776.818	3147.007	CASA
63	9101315.482	222782.881	3147.505	CASA
64	9101315.996	222771.57	3146.929	CASA
65	9101314.243	222783.046	3147.317	CALLE
66	9101315.876	222773.665	3147.117	CALLE
67	9101323.435	222772.265	3147.374	CASA
68	9101323.422	222772.254	3147.372	CASA
69	9101317.575	222769.729	3147.609	CASA
70	9101329.253	222761.143	3147.646	CASA
71	9101327.917	222758.445	3147.673	E1
72	9101326.337	222763.029	3147.462	E1
73	9101322.689	222760.43	3147.597	CASA
74	9101322.93	222756.345	3148.064	CASA
75	9101325.912	222748.275	3148.217	CASA

76	9101325.968	222748.278	3148.205	CASA
77	9101331.08	222751.864	3148.075	CALLE
78	9101326.367	222749.739	3148.065	CALLE
79	9101329.221	222740.695	3148.449	CASA
80	9101335.126	222747.048	3148.508	CASA
81	9101331.932	222738.415	3148.903	CASA
82	9101343.845	222733.481	3149.354	CASA
83	9101343.84	222733.499	3149.353	CASA
84	9101337.069	222731.899	3149.049	CASA
85	9101337.062	222731.898	3149.049	CASA
86	9101342.176	222725.684	3149.189	CASA
87	9101348.947	222717.459	3148.795	CASA
88	9101356.239	222711.825	3148.293	E1
89	9101350.771	222716.843	3148.672	E1
90	9101355.119	222719.59	3149.345	CASA
91	9101356.379	222719.56	3148.897	CASA
92	9101363.353	222713.562	3148.884	CASA
93	9101354.335	222712.847	3148.395	CAR
94	9101357.959	222716.336	3148.544	CAR
95	9101357.954	222716.344	3148.545	CAR
96	9101363.435	222705.084	3147.378	CAR
97	9101367.147	222708.07	3147.635	CAR
98	9101370.965	222707.554	3147.501	CASA
99	9101359.294	222701.118	3147.004	CASA
100	9101382.712	222700.413	3147.402	CASA
101	9101367.105	222696.214	3147.257	CASA
102	9101380.728	222696.879	3147.162	CAR
103	9101377.855	222693.873	3146.863	CAR
104	9101383.495	222697.136	3147.169	PER
105	9101397.267	222672.297	3146.571	PER
106	9101388.909	222685.935	3146.621	PER
107	9101398.223	222670.183	3146.49	E1
108	9101394.926	222675.334	3146.709	E2
109	9101391.117	222673.41	3146.398	CALLE

110	9101395.141	222674.608	3146.63	CAR
111	9101407.343	222675.776	3148.425	PER
112	9101397.876	222660.205	3146.465	CAR
113	9101392.202	222656.206	3145.913	CAR
114	9101406.439	222662.27	3147.013	CASA
115	9101405.289	222671.972	3147.275	CASA
116	9101399.11	222646.625	3145.503	CASA
117	9101395.308	222635.406	3145.125	CASA
118	9101387.105	222626.313	3144.304	CAR
119	9101390.427	222625.559	3144.632	CAR
120	9101386.373	222590.895	3145.283	CASA
121	9101383.54	222580.565	3143.424	CAR
122	9101380.572	222579.825	3143.429	CAR
123	9101377.946	222577.438	3142.978	CASA
124	9101381.802	222571.136	3142.862	CASA

Anexo 4.3: Ficha de Observación N°1

GUÍA DE OBSERVACIÓN PARA EL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS				
DATOS GENERALES				
LABORATORIO				
NOMBRE DEL DOCUMENTO				
PROYECTO				
INSTITUCIÓN EDUCATIVA				
FECHA				
DATOS EXTRAÍDOS				
CLASIFICACIÓN DE SUELOS				
CALICATA	ESTRATO	CLASIFICACIÓN		
		SUCS	AASHTO	
CONTENIDO DE HUMEDAD				
CALICATA	ESTRATO		CONTENIDO DE HUMEDAD	
CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS				
CALICATA	ESTRATO	CAPACIDAD PORTANTE	ASENTAMIENTOS	
PARÁMETROS SÍSMICOS				
ZONA SÍSMICA	PERFIL DE SUELO	FACTOR DEL SUELO	PERIODO	
			TP	TL

Anexo 4.4: Ficha de Observación N°1

GUÍA DE OBSERVACIÓN PARA EL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS				
DATOS GENERALES				
LABORATORIO	Laboratorio de Mecánica de Suelos Concreto y Pavimentos			
NOMBRE DEL DOCUMENTO	Estudio de Mecánica de Suelos			
PROYECTO	Diseño Estructural de una Edificación de Cinco Niveles Mediante Albañilería Confinada en el Distrito de Chillia – Pataz 2021			
INSTITUCIÓN EDUCATIVA	Universidad Cesar Vallejo – Sede Trujillo			
FECHA	12/07/2021			
DATOS EXTRAÍDOS				
CLASIFICACIÓN DE SUELOS				
CALICATA	ESTRATO	CLASIFICACIÓN		
		SUCS	AASHTO	
1	M-1 (4.00 m Profundidad)	MH	A-7-6(19)	
2	M-1 (4.00 m Profundidad)	MH	A-7-6(19)	
CONTENIDO DE HUMEDAD				
CALICATA	ESTRATO	CONTENIDO DE HUMEDAD		
1	M-1 (4.00 m Profundidad)	30.41		
2	M-1 (4.00 m Profundidad)	29.22		
CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS				
CALICATA	ESTRATO	CAPACIDAD PORTANTE	ASENTAMIENTOS	
1	M-1 (4.00 m Profundidad)	0.85	1.84	
2	M-1 (4.00 m Profundidad)	0.82	1.84	
PARÁMETROS SÍSMICOS				
ZONA SÍSMICA	PERFIL DE SUELO	FACTOR DEL SUELO	PERIODO	
			TP	TL
Zona 2	S3	0.25g	1.0s	1.6s

Anexo 5: Validez y confiabilidad de instrumentos de recolección de datos

Anexo 5.1: Matriz de evaluación de expertos para: Guía de observación N°2

Título de la investigación:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES MEDIANTE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL DISTRITO DE CHILLIA – PATAZ 2021
Línea de investigación:	Diseño sísmico estructural
Apellidos y nombres del experto:	MG. ING. Villar Quiroz Josualdo Carlos
El instrumento de medición pertenece a la variable:	Diseño estructural

Mediante la matriz de evaluación de expertos, Ud. tiene la facultad de evaluar cada una de las preguntas marcando con una "x" en las columnas de SÍ o NO. Asimismo, le exhortamos en la corrección de los ítems, indicando sus observaciones y/o sugerencias, con la finalidad de mejorar la medición sobre la variable en estudio.

Ítems	Preguntas	Aprecia		Observaciones
		SÍ	NO	
1	¿El instrumento de medición presenta el diseño adecuado?	X		
2	¿El instrumento de recolección de datos tiene relación con el título de la investigación?	X		
3	¿En el instrumento de recolección de datos se mencionan las variables de investigación?	X		
4	¿El instrumento de recolección de datos facilitará el logro de los objetivos de la investigación?	X		
5	¿El instrumento de recolección de datos se relaciona con las variables de estudio?	X		
6	¿Cada una de los ítems del instrumento de medición se relaciona con cada uno de los elementos de los indicadores?	X		
7	¿El diseño del instrumento de medición facilitará el análisis y procesamiento de datos?	X		
8	¿El instrumento de medición será accesible a la población sujeto de estudio?	X		
9	¿El instrumento de medición es claro, preciso y sencillo de manera que se pueda obtener los datos requeridos?	X		

Firma del experto:



Anexo 5.2: Matriz de evaluación de expertos para: Guía de observación N°3

Título de la investigación:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES MEDIANTE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL DISTRITO DE CHILLIA – PATAZ 2021
Línea de investigación:	Diseño sísmico estructural
Apellidos y nombres del experto:	ING. Juan Humberto Castillo Chávez
El instrumento de medición pertenece a la variable:	Diseño estructural

Mediante la matriz de evaluación de expertos, Ud. tiene la facultad de evaluar cada una de las preguntas marcando con una "x" en las columnas de SÍ o NO. Asimismo, le exhortamos en la corrección de los ítems, indicando sus observaciones y/o sugerencias, con la finalidad de mejorar la medición sobre la variable en estudio.

Ítems	Preguntas	Aprecia		Observaciones
		SÍ	NO	
1	¿El instrumento de medición presenta el diseño adecuado?	X		
2	¿El instrumento de recolección de datos tiene relación con el título de la investigación?	X		
3	¿En el instrumento de recolección de datos se mencionan las variables de investigación?	X		
4	¿El instrumento de recolección de datos facilitará el logro de los objetivos de la investigación?	X		
5	¿El instrumento de recolección de datos se relaciona con las variables de estudio?	X		
6	¿Cada una de los ítems del instrumento de medición se relaciona con cada uno de los elementos de los indicadores?	X		
7	¿El diseño del instrumento de medición facilitará el análisis y procesamiento de datos?	X		
8	¿El instrumento de medición será accesible a la población sujeto de estudio?	X		
9	¿El instrumento de medición es claro, preciso y sencillo de manera que se pueda obtener los datos requeridos?	X		

Firma del experto:



Juan H. Castillo Chávez
ING. CIVIL
R. CIP. 157889

Anexo 5.3: Matriz de evaluación de expertos para: Guía de observación N°3

Título de la investigación:	DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES MEDIANTE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL DISTRITO DE CHILLIA – PATAZ 2021
Línea de investigación:	Diseño sísmico estructural
Apellidos y nombres del experto:	ING. Alan Yordan Valdiviezo Velarde
El instrumento de medición pertenece a la variable:	Diseño estructural

Mediante la matriz de evaluación de expertos, Ud. tiene la facultad de evaluar cada una de las preguntas marcando con una "x" en las columnas de SÍ o NO. Asimismo, le exhortamos en la corrección de los ítems, indicando sus observaciones y/o sugerencias, con la finalidad de mejorar la medición sobre la variable en estudio.

Ítems	Preguntas	Aprecia		Observaciones
		SÍ	NO	
1	¿El instrumento de medición presenta el diseño adecuado?	X		
2	¿El instrumento de recolección de datos tiene relación con el título de la investigación?	X		
3	¿En el instrumento de recolección de datos se mencionan las variables de investigación?	X		
4	¿El instrumento de recolección de datos facilitará el logro de los objetivos de la investigación?	X		
5	¿El instrumento de recolección de datos se relaciona con las variables de estudio?	X		
6	¿Cada una de los ítems del instrumento de medición se relaciona con cada uno de los elementos de los indicadores?	X		
7	¿El diseño del instrumento de medición facilitará el análisis y procesamiento de datos?	X		
8	¿El instrumento de medición será accesible a la población sujeto de estudio?	X		
9	¿El instrumento de medición es claro, preciso y sencillo de manera que se pueda obtener los datos requeridos?	X		

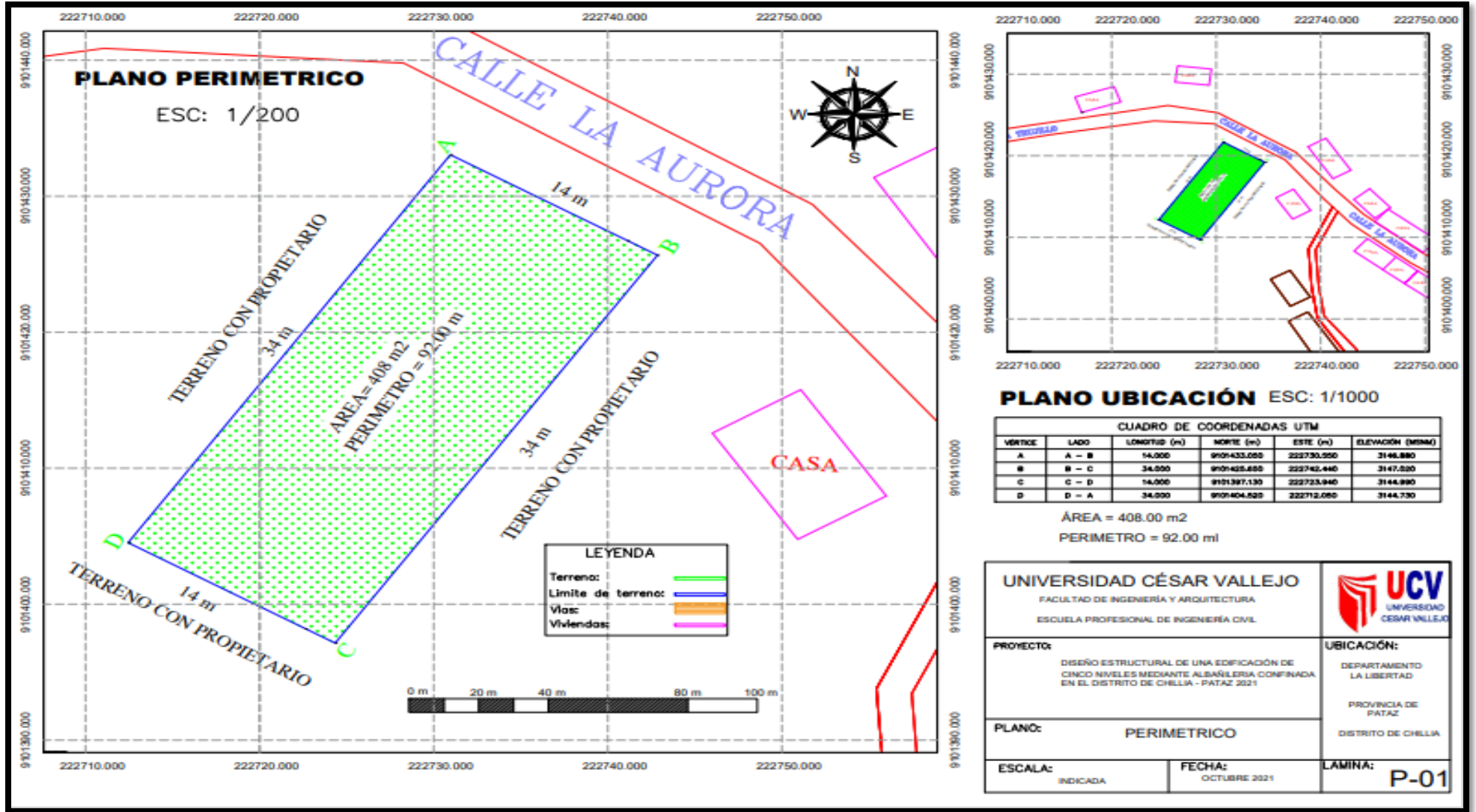
Firma del experto:

Anexo 6: Fotos y documentos

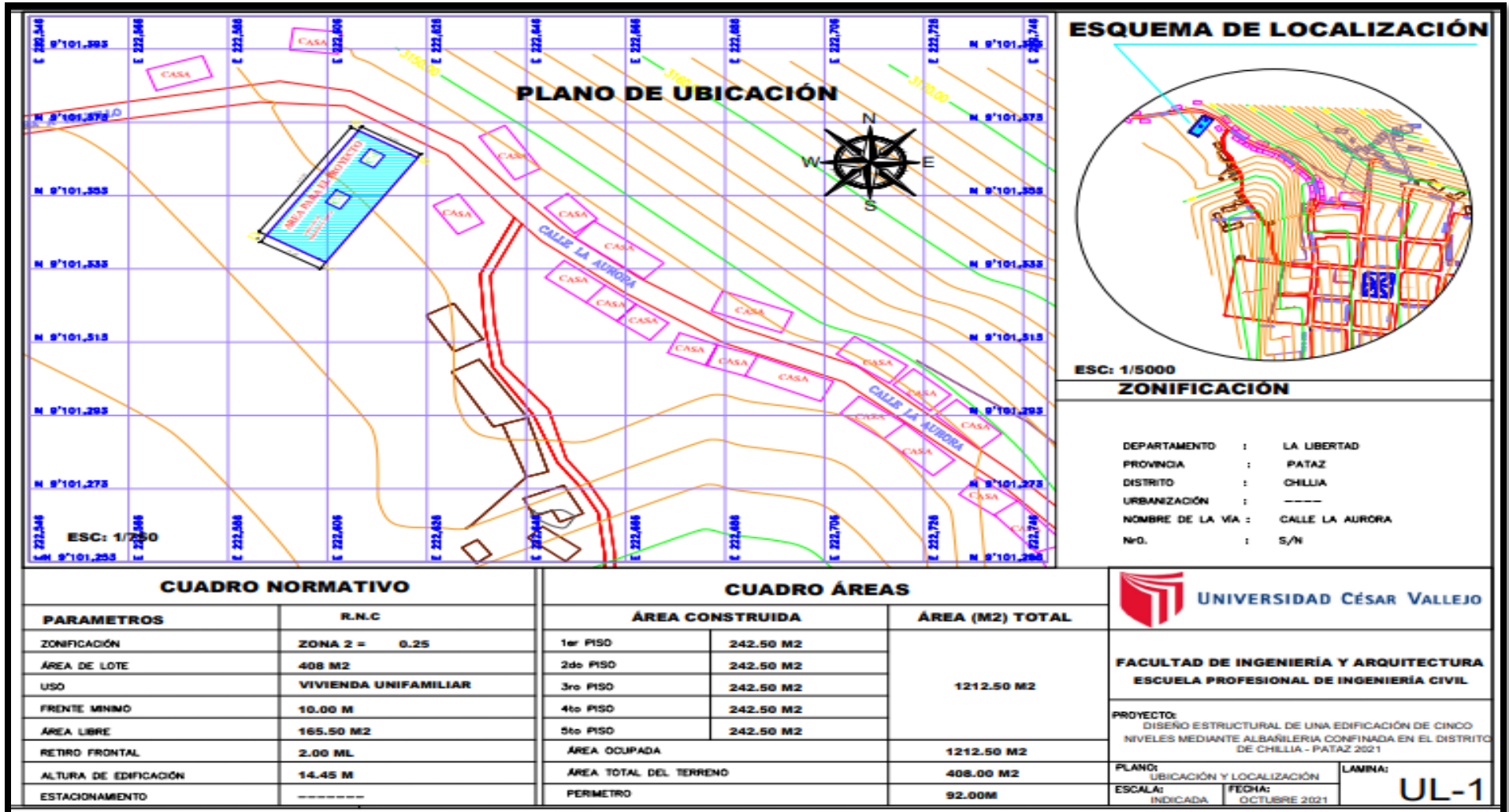
Anexo 6.1: Terreno adoptado para la edificación.



Anexo 6.3: Plano perimétrico



Anexo 6.4: Plano de ubicación y localización



Anexo 6.5: Informe de Estudio topográfico



PERÚ

Municipalidad Distrital
de Chilia – Provincia
de Pataz –

Alcaldía

Jefatura de Desarrollo
Urbano y Rural y Obras
Públicas – MDCH.



"AÑO DEL BICENTENARIO DEL PERÚ: 200 AÑOS DE INDEPENDENCIA"

INFORME TOPOGRÁFICO

1.0 OBJETIVO DEL ESTUDIO

Elaboración del Levantamiento Topográfico de los componentes teniendo en cuenta los elementos naturales y artificiales encontrados en el campo necesario para el proyecto "MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE CHILIA - DISTRITO DE CHILLIA - PATAZ – LA LIBERTAD".

2.0 UBUCACION:

La localidad de Chilia, se encuentra ubicada en la provincia de Pataz, contando con una temperatura promedio de 13 °C, teniendo como máximo 28 °C y mínimo de 08 °C, siendo las épocas de lluvia de octubre a abril y meses de verano de mayo a septiembre, con una precipitación pluvial anual de 1600 mm.

Departamento : La libertad
Provincia : Pataz
Distrito : Chillia
Región natural : Sierra libertefia
Altitud : 3151.72 msnm
Coordenadas UTM : N 9101222.81, E 222826.92

Cuadro 1. Ubicación UTM Del proyecto.

COORDENADAS UTM			
DESCRIPCION	NORTE	ESTE	ELEVACION
Distrito de Chillia	9101222.81	222826.92	3151.72





PERÚ

Municipalidad Distrital de Chilia – Provincia de Pataz –

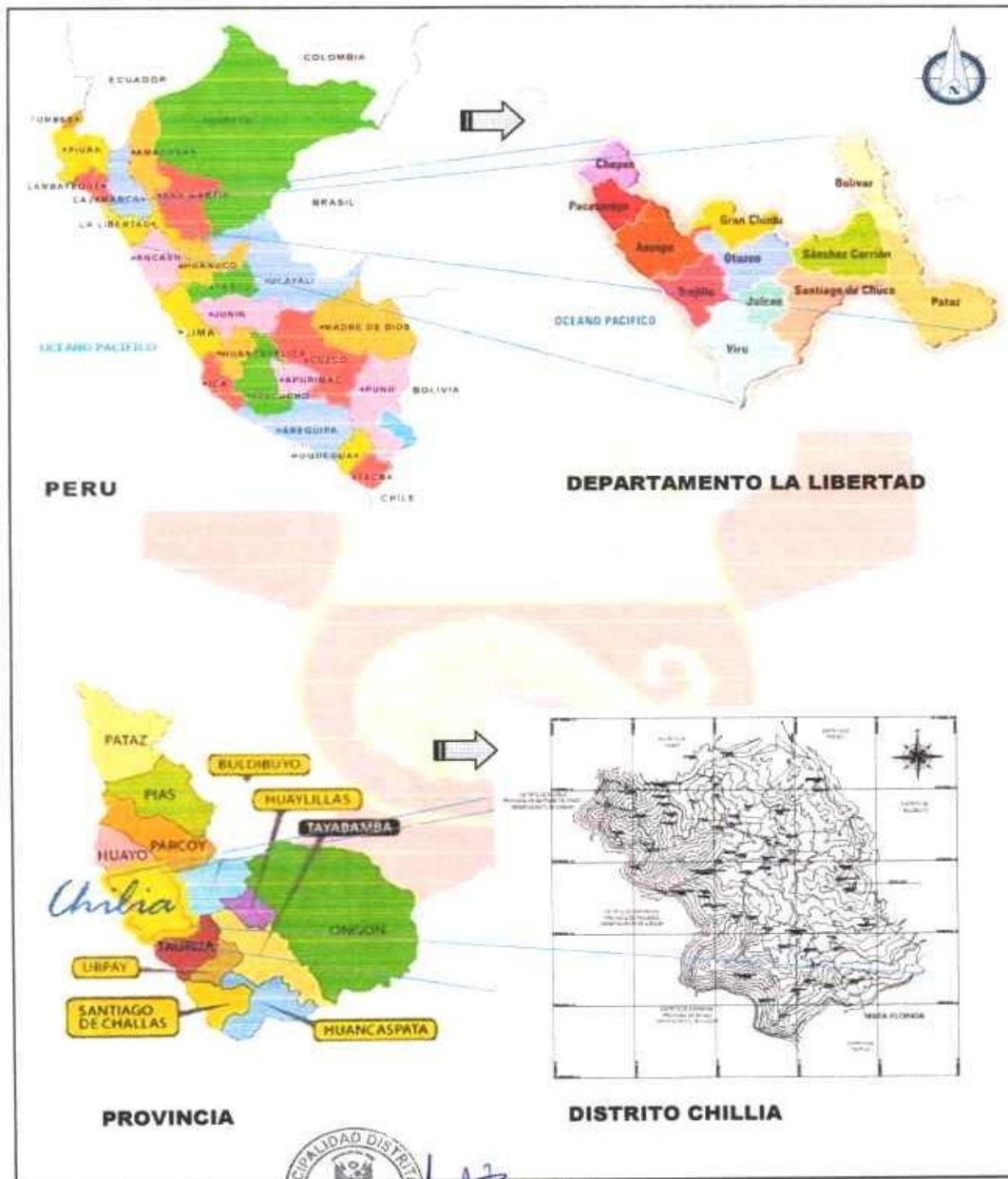
Alcaldía

Jefatura de Desarrollo Urbano y Rural y Obras Públicas – MDCH.



"AÑO DEL BICENTENARIO DEL PERU: 200 AÑOS DE INDEPENDENCIA"

Macro localización del proyecto
Imagen N° 01.- mapa de ubicación



MUNICIPALIDAD DISTRICTAL DE CHILIA
 Jefe de la Jefatura de Desarrollo Urbano y Rural y Obras Públicas
 Jg. Alan Robert Villanueva Razonal

INFORME TOPOGRAFICO



PERÚ

Municipalidad Distrital
de Chilla – Provincia
de Pataz –

Alcaldía

Jefatura de Desarrollo
Urbano y Rural y Obras
Publicas – MDCH.



"AÑO DEL BICENTENARIO DEL PERU: 200 AÑOS DE INDEPENDENCIA"

3.0 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

Previamente al inicio del Estudio de Topografía se procedió a recopilar toda la información Topográfica existente del área de estudio. La información recopilada fue de BM locales instalados por el consultor.

4.0.- RECURSOS

En la ejecución de las mediciones de campo se cuenta con la participación de personal calificado y se vienen empleando los siguientes equipos e instrumentos:

4.1 Personal

01 topógrafo
02 asistentes

4.2 Equipos Topográficos

01 estación Total marca TOPCON modelo GPT-3207N, precisión a 3"
01 trípode
01 GPS Navegador GARMIN MAP

4.3 Herramientas y Accesorios

01 sistema de comunicación Walkie - Talkie
02 prismas
02 jalones
02 winchas de 5 metros

4.4 Materiales de Oficina y Dibujo

01 computadora compatible Core i7
01 computadora Portátil Core i7
01 Plotter Hewlet Packard 510
01 Impresora Canon MP250

INFORME TOPOGRAFICO





PERÚ

Municipalidad Distrital
de Chilia – Provincia
de Pataz –

Alcaldía

Jefatura de Desarrollo
Urbano y Rural y Obras
Públicas – MDCH



"AÑO DEL BICENTENARIO DEL PERU: 200 AÑOS DE INDEPENDENCIA"

EQUIPOS TOPOGRAFICOS



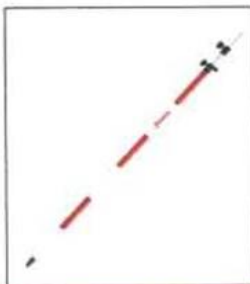
GPS Navegador GARMIN MAP



TOPCON modelo GPT-3207N



Radios de comunicación marca motorola.



Bastones de aluminio marca leica.

INFORME TOPOGRAFICO





PERÚ

Municipalidad Distrital
de Chilla – Provincia
de Pataz –

Alcaldía

Jefatura de Desarrollo
Urbano y Rural y Obras
Públicas – MDCH.



"AÑO DEL BICENTENARIO DEL PERU: 200 AÑOS DE INDEPENDENCIA"



Trípode de madera marca leica.



Prisma marca leica.

5.0.- POLIGONAL TOPOGRAFICA DE APOYO

5.1 Observación de Direcciones (Ángulos Horizontales)

La medición de direcciones se efectúa haciendo uso de la Estación Total con una precisión al segundo, midiendo cuatro reiteraciones por estación y tomándose para ello el promedio de las comprendidas entre los $\pm 5''$ con respecto a la media. El formato presentado para el registro de direcciones, se ha elaborado para poligonales en las que se empleará hasta una posición de origen (distribución en el limbo horizontal), los puntos visados con lecturas del anteojo directo o invertido, en cada posición del origen, el ángulo medido se obtiene por diferencia.

Para obtener la dirección en cada fase, se obtiene el promedio del ángulo de origen del anteojo directo (D) con el ángulo de origen del anteojo invertido, igual procedimiento para el punto visado, la diferencia de los promedios de la primera dirección. Finalmente se promedian las direcciones obtenidas para el ángulo Horizontal promedio.

INFORME TOPOGRAFICO





PERÚ

Municipalidad Distrital
de Chíllia – Provincia
de Pataz –

Alcaldía

Jefatura de Desarrollo
Urbano y Rural y Obras
Públicas – MDCH.



"AÑO DEL BICENTENARIO DEL PERU: 200 AÑOS DE INDEPENDENCIA"

5.2 Medición de Ángulos Verticales

Se observan ángulos verticales recíprocos midiéndose las alturas instrumentales y de señales. Se emplea Estación Total al segundo, tomándose el promedio de las lecturas, y descartando aquellas que excedieran en 10 segundos del menor valor obtenido.

La medición de los ángulos verticales o zenitales, permite calcular la distancia horizontal y también la diferencia de nivel entre 2 estaciones. Estos ángulos medidos con el anteojo directo o invertido permiten obtener promedios que a su vez son promediados con las recíprocas, obteniéndose buenos resultados en la nivelación trigonométrica.

5.3 Medición de Distancias

Se miden distancias inclinadas entre la Estación Base y los puntos a ser posesionados, utilizándose una Estación Total, tomando como dato definitivo el promedio de 05 mediciones, paralelamente se toman lecturas de información meteorológica (temperatura y presión) las mismas que se utilizan con la finalidad de efectuar correcciones por refracción. En la medición de distancias es importante tomar la temperatura bajo sombra de la estación, así como anotar la altura de la señal.

La medición de distancias es hacia atrás y hacia delante en cada estación con lo que se obtiene la medición recíproca de la distancia

Repetiendo estos pasos en cada estación se relaciona el área de trabajo al sistema de referencia tomado con el navegador. Posteriormente, se efectúan los cálculos de las coordenadas de los puntos medidos y las líneas azimutales requeridas.

6.0.- LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

Con el propósito de registrar los datos necesarios para ejecutar la representación de los diferentes rasgos naturales y artificiales de la zona de estudio; se realiza un levantamiento topográfico que consiste en medir en forma rápida ángulos y distancias (taquimetría) a los puntos de interés para determinar su posición y cota correspondiente.

La cota de la estación de apoyo al levantamiento topográfico debe estar referida al Nivel Medio del Mar. Los trabajos de gabinete comprendieron las siguientes actividades:

- Revisión de los colectores de datos y cálculo de coordenadas.
- Elaboración de cuadros y gráficos
- Elaboración y Revisión de planos

INFORME TOPOGRAFICO





PERÚ

Municipalidad Distrital
de Chilla – Provincia
de Pataz –

Alcaldía

Jefatura de Desarrollo
Urbano y Rural y Obras
Públicas – MDCH.



"AÑO DEL BICENTENARIO DEL PERÚ: 200 AÑOS DE INDEPENDENCIA"

6.1 Monumentación de los Puntos del Terreno

Antes de iniciar las mediciones angulares y de distancias, se han marcado los vértices con pintura en ubicación de piedras fijas.

7.0.- RESULTADOS DEL ESTUDIO

Los resultados del estudio se desarrollaron según la información en nuestra base de datos por tanto en cada de ellas se han ejecutado y/o realizando los siguientes puntos:

7.1 Control Horizontal

Para determinar los puntos de apoyo que sirvan para dar posición exacta al levantamiento topográfico, se nos proporcionó 2 puntos instalados con navegador para poder realizar el levantamiento topográfico. En el siguiente cuadro se pueden observar las coordenadas de la mencionada estación en el Sistema WGS84.

7.2 Control Vertical

Para determinar los BM que sirvan como control vertical al levantamiento topográfico, se debió enlazar el levantamiento a través de una nivelación geométrica a los BMs de control horizontal.

7.3 Topografía

Se realizó el levantamiento topográfico de las zonas adyacentes al área de interés utilizando una estación total, levantando taquimétricamente por el método mixto (ángulo y distancia), todas las infraestructuras obras cercanas al área en uso, carretera, postes de luz, etc. Todas estas referenciadas a los vértices de la poligonal de apoyo.

8.0.- TRABAJOS DE GABINETE

Toda información tomada en el campo fue transmitida directamente de la estación total al computador.

Esta información ha sido procesada por el módulo básico haciendo posible tener un archivo de radiaciones sin errores de cálculo, con su respectiva codificación de acuerdo a la ubicación de puntos.

INFORME TOPOGRAFICO





"AÑO DEL BICENTENARIO DEL PERÚ: 200 AÑOS DE INDEPENDENCIA"

8.1 Procesamiento de la Información Topográfica y Descripción de la Metodología del Software Utilizado.

El procesamiento de la información topográfica se desarrolló con el software AutoCAD Civil 3D, para modelado de terreno y SOFTWARE AIDC para el desarrollo de perfiles longitudinales el cual es un software que trabaja en entorno CAD, en cuanto a la metodología de trabajo, la describimos a continuación:

Se importó al programa la información topográfica en formato de puntos delimitados por comas (CSV), en el orden:

N° DE PUNTO, NORTE, ESTE, COTA, CODIGO

Seguidamente se procedió a generar TIN tomando en cuenta y definiendo los quiebres de terreno por medio de la opción breakline generado el TIN en función a las coordenadas y cotas de los puntos, tomando como criterio dicha edición la forma del terreno observada en campo.

Se procedió a dibujar con ayuda de los croquis de campos los detalles de la planimetría ayudándonos de los puntos obtenidos del colector de datos.

FICHA DE DATOS PARA EL ESTUDIO DE TOPOGRÁFICO				
PROYECTO:	MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE CHILIA - DISTRITO DE CHILLIA - PATAZ – LA LIBERTAD			
DATOS RECOLECTADOS				
PUNTO	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN	DESCRIPCIÓN
2	9101222.81	222826.924	3151.719	E1
3	9101226.334	222831.685	3151.021	CALLE
4	9101230.834	222832.292	3150.97	CALLE
5	9101223.553	222856.465	3151.805	CALLE
6	9101228.6	222857.02	3151.857	CALLE
7	9101219.771	222889.621	3153.501	CALLE
8	9101225.411	222890.341	3153.538	CALLE
9	9101219.44	222887.136	3153.141	CASA
10	9101221.807	222863.419	3152.646	CASA
11	9101226.194	222889.519	3154.081	COL
12	9101229.228	222857.073	3152.135	COL
13	9101229.22	222857.068	3152.136	CASA
14	9101222.363	222857.903	3152.188	CASA
15	9101230.541	222845.539	3151.578	CASA
16	9101231.755	222832.597	3151.167	CASA

INFORME TOPOGRAFICO





PERÚ

Municipalidad Distrital
de Chilia – Provincia
de Pataz –

Alcaldía

Jefatura de Desarrollo
Urbano y Rural y Obras
Públicas – MDCH



"AÑO DEL BICENTENARIO DEL PERU: 200 AÑOS DE INDEPENDENCIA"

17	9101225.344	222831.319	3151.413	CASA
18	9101223.246	222827.839	3151.717	CASA
19	9101234.539	222825.538	3150.92	CASA
20	9101220.655	222821.286	3151.555	CASA
21	9101232.329	222824.548	3151.33	CASA
22	9101212.749	222824.199	3151.963	CASA
23	9101216.477	222818.505	3152.648	CASA
24	9101208.874	222816.432	3152.678	CASA
25	9101207.109	222820.903	3152.367	CALLE
26	9101208.565	222817.307	3152.315	CALLE
27	9101224.701	222827.174	3151.197	CALLE
28	9101225.853	222823.668	3151.234	CALLE
29	9101232.628	222830.946	3150.912	CALLE
30	9101234.456	222826.524	3150.811	CALLE
31	9101249.034	222829.888	3150.508	CALLE
32	9101248.585	222826.147	3150.445	CALLE
33	9101238.431	222832.226	3150.775	CASA
34	9101238.43	222832.227	3150.775	CASA

35	9101246.652	222825.382	3150.967	CASA
36	9101246.651	222825.383	3150.968	CASA
37	9101252.546	222830.785	3150.739	CASA
38	9101252.553	222830.765	3150.739	CASA
39	9101258.434	222823.31	3150.403	CASA
40	9101258.43	222823.285	3150.398	CASA
41	9101263.59	222828.74	3150.654	CASA
42	9101265.591	222827.512	3150.542	CASA
43	9101275.274	222823.464	3150.457	CASA
44	9101278.142	222820.208	3149.786	E1
45	9101273.544	222822.727	3149.898	E2
46	9101271.933	222819.804	3149.819	CALLE
47	9101271.601	222818.396	3149.6	CASA
48	9101271.606	222818.38	3149.599	CASA
49	9101291.537	222807.344	3148.459	CALLE
50	9101288.014	222805.137	3148.461	CALLE
51	9101283.4	222808.598	3148.668	CASA
52	9101283.396	222808.594	3148.668	CASA
53	9101297.594	222801.164	3147.985	CASA
54	9101289.837	222800.655	3148.043	CASA
55	9101306.799	222792.105	3147.66	CASA
56	9101294.5	222795.946	3147.675	CASA
57	9101307.989	222791.056	3147.688	CASA

INFORME TOPOGRAFICO





"AÑO DEL BICENTENARIO DEL PERU: 200 AÑOS DE INDEPENDENCIA"

58	9101304.511	222785.948	3147.168	CASA
59	9101304.508	222785.947	3147.168	CASA
60	9101315.046	222783.615	3147.519	CASA
61	9101315.042	222783.609	3147.519	CASA
62	9101311.919	222776.818	3147.007	CASA
63	9101315.482	222782.881	3147.505	CASA
64	9101315.996	222771.57	3146.929	CASA
65	9101314.243	222783.046	3147.317	CALLE
66	9101315.876	222773.665	3147.117	CALLE
67	9101323.435	222772.265	3147.374	CASA
68	9101323.422	222772.254	3147.372	CASA
69	9101317.575	222769.729	3147.609	CASA
70	9101329.253	222761.143	3147.646	CASA
71	9101327.917	222758.445	3147.673	E1
72	9101326.337	222763.029	3147.462	E1
73	9101322.689	222760.43	3147.597	CASA
74	9101322.93	222756.345	3148.064	CASA
75	9101325.912	222748.275	3148.217	CASA
76	9101325.968	222748.278	3148.205	CASA
77	9101331.08	222751.864	3148.075	CALLE
78	9101326.367	222749.739	3148.065	CALLE
79	9101329.221	222740.695	3148.449	CASA
80	9101335.126	222747.048	3148.508	CASA
81	9101331.932	222738.415	3148.903	CASA
82	9101343.845	222733.481	3149.354	CASA
83	9101343.84	222733.499	3149.353	CASA
84	9101337.069	222731.899	3149.049	CASA
85	9101337.062	222731.898	3149.049	CASA
86	9101342.176	222725.684	3149.189	CASA
87	9101348.947	222717.459	3148.795	CASA
88	9101356.239	222711.825	3148.293	E1
89	9101350.771	222716.843	3148.672	E1
90	9101355.119	222719.59	3149.345	CASA
91	9101356.379	222719.56	3148.897	CASA
92	9101363.353	222713.562	3148.884	CASA
93	9101354.335	222712.847	3148.395	CAR
94	9101357.959	222716.336	3148.544	CAR
95	9101357.954	222716.344	3148.545	CAR
96	9101363.435	222705.084	3147.378	CAR
97	9101367.147	222708.07	3147.635	CAR
98	9101370.965	222707.554	3147.501	CASA
99	9101359.294	222701.118	3147.004	CASA
100	9101382.712	222700.413	3147.402	CASA
101	9101367.105	222696.214	3147.257	CASA
102	9101380.728	222696.879	3147.162	CAR
103	9101377.855	222693.873	3146.863	CAR
104	9101383.495	222697.136	3147.169	PER
105	9101397.267	222677.297	3146.571	PER

INFORME TOPOGRAFICO



MUNICIPALIDAD DISTRICTAL DE CHILIA
Dr. Almi Roberti Villanueva Razonal
 JEFE DE LA JEFATURA DE DESARROLLO
 URBANO Y RURAL Y OBRAS PUBLICAS



PERÚ

Municipalidad Distrital
de Chilia – Provincia
de Patate –

Alcaldía

Jefatura de Desarrollo
Urbano y Rural y Obras
Públicas – MDCH.



"AÑO DEL BICENTENARIO DEL PERU: 200 AÑOS DE INDEPENDENCIA"

106	9101388.909	222685.935	3146.621	PER
107	9101398.223	222670.183	3146.49	E1
108	9101394.926	222675.334	3146.709	E2
109	9101391.117	222673.41	3146.398	CALLE
110	9101395.141	222674.608	3146.63	CAR
111	9101407.343	222675.776	3148.425	PER
112	9101397.876	222660.205	3146.465	CAR
113	9101392.202	222656.206	3145.913	CAR
114	9101406.439	222662.27	3147.013	CASA
115	9101405.289	222671.972	3147.275	CASA
116	9101399.11	222646.625	3145.503	CASA
117	9101395.308	222635.406	3145.125	CASA
118	9101387.105	222626.313	3144.304	CAR
119	9101390.427	222625.559	3144.632	CAR
120	9101386.373	222590.895	3145.283	CASA
121	9101383.54	222580.565	3143.424	CAR
122	9101380.572	222579.825	3143.429	CAR
123	9101377.946	222577.438	3142.978	CASA
124	9101381.802	222571.136	3142.862	CASA

9.0.- CONCLUSIONES

- Se realizó los trabajos de topografía teniendo como dificultad la densa humedad adyacente a la localidad.
- Para la colocación de los hitos de control (BM's) se colocó en lugares estratégicos para su rápida identificación.
- Se Realizó un levantamiento topográfico a Detalle y si algún elemento no se tomó en cuenta, las Imágenes satelitales nos ayudan a aclarar algunas controversias con respecto a la topografía.



Anexo 6.6: Informe de estudio de mecánica de suelos

R & R CONSULTORIA E INGENIERIA EN CONSTRUCCION Y SERVICIOS GENERALES SRL
Laboratorio de Mecánica de Suelos, Concreto y Pavimentos
Estudios Geológicos, Hidrológicos, Hidrogeológicos, Geotécnicos, Impacto Ambiental y Análisis Químicos
Supervisión y ejecución de obras de ingeniería, elaboración de perfiles y expedientes técnicos
Asistencia técnica para voladura de rocas para minería y construcción
Resolución N° 015714-25020/DSD-INDECOPI
RUC N° 20602017720

ARNÁNDEZ
INGENIERÍA DE SOLUCIONES

PROYECTO

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES
MEDIANTE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL DISTRITO DE CHILLIA
- PATAZ 2021**

UBICACIÓN

PROLONGACIÓN LA AURORA S/N

DISTRITO : CHILLIA
PROVINCIA : PATAZ
REGIÓN : LA LIBERTAD

SOLICITANTE

TORRES LOPEZ NEYDER YVIN

Y

SIFUENTES GÓNGORA FRANKLIN JOSÉ

Wilfredo R. Fernández Muñoz
Dr. Wilfredo R. Fernández Muñoz
INGENIERO CIVIL
CIP 26852

CAJAMARCA JULIO DEL 2021

1

Jr. Aurelio Pastor K-2 – Urb. Docentes – Cajamarca Perú – Tel. 076341560 Mov. 976699861 Claro 976385815 – 944753540
E-mail. wilfredofernandezm@hotmail.com / ryh.ingenieros@hotmail.com

I. CLASIFICACIÓN DE SUELOS.

Las muestras ensayadas en laboratorio se han clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS y AASTHO).

TABLA N° 1: CLASIFICACIÓN DE SUELOS

CALICATA N°	C-1	C-2
Muestras	M-1	M-1
Profundidad (m)	4.00	4.00
% pasa Tamiz N° 3/8"	100	100
% pasa Tamiz N° 4	98.4	98.1
% pasa Tamiz N° 10	96.7	97.4
% pasa Tamiz N° 40	91.7	90.7
% pasa Tamiz N° 100	78.7	78.2
% pasa Tamiz N° 200	76.4	74.2
Límite Líquido.	52.57	53.40
Límite Plástico.	28.87	29.31
Índice de Plasticidad	23.70	24.09
Clasificación SUCS.	MH	MH
Clasificación AASTHO	A-7-6(19)	A-7-6(19)
% de humedad	30.41	29.22

TABLA N° 2: RESUMEN DE CAPACIDAD PORTANTE

N° Cali.	PROF. (m)	Angulo De Razonamiento Interno Ø	Capacidad Portante Kg/cm ²	Coefficiente de Balasto kg/cm ²	Cohesión Kg/cm ²	Asentamiento inmediato cm
1	4.00	8.30	0.71	6.05	0.17	1.84
2	4.00	8.20	0.69	6.05	0.16	1.84


 Dr. Wilfredo R. Fernández Muñoz
 INGENIERO CIVIL
 CIP 20602

II. GEOTÉCNICA.

EVALUACIÓN GEOTÉCNICA

CALICATA N° 1 y 2

Presentan un estrato de 20 a 30 cm material orgánico de color marrón oscuro con cobertura vegetal pasto natural.

Calicata 1

Está formado por limos inorgánicos con arcillas, presenta suelos limosos, con arenas finas, limos elásticos, de color marrón claro con baja compacidad, mezclada con 2,29% de gravas de tamaño máximo de 1/4", con 21,29% de arena, con 5,98 % de arena gruesa, 15,31% de arena fina y 76,42% de material fino, de clasificación SUCS (MH) con un equivalente a la clasificación AASHTO A-7-6(19), con profundidad de 4.00m estos suelos son muy impermeables con resistencia a la tubificación media, resistencia al cortante baja, susceptibilidad al agrietamiento muy susceptibles, susceptibilidad a la licuación muy baja, manejabilidad buena.

No se encontró la napa freática.

Calicata 2

Está formado por limos inorgánicos con arcillas, presenta suelos limosos, con arenas finas, limos elásticos, de color marrón claro con baja compacidad, mezclada con 1,91% de gravas de tamaño máximo de 1/4", con 23,93% de arena, con 7,43 % de arena gruesa, 16,50% de arena fina y 74,15% de material fino, de clasificación SUCS (MH) con un equivalente a la clasificación AASHTO A-7-6(19), estos suelos son muy impermeables con resistencia a la tubificación media, resistencia al cortante baja, susceptibilidad al agrietamiento muy susceptibles, susceptibilidad a la licuación muy baja, manejabilidad buena.. No se encontró la napa freática.


Dr. Wilfredo R. Fernández Muñoz
INGENIERO CIVIL
CIP 26662

III. SISMICIDAD.

El Perú por estar comprendido como una de las regiones de más alta actividad sísmica, forma parte del Cinturón Circumpacífico, que es una de las zonas sísmicas más activas del mundo. De acuerdo al Mapa del Reglamento Nacional de Edificaciones, Normas de Diseño Sismo-resistente y del mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú y basándose en isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos y recientes sismos, se concluye que el área de estudio se encuentra dentro de la Zona 2.

Factor de Zona 2	$z = 0.25g$
Perfil de Suelo Tipo	S3 (suelos blandos)
Periodo Predominante	$T_p = 1.0s$
Periodo	$T_L = 1.6 s$
Factor de Ampliación de Suelo	$S = 1.40$
Factor U (edificación)	$U = 1$
Coefficiente de reducción	$R = 3$

ZONAS SISMICAS




Dr. Wilfredo R. Fernández Muñoz
INGENIERO CIVIL
CIP 28882

IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Según la evaluación geotécnica realizadas en campo y los resultados de los ensayos de laboratorio y el análisis efectuado, establecemos las siguientes conclusiones y recomendaciones:

1. El subsuelo del área en estudio está constituido básicamente por material de tipo MH descritos en la evaluación geotecnia
2. Se ha considerado para el diseño estructural del proyecto una sección de cimentación de acorde a la capacidad portante admisible del terreno de las calicatas compatible con las cargas transmitidas y las Normas Técnicas de Edificación E-030.

RESUMEN DE CAPACIDAD PORTANTE

Nº Cali.	PROF. (m)	Angulo De Razonamiento Interno Ø	Capacidad Portante Kg/cm ²	Coefficiente de Balasto kg/cm ²	Cohesión Kg/cm ²	Asentamiento inmediato cm
1	4.00	8.30	0.71	6.05	0.17	1.84
2	4.00	8.20	0.69	6.05	0.16	1.84

3. En la exploración geotécnica ejecutada el nivel freático no se encontró
4. Se recomienda sacar toda la materia orgánica existente en la ejecución del proyecto.
5. El nivel del terreno de fundación, para la construcción del **Proyecto** se recomienda que sea mínimo – 4.00m de profundidad y un mejoramiento que consistirá en tres capas: La primera capa inferior de material de relleno compactado, de grava bien graduada (GW) en un espesor de 20cm., al 95%de la Máxima Densidad Seca del Proctor Modificado, la segunda un material de afirmado debidamente compactado con un espesor de 20cm, al 100% de la Máxima Densidad Seca del Proctor Modificado, luego un solado de 20cm, con un concreto de $f_c = 140 \text{ kg/cm}^2$


 Dr. Wilfredo R. Fernández Muñoz
 INGENIERO CIVIL
 CIP 26682

6. Se recomienda realizar un mejoramiento de suelo donde se apoyarán los pisos y veredas eliminando todo el suelo orgánico existente en el terreno y remplazándolo con material de afirmado (suelo A – 2 – 4) colocando capas de 0.10m. de espesor y compactando cada capa al 95% de la Máxima Densidad Seca del Proctor Modificado.
7. El factor de seguridad es 3 utilizando la fórmula de Perk – Terzaghi para el diseño de la capacidad portante del terreno.
8. El concreto a utilizar para los diferentes elementos estructurales será de 140,175 y 210Kg/cm², utilizando agregados de la zona previo diseño de mezclas.
9. Se recomienda utilizar un método de curado adecuado para la mezcla de concreto empleadas en el elemento estructural acorde a la norma A.S.T.MC- 31, con la finalidad de alcanzar el grado de hidratación y por ende la resistencia mecánica requerida en obra.
10. De acuerdo a la norma E.030 de la Resolución Ministerial N°355 – 2018 – Vivienda del 23 de octubre del 2018 la zona del lugar del proyecto se encuentra en la zona 2 del sismo resistente.

Para el diseño Sismo resistente se recomienda utilizar.

Factor de Zona 2	$z = 0.25g$
Perfil de Suelo Tipo	S3 (suelos blandos)
Periodo Predominante	$T_p = 1.0s$
Periodo	$T_L = 1.6 s$
Factor de Ampliación de Suelo	$S = 1.40$
Factor U (edificación)	$U = 1$
Coefficiente de reducción	$R = 3$


Dr. Wilfredo R. Fernández Muñoz
INGENIERO CIVIL
CIP 26662

**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
(AASHTO T-27 ASTM D 422)**

PROYECTO	: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES MEDIANTE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL DISTRITO DE CHILLIA - PATAZ 2021		
UBICACIÓN	: PROLONGACION LA AURORA S/N DISTRITO DE CHILLIA, PROVINCIA DE PATAZ, DEPARTAMENTO LA LIBERTAD		
CALICATA	: N° 1 - PROF.(m) : 4,00 - COORDENADAS UTM: N. 9101425.46 E. 222733.59	ALTITUD: 3147.87 msnm	
SOLICITANTE	: TORRES LOPEZ NEYDER YVIN Y SIFUENTES GÓNGORA FRANKLIN JOSÉ		
FECHA	: JULIO DEL 2021		

MALLAS SERIE AMERICANA	ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO - ASTM 422						CONTENIDO DE HUMEDAD (NORMA ASTM D 2216 / 4643)		
	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	RET. PARCIAL (%)	RET. ACUMUL. (%)	PARA (%)	ESPECIFICACIONES			
4"	101,6						Numero de la Tara	S/N	
3"	76,200						Peso de la Tara	11,0	
2 1/2"	63,500						Tara + Suelo Humedo	399,1	
2"	50,800						Tara + Suelo Seco	308,6	
1 1/2"	38,100						Peso del agua	90,5	
1"	25,400						Peso del suelo neto	297,6	
3/4"	19,050						% de Humedad	30,41	
1/2"	12,700						RESULTADOS DE ENSAYOS		
3/8"	9,525				100,0		- LÍMITE LÍQUIDO (%)	:	52,57
1/4"	6,350	28,8	1,6	1,6	98,4		- LÍMITE PLÁSTICO (%)	:	28,87
N° 4	4,750	12,4	0,7	2,3	97,7		- ÍNDICE PLASTICIDAD (%)	:	23,70
N° 6	3,360						- CLASIFICACIÓN SUCS	:	MH
N° 8	2,380						- CLASIFICACIÓN AASHTO	:	A-7-6 (19)
N° 10	2,000	18,4	1,0	3,3	96,7		- % de Humedad	:	30,4
N° 16	1,190						DATOS DE LA MUESTRA		
N° 20	0,840	13,1	0,7	4,0	96,0		- PESO TOTAL (gr)	:	1800,0 100,0 %
N° 30	0,590	33,3	1,9	5,9	94,1		- PESO GRAVA (gr)	:	41,2 2,3 %
N° 40	0,426	42,8	2,4	8,3	91,7		- PESO ARENA (gr)	:	1758,8 97,7 %
N° 50	0,297						- PESO FRACCIÓN (gr)	:	
N° 80	0,177	168,0	9,1	19,6	80,4				
N° 100	0,149	31,8	1,8	21,3	78,7				
N° 200	0,074	40,6	2,3	23,6	76,4				
-200		1.378,6	76,4						

CURVA GRANULOMETRICA



NOTA: LAS MUESTRAS FUERON ALCANZADAS POR EL INTERESADO.
Jr. Aurelio Pastor K-2 - Urb. Ducentes - Cajamarca Perú - Tel: 076341560 Mov. 976699861 Claro 976385815 - 944753540
E-mail: wilfredofernandezm@hotmail.com / ryh.ingenieros@hotmail.com



**LIMITES DE CONSISTENCIA
(NORMA AASHTO T - 90 - ASTM D 4318)**

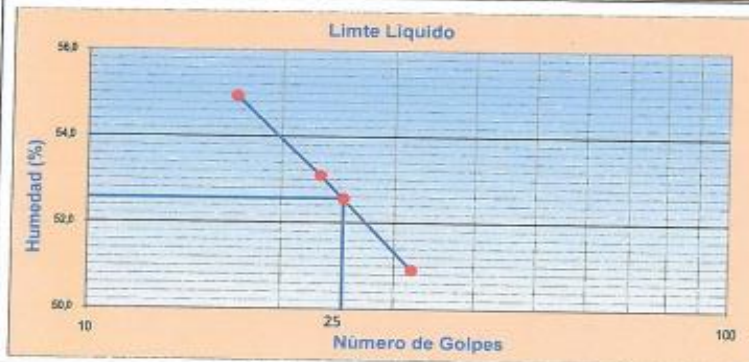
PROYECTO	: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES MEDIANTE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL DISTRITO DE CHILLIA - PATAZ 2021
UBICACIÓN	: PROLONGACIÓN LA AURORA S/N DISTRITO DE CHILLIA, PROVINCIA DE PATAZ, DEPARTAMENTO LA LIBERTAD
CALICATA	: N °1 - PROF.(m) : 4,00 - COORDENADAS UTM: N. 9101425.46 E. 222733.59
SOLICITANTE	: TORRES LOPEZ NEYDER YVIN Y SIFUENTES GÓNGORA FRANKLIN JOSÉ
FECHA	: JULIO DEL 2021

LIMITE LIQUIDO ASTM D-423

TARA N°	A	B	C
N° DE GOLPES	32	23	17
TARA+SUELO HUMEDO	23,85	33,13	38,50
TARA+SUELO SECO	19,96	26,87	31,88
PESO DEL AGUA	3,89	6,26	6,62
PESO DE LA TARA	12,32	15,08	19,83
PESO DEL SUELO SECO	7,64	11,79	12,05
HUMEDAD (%)	50,92	53,10	54,94

LIMITE PLASTICO ASTM D-424

TARA N°	I	II
TARA+SUELO HUMEDO	18,17	25,72
TARA+SUELO SECO	16,84	23,23
PESO DEL AGUA	1,33	2,49
PESO DE LA TARA	12,24	14,59
PESO DEL SUELO SECO	4,60	8,64
HUMEDAD (%)	28,91	28,82
HUMEDAD PROMEDIO (%)	28,87	



Límites de Consistencia	
Límite Líquido	52,57
Límite Plástico	28,87
Índice Plástico	23,70

Observaciones	

Wilfredo R. Fernández Muñoz
Dr. Wilfredo R. Fernández Muñoz
INGENIERO CIVIL

R & H CONSULTORÍA E INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN Y SERVICIOS GENERALES SRL



Laboratorio de Mecánica de Suelos Concreto y Pavimentos.
 Estudios Geológicos, Hidrológicos, Hidrogeológicos, Geotécnicos, Impacto Ambiental y Análisis Químicos
 Supervisión y ejecución de obras de ingeniería, elaboración de perfiles y expedientes técnicos
 Asistencia técnica para voladura de rocas para minería y construcción

Resolución Nº 018714-25020/DSD-INDECOPI
 RUC N°. 20602017720

REGISTRO DE EXCAVACION: CALICATA DE PLATAFORMA

PROYECTO	: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES MEDIANTE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL DISTRITO DE CHILLIA - PATAZ 2021
UBICACIÓN	: PROLONGACIÓN LA AURORA S/N DISTRITO DE CHILLIA, PROVINCIA DE PATAZ, DEPARTAMENTO LA LIBERTAD
CALICATA	: N° 1 - PROFUNDIDAD(m): - 4,00- COORDENADAS UTM: N. 9101425.46 E. 222733.59
FECHA	: JULIO DEL 2021 ALTITUD: 3147.87 msnm

UBICACIÓN : PERFORACION AL TIPO CIELO ABIERTO	MUESTRA	DESCRIPCION	SIMBOLOGIA	CLASIF.		CONSTANTES FISICAS			% Pasa Malla N° 200
				AASHTO	SUCS	LL	LP	IP	
0,30		Material orgánico de color marrón oscuro con cobertura vegetal pasto natural y plantas nativas de la zona							
0,50									
1,00									
1,50									
2,00									
2,50	M-1	Esta formado por limos inorgánicos con arcillas, presenta suelos limosos, con arenas finas, limos elásticos, de color marrón claro con baja compacidad, mezclada con 2,29% de gravas de tamaño máximo de 1/4", con 21,29% de arena, con 5,98 % de arena gruesa, 15,31% de arena fina y 76,42% de material fino estos suelos son muy impermeables con resistencia a la tubificación media, resistencia al cortante baja, susceptibilidad al agrietamiento muy susceptibles, susceptibilidad a la licuación muy baja, manejabilidad buena.		A-7-6(19)	MH	52,57	28,87	23,7	76,4
3,00									
3,50									
3,80									
4,00		No se encontró la napa freática.							
		MUESTRA EXTRAIDA							

Wilfredo R. Fernández Muñoz
Dr. Wilfredo R. Fernández Muñoz
 INGENIERO CIVIL
 CIP 26692

Jr. Aurelio Pastor K-2 – Urb Docentes – Cajamarca Perú – Tel. 076341560 Mov. 976699861 Claro 976385815 – 944753540
 E-mail. wilfredofernandezm@hotmail.com / ryh.ingenieros@hotmail.com

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

PROYECTO	: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES MEDIANTE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL DISTRITO DE CHILLIA - PATAZ 2021
UBICACIÓN	: PROLONGACIÓN LA AURORA S/N DISTRITO DE CHILLIA, PROVINCIA DE PATAZ, DEPARTAMENTO LA LIBERTAD
CALICATA	: N °1 - PROF.(m) : 4,00 - COORDENADAS UTM: N. 9101425.46 E. 222733.59 -ALTITUD: 3147.87 msnm
FECHA	: JULIO DEL 2021

DATOS DE LA MUESTRA				
Ángulo rozamiento interno ϕ :	8,30	°	8	°
Peso específico suelo, γ :	1,34	gr/cm ³	0,0013	kg/cm ³
Profundidad cimentación, D:	4,00	m	400	cm
Tensión vertical, q:			0,54	kg/cm ²
Cohesión, c:	0,17	kg/cm ²	0,17	kg/cm ²
Factor de seguridad, F:	3		3	
Ancho cimentación, B:	2,00	m	200	cm
Peso de la estructura:	65,00	Tn	65000	Kg
Módulo de poisson (μ)	AA	0,25	unidimensional	
Módulo de elasticidad (Es)	AB	300,00	Tn/m ²	
Forma de Zapata	Rect. L/B=2			
Valores del Factor de forma IF (cm/m)	CENTRO	ESQUINA	MEDIO	
	153	77	120	

Para ϕ igual a 0 =>	Ángulo de rozamiento interno (ϕ)=	0	Radianes
	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi) \cdot e^{+19\phi}$	1,00	
	$Nc=(Nq-1)\text{cotag}\phi$	5,14	
	$N\gamma=2*(Nq-1)\cdot\text{tag}\phi$	0,00	

Para ϕ distinto de 0 =>	Ángulo de rozamiento interno (ϕ)=	0,14	Radianes
FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi) \cdot e^{+19\phi}$	2,11	1,41
	$Nc=(Nq-1)\text{cotag}\phi$	7,64	5,10
	$N\gamma=2*(Nq+1)\cdot\text{tag}\phi$	0,91	0,61

FORMULA GENERAL DE TERZAGHI

CIMENTACIÓN CONTINUA	$qh=(2/3) \cdot c \cdot Nc + q \cdot Nq + 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma$	SUELOS POR FALLA LOCAL POR CORTE REF. BRAJA M. DAS PAG.139 FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES
CIMENTACIÓN CUADRADA	$qh=(0.867 \cdot c \cdot Nc + q \cdot Nq + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma)$	
CIMENTACIÓN ORCULAR	$qh=(0.867 \cdot c \cdot Nc + q \cdot Nq + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma)$	
CIMENTACIÓN CORRIDOS	$qh=(c \cdot Nc + q \cdot Nq + 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma)$	

Capacidad Admisible cimentación continua $qadm=$	$(\frac{qh}{F})$	0,71	kg/cm ²
Capacidad Admisible cimentación cuadrada $qadm=$	$(\frac{qh}{F})$	0,79	kg/cm ²
Capacidad Admisible cimentación circular $qadm=$	$(\frac{qh}{F})$	0,78	kg/cm ²
Capacidad Admisible cimentación corrida $qadm=$	$(\frac{qh}{F})$	0,85	kg/cm ²


Dr. Wilfredo R. Fernández Muñoz
 INGENIERO CIVIL

ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

Cimentación	Centro	Esquina	Medio
<i>Si(continua)=</i>	1,84 cm	0,93 cm	1,45 cm
<i>Si(cuadrada)=</i>	2,05 cm	1,03 cm	1,61 cm
<i>Si(circular)=</i>	2,03 cm	1,02 cm	1,59 cm
<i>Si(corrida)=</i>	2,22 cm	1,12 cm	1,74 cm

ASENTAMIENTOS MÁXIMOS

<i>Si(continua)</i>	<i>Si(cuadrada)</i>	<i>Si(circular)</i>	<i>Si(corrida)</i>
1,84 cm	2,05 cm	2,03 cm	2,22 cm

COEFICIENTE DE BALASTO

$$K = 1.2 \frac{(Es)}{(1 - \mu^2)} 0.07$$

K=	6,05Kg/cm ³
----	------------------------


Dr. Wilfredo R. Fernández Muñoz
INGENIERO CIVIL
CIP 26882



**ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
(AASHTO T-27 ASTM D 422)**

PROYECTO	: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES MEDIANTE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL DISTRITO DE CHILLIA - PATAZ 2021		
UBICACIÓN	: PKLONGACION LA AURORA S/N DISTRITO DE CHILLIA, PROVINCIA DE PATAZ, DEPARTAMENTO LA LIBERTAD		
CALICATA	: N°2 - PROF.(m) : 4,00 - COORDENADAS UTM: N. 9101433.14 E. 222723.77	ALTUTUD: 3146.85 msnm	
SOLICITANTE	: TORRES LOPEZ NEYDER YVIN Y SIFUENTES GÓNGORA FRANKLIN JOSÉ		
FECHA	: JULIO DEL 2021		

MALLA SERIE AMERICANA	ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO - ASTM 422						CONTENIDO DE HUMEDAD		
	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (gr)	RET. PARCIAL (%)	RET. ACUMUL. (%)	PASA (%)	ESPECIFICACIONES	(NORMA ASTM D 2216 / 4643)		
4"	101,6						Numero de la Tara	S/N	
3"	76,200						Peso de la Tara	7,0	
2 1/2"	63,500						Tara + Suelo Humedo	363,9	
2"	50,800						Tara + Suelo Seco	283,2	
1 1/2"	38,100						Peso del agua	80,7	
1"	25,400						Peso del suelo seco	276,2	
3/4"	19,050						% de Humedad	29,22	
1/2"	12,700						RESULTADOS DE ENSAYOS		
3/8"	9,525				100,0		- LÍMITE LÍQUIDO (%)	:	83,40
1/4"	6,350	14,6	0,8	0,8	99,2		- LÍMITE PLÁSTICO (%)	:	29,31
N° 4	4,760	18,9	1,1	1,9	98,1		- ÍNDICE PLÁSTICIDAD (%)	:	24,09
N° 6	3,360						- CLASIFICACIÓN SUCS	:	SH
N° 8	2,380						- CLASIFICACIÓN AASHTO	:	A-7-6 [19]
N° 10	2,000	12,2	0,7	2,6	97,4		- % de Humedad	:	29,2
N° 16	1,190						DATOS DE LA MUESTRA		
N° 20	0,840	11,0	0,6	3,2	96,8		- PESO TOTAL (gr)	:	1760,0 100,0 %
N° 30	0,590	38,2	2,2	5,4	94,6		- PESO GRAVA (gr)	:	33,5 1,9 %
N° 40	0,426	68,7	3,9	9,3	90,7		- PESO ARENA (gr)	:	1716,5 98,1 %
N° 50	0,297						- PESO FRACCION (gr)	:	
N° 80	0,177	148,0	8,5	18,9	81,1				
N° 100	0,149	80,6	2,9	21,8	78,2				
N° 200	0,074	70,1	4,0	25,8	74,2				
-200		1.297,7	74,2						

CURVA GRANULOMETRICA



NOTA: LAS MUESTRAS FUERON ALCANZADAS POR EL INTERESADO

Wilfredo K. Fernández Muñoz
Dr. Wilfredo K. Fernández Muñoz
INGENIERO CIVIL
CIP 28852

Jr. Aurelio Pastor K-2 – Urb Docentes – Cajamarca Perú – Tel. 076341560 Mov. 976699861 Claro 976385815 – 944753540
E-mail. wilfredofernandezm@hotmail.com / ryh.ingenieros@hotmail.com



**LIMITES DE CONSISTENCIA
 (NORMA AASHTO T - 90 - ASTM D 4318)**

PROYECTO	: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES MEDIANTE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL DISTRITO DE CHILLIA - PATAZ 2021
UBICACIÓN	: PROLONGACIÓN LA AURORA S/N DISTRITO DE CHILLIA, PROVINCIA DE PATAZ, DEPARTAMENTO LA LIBERTAD
CALICATA	: N °2 - PROF.(m) : 4,00 - COORDENADAS UTM: N. 9101433.14 E. 222723.77
SOLICITANTE	: TORRES LOPEZ NEYDER YVIN Y SIFUENTES GÓNGORA FRANKLIN JOSÉ
FECHA	: JULIO DEL 2021

LIMITE LIQUIDO ASTM D-423

TARA N°	D	E	F
N° DE GOLPES	17	23	32
TARA+SUELO HUMEDO	41,62	49,84	45,96
TARA+SUELO SECO	33,08	38,46	37,46
PESO DEL AGUA	8,54	11,38	8,50
PESO DE LA TARA	18,04	17,45	20,81
PESO DEL SUELO SECO	15,04	21,01	16,65
HUMEDAD (%)	56,78	54,16	51,05

LIMITE PLASTICO ASTM D-424

TARA N°	III	IV
TARA+SUELO HUMEDO	23,48	24,86
TARA+SUELO SECO	22,67	24,09
PESO DEL AGUA	0,81	0,77
PESO DE LA TARA	19,91	21,46
PESO DEL SUELO SECO	2,76	2,63
HUMEDAD (%)	29,35	29,28
HUMEDAD PROMEDIO (%)	29,31	



Limites de Consistencia	
Limite Liquido	53,40
Limite Plástico	29,31
Indice Plástico	24,09

Observaciones

[Signature]
Dr. Wilfredo R. Fernández Muñoz
INGENIERO CIVIL
CIP 22882

REGISTRO DE EXCAVACION: CALICATA DE PLATAFORMA

PROYECTO	: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES MEDIANTE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL DISTRITO DE CHILLIA - PATAZ 2021		
UBICACIÓN	: PROLONGACIÓN LA AURORA S/N DISTRITO DE CHILLIA, PROVINCIA DE PATAZ, DEPARTAMENTO LA LIBERTAD		
CALICATA	: N° 2 - PROFUNDIDAD(m): - 4,00 - COORDENADAS UTM: N. 9101433.14 E. 222723.77		
FECHA	: JULIO DEL 2021	ALTUTUD: 3146.85 msnm	

UBICACIÓN PERFORACION AL TIPO CIELO ABIERTO	MUESTRA	DESCRIPCION	SIMBOLOGIA	CLASIF.		CONSTANTES FISICAS			% Pasa Malla N° 200
				AASHTO	SUCS	L.L.	L.P	IP	
0,30		Material orgánico de color marrón oscuro con cobertura vegetal pasto natural y plantas nativas de la zona							
0,50		<p>Esta formado por limos inorgánicos con arcillas, presenta suelos limosos, con arenas finas, limos elásticos, de color marrón claro con baja compactidad, mezclada con 1,91% de gravas de tamaño máximo de 1/4", con 23,93% de arena, con 7,43 % de arena gruesa,16,50% de arena fina y 74,15% de material fino estos suelos son muy impermeables con resistencia a la tubificación media, resistencia al cortante baja, susceptibilidad al agrietamiento muy susceptibles, susceptibilidad a la licuación muy baja, manejabilidad buena.</p> <p style="text-align: center;">No se encontró la napa freática.</p> <p style="text-align: center;">MUESTRA EXTRAIDA</p>							
1,00									
1,50									
2,00									
2,50	M-1								
3,00									
3,50									
3,80									
4,00									
						A-7-6(19)	MH	53,40	29,31


Dr. Wilfredo R. Fernández Muñoz
 INGENIERO CIVIL
 CIP 28662

CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

PROYECTO	: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES MEDIANTE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL DISTRITO DE CHILLIA - PATAZ 2021
UBICACIÓN	: PROLONGACION LA AURORA S/N DISTRITO DE CHILLIA, PROVINCIA DE PATAZ, DEPARTAMENTO LA LIBERTAD
CALICATA	: N *2 - PROF.(m) : 4,00 - COORDENADAS UTM: N. 9101433.14 E. 222723.77 -ALTITUD: 3146.85 msnm
FECHA	: JULIO DEL 2021

DATOS DE LA MUESTRA				
Ángulo rozamiento interno ϕ :	8,20	°	8	°
Peso específico suelo, γ :	1,35	gr/cm ³	0,0014	kg/cm ³
Profundidad cimentación, D:	4,00	m	400	cm
Tensión vertical, q:			0,54	kg/cm ²
Cohesión, c:	0,16	kg/cm ²	0,16	kg/cm ²
Factor de seguridad, F:	3		3	
Ancho cimentación, B:	2,00	m	200	cm
Peso de la estructura:	65,00	Tn	65000	Kg
Módulo de poisson (μ)	AA	0,25		unidimensional
Módulo de elasticidad (Es)	AB	300,00		Tn/m ²
Forma de Zapata				Rect. L/B=2
Valores del Factor de forma IF (cm/m)		CENTRO	ESQUINA	MEDIO
		153	77	120

Para ϕ igual a 0 =>	Ángulo de rozamiento interno (ϕ)=	0	Radianes
	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi) \cdot e^{3\text{tag}\phi} =$	1,00	
	$Nc=(Nq-1) \cdot \text{cotag}\phi =$	5,14	
	$N\gamma=2 \cdot (Nq-1) \cdot \text{tag}\phi =$	0,00	

Para ϕ distinto de 0 =>	Ángulo de rozamiento interno (ϕ)=	0,14	Radianes
FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA	$Nq=(1+\text{sen}\phi)/(1-\text{sen}\phi) \cdot e^{3\text{tag}\phi} =$	2,10	1,40
	$Nc=(Nq-1) \cdot \text{cotag}\phi =$	7,60	5,07
	$N\gamma=2 \cdot (Nq+1) \cdot \text{tag}\phi =$	0,89	0,59

FORMULA GENERAL DE TERZAGHI

CIMENTACIÓN CONTINUA	$q_h=(2/3 \cdot c \cdot Nc + q \cdot Nq + 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma)$	SUELOS POR FALLA LOCAL POR CORTE REF. BRAJIA M. DAS PAG.139 FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES
CIMENTACIÓN CUADRADA	$q_h=[0.867 \cdot c \cdot Nc + q \cdot Nq + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma]$	
CIMENTACIÓN CIRCULAR	$q_h=[0.867 \cdot c \cdot Nc + q \cdot Nq + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma]$	
CIMENTACIÓN CORRIDOS	$q_h=(c \cdot Nc + q \cdot Nq + 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma)$	

Capacidad Admisible cimentación continua $q_{adm} =$	$(\frac{q_h}{F})$	0,69	kg/cm ²
Capacidad Admisible cimentación cuadrada $q_{adm} =$	$(\frac{q_h}{F})$	0,76	kg/cm ²
Capacidad Admisible cimentación circular $q_{adm} =$	$(\frac{q_h}{F})$	0,75	kg/cm ²
Capacidad Admisible cimentación corrida $q_{adm} =$	$(\frac{q_h}{F})$	0,82	kg/cm ²

Wilfredo R. Fernández Muñ
Dr. Wilfredo R. Fernández Muñ
INGENIERO CIVIL
CIP 28882

ASENTAMIENTOS INMEDIATOS

Cimentación	Centro	Esquina	Medio
Si(continua)=	1,84 cm	0,92 cm	1,44 cm
Si(cuadrada)=	2,04 cm	1,03 cm	1,60 cm
Si(circular)=	2,02 cm	1,02 cm	1,59 cm
Si(corrída)=	2,21 cm	1,11 cm	1,74 cm

ASENTAMIENTOS MÁXIMOS

Si(continua)	Si(cuadrada)	Si(circular)	Si(corrída)
1,84 cm	2,04 cm	2,02 cm	2,21 cm

COEFICIENTE DE BALASTO

$$K = 1.2 \frac{(Es)}{(1 - \mu^2)} 0.07$$

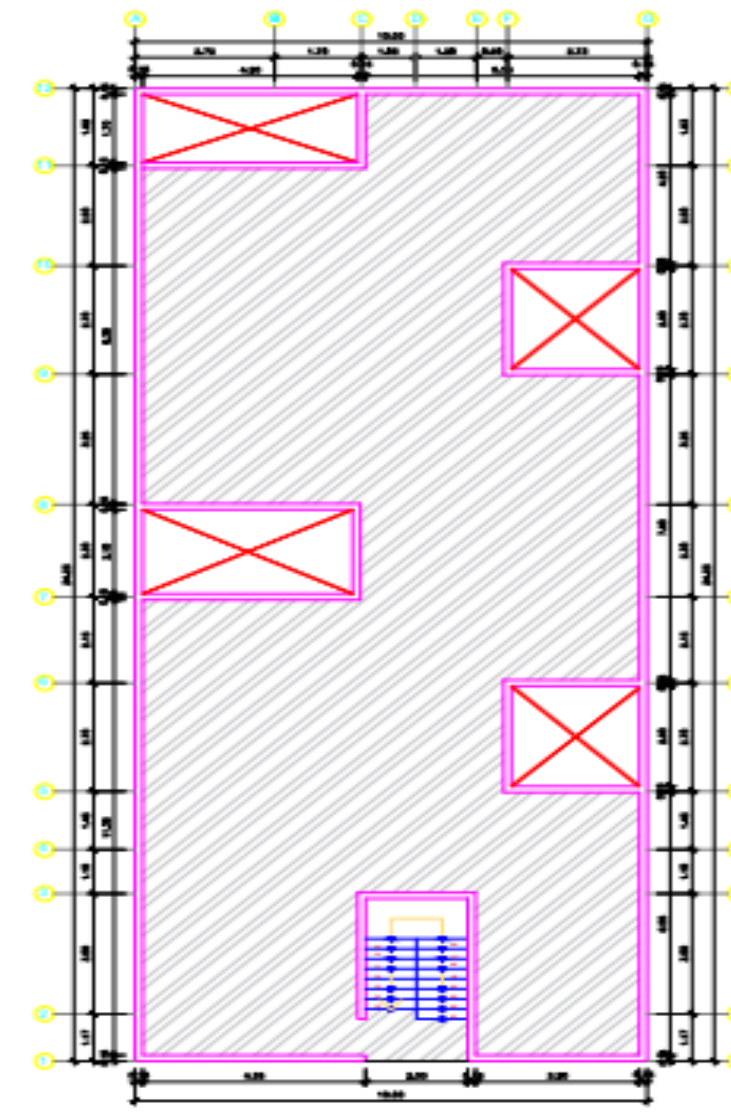
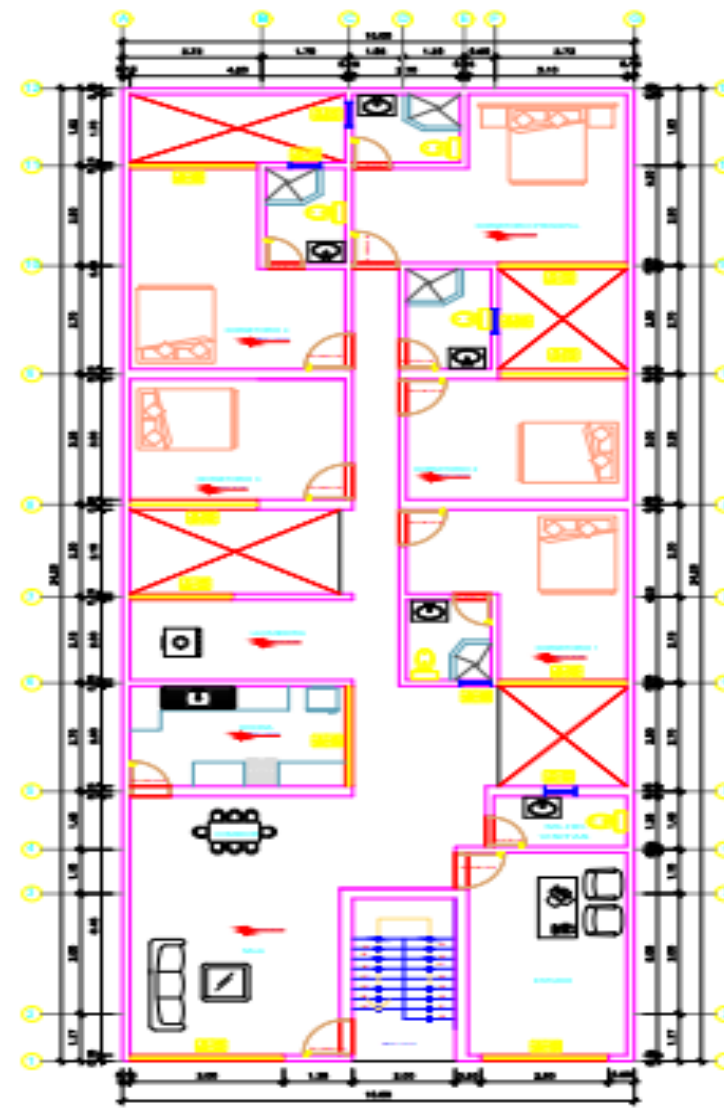
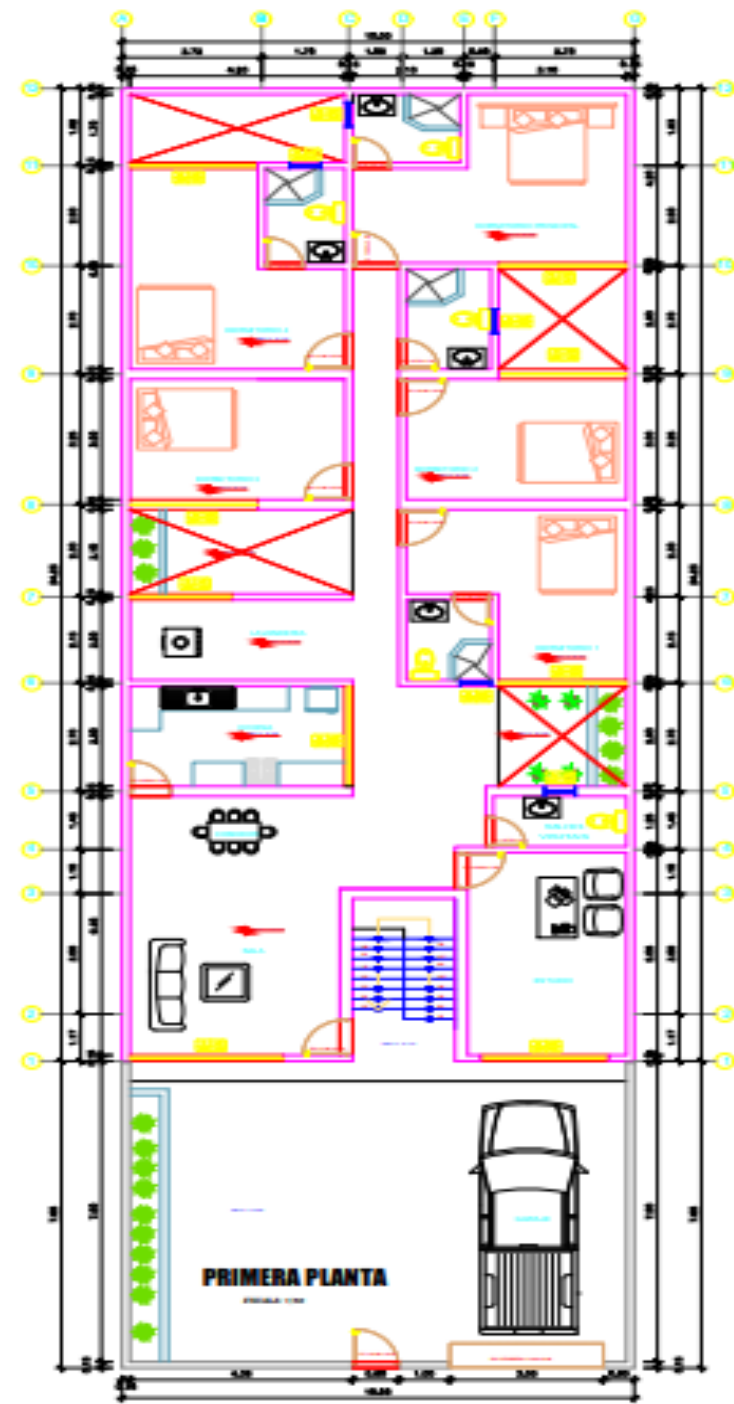
K=	6,05Kg/cm3
----	------------


 Dr. Wilfredo R. Fernández Muñoz
 INGENIERO CIVIL
 CIP 26662

Anexo 7: Reporte Turnitin de la Tesis




Anexo 8: Plano de Arquitectura

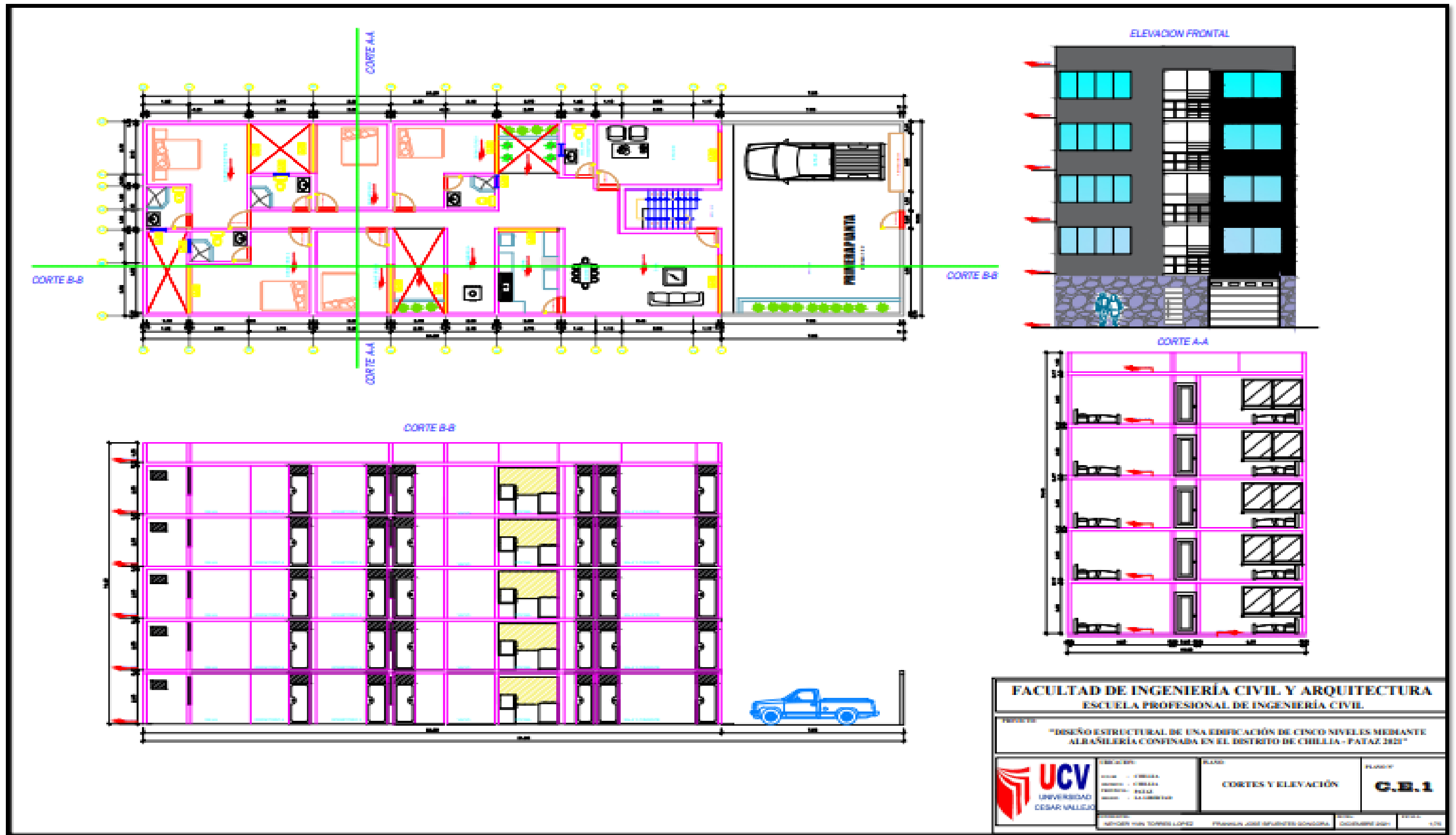



CUADRO DE VANOS DE PUERTAS				
TIPO	ANCHO	ALTO	CANT.	DESCRIP.
P-1	0.90	2.10	1	Puerta de la Entrada Principal (MADERA)
P-2	0.90	2.10	7 x Piso	Puerta de las Habitaciones (MADERA)
P-3	0.80	2.10	1 x Piso	Puerta de la Cocina (MADERA)
P-4	0.75	2.10	5 x Piso	Puerta de los Servicios Higiénicos (MADERA)
P-5	3.00	2.60	1	Puerta de Cochera (MADERA)

CUADRO DE VANOS DE VENTANAS					
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFÉZAR	CANT.	DESCRIP.
V-1	3.00 m	1.35 m	1.00 m	1	Venta de (Aluminio)
V-2	2.50 m	1.35 m	1.00 m	7	Venta de (Aluminio)
V-3	2.00 m	1.35 m	1.00 m	1	Venta de (Aluminio)
V-4	0.60 m	0.40 m	2.20 m	5	Venta de (Aluminio)
V-5	3.00 m	1.25 m	1.00 m	4	Venta de (Aluminio)
V-6	2.50 m	1.25 m	1.00 m	28	Venta de (Aluminio)
V-7	2.00 m	1.25 m	1.00 m	4	Venta de (Aluminio)
V-8	0.60 m	0.40 m	2.10 m	20	Venta de (Aluminio)

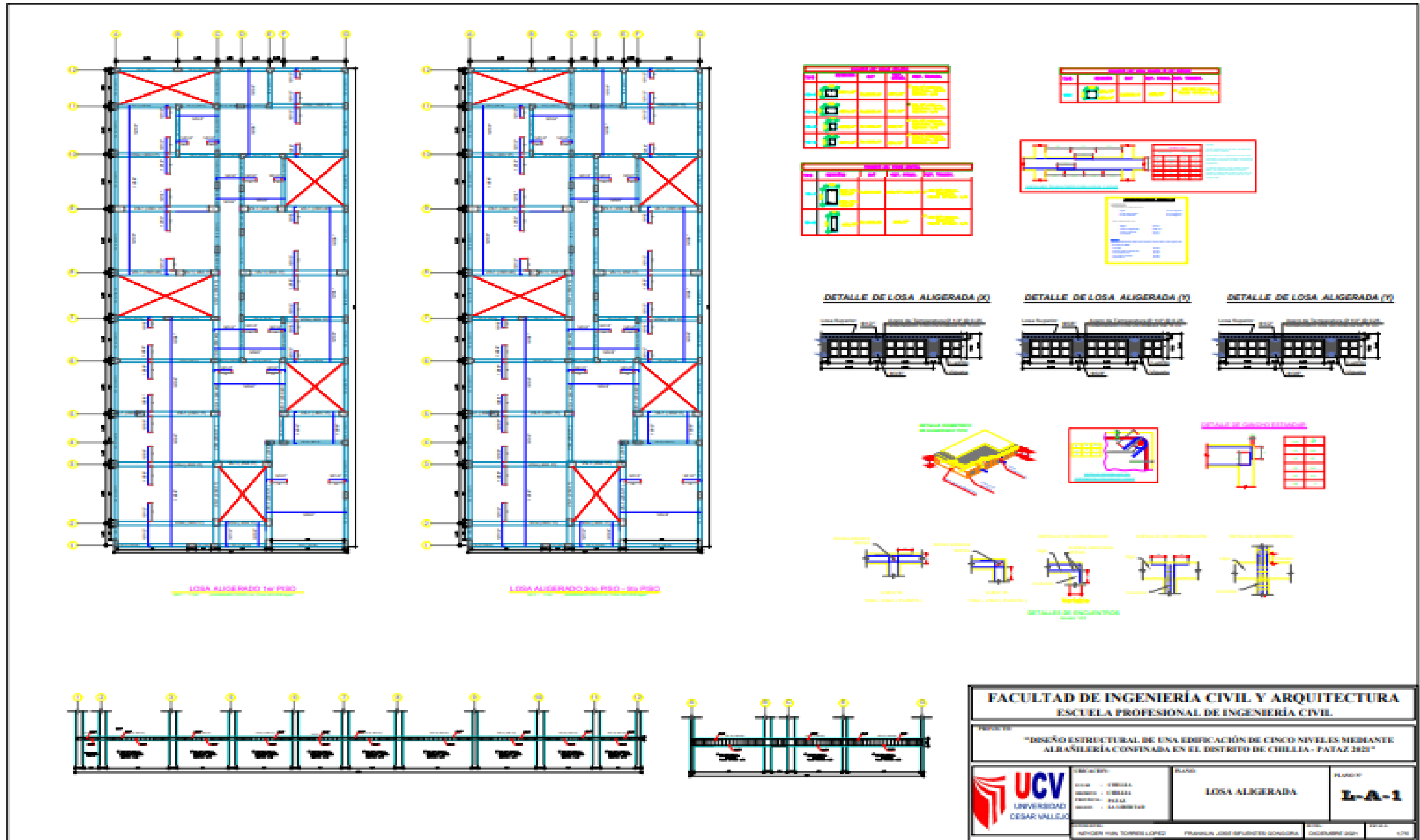
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES MEDIANTE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL DISTRITO DE CHILLIA - PATAZ 2021"			
 UCV UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO	UBICACIÓN:	PLANO:	PLANO N°:
	CHILLIA - CHILLIA CHILLIA - CHILLIA PROVINCIA - PATAZ REGION - LA LIBERTAD	ARQUITECTURA	A1
PROFESOR:	PROFESORAS:	FECHA:	ESCALA:
MEYER VIVIAN TOPPES LOPEZ	FRANKLIN JESSE ESPINOSA GONCALVES	DICIEMBRE 2021	1/25


Anexo 9: Cortes y Elevaciones



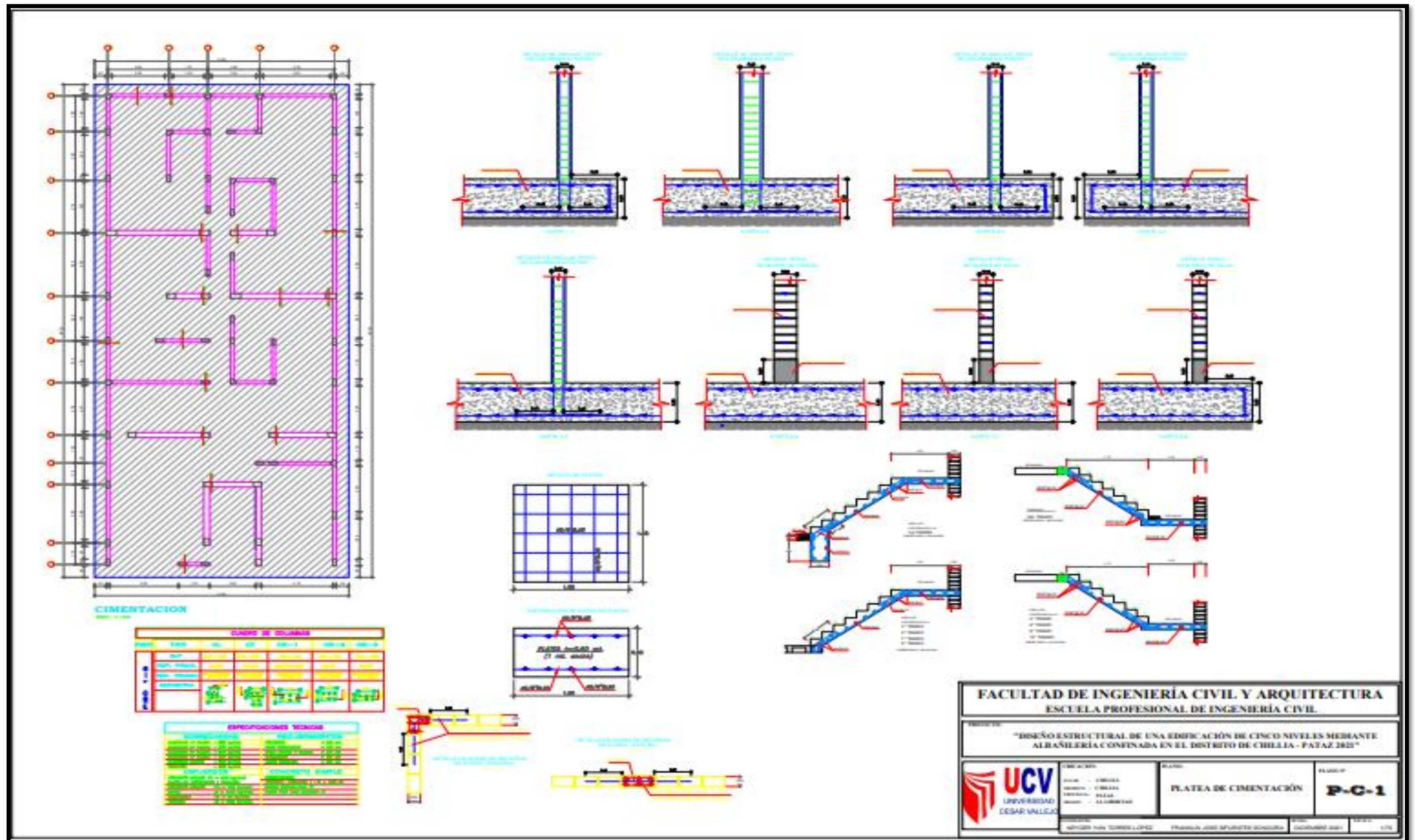
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
TÍTULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES MEDIANTE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL DISTRITO DE CHILLIA - PATAZ 2021"			
 UCV UNIVERSIDAD DESARROLLO	SECCIÓN:	PLANO:	PROYECTO:
	ALUMNO:	CORTES Y ELEVACIÓN	C.B.1
PROFESOR:	PROFESORA:	FECHA:	OTRO:
ANDRÉS HUGO TORRES LOPEZ	FRANILSA JOSE SPINOSA SANCHEZ	2021/09/01	1/20

Anexo 10: Plano de Losa Aligerada



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
TÍTULO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CINCO NIVELES MEDIANTE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN EL DISTRITO DE CHILLA - PATAZ 2021"			
 UCV UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO	FECHA: AREA: - CIVIL CARRERA: - CIVIL MATERIA: - ESTRUCTURA	PLANO: LOSA ALIGERADA	PLANO N°: L-A-1
	PROFESOR: INGENIERO WIL TORRES LOPEZ	PROFESORA: INGENIERA JOSE SPINOSA GONZALEZ	FECHA: DICIEMBRE 2021

Anexo 11: Plano de Platea de Cimentación



Anexo 12: Pesos Unitarios

PESOS UNITARIOS

MATERIALES	PESOkN/m ³ (Kgf/m ³)
Aislamientos de:	
Corcho	2,0 (200)
Fibra de vidrio	3,0 (300)
Fibro cemento	6,0 (600)
Poliuretano y poliestireno	2,0 (200)
Albañilería de:	
Adobe	16,0 (1600)
Unidades de arcilla cocida sólidas	18,0 (1800)
Unidades de arcilla cocida huecas	13,5 (1350)
Concreto Simple de:	
Cascote de ladrillo	18,0 (1800)
Grava	23,0 (2300)
Pómez	16,0 (1600)
Concreto Armado	Añadir 1,0 (100) al peso del concreto simple.
Enlucido o Revoque de:	
Mortero de cemento	20,0 (2000)
Mortero de cal y cemento	18,5 (1850)
Mortero de cal	17,0 (1700)
Yeso	10,0 (1000)
Líquidos:	
Aceites	9,3 (930)
Ácido Muriático	12,0 (1200)
Ácido Nítrico	15,0 (1500)
Ácido Sulfúrico	18,0 (1800)
Agua dulce	10,0 (1000)
Agua de mar	10,3 (1030)
Alcohol	8,0 (800)
Gasolina	6,7 (670)
Kerosene	8,7 (870)
Petróleo	8,7 (870)
Soda Cáustica	17,0 (1700)
Maderas:	
Coníferas	7,5 (750)
Grupo A*	11,0 (1100)
Grupo B*	10,0 (1000)
Grupo C*	9,0 (900)
* NTE E.101 Agrupamiento de Madera para Uso Estructural	

Mampostería de:	
Bloques de Vidrio	10,0 (1000)
Caliza	24,0 (2400)
Granito	26,0 (2600)
Mármol	27,0 (2700)
Pómez	12,0 (1200)
Materiales almacenados:	
Azúcar	7,5 (750)
Basuras Domésticas	6,6 (660)
Briquetas de carbón de piedra	17,5 (1750)
Carbón de piedra	15,5 (1550)
Cebada	6,5 (650)
Cemento	14,5 (1450)
Coke	12,0 (1200)
Frutas	6,5 (650)

Metales:	
Acero	78,5 (7850)
Aluminio	27,5 (2750)
Bronce	85,0 (8500)
Cobre	89,0 (8900)
Estaño	74,0 (7400)
Fundición	72,5 (7250)
Hierro dulce	78,0 (7800)
Latón	85,0 (8500)
Mercurio	136,0 (13600)
Níquel	90,0 (9000)
Plomo	114,0 (11400)
Zinc	69,0 (6900)
Otros:	
Acrílicos	12,0 (1200)
Cartón bituminado	6,0 (600)
Concreto asfáltico	24,0 (2400)
Ladrillo pastelero	16,0 (1600)
Losetas	24,0 (2400)
Teja artesanal	16,0 (1600)
Teja industrial	18,0 (1800)
Vidrios	25,0 (2500)

Fuente: Norma Técnica E.020

Anexo 13: Cuadro de cargas mínimas según el tipo de uso**TABLA 1**
CARGAS VIVAS MÍNIMAS REPARTIDAS

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m²)
Almacenaje	5,0 (500) Ver 6.4
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)
Bibliotecas	Ver 6.4
Salas de lectura	3,0 (300)
Salas de almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Centros de Educación	
Aulas	2,5 (250)
Talleres	3,5 (350) Ver 6.4
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Garajes	
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2,40 m	2,5 (250)
Para otros vehículos	Ver 9.3

Hospitales	
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	3,0 (300)
Cuartos	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Hoteles	
Cuartos	2,0 (200)
Salas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Almacenaje y servicios	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Industria	
	Ver 6.4
Instituciones Penales	
Celdas y zona de habitación	2,0 (200)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Lugares de Asamblea	
Con asientos fijos	3,0 (300)
Con asientos móviles	4,0 (400)
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines.	4,0 (400)
Graderías y tribunas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Oficinas (*)	
Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Salas de archivo	5,0 (500)
Salas de computación	2,5 (250) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)
Teatros	
Vestidores	2,0 (200)
Cuarto de proyección	3,0 (300) Ver 6.4
Escenario	7,5 (750)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Tiendas	
	5,0 (500) Ver 6.4
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Viviendas	
	2,0 (200)
Corredores y escaleras	2,0 (200)

Fuente: Norma Técnica E.020

Anexo 14: Categoría de Edificaciones según su Uso

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según ki normado por el Ministerio de salud	Ver nota 1
A Edificaciones Esenciales	<p>A1: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <p>Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1</p> <p>Puertos, aeropuertos, locales, municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</p> <p>Instalaciones de generación y transformación de electricidad</p> <p>reservorios y plantas de tratamiento de agua.</p> <p>Todas aquellas edificaciones que puedan ser refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universales.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacenen archivos e información del estado.</p>	1,5
B Edificaciones Importantes	<p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros estadios coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas</p> <p>También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.</p>	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles restaurantes, depositos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: Norma Técnica E.030

Anexo 15: Coeficientes básicos de reducción de fuerzas sísmicas

SISTEMA ESTRUCTURAL	R_o
Acero:	
Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)	8
Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)	7
Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)	6
P. especiales concéntricamente arriostrados (SCBF)	8
P. ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF)	6
Pórticos excéntricamente arriostrados (EBF)	8
Concreto armado	
Pórticos	8
Dual	7
Muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada (MDL)	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera (por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Norma Técnica E.030

Anexo 16: Factor de Irregularidad “Ia” e “Ip”

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	FACTOR “Ia”
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 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.</p> <p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.75
<p>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</p>	0.5
<p>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.</p> <p>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.</p>	
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.9
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.9
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0.8
<p>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.</p>	0.6

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	FACTOR "Ip"
<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 12.</p>	0.75
<p>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 (Δ_{CM}), 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 sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 12.</p>	0.6
<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0.9
<p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 %</p>	0.85
<p>del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	
<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>	0.9

Fuente: Norma Técnica E.030

Anexo 17: Restricciones a la Irregularidad

CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	ZONA	RESTRICCIONES
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: Norma Técnica E.030

Anexo 18: Aplicación de Limitaciones de los Ensayos

TABLA 3
APLICACIÓN Y LIMITACIONES DE LOS ENSAYOS

Ensayos In Situ	Norma Aplicable	Permitida			No Permitida	
		Técnica de Exploración	Tipo de Suelo(1)	Parámetro a obtener(2)	Técnica de Exploración	Tipo de Suelo(1)
SPT	NTP 339.133	Perforación	Todos excepto gravas	N	Calicata	Gravas
CPT	NTP 339.148	Auscultación	Todos excepto gravas	qc, fc	Calicata	Gravas
DPSH	UNE 103 801:1994	Auscultación	Todos excepto gravas	N20	Calicata	Gravas
CTP	ANEXO III	Auscultación	Todos excepto gravas	Cn	Calicata	Gravas
DPL	NTP 339.159	Auscultación	SP, SW, SM (con limos no plásticos)	n	Calicata	Lo restante
Veleta de Campo(3)	NTP 339.155	Perforación/ Calicata	CL, ML, CH, MH. Para todos los casos con IP > 0 y saturados	Cu, St	--	Lo restante
Prueba de carga	NTP 339.153	--	Rocas blandas y todo tipo de suelo excepto gravas	Asentamiento vs. Presión	--	Gravas

Fuente: Norma Técnica E.050