



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**“Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de  
baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales,  
Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019”**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

**AUTOR:**

Mattos Quino, Leonardo André (ORCID: 0000-0002-9218-0218)

**ASESOR:**

Mg. Minaya Rosario, Carlos Danilo (ORCID: 0000-0002-0655-523X)

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:**

Diseño Sísmico y Estructural

LIMA - PERÚ

2020

## **Dedicatoria**

Todo este esfuerzo de trabajo está dedicado con inmenso cariño y gratitud a mis padres, a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Cesar Vallejo, a los docentes que guiaron mi formación universitaria y en especial a Dios por ser la fuerza y camino que me acompaña en las dificultades.

**Leonardo**

## **Agradecimiento**

Estas líneas no representan en lo más mínimo a la felicidad y agradecimiento que tengo hacia mi familia, a mi madre que me impulso y superviso desde casa, a mi padre que me enseñó que todo lo que cuesta superar es porque algo mejor ha de traer, donde ambos inculcaron la acción de perseverar y continuar sobre el camino correcto, como también me enseñaron sobre responsabilidad, respeto, empatía y amor hacia mi entorno. Un agradecimiento especial a mi abuela por todo el cariño y respaldo emocional brindado desde mi infancia hasta mi adultez. A mis compañeros y amigos de proyectos, y mis grandes amigos de música.

A todos ellos, infinitas gracias.

**Leonardo**

## Índice de contenidos

Carátula.....	i
Dedicatoria.....	ii
Agradecimientos.....	iii
Índice de contenidos.....	iv
Índice de figuras.....	v
Índice de tablas.....	ix
Índice de gráficos.....	xiv
Resumen.....	xvi
Abstract.....	xvii
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. MARCO TEÓRICO.....	6
III. METODOLOGÍA.....	23
3.1. Tipo y diseño de investigación.....	23
3.2. Variables y operacionalización.....	24
3.3. Población, muestra y muestreo.....	26
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	26
3.5. Procedimientos.....	28
3.6. Método de análisis de datos.....	28
3.7. Aspectos éticos.....	28
IV. RESULTADOS.....	29
4.1. Descripción de la zona de estudio.....	29
4.2. Recopilación de datos mediante ficha de inspección.....	31
4.3. Ensayos de Mecánica de suelos.....	40
4.4. Aspectos Generales.....	66
4.5. Diseño estructural.....	69
V. DISCUSIÓN.....	197
VI. CONCLUSIONES.....	201
VII. RECOMENDACIONES.....	204
REFERENCIAS.....	205
ANEXOS.....	215

## Índice de figuras

Figura 1.	Simplicidad y simetría.....	12
Figura 2.	Uniformidad y continuidad de la estructura.....	13
Figura 3.	Sistema estructural mixto.....	14
Figura 4.	Diafragma rígido.....	14
Figura 5.	Diafragma flexible.....	15
Figura 6.	Efecto de columna corta.....	17
Figura 7.	Mapa de zonificación sísmica.....	20
Figura 8.	Ubicación de estudio.....	29
Figura 9.	Área de intervención.....	30
Figura 10.	Área de estudio.....	30
Figura 11.	Radio de estudio.....	31
Figura 12.	Terreno y cimentación.....	32
Figura 13.	Características de las estructuras.....	33
Figura 14.	Materiales, mano de obra y estado estructural.....	35
Figura 15.	Configuración de planta y elevación.....	36
Figura 16.	Sistema estructural.....	37
Figura 17.	Evaluación de daños.....	38
Figura 18.	Calicatas marcadas.....	40
Figura 19.	Realización de calicatas.....	40
Figura 20.	Muestra de suelo.....	41
Figura 21.	Laboratorio de mecánica de suelos y materiales – UCV – Tarapoto.....	41
Figura 22.	Análisis granulométrico.....	42
Figura 23.	Ensayo de humedad natural.....	47
Figura 24.	Ensayo de límites de Atterberg - Límite líquido.....	50
Figura 25.	Ensayo de límites de Atterberg - Límite plástico.....	50
Figura 26.	Ensayo de Corte directo.....	57
Figura 27.	Planta primer y segundo nivel.....	66
Figura 28.	Planta tercer nivel y azotea.....	67
Figura 29.	Ejes del terreno.....	70
Figura 30.	Gráfico de esfuerzos del acero y concreto.....	74

Figura 31.	Dimensionamiento de viga y columna.....	75
Figura 32.	Dimensionamiento de la losa aligerada en una dirección.....	75
Figura 33.	Dimensionamiento de la losa aligerada en Etabs.....	76
Figura 34.	Dibujo inicial de la vivienda en Etabs.....	76
Figura 35.	Definición de apoyos rígidos en la estructura.....	77
Figura 36.	Cargas definidas y factor 1 de carga muerta (Dead).....	78
Figura 37.	Definición de excentricidad y factor “k” según norma E-030.....	79
Figura 38.	Longitud de rigidez en vigas.....	79
Figura 39.	Colocación de rigidez en las vigas con factor 0.5 según ACI....	80
Figura 40.	Colocación de diafragmas en la estructura.....	80
Figura 41.	Factor por zona sísmica.....	81
Figura 42.	Colocación de factores para el análisis sísmico estático en x-y	86
Figura 43.	Colocación de la masa sísmica.....	86
Figura 44.	Definición de la aceleración espectral.....	87
Figura 45.	Colocación de combinaciones de carga en Etabs.....	89
Figura 46.	Momentos máximos en vigas, columnas y placas.....	90
Figura 47.	Área de acero en vigas según software Etabs.....	90
Figura 48.	Diagrama de interacción para diseño de columnas y placas.....	90
Figura 49.	Exportación de Etabs a Safe.....	91
Figura 50.	Exportación de losa aligerada.....	91
Figura 51.	Coefficiente de compresión y flexión.....	92
Figura 52.	Cargas hacia la losa.....	92
Figura 53.	Combinaciones de carga según Norma E-060.....	93
Figura 54.	Diagrama de deformación y momentos máximos y mínimos....	93
Figura 55.	Recopilación de espectros de sismo en Lagunas Loreto magnitud 8.0.....	94
Figura 56.	Espectros sísmicos de la estación CIP TARAPOTO – Sismo Lagunas Loreto magnitud 8.0.....	94
Figura 57.	Espectros sísmicos de la estación UNTRM – Sismo Lagunas Loreto magnitud 8.0.....	95
Figura 58.	Espectros sísmicos de la estación CIP MOYOBAMBA – Sismo Lagunas Loreto magnitud 8.0.....	95

Figura 59.	Desplazamientos máximos en eje X-X de las estaciones sismográficas.....	98
Figura 60.	Definición de secciones.....	102
Figura 61.	Combinaciones de carga según norma E.030 – E.060.....	102
Figura 62.	Deformaciones máximas en la losa de cimentación.....	103
Figura 63.	Carga admisible de la losa de cimentación hacia el terreno.....	103
Figura 64.	Análisis por punzonamiento en losa de cimentación.....	104
Figura 65.	Definición de pilotes de 0.40m x 0.40m.....	107
Figura 66.	Características de losa de cimentación.....	107
Figura 67.	Losa de cimentación con pilotes.....	108
Figura 68.	Coeficiente de balasto en la punta del pilote y horizontal.....	109
Figura 69.	Coeficiente de balasto del terreno ante una $Q_{adm}$ . de 0.355kg/cm <sup>2</sup> .....	109
Figura 70.	Dibujo de pilotes y losa de cimentación en Etabs.....	110
Figura 71.	Datos para importación de cargas en Etabs a Safe.....	110
Figura 72.	Diseño de losa de cimentación con pilotes exportado de Etabs a Safe.....	111
Figura 73.	Corroboración de secciones empleadas en el diseño de pilotes.....	111
Figura 74.	Corroboración de propiedades empleadas en el diseño de pilotes.....	112
Figura 75.	Tabla de combinaciones de carga.....	112
Figura 76.	Carga admisible de la losa de cimentación de 0.40m con pilotes sobre el terreno.....	118
Figura 77.	Diagrama de área de acero en losa de cimentación con pilotes calculado en Safe.....	119
Figura 78.	Ejes de vigas y columnas.....	119
Figura 79.	Gráfico de momento de la viga VP-5 (30X45).....	122
Figura 80.	Gráfico de momento de la viga VP-1 (25X60).....	128
Figura 81.	Gráfico de momento de la viga VP-2 (20X60).....	134
Figura 82.	Gráfico de momento de la viga VP-4 (25X30).....	140
Figura 83.	Gráfico de momento de la viga VP-3 (40X25).....	146
Figura 84.	Gráfico de momento de la viga VCH-1 (20X20).....	152

Figura 85.	Corte de losa aligerada.....	167
Figura 86.	Descripción del cálculo para acero negativo y positivo.....	168
Figura 87.	Identificación de los paños de luz de la losa aligerada.....	169
Figura 88.	Momentos últimos actuantes en placa de 1.50 metros.....	171
Figura 89.	Distribución del acero vertical 1.50 metros.....	173
Figura 90.	Momentos últimos actuantes en placa de 1.00 metros.....	175
Figura 91.	Distribución del acero vertical 1.00 metros.....	177
Figura 92.	Dimensiones de la escalera en planta.....	179
Figura 93.	Ejes en losa de cimentación columnas – pilotes.....	187
Figura 94.	Diagrama de flexión envolvente de losa de cimentación columnas – pilotes en Safe.....	187
Figura 95.	Dimensión del estrato del suelo con acción de pilotes prefabricados.....	191
Figura 96.	Rangos para la compresibilidad según límite Plástico (LP) y clasificación (SUCS).....	192



## Índice de tablas

Tabla 1.	Vulnerabilidad física.....	17
Tabla 2.	Nivel de riesgo.....	18
Tabla 3.	Clasificación de suelos.....	19
Tabla 4.	Matriz de operacionalización de variable.....	25
Tabla 5.	Porcentaje por tipo de vivienda.....	32
Tabla 6.	Porcentaje por tipo de cimentación.....	33
Tabla 7.	Porcentaje por número de pisos.....	34
Tabla 8.	Porcentaje por estado de la estructura.....	34
Tabla 9.	Porcentaje por calidad de materiales.....	34
Tabla 10.	Porcentaje por calidad de mano de obra.....	34
Tabla 11.	Porcentaje por separación entre viviendas.....	35
Tabla 12.	Porcentaje por irregularidad.....	36
Tabla 13.	Porcentaje por material predominante.....	36
Tabla 14.	Índice de vulnerabilidad.....	38
Tabla 15.	Riesgo representativo de colapso.....	39
Tabla 16.	Porcentaje de riesgo representativo.....	39
Tabla 17.	Análisis granulométrico - Calicata N°01 – M2.....	42
Tabla 18.	Análisis granulométrico - Calicata N°01 – M3.....	43
Tabla 19.	Análisis granulométrico - Calicata N°02 – M2.....	44
Tabla 20.	Análisis granulométrico - Calicata N°02 – M3.....	45
Tabla 21.	Análisis granulométrico - Calicata N°03 – M2.....	46
Tabla 22.	Humedad Natural - Calicata N°01 – M2.....	48
Tabla 23.	Humedad Natural - Calicata N°01 – M3.....	48
Tabla 24.	Humedad Natural - Calicata N°02 – M2.....	48
Tabla 25.	Humedad Natural - Calicata N°02 – M3.....	49
Tabla 26.	Humedad Natural - Calicata N°03 – M2.....	49
Tabla 27.	Límites de Atterberg - Calicata N°01 – M2.....	51
Tabla 28.	Índice de plasticidad - Calicata N°01 – M2.....	51
Tabla 29.	Límites de Atterberg - Calicata N°01 – M3.....	52
Tabla 30.	Índice de plasticidad - Calicata N°01 – M3.....	52
Tabla 31.	Límites de Atterberg - Calicata N°02 – M2.....	53

Tabla 32.	Índice de plasticidad - Calicata N°02 – M2.....	53
Tabla 33.	Límites de Atterberg - Calicata N°02 – M3.....	54
Tabla 34.	Índice de plasticidad - Calicata N°02 – M3.....	54
Tabla 35.	Límites de Atterberg - Calicata N°03 – M2.....	55
Tabla 36.	Índice de plasticidad - Calicata N°03 – M2.....	55
Tabla 37.	Resultados de clasificación de suelos - Calicata N°01.....	56
Tabla 38.	Resultados de clasificación de suelos - Calicata N°02.....	56
Tabla 39.	Resultados de clasificación de suelos - Calicata N°03.....	57
Tabla 40.	Ensayo de Corte Directo - Calicata N°01.....	58
Tabla 41.	Resultados de Corte Directo - Calicata N°01.....	60
Tabla 42.	Ensayo de Corte Directo - Calicata N°02.....	61
Tabla 43.	Resultados de Corte Directo - Calicata N°02.....	63
Tabla 44.	Ensayo de Corte Directo - Calicata N°03.....	64
Tabla 45.	Cálculo de la capacidad portante sin nivel freático.....	65
Tabla 46.	Cálculo de la capacidad portante - nivel freático.....	65
Tabla 47.	Peralte mínimo para viga.....	70
Tabla 48.	Pre dimensionamiento de vigas en eje X y Y.....	71
Tabla 49.	Consideraciones para el pre dimensionamiento de Columna.....	72
Tabla 50.	Pre dimensionamiento de columnas.....	72
Tabla 51.	Especificaciones del concreto y el acero corrugado según ACI318 -11.....	74
Tabla 52.	Cuadro de cargas para el diseño.....	77
Tabla 53.	Consideraciones para el factor “k” del periodo fundamental.....	78
Tabla 54.	Factor por zona sísmica.....	81
Tabla 55.	Factor por categoría de la edificación.....	82
Tabla 56.	Factor de suelo.....	83
Tabla 57.	Periodo para desplazamiento en la plataforma y valor constante	83
Tabla 58.	Coeficiente de reducción (Ro).....	84
Tabla 59.	Porcentaje de participación de la estructura.....	84
Tabla 60.	Irregularidad en planta y altura.....	85
Tabla 61.	Límites para la distorsión del entrepiso.....	88
Tabla 62.	Verificación de derivas en el eje X-X.....	88
Tabla 63.	Verificación de derivas en el eje Y-Y.....	88

Tabla 64.	Cuadro resumen de combinaciones de carga.....	89
Tabla 65.	Corte y momento global en eje X – Y de la estación “CIP TARAPOTO” – TH.....	96
Tabla 66.	Corte y momento global en eje X – Y de la estación “UNTRM” – TH.....	96
Tabla 67.	Corte y momento global en eje X – Y de la estación “CIP MOYOBAMBA” – TH.....	96
Tabla 68.	Desplazamiento máximos en eje X – X.....	98
Tabla 69.	Desplazamiento máximos en eje Y – Y.....	99
Tabla 70.	Verificación de derivas en eje X-X para el sismo en la estación UNTRM.....	100
Tabla 71.	Verificación de derivas en eje Y-Y para el sismo en la estación UNTRM.....	100
Tabla 72.	Cargas y deformaciones máximas en combinaciones de carga en la losa de cimentación de 0.30m de espesor.....	104
Tabla 73.	Cargas y deformaciones máximas en combinaciones de carga en la losa de cimentación de 0.40m de espesor.....	104
Tabla 74.	Cargas y deformaciones máximas en combinaciones de carga en la losa de cimentación de 0.50m de espesor.....	105
Tabla 75.	Cargas y deformaciones máximas en combinaciones de carga en la losa de cimentación de 0.30m soportada por pilotes.....	113
Tabla 76.	Cargas y deformaciones máximas en combinaciones de carga en la losa de cimentación de 0.40m soportada por pilotes.....	113
Tabla 77.	Cargas y deformaciones máximas en combinaciones de carga en la losa de cimentación de 0.50m soportada por pilotes.....	114
Tabla 78.	Deformación en losa de cimentación con y sin pilotes.....	116
Tabla 79.	Carga en losa de cimentación con y sin pilotes.....	116
Tabla 80.	Tabla de resumen del Acero requerido sin restricciones VP-5....	124
Tabla 81.	Confinamiento de viga VP-5.....	126
Tabla 82.	Tabla de resumen del Acero requerido sin restricciones VP-1....	130
Tabla 83.	Confinamiento de viga VP-1.....	132
Tabla 84.	Tabla de resumen del Acero requerido sin restricciones VP-2....	136
Tabla 85.	Confinamiento de viga VP-2.....	138

Tabla 86.	Tabla de resumen del Acero requerido sin restricciones VP-4....	142
Tabla 87.	Confinamiento de viga VP-4.....	144
Tabla 88.	Tabla de resumen del Acero requerido sin restricciones VP-3....	148
Tabla 89.	Confinamiento de viga VP-3.....	150
Tabla 90.	Tabla de resumen del Acero requerido sin restricciones VCH-1...	154
Tabla 91.	Confinamiento de viga VCH-1.....	156
Tabla 92.	Tabla de distribución de acero por diámetro en C-4 (40x40) .....	157
Tabla 93.	Área total de acero en columna C-4 (40x40) .....	158
Tabla 94.	Recubrimiento y separación entra barras de acero C-4.....	158
Tabla 95.	Cargas y momentos por combinaciones de carga en C-4.....	159
Tabla 96.	Cargas y momentos últimos actuantes en C-4.....	159
Tabla 97.	Tabla de distribución de acero por diámetro en C-2 (40x50).....	162
Tabla 98.	Área total de acero en columna C-2 (40x50).....	163
Tabla 99.	Recubrimiento y separación entra barras de acero C-2.....	163
Tabla 100.	Cargas y momentos por combinaciones de carga en C-2.....	164
Tabla 101.	Cargas y momentos últimos actuantes en C-2.....	164
Tabla 102.	Cuadro de cargas actuantes en losas.....	167
Tabla 103.	Cuadro de momentos últimos por paños.....	168
Tabla 104.	Distribución de acero en viguetas.....	169
Tabla 105.	Cuadro de cargas actuantes en losa maciza.....	170
Tabla 106.	Cuadro de momentos actuantes en losa maciza.....	170
Tabla 107.	Distribución de acero en losa maciza.....	170
Tabla 108.	Cargas y momentos por combinaciones de carga en PL-1.....	173
Tabla 109.	Cargas y momentos últimos actuantes en PL-1.....	173
Tabla 110.	Diseño por corte en muro de corte PL-1.....	174
Tabla 111.	Cargas y momentos por combinaciones de carga en PL-2.....	177
Tabla 112.	Cargas y momentos últimos actuantes en PL-2.....	177
Tabla 113.	Diseño por corte en muro de corte PL-2.....	178
Tabla 114.	Valores del estudio de suelos mediante ensayos de laboratorio...	184
Tabla 115.	Módulo de reacción del suelo empleados para SAFE.....	184
Tabla 116.	Distribución de acero en losa de cimentación eje Y.....	188
Tabla 117.	Distribución de acero en losa de cimentación eje X.....	189
Tabla 118.	Refuerzo estructural en base de columnas y pilotes.....	190

Tabla 119. Rangos de índices de vacíos según tipo de suelo.....	192
Tabla 120. Costo por m <sup>3</sup> placas – columnas.....	194
Tabla 121. Costo por m <sup>3</sup> losa pilotada – zapatas y cimiento corrido.....	195

## Índice de gráficos

Gráfico	1. Curva granulométrica - Calicata N°01 – M2.....	43
Gráfico	2. Curva granulométrica - Calicata N°01 – M3.....	44
Gráfico	3. Curva granulométrica - Calicata N°02 – M2.....	45
Gráfico	4. Curva granulométrica - Calicata N°02 – M3.....	46
Gráfico	5. Curva granulométrica - Calicata N°03 – M2.....	47
Gráfico	6. Diagrama de fluidez - Calicata N°01 – M2.....	51
Gráfico	7. Diagrama de fluidez - Calicata N°01 – M3.....	52
Gráfico	8. Diagrama de fluidez - Calicata N°02 – M2.....	53
Gráfico	9. Diagrama de fluidez - Calicata N°02 – M3.....	54
Gráfico	10. Diagrama de fluidez - Calicata N°03 – M2.....	55
Gráfico	11. Esfuerzo de Corte – Desplazamiento lateral - Calicata N°01....	59
Gráfico	12. Desplazamiento vertical – Desplazamiento lateral – Calicata N°01.....	59
Gráfico	13. Esfuerzo de corte – Esfuerzo normal - Calicata N°01.....	60
Gráfico	14. Esfuerzo de Corte – Desplazamiento lateral - Calicata N°02....	62
Gráfico	15. Desplazamiento vertical – Desplazamiento lateral – Calicata N°02.....	62
Gráfico	16. Esfuerzo de corte – Esfuerzo normal - Calicata N°02.....	63
Gráfico	17. Cortante global actuante de los espectros sísmicos en eje X-Y	97
Gráfico	18. Fuerza del Momento global actuante de los espectros sísmicos en eje X -Y.....	97
Gráfico	19. Máximos desplazamientos en eje “X” según estaciones sismográficas.....	99
Gráfico	20. Máximos desplazamientos en eje “Y” según estaciones sismográficas.....	100
Gráfico	21. Deformaciones máximas en las losas de cimentación.....	105
Gráfico	22. Carga actuante máximas en las losas de cimentación.....	106
Gráfico	23. Deformaciones máximas en losas de cimentación soportadas con pilotes.....	115
Gráfico	24. Carga actuante máximas en losas de cimentación con pilotes..	116

Gráfico 25. Gráfico comparativo de las deformaciones ante un terreno con y sin pilotes.....	117
Gráfico 26. Gráfico comparativo de las cargas actuantes en un terreno con y sin pilotes.....	117
Gráfico 27. Cargas y momentos últimos actuantes C-4.....	160
Gráfico 28. Cargas y momentos últimos actuantes C-2.....	165
Gráfico 29. Cargas y momentos últimos actuante de PL-1.....	173
Gráfico 30. Cargas y momentos últimos actuante de PL-2.....	177
Gráfico 31. Diagrama comparativo placas – columnas.....	194
Gráfico 32. Diagrama comparativo losa pilotada – zapatas y cimiento corrido.....	195

## Resumen

El presente trabajo de investigación lleva por título *Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019*; se ha desarrollado a causa de la expansión territorial horizontal y vertical, incremento de viviendas autoconstruidas de concreto armado, y a la transición de viviendas de adobe a material noble que ocurre en la ciudad de Tarapoto. Muchas de estas edificaciones se ejecutaron sin realizar estudio de suelos, sin un diseño sismorresistente realizado por profesionales, sin personal capacitado y materiales de mala calidad. Por ello, se tomó como objeto de estudio el centro poblado Santa Rosa de Cumbaza. Mediante fichas de inspección se obtuvo que gran porcentaje de viviendas existentes tienen problemas estructurales desde la cimentación y primera planta, obteniendo una vulnerabilidad sísmica moderada. De acuerdo con estudios realizados por Maldonado y Muñoz, en su tesis titulada "Estudio de la capacidad portante del suelo del centro poblado Santa Rosa de Cumbaza en el distrito de Tarapoto" obtuvieron capacidades portantes de entre  $0.72\text{kg/cm}^2$  y  $1.29\text{kg/cm}^2$ . En base a ello, se corroboró extrayendo muestras de suelo cercanas al punto con menor capacidad portante; obteniendo  $0.599\text{ kg/cm}^2$  y  $0.355\text{kg/cm}^2$  en estado saturado. Con los datos recopilados, se diseñó la estructura optando por una cimentación losa pilotes en los software ETABS y SAFE, teniendo como resultado diagramas de fuerzas internas, desplazamientos, análisis dinámico y estático, y adicionalmente se realizó un análisis tiempo historia con el sismo de magnitud 8.0 ocurrido el 26 de mayo del 2019 en selva peruana de Loreto – Amazonas, consiguiendo desplazamientos máximos de  $1.5082\text{cm}$  y distorsiones máximas de  $0.00108$  cumpliendo con la norma E.030. A través del análisis de precios unitarios en S10, se obtuvieron incrementos del 22% con respecto a la cimentación. Obteniendo finalmente un diseño de vivienda sismorresistente funcional, con un proyecto de 3 niveles más azotea en esta zona, replicable de manera modular, cumpliendo con las normas peruanas vigentes y objetivo de estudio.

**Palabras Claves:** Diseño sismorresistente, sismo, autoconstrucciones, capacidad portante, vivienda.



## Abstract

The present research work is titled Proposal for the design of earthquake resistant housing in areas of low bearing capacity against informal self-constructions, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019; It has been developed due to the horizontal and vertical territorial expansion, the increase of self-built houses made of reinforced concrete, and the transition from adobe houses to noble material that occurs in the city of Tarapoto. Many of these buildings were built without soil studies, without a seismic resistant design by professionals, without trained personnel and poor quality materials. For this reason, the population center of Santa Rosa de Cumbaza was taken as an object of study. Through inspection sheets it was obtained that a large percentage of existing homes have structural problems from the foundation and the first floor, obtaining a moderate seismic vulnerability. According to studies carried out by Maldonado and Muñoz, in their thesis entitled "Study of the bearing capacity of the soil of the populated center Santa Rosa de Cumbaza in the Tarapoto district" they obtained bearing capacities of between  $0.72\text{kg/cm}^2$  and  $1.29\text{kg/cm}^2$ . Based on this, it was corroborated by extracting soil samples near the point with the least bearing capacity, obtaining  $0.599\text{ kg/cm}^2$  and  $0.355\text{kg/cm}^2$  in a saturated state. With the data collected, the structure was designed opting for a pile slab foundation in the ETABS and SAFE software, resulting in diagrams of internal forces, displacements, dynamic and static analysis, and additionally, a time-history analysis was performed with the 8.0 magnitude earthquake that occurred on May 26, 2019 in the Peruvian jungle of Loreto - Amazonas, achieving maximum displacements of  $1.5082\text{cm}$  and maximum distortions of  $0.00108$  complying with the E.030 standard. Through the analysis of unit prices in S10, increases of 22% were obtained with regarding the foundation. Finally obtaining a functional earthquake resistant house design, with a 3-level project plus roof terrace in this area, replicable in a modular way, complying with current Peruvian standards and study objective.

Keywords: Earthquake-resistant design, earthquake, self-constructions, bearing capacity, housing.

## I. INTRODUCCIÓN

El equilibrio basado en la capacidad de soporte del suelo y la estructura que irá sobre ella, impone grandes retos para la ingeniería, que adicional a ello se impone la zonificación sísmica, la ubicación, el tipo de estructura, las nuevas tecnologías, la adaptación y transición a nuevos materiales para una mejor estructuración y funcionamiento estructural. Esta situación aplicada en países extranjeros, son el día a día de la ingeniería, ciudades como Dubái, Shanghái, Singapur y Venecia donde la edificación por el tipo de suelo es un gran reto impuesto por la naturaleza, y en otros casos impuestos por el hombre, como es el caso de Dubái en Islas Palm. En los casos mencionados donde los suelos blandos se imponen o se sitúan sobre grandes acuíferos subterráneos, las nuevas tecnologías y alternativas de sistemas de cimentaciones profundas y compactación fueron la solución ante las cimentaciones superficiales que causaban un incremento en los recursos y costos producidos por el sobredimensionamiento que requería la estructura.

En el Perú siendo una de las regiones con más actividad sísmica, ubicado en la zona sísmica llamada “Cinturón Circumpacífico”, expuesto a un peligro sísmico constante, que aumenta la probabilidad de pérdidas humanas y materiales. La vulnerabilidad sísmica en edificaciones se incrementa con el crecimiento desordenado de la población y migración, el tipo de suelo, el tipo de clima, diseño estructural, el material de construcción, mano de obra, la economía y el desconocimiento de la población de estos mismos. De los cuales, ciudades como Piura, Puno y Trujillo presentan problemas semejantes, este se complica por el nivel freático y viviendas autoconstruidas, a las cuales debido a su gran porcentaje solo en algunos casos se realizaron mejoramiento de suelos o se aplicaron cimentaciones profundas, y el otro porcentaje se trata limitando el número de pisos a construir, pero que existe gran incumpliendo por la población.

El porcentaje de las de viviendas de material noble en el Perú ascendió a 56.4% notándose un incremento anual en la tasa de crecimiento promedio de 3.7% entre los años 2007 y 2017. En la región de San Martín, cuya zonificación sísmica del Perú está ubicada en sismicidad alta, incrementó al 49,3% las viviendas de material noble y disminuyó a un 11% las viviendas de adobe o tapia en el 2017.<sup>1</sup>

Esto demuestra que está ocurriendo una transición entre materiales predominantes, teniendo las viviendas de material noble tendencia a incrementar en los próximos años. Con ello, aumenta la posibilidad del incremento de viviendas autoconstruidas informalmente en riesgo de colapso frente a sismo.

El 26 de mayo del 2019 se registró uno de los sismos de gran magnitud en la selva peruana. Este movimiento sísmico que tuvo 8.0 de magnitud y epicentro el departamento de Loreto - Amazonas, afectó a varios departamentos del Perú. Este movimiento sísmico se caracterizó por el radio de percepción que alcanzó más de 1000km que se percibió en las ciudades más cercanas al epicentro como Tarapoto, Yurimaguas, Moyobamba y Rioja, y también en departamentos distantes como Lima, Junín y Pasco.<sup>2</sup>

Se analizó que producto del sismo resultaron 1,191 viviendas inhabitables y 2,008 viviendas afectadas en todo el Perú. De las cuales en el departamento de San Martín reconocen 447 viviendas inhabitables y 430 viviendas afectadas.<sup>3</sup>

Adicional a ello, se obtuvo que la capacidad portante del suelo de la ciudad de Tarapoto se encuentra entre los 0.72 kg/cm<sup>2</sup> siendo la más baja y 1.29 kg/cm<sup>2</sup> siendo esta la más alta de acuerdo a la zona de estudio.<sup>4</sup>

Por consiguiente, nuestro problema se ubicó en el Centro Poblado Santa Rosa de Cumbaza, dado que su capacidad portante es una de las más bajas de la ciudad de Tarapoto, existe dificultad para obtener materiales de calidad y mano de obra capacitada, cuyas construcciones lo conforman viviendas de adobe y material noble autoconstruidas de manera informal incumpliendo las normas actuales, siendo estas un problema existente. Por ese motivo, la presente investigación propuso un diseño de vivienda sismorresistente funcional, cumpliendo con las normas técnicas peruanas y reglamento nacional de edificación vigentes, bajo las condiciones de capacidad portante mínimas del Centro Poblado Santa Rosa de Cumbaza, minimizando los daños en la propiedad, teniendo en cuenta el recurso económico, disminuyendo el riesgo de colapso ante un sismo de gran intensidad y evitando pérdidas humanas.

## **Formulación del problema**

### **Problema general**

- ¿Cuál es la propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019?

### **Problemas específicos**

- ✓ ¿Cuál es el diseño estructural de la propuesta de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019?
- ✓ ¿La propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante demuestra baja vulnerabilidad y riesgo sísmico frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019?
- ✓ ¿El costo de la propuesta de diseño de vivienda sismorresistente es óptimo en zonas de baja capacidad portante, frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019?

### **Justificación del estudio**

Debido a la problemática abordada existente en el área de estudio, de las construcciones informales en zonas de baja capacidad portante, esta investigación propuso un diseño de vivienda sismorresistente funcional, optimizando el recurso económico y minimizando la vulnerabilidad y riesgo sísmico, por consiguiente, reducir las pérdidas humanas y materiales frente a un sismo de gran magnitud.

### **Justificación teórica**

A partir del punto de vista teórico se adquirió un mayor conocimiento, de estudios realizados por INDECI, Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, Red Acelerográfica UNI y análisis documental de la zona de estudio. En base a la norma E.020 Cargas, norma E.0.30 diseño sismo resistente, E.050 Suelos y Cimentaciones, E.060 Concreto Armado, E.070 Albañilería.

### **Justificación práctica**

El desarrollo de la investigación y su resultado buscó ayudar a minimizar el problema de las autoconstrucciones informales, proponiendo diseños estructurales funcionales, evaluados por especialistas y realizados respetando las Normas del Reglamento Nacional de Edificación.

### **Justificación metodológica**

Para el logro de los objetivos de estudios, se sostuvo en el empleo de fichas de inspección validadas por expertos, la extracción de muestra de suelos de acuerdo a normativa y posteriormente el análisis de estas en un laboratorio con equipos certificados. El diseño de la estructura se realizó con los softwares especializados ETABS y SAFE. Apoyando los resultados con la verificación de expertos.

### **Justificación social**

El aporte social de la investigación se centró en el sector vulnerable de la población que se encuentra expuesta a peligros constantes dentro de sus viviendas. Pretendiendo ayudar y alertar, exponiendo fallas estructurales presentes y solucionarlos en un futuro inmediato mediante una propuesta de diseño de vivienda sismo resistente funcional en zonas de baja capacidad portante.

### **Justificación económica**

En comparación, las construcciones de viviendas actualmente tratan de ser lo más económicas posibles durante el proceso de ejecución, pero no aseguran un diseño estructural capaz de resistir movimientos sísmicos sin presentar fallas. Por ello, en esta investigación propuso un diseño de vivienda sismorresistente, teniendo en cuenta los recursos económicos necesarios e importantes a lo largo de su vida útil.

### **Hipótesis**

#### **Hipótesis general**

- La propuesta de diseño de vivienda será sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.

### **Hipótesis específicas**

- ✓ El diseño estructural de la propuesta vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante es funcional frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.
  
- ✓ La propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante presenta baja vulnerabilidad y riesgo sísmico frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.
  
- ✓ El costo de la propuesta de diseño de vivienda sismorresistente es óptimo en zonas de baja capacidad portante, frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.

### **Objetivos de la investigación**

#### **Objetivos generales**

- Proponer un diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.

#### **Objetivos específicos**

- ✓ Determinar el diseño estructural para la propuesta de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.
  
- ✓ Demostrar que la propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante presenta baja vulnerabilidad y riesgo sísmico frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.
  
- ✓ Optimizar el costo de la propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.

## II. MARCO TEÓRICO

Pulido (2019), en su tesis titulada *“Evaluación del comportamiento del sistema de fundación placa – pilotes en suelos blandos con consolidación a partir de métodos analíticos”*, para optar el grado de magister en Ingeniería Geotecnia en la Universidad Nacional de Colombia. Manifiesta como **objetivo de investigación** analizar el comportamiento de estructuras de cimentación combinadas placa – pilotes en suelos blandos. La **población y muestra** está delimitada por sistemas mixtos de cimentación placa – pilotes. La **metodología** aplicada fueron los métodos analíticos de Poulos, combinado – Hemsley, y Roy, Bikash & Ramendu. Obteniendo como **resultado** que, existe una reducción de asentamiento variada entre el 90% para estructuras mixta placa – pilotes con factores de forma mayores a 0.08, y 30% con factores de forma menores a 0.04. Finalmente **concluye** que, los pilotes distribuidos en ubicación y separación espacial adecuada en toda el área de la losa obtiene un mejor control en los asentamientos, siendo las estructuras combinadas de cimentación muy eficientes.<sup>5</sup>

Gutiérrez (2018), en su tesis titulada *“Método de diseño de pilotes en suelos licuables aplicado al proyecto Nuevo Terminal de pasajeros VTP Valparaíso”*, para optar el grado de título de Ingeniero Civil en la Universidad Técnica Federico Santa María. Manifiesta como **objetivo de investigación** proponer una solución geotécnica consistente y aplicable en suelos licuables. La **población y muestra** se delimita por el proyecto Nuevo Terminal de pasajeros VTP Valparaíso. La **metodología** utilizada fueron estudios de suelos, análisis de diseño bajo condiciones estáticas pre-licuación y post-licuación, dimensionamiento en base a pandeo global y local, cálculo de factor de seguridad por capacidad y asentamientos. Obteniendo como **resultado** que los micropilotes deben tener una longitud de 12m y empotrarse en 1m en roca asilada. Finalmente **concluye** que, los micropilotes bajo esa disposición consiguen un correcto comportamiento frente a cargas axiales pre y post-licuación, cumpliendo el total de solicitudes generadas.<sup>6</sup>

Ceballos y Rodríguez (2016), en su tesis titulada *“Comparación técnica y económica del diseño de una estructura mixta con respecto a una convencional de concreto reforzado”*, para obtener el título profesional de Ingeniero Civil en la Pontificia Universidad Javeriana. Manifiesta como **objetivo de**

**investigación** identificar y señalar las diferencias como semejanzas técnicas y económicas al emplear un sistema estructural mixto de acero – concreto y uno de concreto reforzado convencional. **Población y muestra** se encuentra delimitada por una edificación mixta con columnas de sección compuesta y otra estructurada con sistema en concreto reforzado. La **metodología** se basó alineándose a los requisitos que se plantean en la NRS-10 con respecto al reglamento colombiano de construcciones sismo resistentes y sistemas mixtos, y la Eurocódigo4. Obteniendo como **resultado** que las construcciones de sistema mixto es 6.3% más costosa. Con lo cual **concluye**, que la diferencia de costos entre una construcción de sistema mixto y una de sistema de concreto reforzado es mínima, pero los beneficios y ventajas que conlleva esta implementación de sistema estructural hace gran contraste al precio que se requiere.<sup>7</sup>

Lozano (2013), en su tesis titulada “**Comparación sismo resistente y económica entre una estructura convencional y una no convencional en un mismo edificio irregular**”, para optar por el título de Ingeniero Civil en la Pontificia Universidad Javeriana. Manifiesta como **objetivo de investigación** determinar los costos directos que demanda una edificación irregular en elevación y planta, y la influencia de configuración estructural bajo el margen del comportamiento sismorresistente. La **población y muestra** es conformada por un edificio irregular sometido a dos sistemas estructurales: convencional y no convencional. La **metodología** empleó la NSR-10 para diseñar ambos sistemas, y se ejecutaron para cada sistema estructural análisis estáticos no lineal de pushover, análisis cronológicos no lineal y análisis comparativo de costos directos. De acuerdo a los **resultados** obtenidos, el análisis cronológico mostró contradicciones respecto al análisis estático de pushover. La estructura no convencional de estudio, demostró ser un 16% más costosa y un mejor comportamiento sísmico. Las estructuras no convencionales fueron un 37% menos dúctil a comparación a estructuras convencionales. Finalmente **concluye** que, el sistema convencional obtuvo mayores desplazamientos, presentando mayor daño al inicio de la fluencia; mientras que el sistema no convencional demostró daño nulo.<sup>8</sup>

Sánchez y Sánchez (2020), en su tesis titulada “**Deficiencias más comunes en edificaciones de albañilería en las urbanizaciones periféricas de la ciudad de**



**San Ignacio**”, para optar el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional de Jaén. Manifiesta como **objetivo de investigación** determinar en las edificaciones de albañilería las deficiencias con mayor eventualidad. La **población y muestra** se define por las viviendas de las urbanizaciones de la ciudad de San Ignacio. La **metodología** se basó en la norma E.060 y E.070 del RNE. Obtuvo como **resultado** que, existe entre las deficiencias más graves un 57% de viviendas con columnas y vigas sin recubrimiento, problemas de cangrejas y estas son atravesados por tuberías, y el 43% muestra acero expuesto. Finalmente **concluye** que, la existencia deficiencias graves causadas por la autoconstrucción informal.<sup>9</sup>

Maldonado y Muñoz (2018), en su tesis titulada **“Estudio de capacidad portante del suelo del centro poblado Santa Rosa de Cumbaza en el distrito de Tarapoto”**, para optar el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional de San Martín. Manifiesta como **objetivo de investigación** obtener la capacidad portante del suelo. La **metodología** se desarrolló en base a la norma E.050 del Reglamento Nacional de Edificaciones, análisis granulométricos, límites de consistencia, densidad de campo, clasificación de suelos y corte directo. **Población y muestra** se conformó por 116 viviendas construidas en el centro poblado de Santa Rosa, distrito de Tarapoto. Obteniendo como **resultado**, presencia de suelos de granulometría del tipo arcillosos CL y CH, y suelos de granulometría finas friccionante del tipo SM-SC y SM, con porcentaje de humedad baja a media, determinando dos zonificaciones obteniendo capacidades portantes promedio entre 0.77kg/cm<sup>2</sup> y 1.65kg/cm<sup>2</sup>. Se **concluye** que, de acuerdo con los estudios de suelos realizados es posible considerar viviendas unifamiliares con un máximo de dos pisos con cimentaciones mínimas de 1.50m de profundidad.<sup>10</sup>

Julca (2018), en su tesis titulada **“Influencia del nivel freático en la capacidad portante de los suelos del sector el cortijo bajo – Distrito de Víctor Larco Herrera, ciudad de Trujillo, en el año 2018”**, para optar el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Privada del Norte. Manifiesta como **objetivo de investigación** determinar el comportamiento de la capacidad portante frente a la influencia del nivel freático. La **población y muestra** se delimitó por tres zonas del Sector El Cortijo Bajo – Norte. La **metodología** utilizó ensayos de laboratorio de acuerdo con la Norma técnica E.050. Obtuvo como **resultado** que, el suelo que

predomina son arenas no plásticas, con un contenido máximo de humedad del 40%. Obteniendo capacidades de  $1.07\text{kg/cm}^2$  –  $1.00\text{kg/cm}^2$  –  $0.93\text{ kg/cm}^2$  en suelos sin influencia del nivel freático, mientras que en suelos afectados sufrieron un descenso a  $0.95\text{kg/cm}^2$  –  $0.78\text{kg/cm}^2$ . Finalmente **concluye** que, el nivel freático tiene un efecto perjudicial, alterando propiedades mecánicas y físicas del suelo. Siendo las cimentaciones superficiales afectadas directamente.<sup>11</sup>

Merodio y Vásquez (2018), en su tesis titulada ***“Estudio comparativo del comportamiento y diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos diseñado con los sistemas de albañilería confinada y muros de ductilidad limitada en suelo flexible en la ciudad de Piura”***, para optar el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Manifiesta como **objetivo de investigación** examinar el comportamiento estructural por medio de la comparación de factores de sobre resistencia, distorsiones y desplazamientos, en suelos flexibles. La **población y muestra** está conformada por una edificación de 5 niveles multifamiliar, estructurada en dos sistemas independientes de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada. La **metodología** se desarrolló en cumplimiento a la normativa nacional vigente y diseño en ETABS. Obtuvo como **resultado** que, el sistema de albañilería confinada presenta mayores distorsiones, mayores desplazamientos, mayores costos y factores de sobre resistencia menores en comparación al sistema MDL. Finalmente **concluye** que, la alta densidad de muros de la estructura diseñada bajo el sistema MDL tendría un óptimo comportamiento frente a un sismo severo y es 30% más económico en comparación del sistema de albañilería confinada.<sup>12</sup>

Laura (2016), en su tesis titulada ***“Evaluación de la capacidad predictiva de los métodos de estimación del comportamiento mecánico de los suelos lacustres de la bahía de Puno, para cimentaciones superficiales”***, para optar el título profesional de Ingeniero Civil, en la Universidad Nacional del Altiplano. Manifiesta como **objetivo de investigación** evaluar los métodos de conducta mecánica hacia la capacidad predictiva de suelos lacustres de la bahía de Puno, en cimentaciones superficiales. La **población y muestra** se define por el litoral lacustre ubicada en la bahía interior de Puno. La **metodología** aplicada se basó en bibliografía de geotécnica, métodos, procedimientos y ejecución ensayos en

laboratorio. Se obtuvo como **resultados** que, los suelos presentaban contenido orgánico, baja resistencia cortante y compresibles. Se **concluyó** que, las zapatas cuadradas simétricas de 1.00m soportarían 1 piso y de 1.50m soportarían 2 pisos.<sup>13</sup>

López (2019), en su tesis titulada **“Static and Dynamic behavior of pile supported structures in soft soil”**, para optar el grado de doctor de la especialidad de Ingeniería Civil en la Universidad Grenoble Alpes. Manifiesta como **objetivo de investigación** determinar la respuesta sísmica de cimientos en suelos blandos. La **población y muestra** se establece por un edificio colapsado por el terremoto de 1985 en México y el puente showa colapsado por el terremoto de 1964 en Niigata. La **metodología** se basa en la modelación tridimensional de sistemas de cimentación bajo un análisis directo. Obtuvo como **resultado** que en la inserción de pilotes en respuesta al suelo blando registran aceleraciones mayores en la superficie. En respuesta a la superestructura, las fuerzas de corte son mayores en los sistemas de pilotes. La reducción e incremento de pilotes son directamente proporcional a los esfuerzos y desplazamiento de los elementos rígidos. Finalmente **concluye** que, la cantidad de pilotes afecta las deformaciones del suelo licuable debido a la densidad de estos, y trasladan las fuerzas del sismo a la estructura.<sup>14</sup>

Sinha (2013), en su tesis titulada **“3D Modeling of piled raft foundation”**, para optar el grado de Doctor en Filosofía de Ingeniería Civil en Concordia University. Manifiesta como **objetivo de investigación** determinar el asentamiento individual de cada pilote dentro de la balsa. La **población y muestra** se delimita por tres modelos independientes con carga compartida, asentamiento máximo y diferencial. La **metodología** aplicó los softwares ABAQUS y MINITAB. Se obtuvo como **resultado** que la balsa de pilotes aumenta aproximadamente 40% en resistencia de carga que la de pilotes individuales. Se **concluyó** que, una balsa de mayor espesor reduce efectivamente el asentamiento diferencial, y una balsa más delgada es dispuesto a asentamientos diferenciales y perforación.<sup>15</sup>

Sonmez (2013), en su tesis titulada **“A study on design of piled raft foundation systems”**, para optar el grado de Ciencias en Ingeniería Civil, en Middle East Technical University. Manifiesta como **objetivo de investigación** determinar el mecanismo de distribución de cargas sobre los pilotes en condiciones variables. La

**población y muestra** está determinada por modelaciones estructurales de un edificio típico de 50 pisos en Ankara y el edificio Messe-Torhaus. La **metodología** se llevó a cabo un análisis por software Plaxis 3D y Sap2000. Se obtuvo como **resultados** que, para niveles de asentamiento aceptables, el número total de pilotes debe soportar hasta el 40% de la carga total. Se **concluyó** que, en niveles de carga alta, el número de pilotes tiene un efecto decreciente en los asentamientos sobre pilotes más cortos.<sup>16</sup>

Susila y Anggraini (2016), en su artículo titulado **“Soil-Structure interaction of a pile draft foundation in clay – a 3D Numerical Study”**. Tiene como **objetivo de investigación** determinar la interacción entre cimiento, pilotes y suelo. La **población y muestra** se delimita por una edificación de gran altura modelada en suelo arcilloso. La **metodología** aplicó software Plaxis3D Foundation. Se obtuvo como **resultado** desplazamientos aproximados del 5% y 10% del diámetro del pilote de acuerdo a varias longitudes y consistencias de arcillas. Se **concluyó** que, el desarrollo de consolidación aumenta la rigidez del suelo, y que la reducción de asentamiento depende de los estratos del suelo, número y longitud de pilotes.<sup>17</sup>

Elwakil y Azzam (2015), en su artículo titulado **“Experimental and numerical study of pile draft system”**. Tiene como **objetivo de investigación** determinar el comportamiento y fallas del sistema de cimiento de balsa apilada. La **población y muestra** está conformada por modelos a pequeña escala del sistema a prueba. La **metodología** se basó en pruebas de laboratorio. Se obtuvo como **resultado** que a medida que disminuye la longitud y número de pilotes, la carga trasladada a la balsa de cimentación aumenta en razón de 38% y 55% respectivamente. Se **concluyó** que, la balsa apilada reduce significativamente los asentamientos.<sup>18</sup>

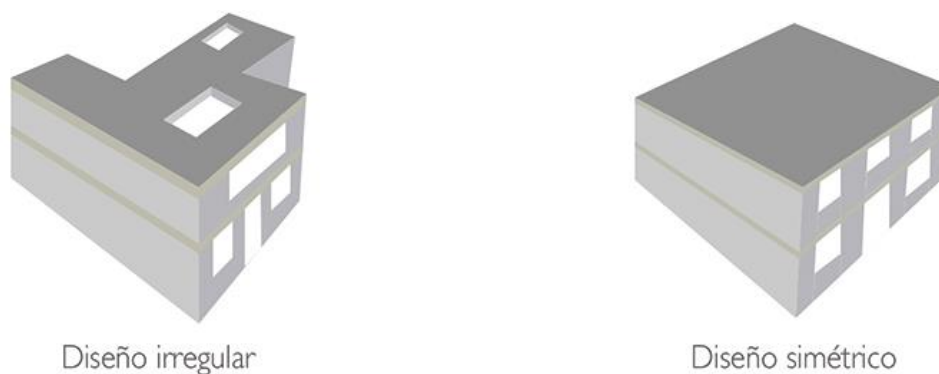
Massarsch y Wersall (2013), en su artículo titulado **“Cumulative Lateral Soil Displacement Due to Pile Driving in Soft Clay”**. El **objetivo de investigación** es determinar el comportamiento de los sistemas de pilotes apilados en suelos blandos arcillosos. La **población y muestra** está representada por dos modelos PRF. La **metodología** se basa en un análisis centrífuga geotécnica. Obtuvo como **resultado** que, al comparar la carga teórica y carga real, existía una diferencia de 16%. Se **concluye** que, ante posible asentamiento, algunos pilotes exigen un mayor porcentaje de carga, conduciéndolos a fallar.<sup>19</sup>

## Teorías relacionadas al tema

**Estructuras:** Una estructura la conforman elementos resistentes conectados entre sí para soportar cargas, formando un solo sistema con la intención de tolerar fuerzas externas para las cuales de acuerdo a la función fueron diseñadas. Estas estructuras a su vez, transmiten cargas de acciones exteriores, cargas vivas y carga muerta al suelo sin que la estructura presente fallos.<sup>20</sup>

**Criterios de estructuración sismo-resistente:** La estructuración de una edificación se basa en habilitar y asignar elementos estructurales de manera correcta en la disposición a la arquitectura, manteniendo la simetría, peso mínimo y resistencia adecuada para que la estructura sea funcional frente a cargas de sismo y gravedad. Para lograr dotar de una correcta rigidez a la estructura, es importante definir la colocación y propiedad de los elementos estructurales.<sup>21</sup> Teniendo en cuenta que, los elementos no estructurales pueden provocar fallas estructurales durante un sismo; por ese motivo, se debe prevenir que estos distorsionen la distribución de las cargas. Por ello, es necesario respetar los principales criterios, que son:

**Simplicidad y simetría:** Se define como la distribución de elementos estructurales en una configuración simples evitando formas irregulares en planta (ver. **Figura 1**). Por ello, la estructuración geométrica otorga un excelente comportamiento sísmico. Es factible garantizar un peso mínimo en los pisos altos. Una estructura simétrica en dos ejes en planta será simétrica por todos los lados de sus ejes. Las edificaciones asimétricas producen alteraciones torsionales en planta producida por su excentricidad en el centro de rigidez y de masa.<sup>22</sup>

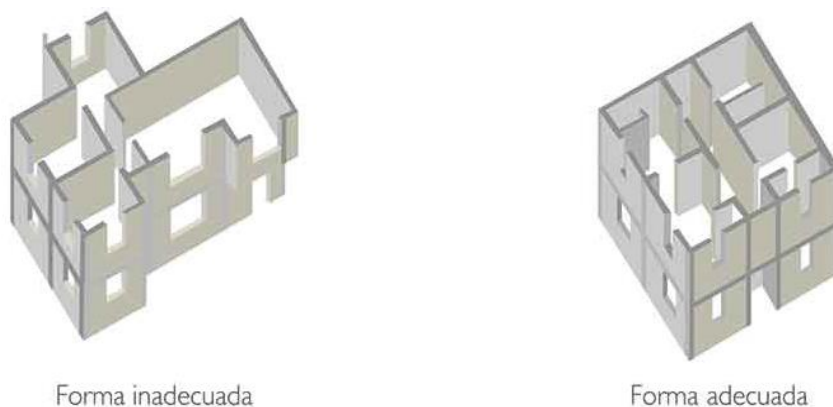


**Figura 1.** Simplicidad y simetría  
Fuente: Concremax

**Resistencia y ductilidad:** La resistencia y la rigidez tienen conceptos distintos, mientras la resistencia conceptualiza al soporte de una estructural de captar carga antes de colapsar, la rigidez determina la oposición de un elemento estructural para ser deformado. Para asegurar la estabilidad de la estructura y de cada elemento estructural, como la totalidad, debe presentar resistencia sísmica al menos en dos direcciones ortogonales o aproximadas a estas. La transferencia de cargas debe ser su punto de asentamiento hasta el punto final de la resistencia estructural. A su vez, esta debe presentar una apropiada ductilidad, esto significa que la estructura durante un movimiento sísmico debe de estar prepara para entrar a la fase de plasticidad sin presentar fallas graves que lo lleven al colapso total o parcial.<sup>23</sup>

**Hiperestaticidad y monolitismo:** Las estructuras hiperestáticas consiguen alcanzar una gran capacidad sismo resistente, en comparación a los diseños de sistema de resistencia no hiperestático, como consecuencia el efecto desfavorable compromete a fallar los elementos o nudos en la estabilidad estructural.<sup>24</sup>

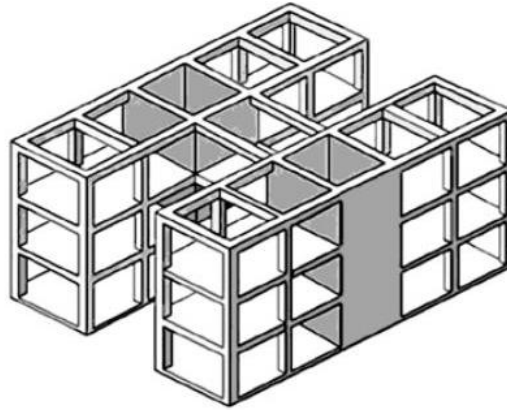
**Uniformidad y continuidad de la estructura:** Se define como el trabajo como un todo de los elementos estructurales, tanto como la eficacia de los amarres en los diafragmas deben ser continuos horizontalmente en planta como también en elevación (ver. **Figura 2**), esto para evitar que la estructura sea afectada por la concentración de esfuerzos por cambios bruscos en su rigidez.<sup>25</sup>



**Figura 2.** Uniformidad y continuidad de la estructura  
Fuente: Concremax

**Rigidez lateral:** La estructura provista de elementos estructurales que contribuye a la rigidez lateral, es capaz de resistir fuerzas horizontales sin recibir deformaciones severas. Las estructuras rígidas en comparación a las flexibles son

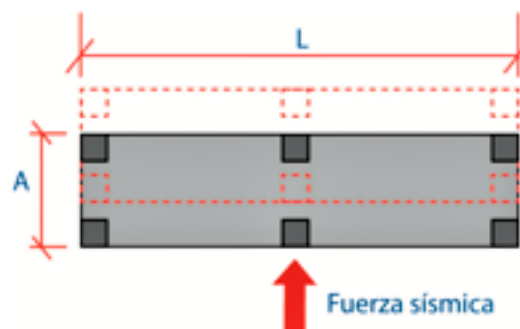
más complicadas de analizar y de lograr la ductilidad necesaria. Como ventaja se tiene que no presenta dificultad en el proceso constructivo ya que no existe gran cúmulo de acero en los nudos, pero adquiere la desventaja de no lograr ductilidades altas. La combinación de elementos flexibles y rígidos (ver. **Figura 3**), consigue que muros portantes limiten la plasticidad de los pórticos reduciendo las deformaciones, y que los pórticos atribuyan hiperestaticidad al muro, logrando mayor probabilidad de disipación de energía sísmica.<sup>26</sup>



**Figura 3.** Sistema estructural mixto  
Fuente: Revista Ciencias Humanas. Vol.7

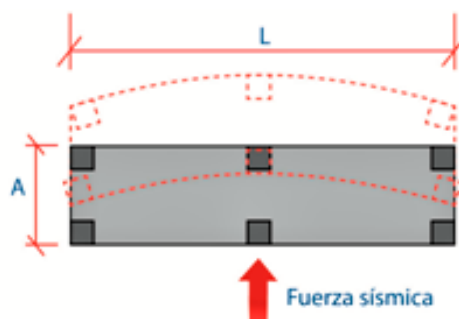
**Comportamiento de diafragmas:** El objetivo principal de los diafragmas es repartir la carga de gravedad hacia los muros de la edificación, incrementando la resistencia y ductilidad al corte de la estructura. Por ello, se recomienda el empleo de losas macizas o aligeradas en dos direcciones. Los diversos movimientos sísmicos tienen gran probabilidad de afectar en los extremos de estructuras alargadas en plantas. Por ello, la independización de dos o varias secciones mediante juntas de sísmicas solucionaría este problema, evitan la colisión de dos edificaciones adyacentes.<sup>27</sup>

**Diafragmas rígidos:** Se caracteriza por no flexionarse, ni deformarse axialmente frente a cargas soportadas en su plano.<sup>28</sup> (ver. **Figura 4**).



**Figura 4.** Diafragma Rígido  
Fuente: AcerosArequipa

**Diafragmas flexibles:** Se caracteriza por adquirir mayor deformación por flexión en zonas libres, y mínima deformación en zonas de unión o apoyo con elementos de gran rigidez verticales. Donde sobre los elementos verticales con mayor rigidez se distribuyen principalmente las fuerzas horizontales y los demás elementos se desplazan sin presentar rigidez significativa frente a la fuerza cortante.<sup>29</sup> (ver. **Figura 5**).



**Figura 5.** *Diafragma Flexible*  
Fuente: *Aceros Arequipa*

**Cimentación o sub – estructura:** La resistencia sísmica de cimentación se basa en obtener una acción total del cimiento durante un movimiento sísmico. Para el diseño de estas, se debe considerar la transmisión del corte basal de estructura – suelo, provisión de los elementos volcantes, asentamientos diferenciales y licuefacción de suelos. Es importante conocer la compatibilidad del suelo con la cimentación empleada y diseñada. Tomando en cuenta que las cimentaciones superficiales asiladas no son compatibles con un suelo blando, aumentando la probabilidad de giro; y que no se requiere cimentaciones profundas en suelo rígido.<sup>30</sup>

**Elementos estructurales:** Son elementos con capacidad de carga que en conjunto conforman un sistema estructural. Es vital conocer las características de los diferentes tipos de elementos conforme a su función y a su forma. En otras palabras, estructuras a flexión, tensión, compresión y flexo-compresión. De acuerdo a ello, se definirá algunos elementos:

- **Cimiento:** Se encargan de distribuir, repartir y transmitir las cargas verticales, siendo un elemento estructural que recibe las cargas y las transmite hacia el suelo o a los pilotes.<sup>31</sup>
- **Columnas:** Son elementos estructurales de carga que soporta pesos verticales y momentos flector, resistiendo cargas simétricas alrededor de un eje ubicando



el peso en un punto central, pero en la práctica también se enfrentan a comportamientos flexo comprimidos, los cuales son provocados generalmente por sismos y consiste en que un elemento estructural se torsione y manifieste un giro dentro su propio eje.<sup>32</sup>

- **Vigas:** Son elementos de soporte de carga tanto horizontal y vertical. Las vigas son elementos ubicados generalmente de manera horizontal formando ejes extremos y centrales de la estructura con columnas ubicadas en su intersección, de esta manera generando firmeza en las partes laterales. Así mismo hay varios tipos de vigas como perfiles W, C, I, T, L, chatas, peraltadas, peralte invertidas, etc. las que dependerán del sentido de las viguetas y su de luz longitud.<sup>33</sup>
- **Losas:** Son elementos que producen estabilidad, soportan cargas verticales permanentes y las cargas generadas por sismo; transmitiéndolas hacia las vigas y formando la unidad estructural. Se puede identificar como losas nervadas, losa aligera y maciza.<sup>34</sup>
- **Muros o placas:** Son elementos de concreto armado, diseñadas para soportar grandes cargas, obteniendo ser un elemento de gran rigidez y resistencia. Las placas están construidas para absorber los movimientos sísmicos sobre todo los de movimiento horizontal, pero se deberá tener precaución al momento de colocarlas, ya que si por error se ubican de manera asimétricamente provocaran efectos de torsión interna.<sup>35</sup>

**Elementos no estructurales:** La influencia de los elementos no estructurales es importante en la definición de la configuración estructural. En el caso de una estructura aporticada con gran cantidad de tabiquería, esta deberá considerarse en el análisis, debido a la rigidez que impone.<sup>36</sup>

La participación de los elementos no estructurales durante un sismo, pueden producir daños en la tabiquería y fallos de columna corta (ver. **Figura 10**). Para suprimir dicho fallo es importante desligar la tabiquería de las columnas, en caso obligatorio cuando el sistema presente estructuras flexibles.

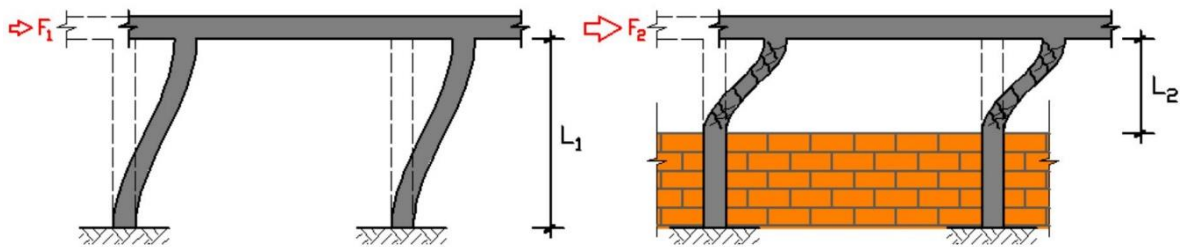


Figura 6. Efecto de Columna Corta  
Fuente: B.R.S Ingenieros C.A.

### Vulnerabilidad sísmica

**Vulnerabilidad:** Es sinónimo de facilidad de destrucción o deterioro de cualquier elemento como edificaciones, viviendas, donde pueda generar daños humanos y materiales.<sup>37</sup>

Así mismo, de acuerdo a la Ley N°29664 Sistema Nacional de Gestión de Riesgos de Desastres y el Decreto Supremo N° 048–2011-PCM, Artículo 2 define vulnerabilidad como un factor susceptible en cualquier elemento frente a un peligro o amenaza.

**Nivel de vulnerabilidad:** Se basa en 4 criterios medidos en vulnerabilidad muy alta, alta, media y baja. (ver. **Tabla 1**).

Tomando en cuenta la topografía del suelo, el estado, material y configuración de la estructura. De forma que, puede ser medida de forma visual.

VARIABLE	NIVEL DE VULNERABILIDAD			
	VB	VM	VA	VMA
	< 25 %	26 a 50 %	51 a 75 %	76 a 100 %
Material de construcción utilizada en viviendas	Estructura sismorresistente con adecuada técnica constructiva( de concreto o acero)	Estructura de concreto, acero o madera, sin adecuada técnica constructiva	Estructuras de adobe, piedra o madera, sin refuerzos estructurales	Estructuras de adobe, caña y otros de menor resistencia, en estado precario
Localización de viviendas (*)	Muy alejada > 5 Km	Medianamente cerca 1 – 5 Km	Cercana 0.2 – 1 Km	Muy cercana 0.2 – 0 Km
Características geológicas, calidad y tipo de suelo	Zonas sin fallas ni fracturas, suelos con buenas características geotécnicas	Zona ligeramente fracturada, suelos de mediana capacidad portante	Zona medianamente fracturada, suelos con baja capacidad portante	Zona muy fracturada, fallada, suelos colapsables (relleno, mapa freática alta con turba, material inorgánico, etc.)
Leyes existentes	Con leyes estrictamente cumplidas	Con leyes medianamente cumplidas	Con leyes sin cumplimiento	Sin ley

**Tabla 1. Vulnerabilidad Física.**  
Fuente: INDECI

**Riesgo:** Es la probabilidad de que ocurra cualquier tipo de pérdidas o daños en personas, bienes materiales o recursos económicos ante cualquier circunstancia que implique peligro.<sup>38</sup>

Adicional a ello, de acuerdo a la Ley N°29664 Sistema Nacional de Gestión de Riesgos de Desastres y el Decreto Supremo N° 048–2011-PCM, Artículo 2 define riesgo como la probabilidad de un acontecimiento no favorable, que trae consigo destrucciones y daños.

**Nivel de riesgo:** Se basa en 4 criterios medidos en riesgo muy alto, alto, medio y bajo. (ver. **Tabla 2**)

	<b>Riesgo Muy Alto</b>	Hay un riesgo muy elevado, los edificios colapsan; es decir se considera un porcentaje de peligro de caída estructural que hace inhabitable el inmueble y muerte superior al 75%.
	<b>Riesgo Alto</b>	Hay un riesgo elevado y hay edificios que, en un sismo, puedan tener daños graves que comprometan su estabilidad, con un porcentaje de riesgo de fallo estructural y muerte superior al 50%.
	<b>Riesgo Medio</b>	Hay edificios en los cuales se pueden presentar daños graves, pero que no comprometen la estructura haciéndola caer, con un porcentaje de riesgo de fallo estructural y muerte superior al 25%.
	<b>Riesgo Bajo</b>	Luego de un sismo, los edificios presentan pocos daños a las estructuras y no se verifican en la edificación fallas o caídas, con una consideración del riesgo de fallo estructural y muerte superior al 5%.

**Tabla 2. Nivel de riesgo.**  
Fuente: INDECI

**Suelo:** Es el soporte de cualquier estructura hecha por el hombre y ecosistema.

**Clasificación de suelos:** La corteza terrestre tiene gran variedad de suelos, por ello se han desarrollado sistemas de clasificación para de esta manera poder ser identificados y agrupados de acuerdo a sus propiedades y comportamiento similares para poder ser utilizados acorde a su composición.<sup>39</sup>

**Sistema de clasificación unificado SUCS (ASTM D-2487):** Acorde con NTP 339.134 el sistema de clasificación SUCS se basa en la determinación del laboratorio. Analiza el índice de plasticidad, límite líquido y distribución del tamaño de partículas. (ver. **Tabla 3**)

DIVISIONES MAYORES		SÍMBOLO		DESCRIPCIÓN
		SUCS	GRÁFICO	
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS	GW		GRAVA GRADUADA BIEN
		GP		GRAVA GRADUADA MAL
		GM		GRAVA LIMOSA
		GC		GRAVA ARCILLOSA
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS	SW		ARENA GRADUADA BIEN
		SP		ARENA GRADUADA MAL
		SM		ARENA LIMOSA
		SC		ARENA ARCILLOSA
SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL < 50)	ML		LIMO INORGÁNICO DE BAJA PLASTICIDAD
		CL		ARCILLA INORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
		OL		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
	LIMOS Y ARCILLAS (LL > 50)	MH		LIMO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD
		CH		ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
		OH		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	Pt		TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS.	

Tabla 3. Clasificación de suelos.

Fuente: Norma E.050

**Topografía y pendientes:** Se define como la representación de una porción reducida de la superficie terrestre. La pendiente es el grado de inclinación del terreno, traducido a el ángulo o porcentaje formado por el plano horizontal con el plano tangente a la superficie del terreno. Por grado de pendiente tenemos llano, ondulado, fuertemente ondulado, fuertemente socavado y montañoso. <sup>40</sup>

**Zonificación:** La zonificación consiste en la división o distribución de las características, magnitud del punto epicentral y la información neotectónica de una actividad sísmica. <sup>41</sup> (ver. **Figura 7**)



**Figura 7.** Mapa de zonificación sísmica  
Fuente: Norma E.030 Diseño Sismo resistente

### **Comportamiento estructural y no estructural**

**Comportamiento estructural:** Se refiere al comportamiento de todos los elementos que conforman la estructura, de manera independiente y de manera conjunta. Del cual dependiendo de la intensidad del sismo se podrían presentar daños leves, daños importantes o el colapso de la estructura.<sup>42</sup>

**Comportamiento no estructural:** Los elementos no estructurales podrían diferenciarse en dos formas. Los elementos que están unidos al sistema estructural y los que no. Su resistencia es insignificante, por lo tanto, el comportamiento de estos solo influyen de que al generar fallos no causen daños.<sup>43</sup>

**Presupuesto:** Es la herramienta necesaria para gestionar los recursos dentro de un proyecto. Ya que planifica la ejecución de obra antes, durante y después de la ejecución. De tal manera que aproxima un monto que pueda ser autorizado por el inversionista, y se pueda tomar decisiones que permitan cumplir con las metas, obteniendo resultados objetivos, evitando y corrigiendo gastos innecesarios. Para realizar un presupuesto es necesario especificar el metrado de los materiales que se van a utilizar para evitar cambios inesperados de falta o excesos en el precio final. Para ello, también es imprescindible conocer la disponibilidad de estos, para evitar traslado de largas distancias de material o reemplazar el material con alguno que se encuentre dentro de la zona de ejecución. Para calcular el presupuesto se necesita realizar y conocer el cálculo de todos los montos, desde los que son difícil

de asignar como costos directos o fijos, en relación al desarrollo de la obra que son costos indirectos que se obtienen a través de la suma de gastos generales más beneficios o utilidades. También se requiere el conocimiento de los gastos inherentes de la producción por cada partida, esto hace referencia a los gastos directos, además de la representación en porcentaje de los gastos indirectos, el monto de impuestos y el total del presupuesto.<sup>44</sup>

**Análisis de precios unitarios:** Determinando el presupuesto en relación a cada partida planteada, se deberá realizar un análisis en función a los precios unitarios, donde para obtener o hallar estos valores se requiere de la suma de los gastos en relación a su partida.<sup>45</sup>

Entonces, podemos definir que el precio unitario por partida, es el precio de mano de obra, materiales, equipos, sub partidas y otros costos.

**Mano de obra:** Son las actividades propiamente realizadas por el recurso humano, en función al proceso de desarrollo de una partida o tarea determinada. El valor o costo que genera el factor mano de obra, se puede medir por horas hombre, referente al total de horas necesarias para ejecutar y/o culminar una tarea, multiplicándose con el número de trabajadores asignados. El rendimiento o productividad de los obreros es variable, porque depende también de la buena o mala dirección que le dé el analista, llevando el proyecto hacia el progreso o fracaso. Los montos variaran de acuerdo a la relación de costo por cargo o puesto desarrollado, por ende, cuando realicemos un análisis de precios unitarios es necesario tener en cuenta los aspectos mencionados. Para esto se considera los cargos siguientes: Operario, peón, oficial y capataz.<sup>46</sup>

**Materiales:** Al efectuar o comenzar una tarea o partida, se necesita una serie de recursos materiales para el desarrollo o construcción del proyecto, siendo este ítem parte de nuestro presupuesto ya que implican costos. Para la adquisición correcta de los materiales en relación al tipo y/o calidad, es necesario realizar evaluaciones y mediciones del lugar donde se ejecutará el proyecto, puedes optar por el metrado, especificaciones técnicas, para determinar la compra adecuada.<sup>47</sup>

**Maquinarias y equipos:** El costo hora – maquina consiste en que por horas alquiladas de maquinaria un costo determinado, el cual variara dependiendo a los

siguientes factores antigüedad, el tipo y potencia de la maquinaria. Con respecto al rendimiento, los factores mencionados influyen en la velocidad y eficiencia de ejecución en las actividades o tareas a realizar. Cuando se realiza un contrato por servicio prestado en relación al alquiler de maquinarias o equipos, en primera instancia se debe analizar para que tipo y cantidad de trabajo se necesita, de esta manera evitando gastar innecesariamente. <sup>48</sup>

### III. METODOLOGÍA

#### 3.1 Tipo y diseño de investigación

**Método:** El método científico es enfocarse u observar un hecho interesante y explicar de manera detallada lo observado siguiendo un procedimiento bajo una línea ordenada, organizada y rigurosa.<sup>49</sup>

El trabajo se fundamentó mediante el **método científico**, porque se refiere a un hecho concreto que se cumple en la realidad, donde se identificó problemas que en el desarrollo se proporcionaron respuestas en relación a las preguntas planteadas.

#### Diseño de investigación

**Enfoque:** Cuando se aplica el enfoque cuantitativo se hace mención a una reacción en cadena donde un tema o etapa precede a la siguiente, descuidar o eludir cualquiera de estas implicaría violar el orden o la correlacionalidad entre ellas, provocando la alteración inmediata de los resultados. Para evitar estos riesgos es necesario delimitar la idea, plantear objetivos y preguntas que ayudaran a construir un marco o cuerpo teórico de la investigación.<sup>50</sup>

Debido a lo mencionado, el enfoque **cuantitativo** se desarrolló en la presente investigación, porque se buscó mantener un orden secuencial de las metas o temas, evitando cualquier tipo de alteración en los resultados, además las variables fueron evaluadas y medidas a través de información cuantificada obteniendo de esta manera un marco y cuerpo teórico confiable, alineado a la problemática que se plantea en esta presente investigación.

**Tipo de investigación:** La investigación aplicada, pone en práctica los resultados de la investigación a un nivel experimental, donde su objetivo principal es estudiar la aplicación y analizar las consecuencias.<sup>51</sup>

Por lo mencionado, el tipo de investigación fue **aplicada**, ya que la propuesta de diseño sismorresistente en zonas de baja capacidad portante aplicada produjo cambios en el centro poblado Santa Rosa de Cumbaza, distrito de Tarapoto.

**Nivel de investigación:** Los estudios amplifican el nivel de conocimiento y de alcance, pero cuando el estudio está bajo un enfoque explicativo, este no se limita a describir acontecimientos, sino que además se encarga de explicar las causales



que lo conforman. De esta manera revela el porqué de un fenómeno, las condiciones que se manifiesta y la relación de las variables presentadas.<sup>52</sup>

Por ende, la presente investigación es de nivel **explicativo**, porque se buscó explicar el por qué una vivienda sismo resistente tiene mejor estructura y optimiza el recurso económico en comparativa a las autoconstrucciones existentes, no solo conformándose con reportar o describir los acontecimientos.

**Diseño de la investigación:** El diseño experimental busca probar la validez y efectividad del experimento, para ello es necesario manipular de manera intencional las variables propuestas, de esta manera obtener posibles resultados para luego realizar un análisis exhaustivo a cada una de ellas.<sup>53</sup>

Por ende, el proyecto presente se fundamentó en un diseño **experimental**, ya que se manipuló intencionalmente las variables para validar lo planteado.

### **3.2. Variables y operacionalización**

Se procederá a describir definiciones cortas en relación a las variables planteadas.

**Diseño sismorresistente:** Define sismorresistente a una estructura preparada para sismos de magnitud moderada y severa, presentando en ambos casos el funcionamiento de la estructura y de servicios; o en algunos casos, daños que pueden ser reparados o reconstruidos. Minimizando daños a la propiedad y en función a la seguridad de las personas.<sup>54</sup>

**Autoconstrucciones informales:** Las autoconstrucciones informales son construcciones edificadas en ausencia de Ingenieros encargados de supervisión, dirigidas por el propietario y el maestro de obra. Como resultado se tiene viviendas vulnerables con niveles de riesgo muy alto frente a sismos.<sup>55</sup>

**Capacidad portante del suelo:** La capacidad portante es la resistencia que opone el suelo, sin causar asentamientos excesivos o fallas por capacidad, causadas por el esfuerzo que ejerce una estructura o edificación sobre el suelo que lo soporta.<sup>56</sup>

**Sismos:** Es la manifestación de movimientos en forma de ondas, generado por energía liberada en la parte interna de la tierra. Posteriormente estas ondas son detectadas por un sismógrafo que proyecta la magnitud, el foco, profundidad, etc.<sup>57</sup>

## OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE

Acorde a la investigación, será estudiada la siguiente matriz de Operacionalización. (ver. Tabla 4)

TÍTULO		: "PROPUESTA DE DISEÑO DE VIVIENDA SISMORRESISTENTE EN ZONAS DE BAJA CAPACIDAD PORTANTE FRENTE A AUTOCONSTRUCCIONES INFORMALES, SANTA ROSA DE CUMBAZA, TARAPOTO, 2019"							
AUTOR		: LEONARDO ANDRÉ MATTOS QUINO							
PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	VARIABLES, DIMENSIONES, INDICADORES E INSTRUMENTO			METODOLOGÍA			
<p><b>Problema general</b></p> <p>¿Cuál es la propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante, frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, ¿2019?</p> <p><b>Problemas específicos</b></p> <p>¿Cuál es el diseño estructural de la propuesta de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, ¿2019?</p> <p>¿La propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante demuestra baja vulnerabilidad y riesgo sísmico frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, ¿2019?</p> <p>¿El costo de la propuesta de diseño de vivienda sismorresistente es óptimo en zonas de baja capacidad portante, frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, ¿2019?</p>	<p><b>Objetivo general</b></p> <p>Proponer un diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.</p> <p><b>Objetivos específicos</b></p> <p>Determinar el diseño estructural para la propuesta de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.</p> <p>Mostrar que la propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante presenta baja vulnerabilidad y riesgo sísmico frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.</p> <p>Optimizar el costo de la propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.</p>	<p><b>Hipótesis general</b></p> <p>La propuesta de diseño de vivienda será sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.</p> <p><b>Hipótesis específicas</b></p> <p>El diseño estructural de la propuesta de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante es funcional frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.</p> <p>La propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante presenta baja vulnerabilidad y riesgo sísmico frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.</p> <p>El costo de la propuesta de diseño de vivienda sismorresistente es óptimo en zonas de baja capacidad portante, frente a las autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.</p>	<b>VARIABLE INDEPENDIENTE: VIVIENDA SISMORRESISTENTE</b>			<p><b>MÉTODO:</b></p> <p>MÉTODO CIENTIFICO</p> <hr/> <p><b>ENFOQUE:</b></p> <p>CUANTITATIVO</p> <hr/> <p><b>TIPO DE INVESTIGACIÓN</b></p> <p>APLICADA</p> <hr/> <p><b>NIVEL DE INVESTIGACIÓN</b></p> <p>EXPLICATIVO</p> <hr/> <p><b>DISEÑO DE INVESTIGACIÓN</b></p> <p>EXPERIMENTAL</p>			
							<b>DIMENSIONES</b>	<b>INDICADORES</b>	<b>INSTRUMENTOS</b>
							ESTRUCTURA	Estabilidad	ETABS, SAFE Y AUTOCAD
								Resistencia	
								Rigidez	
							VULNERABILIDAD Y RIESGO SÍSMICO	Tipo de suelo	Ensayos de clasificación de suelos SUCS y corte directo.
								Topografía y pendiente	
								Zonificación	
								Comportamiento estructural y no estructural	
							COSTO	Mano de obra	Costos y Presupuestos S10
								Materiales	
								Equipos	
			<b>VARIABLE INDEPENDIENTE: AUTOCONSTRUCCIÓN INFORMALES</b>						
			<b>DIMENSIONES</b>	<b>INDICADORES</b>	<b>INSTRUMENTOS</b>				
			ESTRUCTURA	Estabilidad	Fichas de Inspección Visual				
				Resistencia					
				Rigidez					
			VULNERABILIDAD Y RIESGO SÍSMICO	Tipo de suelo	Plataforma Virtual de vulnerabilidad sísmica de Edificaciones - UNI				
				Topografía y pendiente					
				Zonificación					
				Comportamiento estructural y no estructural					
			COSTO	Mano de obra	Costos y Presupuestos S10				
				Materiales					
				Equipos					

Tabla 4. Matriz de Operacionalización de la variable

Fuente: Propia

### **3.3 Población, muestra y muestreo**

**Población:** Una población para que se denomine como tal, debe contar con características básicas como: lugar, contenido y tiempo.<sup>58</sup>

La población del presente proyecto estuvo conformada por las diversas configuraciones estructurales que pudo optarse para que el diseño de vivienda sismorresistente sea funcional en el centro poblado Santa Rosa de Cumbaza, distrito de Tarapoto. Cuya capacidad portante es una de la más bajas de la ciudad, y las construcciones que lo conforman son viviendas de adobe y material noble autoconstruidas de manera informal incumpliendo las normas existentes.

**Muestra:** Es un subgrupo de individuos o elementos, seleccionados y clasificados de acuerdo a características requeridas en relación a la investigación, la muestra no suele abarcar el 100%, pero si una fracción sustancial necesaria para desarrollar y comprender las reacciones o manifestaciones de una población.<sup>59</sup>

En esta investigación el tipo de muestra fue no probabilística, ya que no se formuló para cualquier individuo o persona, la propuesta de vivienda sismo resistente se diseñó con los datos recogidos a través de ensayos e instrumentos de recolección de datos, por ende, en la selección de muestreo es por conveniencia, para que de esta manera pueda compartir características.

**Muestreo:** Muestrear es la acción de seleccionar una parte o subconjunto de un universo, conjunto mayor o población del interés de estudio. Con la finalidad de recolectar información para responder a una problemática de la investigación planteada. Es decir, el muestreo es el subconjunto de una población.<sup>60</sup>

Por lo mencionado, en esta investigación el tipo de muestra fue no probabilística.

### **3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad**

Se debe o se pretende medir en un nivel mayor posible una variable a través de un instrumento, consecuente a esto dependerá el porcentaje de validez, credibilidad y confiabilidad de la información y datos recolectados.<sup>61</sup>

**Técnicas:** Las técnicas de recolección de datos pueden ser múltiples teniendo en cuenta la investigación sea cuantitativa o cualitativa, llegando a mezclar ambas para lograr una recolección de datos más amplia para la investigación.<sup>62</sup>

En esta investigación las técnicas utilizadas fueron, análisis documental, registros de datos de observación no experimental y experimental, pruebas estandarizadas extraídas del lugar de desarrollo de estudio y simulación mediante software especializado.

**Instrumento de recolección de datos:** Un adecuado instrumento de medición registra datos reales que representan las variables o conceptos definidos por el investigador.<sup>63</sup>

En esta investigación el instrumento de recolección de datos fue mediante fichas de inspección, estudios de geotecnia y los software ETABS y SAFE especializados para el análisis y dimensionamiento estructural, que sirven de apoyo en cuanto a procesamiento de datos y recolección de indicadores, es importante mencionar que para validar estos datos es necesario determinarlos de manera técnica y especializada.

**Confiabilidad:** Un instrumento de medición obtiene el grado de confiabilidad cuando produce el mismo resultado, cuando este se aplica sobre el objeto de estudio.<sup>64</sup>

Para esto se realizaron estudios de campo necesarios en el lugar de estudio tomando en cuenta las normas técnicas peruanas. El área fue evaluada con fichas de inspección visual verificando el procedimiento de estudio por expertos, adicional a ello se apoyó de la plataforma virtual de vulnerabilidad sísmica de la Universidad Nacional de Ingeniería, cuidando la digitalización de los parámetros en función al modelamiento de una vivienda sismorresistente mediante software especializado, trayendo como consecuencia un alto grado de confiabilidad por parte del proyecto.

**Validez:** La validez en un instrumento apunta al grado que realmente mide a la variable que se quiere medir.<sup>65</sup>

La validez del estudio fue determinada por expertos relacionados a la línea de investigación.

### **3.5 Procedimiento**

Se recabó información del estudio de geotecnia mediante clasificación de suelos y ensayo de corte directo, elaborados en el laboratorio de la Universidad Cesar Vallejo sede Tarapoto, para obtener las propiedades del suelo de Santa Rosa de Cumbaza. También se recopiló información del parámetro sísmico factor de suelo realizado por el Instituto Geofísico del Perú y la Red Acelerográfica UPG-FIC-UNI. Las características del área de diseño y datos de las autoconstrucciones existentes se obtuvieron mediante fichas de observación. El análisis de los datos se realizó a través de la modelación con el software ETABS y SAFE, para ser procesadas y conseguir un diseño funcional y compatible con la capacidad portante del suelo. Finalmente se procesó en AutoCAD obteniendo planos, y en S10 costos y presupuesto para realizar un comparativo de costos.

**3.6 Método de análisis de datos:** La estadística inferencial es el estudio de las propiedades de las muestras y comportamiento; cuyo fin es generalizar las características de la población en general, basándose en los resultados de una muestra representativa.<sup>66</sup>

El método aplicado se basó en estadística inferencial, la cual no permite alteración en los resultados, ya que se encuentra respaldado por características válidas y verídicas que aseguran la confiabilidad de la información obtenidas de las muestras. Además, se cuantificarán los resultados tomados de las fichas recolección de datos válidas acorde a la investigación.

**3.7 aspectos éticos:** En esta investigación todos los datos recogidos se mencionaron a los autores. Cuidando los aspectos o factores éticos, respaldado en su totalidad por la norma ISO 690 y 690 – 2. Garantizando la certeza y veracidad de los resultados recopilados, cumpliendo con las Normas Técnicas Peruanas y el Reglamento Nacional de Edificaciones vigente.

## IV. RESULTADOS

### 4.1. Descripción de la zona de estudio

#### Nombre de la Tesis:

“Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019”

#### Acceso a la zona de estudio:

Se tuvo acceso a la zona de estudio por la Vía de Evitamiento, llegando a la intersección entre Jr. Israel Ríos y Jr. Santa Rosa.

#### Ubicación

El estudio se ubicó en el departamento de San Martín, distrito de Tarapoto, en el centro poblado de Santa Rosa de Cumbaza.

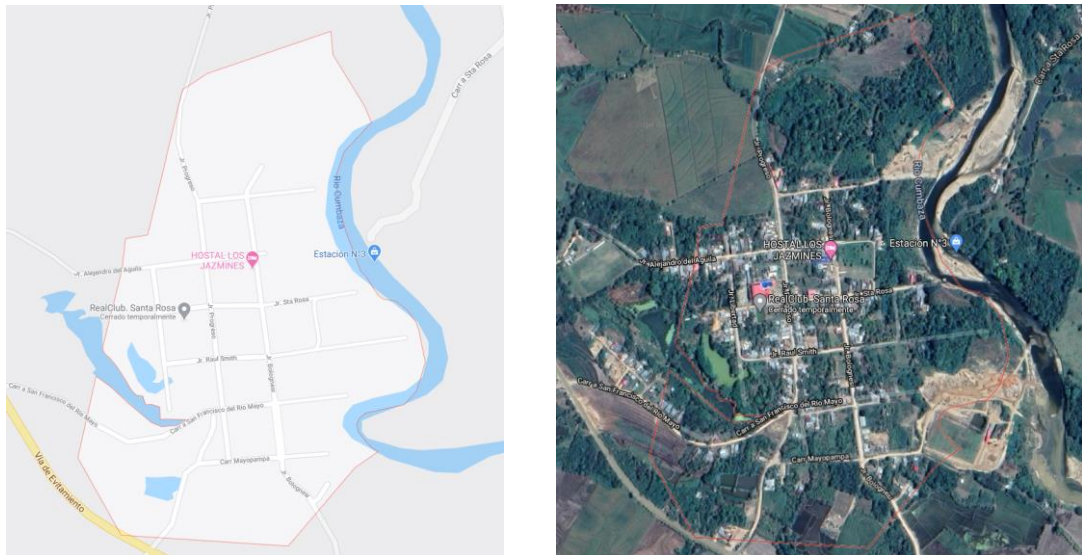


**Figura 8.** Ubicación de estudio

Fuente: Google maps

## Área de intervención

El área de intervención se delimita en el Centro Poblado Santa Rosa de Cumbaza.



**Figura 9.** Área de intervención  
Fuente: Google maps

- ✓ Norte : Aeropuerto Guillermo del Castillo Paredes
- ✓ Sur : San Juan de Cumbaza
- ✓ Este : Río Cumbaza
- ✓ Oeste : Vía Evitamiento

## Ubicación Geográfica

La zona de estudio se ubica geográficamente en las coordenadas  $6^{\circ}31'20''$  S de latitud y  $76^{\circ}22'15''$  W de longitud, a 236 metros sobre el nivel del mar. Tomando como ubicación exacta la dirección Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto. Un área de  $165\text{m}^2$ .



**Figura 10.** Área de estudio  
Fuente: propia

**Clima y temperatura:** El clima predominante es cálido y semiseco, con temperaturas entre de 23°C y 35°C, con temperaturas máximas que llegan 38.8°C y sensaciones térmicas de 45°C.

**Vientos:** Presentan vientos promedios en dirección Norte de 3.2Km/hora y en dirección Sur de velocidad media de 6.3 Km/hora con ocurrencia esporádica de vientos fuertes.

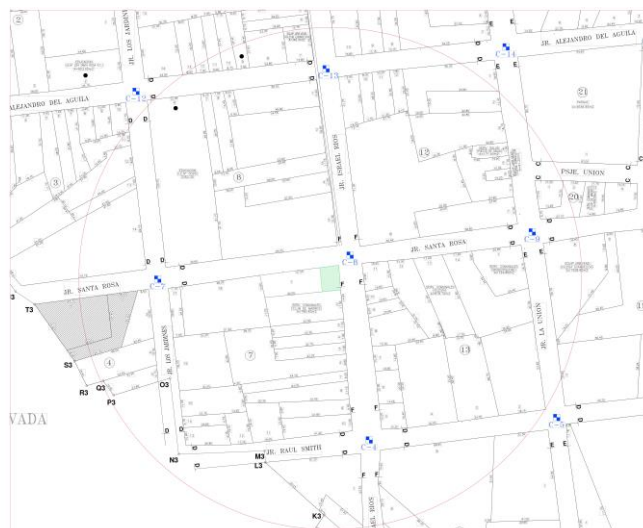
**Precipitaciones y evaporación:** Los meses de marzo, abril, octubre y septiembre se registran mayores precipitaciones, variando entre los 1000mm y 1400mm. Teniendo como precipitación anual promedio de 1213mm. Presentando humedad atmosférica y evapotranspiración alta durante la totalidad del año.

**Humedad relativa:** Presenta una humedad media anual de 77%.

**Topografía y pendiente:** Presenta pendientes suaves relativamente planas debido a que se encuentra en una zona baja muy cerca de las riberas del Río Cumbaza. Siendo el principal modelador geomorfológico del relieve de la zona el río Cumbaza y las precipitaciones.

#### 4.2. Recopilación de datos mediante ficha de inspección

**Radio de estudio:** Se analizaron 50 viviendas en un radio de 150 metros al punto de estudio, evaluando 11 parámetros y se obtuvieron los siguientes datos mediante las fichas de inspección. Evaluándose en 3 niveles de vulnerabilidad: baja, media alta.



**Figura 11. Radio de estudio.**  
Fuente: Propia.



**Usos:** Se obtuvo que, de las cincuenta viviendas analizadas tres de ellas cuentan con bodegas. Todas habitadas y en uso, con un número promedio de ocupantes de 7 personas por vivienda. Además de encontrarse un templo religioso, un hospedaje, un taller, un centro deportivo y un centro educativo que no se consideraron en el análisis.

VIVIENDA	Número de viviendas	Porcentaje
PROVISIONAL	0	0%
INCIPIENTE	15	30%
CONSOLIDADA MEDIA	33	66%
CONSOLIDADA	2	4%
	50	100%

**Tabla 5.** *Porcentaje por tipo de vivienda.*

Fuente: *Propia*

El tipo de vivienda consolidada media representa el 66% de las viviendas analizadas. Este tipo de vivienda necesita variaciones estructurales para obtener más de un departamento sobre la vivienda. Existe posibilidad de mejorar la estructura, dependiente del costo beneficio de las familias.

**Terreno y cimentación:** El terreno presenta ondulaciones leves, casi llano a las riberas del río Cumbaza. El tipo de suelo son limos y arcillas blandas. Las cimentaciones de las viviendas en su totalidad son superficiales con sistemas de zapata aislada de sección reducida y cimiento corrido con una profundidad menor a 0.80m.



**Figura 12.** *Terreno y cimentación.*

Fuente: *Propia*

CIMENTACIONES	Número de viviendas	Porcentaje
CIMENTACIONES SUPERFICIALES	50	100%
CIMENTACIONES PROFUNDAS	0	0%
CIMENTACIONES MIXTAS	0	0%
	50	100%

**Tabla 6.** *Porcentaje por tipo de Cimentación.*  
Fuente: *Propia*

El tipo de suelo y el tipo de cimentación en la mayoría de estas viviendas son incompatibles, aumentando la vulnerabilidad de la estructura. Teniendo en cuenta que esta compuesto por arcillas y limos. Con capacidad portante por debajo de 1kg/cm<sup>2</sup>.

**Características de las estructuras:** Se obtuvieron las siguientes características:

- Dos estructuras cuentan con dos niveles, diecisiete se proyectan a un segundo nivel con escaleras independientes y azotea, treinta y uno son únicamente de un nivel.
- Treinta y siete fueron construidas dentro de los últimos diez años y trece tienen más de diez años de construidos.
- Todas cuentan con un área de terreno mayor a 100m<sup>2</sup> y un área construida no menor a 40m<sup>2</sup>.
- Con un frente promedio de cinco metros y largo promedio de nueve metros.
- Con una altura promedio de tres metros.
- Se cuenta con instalaciones eléctricas, agua potable y alcantarillado.
- Ninguna vivienda cuenta con estacionamiento o sótanos.



**Figura 13.** *Características de las estructuras.*  
Fuente: *Propia*

NÚMERO DE PISOS	Número de viviendas	Porcentaje
1 NIVEL	31	62%
1 NIVEL + AZOTEA	17	34%
2 NIVELES	2	4%
	50	100%

**Tabla 7.** Porcentaje por número de pisos.

Fuente: Propia

- El estado promedio de los materiales usados es de mala calidad, debido que estos no son almacenados correctamente siendo expuestos, presentando un deterioro a temprana edad.
- El estado promedio de mano de obra es regular, observándose problemas estructurales en la ejecución.
- El estado promedio de conservación de las estructuras es regular. Presentando un estado malo y regular el total de las viviendas con material predominante el adobe.

ESTADO DE LA ESTRUCTURA	Número de viviendas	Porcentaje
BUENO	8	16%
REGULAR	27	54%
MALO	15	30%
	50	100%

**Tabla 8.** Porcentaje por estado de la estructura.

Fuente: Propia

CALIDAD DE MATERIALES	Número de viviendas	Porcentaje
BUENO	8	16%
REGULAR	16	32%
MALO	26	52%
	50	100%

**Tabla 9.** Porcentaje por calidad de materiales.

Fuente: Propia

CALIDAD DE MANO DE OBRA	Número de viviendas	Porcentaje
BUENO	3	6%
REGULAR	30	60%
MALO	17	34%
	50	100%

**Tabla 10.** Porcentaje por calidad de mano de obra.

Fuente: Propia



**Figura 14.** *Materiales, mano de obra y estado de estructural.*

Fuente: *Propia*

**Configuración en planta y elevación:** Se obtuvieron los siguientes datos:

- Veintinueve de las viviendas presentan una posición aislada mayor a un metro entre vivienda y vivienda. Catorce de las viviendas presentan una separación menor a un metro y siete se encuentran juntas.

SEPERACIÓN VIVIENDA A VIVIENDA	Número de viviendas	Porcentaje
> 1 metro	29	58%
< 1 metro	14	28%
JUNTO	7	14%
	50	100%

**Tabla 11.** *Porcentaje por separación entre viviendas.*

Fuente: *Propia*

Las viviendas que presentan una junta sísmica mayor a  $2/3$  de los desplazamientos máximos, reducen la posibilidad de colisión entre estos. Teniendo en cuenta que toda estructura debe estar separada de otra desde el nivel del suelo.

- De las siete viviendas que se encuentran juntas, cuatro presentan daños medios y severos.
- Treinta y una viviendas presentan irregularidad de planta asimétrica, con una geometría irregular en "L". Y diecinueve viviendas son regulares con geometría rectangular.

IRREGULARIDAD	Número de viviendas	Porcentaje
Estructura regular	31	62%
Estructura irregular en "L"	19	38%
	50	100%

**Tabla 12.** *Porcentaje por irregularidad.*  
Fuente: Propia

La irregularidad en planta en las viviendas analizadas está compuesta por elementos orientados en dos direcciones, provocando que los esfuerzos se centren en el cuerpo con mayor rigidez, llegando a fallar en las intersecciones de estas. Una solución efectiva es separar la estructura mediante juntas sísmicas.

- Una vivienda de dos niveles presenta inclinación considerable.



**Figura 15.** *Configuración de planta y elevación*  
Fuente: Propia

**Sistema estructural:** Se obtuvieron los siguientes datos:

- Los materiales predominantes en el sistema estructural es el concreto armado, tabiques de arcilla, y bloques de concreto. Estando presente en treinta y siete viviendas analizadas.

MATERIAL PREDOMINANTE	Número de viviendas	Porcentaje
Concreto, tabiques de arcilla y bloques de concreto	37	74%
Adobe y madera	13	26%
	50	100%

**Tabla 13.** *Porcentaje por material predominante.*  
Fuente: Propia

Se observó sistemas estructurales con materiales muy variantes en muchas de estas viviendas, de tal manera se optó por agruparlos por elementos con mayor rigidez y obtener resultados menos variantes. A los cuales se pudo observar que un gran porcentaje de las viviendas son de concreto armado.

- La sección predominante de columnas de concreto es de 20cm x 20cm y de madera circulares de 10cm de diámetro.
- La estructura principal vertical que predomina son los marcos concretos armado con treinta y cinco viviendas, y marcos de madera con quince viviendas.
- El sistema de piso predominante con cincuenta viviendas es de losa plana sin trabes.
- El sistema de techo predominante con treinta y siete viviendas es de vigas de madera apoyadas y cubiertas metálicas a un agua.
- Ninguna vivienda cuenta con planos elaborados por un profesional.



**Figura 16.** Sistema estructural.  
Fuente: Propia

**Evaluación de daños:** Se obtuvieron los siguientes datos:

- En dos viviendas de concreto se visualiza problemas geotécnicos visibles de asentamientos diferenciales propia del peso estructura
- Existe posibilidad de colapso en las viviendas de adobe representado por trece viviendas. La magnitud de daño presentado es alta, teniendo un deterioro temprano y socavación de las partes bajas de los muros debido a la lluvia y fisuras mayores a 5mm.

- Las viviendas donde el material predominante es el concreto armado, tabiques de arcilla y bloques de concreto, presentan fisuras menores a 2mm entre las uniones.
- Otros elementos exteriores dañados son las fachadas solo de las viviendas de adobe.



**Figura 17.** Evaluación de daños  
Fuente: Propia

### Análisis e interpretación

Para el análisis se tomaron los datos con mayor incidencia, de tal manera obtener un resultado más representativo de la zona de estudio. Adicional a ello, se apoyó de los resultados obtenidos de la Plataforma Virtual de Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones – UPG-FIC-UNI. **(Anexo 7)**

PARÁMETRO	$K_{iA}$	$K_{iB}$	$K_{iC}$	$K_{iD}$	$W_i$	$K \cdot W_i$
01 Organización del sistema resistente	0	5	20	45	1.00	45.00
02 Calidad del sistema resistente	0	5	25	45	0.25	11.25
03 Resistencia estructural	0	5	25	45	1.50	37.50
04 Posición del edificio y cimentación	0	5	25	45	0.75	33.75
05 Diafragmas horizontales	0	5	15	45	1.00	15.00
06 Configuración de planta	0	5	25	45	0.50	12.50
07 Configuración en elevación	0	5	25	45	1.00	0.00
08 Separación máxima entre muros	0	5	25	45	0.25	1.25
09 Tipo de cubierta	0	15	25	45	1.00	25.00
10 Elementos no estructurales	0	0	25	45	0.25	6.25
11 Estado de conservación	0	5	25	45	1.00	25.00

**Tabla 14.** Índice de vulnerabilidad.  
Fuente: Propia

$$Iv = \sum_{i=1}^{11} Ki \cdot Wi$$

$$Iv = \sum_{i=1}^{11} (45 \times 1.00) + (45 \times 0.25) + (25 \times 1.5) + (45 \times 0.75) + (15 \times 1) + (25 \times 0.5) \\ + (0 \times 1.00) + (5 \times 0.25) + (25 \times 1.00) + (25 \times 0.25) + (25 \times 1.00)$$

$$Iv = 212.50 = 25\%$$

$$15\% \leq Iv < 35\%$$

**Vulnerabilidad Media**

De acuerdo con los datos recaudados se tuvo como resultado un índice de vulnerabilidad del 25% representativo a una vulnerabilidad sísmica media. Esto se debió a que el 62% de las viviendas es de un solo piso y un 54% presentan un estado de conservación regular, al incrementar estos valores el índice podría aumentar significativamente.

### Riesgo de Colapso

En base a los datos recolectados y la interpretación de estos, sustentadas en base al criterio de un profesional se obtuvieron los siguientes resultados estimados.

	RIESGO MUY ALTO	La vivienda podría colapsar total o parcialmente durante un sismo, considerándose un porcentaje de peligro alto por falla estructural y no estructural, haciendo inhabitable el inmueble.
	RIESGO ALTO	La vivienda presentaría graves daños durante un sismo, comprometiendo la estabilidad de este. Hallándose fallas estructurales y no estructurales graves.

**Tabla 15.** Riesgo representativo de colapso.

Fuente: Propia

RIESGO REPRESENTATIVO	Número de viviendas	Porcentaje
RIESGO MUY ALTO	12	24%
RIESGO ALTO	38	76%
	50	100%

**Tabla 16.** Porcentaje de riesgo representativo.

Fuente: Propia

Se obtuvo que el 76% representan un riesgo alto de colapso y el 24% colapsaría total o parcialmente. Siendo el 24% la totalidad de viviendas de adobe.

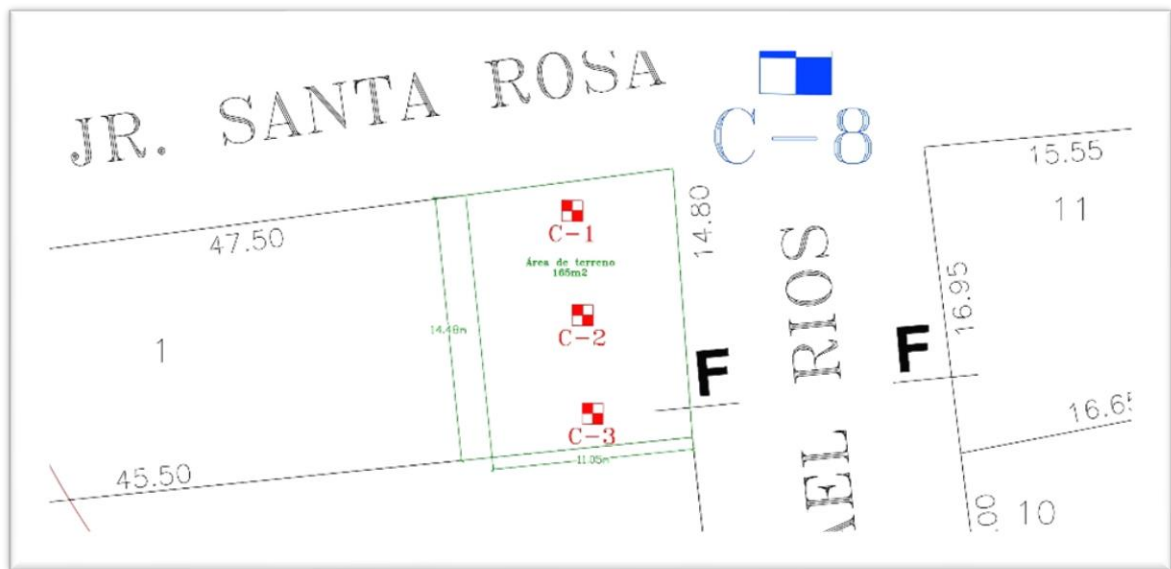


### 4.3. Ensayos de Mecánica de suelos

#### Extracción de muestras

Se realizaron 3 calicatas en el área de estudio de acuerdo con la NTP 339.162 - ASTM D 420, comprendiente a un área de 165m<sup>2</sup>, con ubicación en Lote 1, manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, San Martín. (Ver. Figura 18)

Se extrajeron las muestras de cada estrato, tipo Mib de acuerdo a la norma vigente NTP 339.169 - ASTM D 1587 de manera inalterada y tipo Mab de la norma vigente NTP 339.151 – ASTM D4220. (Ver. Figura 20)



**Figura 18.** Calicatas Marcadas  
Fuente: Propia



**Figura 19.** Realización de calicatas  
Fuente: Propia



**Figura 20.** Muestras de suelo  
Fuente: Propia

### Trabajo de laboratorio

Los estudios se realizaron en el laboratorio de mecánica de suelos y materiales de la Universidad Cesar Vallejo sede Tarapoto (Ver. Figura 21), obteniendo los resultados presentados a continuación.



**Figura 21.** Laboratorio de Mecánica de suelos y materiales – UCV - Tarapoto  
Fuente: Propia

## Granulometría

Para obtener la gradación del suelo, se determinó en base al porcentaje de participación de cada tipo de grano de suelo en función a sus tamaños. En el proceso se secó la muestra hasta que las partículas logren diferenciarse, para ser pasadas por una serie de tamices ordenadas desde la N°4 hasta la N°200, hallándose el porcentaje de participación de acuerdo a la cantidad retina de la muestra en el tamiz luego de ser sacudidas de manera manual y mecánica.



Figura 22. Análisis granulométrico  
Fuente: Propia

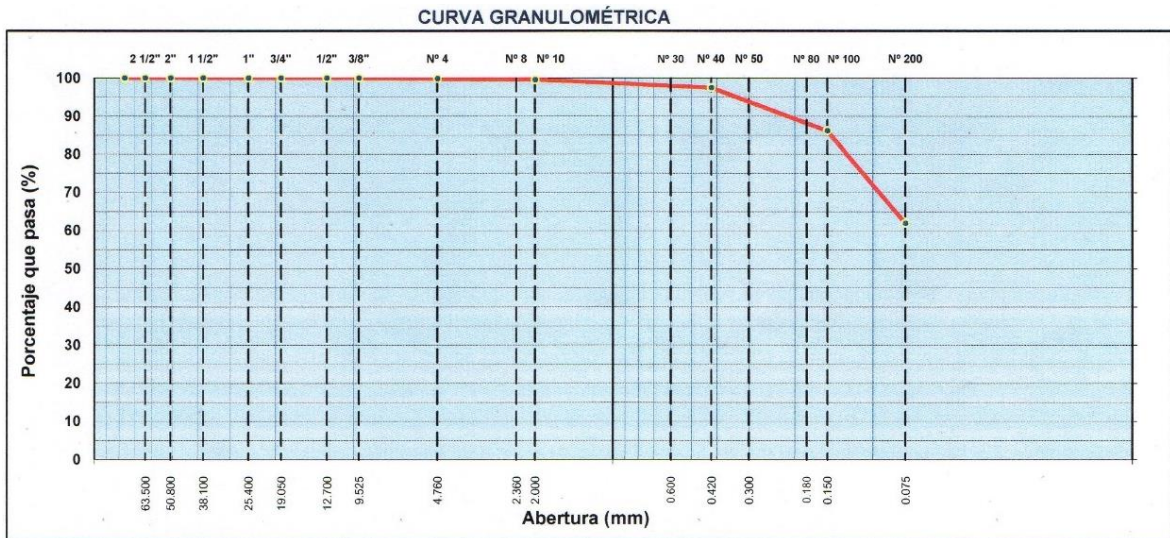
## Análisis granulométrico por tamizado – ASTM D422

### Calicata N°01 – Muestra 02

Profundidad de muestra 0.20m – 0.90m.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO MTC E 107, E 204 - ASTM D 422 - AASHTO T-11, T-27 Y T-88											
3"	76.200									PESO TOTAL = 1,000.0 gr	
2 1/2"	63.500									PESO LAVADO = 616.6 gr	
2"	50.800										
1 1/2"	38.100									LÍMITE LÍQUIDO = 26.45 %	
1"	25.400									LÍMITE PLÁSTICO = 14.84 %	
3/4"	19.050									ÍNDICE PLÁSTICO = 11.61 %	
1/2"	12.700									CLASF. AASHTO = A-6 (6)	
3/8"	9.525									CLASF. SUCCS = CL	
1/4"	6.350	0.00	0.00	0.00	100.00						
# 4	4.760	1.32	0.13	0.13	99.87						
# 8	2.360	2.28	0.23	0.36	99.64					% Grava = 0.1 %	
# 10	2.000	0.39	0.04	0.40	99.60					% Arena = 37.9 %	
#16	1.190	0.93	0.09	0.49	99.51						
#20	0.840	0.83	0.08	0.57	99.43						
# 30	0.600	3.27	0.33	0.90	99.10					% Fino = 61.9 %	
# 40	0.420	15.98	1.60	2.50	97.50						
# 50	0.300	32.13	3.21	5.71	94.29					Malla sup D10 = 0.150	
#60	0.250	22.26	2.23	7.94	92.06					Malla inf. D30 = 0.075	
# 80	0.180	33.81	3.38	11.32	88.68					Ys = 86.2	
# 100	0.150	24.51	2.45	13.77	86.23					Yi = 61.9	
# 200		243.06	24.31	38.08	61.92					Dy = 24.307	
< # 200	FONDO	619.20	61.92	100.00	0.00					X = 0.017 0.030 0.071	
FINO										Coef. Uniformidad = -	
TOTAL	1,000.0									Índice de Consistencia = 2.3	
Coef. Curvatura										Pot. de Expansión = -	
Descripción suelo:	Arcilla arenosa de baja plasticidad									Bajo	Estable

Tabla 17. Análisis granulométrico - Calicata N°01 – M2  
Fuente: Propia



**Gráfico 1. Curva granulométrica - Calicata N°01 – M2**  
Fuente: Propia

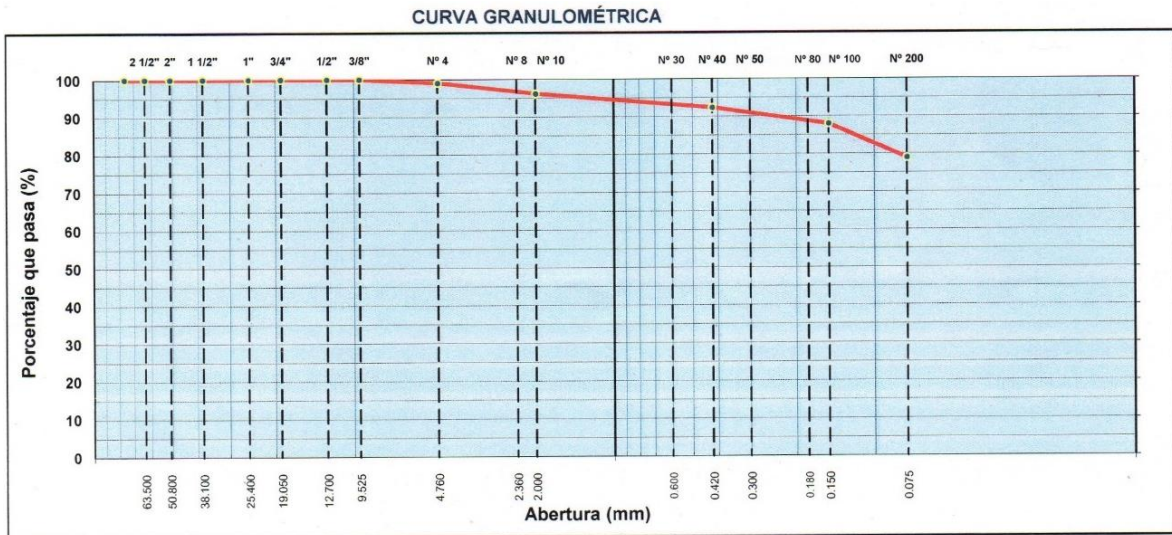
El suelo correspondiente a los resultados pertenece a un suelo arcilla arenosa de baja plasticidad, presentando 61.9% de finos que pasa por la malla N°200, 37.9% de arena y 0.1% de grava.

**Calicata N°01 – Muestra 03**

Profundidad de muestra 0.90m – 3.00m.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO MTC E 107, E 204 - ASTM D 422 - AASHTO T-11, T-27 Y T-88													
TAMIZ	ABERT. mm.	PESO RET.	%RET. PARC.	%RET. AC.	% Q' PASA	ESPECIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA						
3"	76.200						PESO TOTAL	=	1,000.0	gr			
2 1/2"	63.500						PESO LAVADO	=	377.0	gr			
2"	50.800						LÍMITE LÍQUIDO	=	67.08	%			
1 1/2"	38.100						LÍMITE PLÁSTICO	=	22.25	%			
1"	25.400						ÍNDICE PLÁSTICO	=	44.83	%			
3/4"	19.050						CLASF. AASHTO	=	A-7-6	[20]			
1/2"	12.700						CLASF. SUCCS	=	CH				
3/8"	9.525												
1/4"	6.350	0.00	0.00	0.00	100.00								
# 4	4.760	9.10	0.91	0.91	99.09		% Grava	=	0.9	%			
# 8	2.360	23.80	2.38	3.29	96.71		% Arena	=	20.2	%			
# 10	2.000	5.39	0.54	3.83	96.17								
#16	1.190	15.54	1.55	5.38	94.62								
#20	0.840	7.35	0.74	6.12	93.88		% Fino	=	78.9	%			
# 30	0.600	6.23	0.62	6.74	93.26								
# 40	0.420	8.82	0.88	7.62	92.38								
# 50	0.300	10.22	1.02	8.65	91.36		Malla sup		0.150	0.150	0.150		
#60	0.250	8.12	0.81	9.46	90.54		Malla inf.		0.075	0.075	0.075		
# 80	0.180	0.63	0.06	9.52	90.48		Ys		88.016	88.016	88.016		
# 100	0.150	24.64	2.46	11.98	88.02		Yi		78.930	78.930	78.930		
# 200	0.075	90.86	9.09	21.07	78.93		Dy		9.086	9.086	9.086		
< # 200	FONDO	789.30	78.93	100.00	0.00		X		0.0004	0.0018	0.0177		
FINO							Coef. Uniformidad		-			Índice de Consistencia	
TOTAL		1,000.0					Coef. Curvatura		-			1.5	
Descripción suelo:	Arcilla de alta plasticidad con arena							Pot. de Expansión		Alto		Estable	

**Tabla 18. Análisis granulométrico - Calicata N°01 – M3**  
Fuente: Propia



**Gráfico 2. Curva granulométrica - Calicata N°01 – M3**  
Fuente: Propia

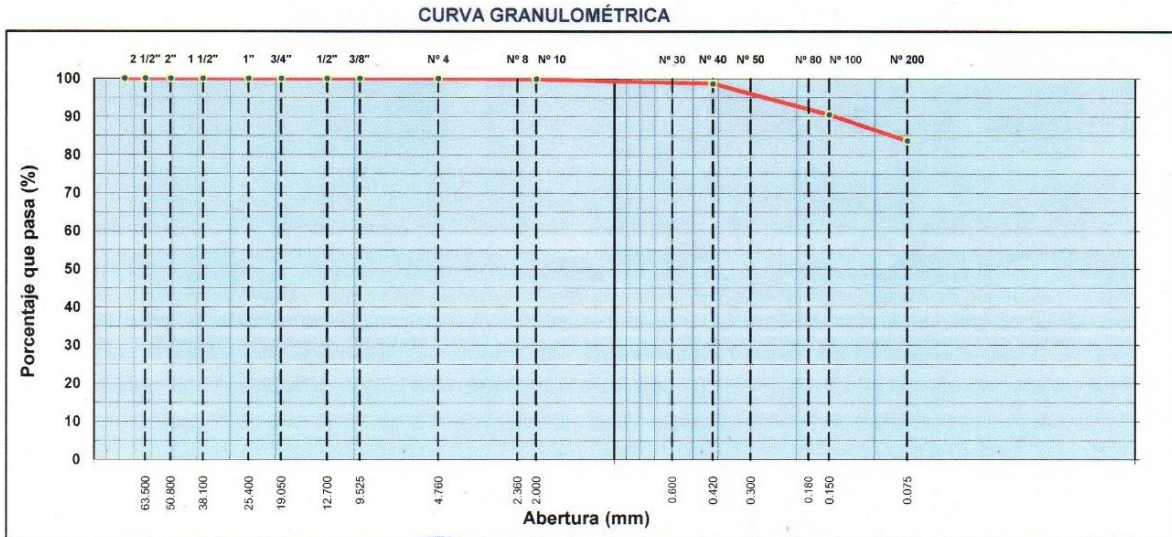
El suelo correspondiente a los resultados pertenece a un suelo arcilla de alta plasticidad con arena, presentando un 78.9% de finos que pasa por la malla N°200, 20.2% de arena y 0.9% de grava.

### Calicata N°02 – Muestra 02

Profundidad de muestra 0.20m – 0.90m.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO MTC E 107, E 204 - ASTM D 422 - AASHTO T-11, T-27 Y T-88								
TAMIZ	ABERT. mm.	PESO RET.	%RET. PARC.	%RET. AC.	% Q' PASA	ESPECIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	
3"	76.200						PESO TOTAL = 1,000.0 gr	
2 1/2"	63.500						PESO LAVADO = 299.7 gr	
2"	50.800						LÍMITE LÍQUIDO = 54.14 %	
1 1/2"	38.100						LÍMITE PLÁSTICO = 17.97 %	
1"	25.400						ÍNDICE PLÁSTICO = 36.17 %	
3/4"	19.050						CLASF. AASHTO = A-7-6 (18)	
1/2"	12.700						CLASF. SUCCS = CH	
3/8"	9.525							
1/4"	6.350							
# 4	4.760	0.00	0.00	0.00	100.00			
# 8	2.360	0.56	0.06	0.06	99.94	% Grava = 0.0 %		
# 10	2.000	0.64	0.06	0.12	99.88	% Arena = 16.3 %		
# 16	1.190	0.88	0.09	0.21	99.79			
# 20	0.840	0.52	0.05	0.26	99.74			
# 30	0.600	1.66	0.17	0.43	99.57	% Fino = 83.7 %		
# 40	0.420	8.46	0.85	1.27	98.73			
# 50	0.300	22.96	2.30	3.57	96.43	Malla sup	D10 = 0.150, D30 = 0.150, D60 = 0.150	
# 60	0.250	17.22	1.72	5.29	94.71	Malla inf.	0.075, 0.075, 0.075	
# 80	0.180	1.04	0.10	5.39	94.61	Ys	83.60, 90.57, 90.57	
# 100	0.150	40.36	4.04	9.43	90.57	Yi	83.89, 6.89, 6.89	
# 200	0.075	68.86	6.89	16.32	83.68	Cu	153.364	
< # 200	FONDO	836.80	83.68	100.00	0.00	Cc	0.370	
FINO						Coef. Uniformidad	-	
TOTAL	1,000.0					Coef. Curvatura	1.5	
Descripción suelo:	Arcilla de alta plasticidad con arena					Pot. de Expansión	Alto	Estable

**Tabla 19. Análisis granulométrico - Calicata N°02 – M2**  
Fuente: Propia



**Gráfico 3. Curva granulométrica - Calicata N°02 – M2**  
Fuente: Propia

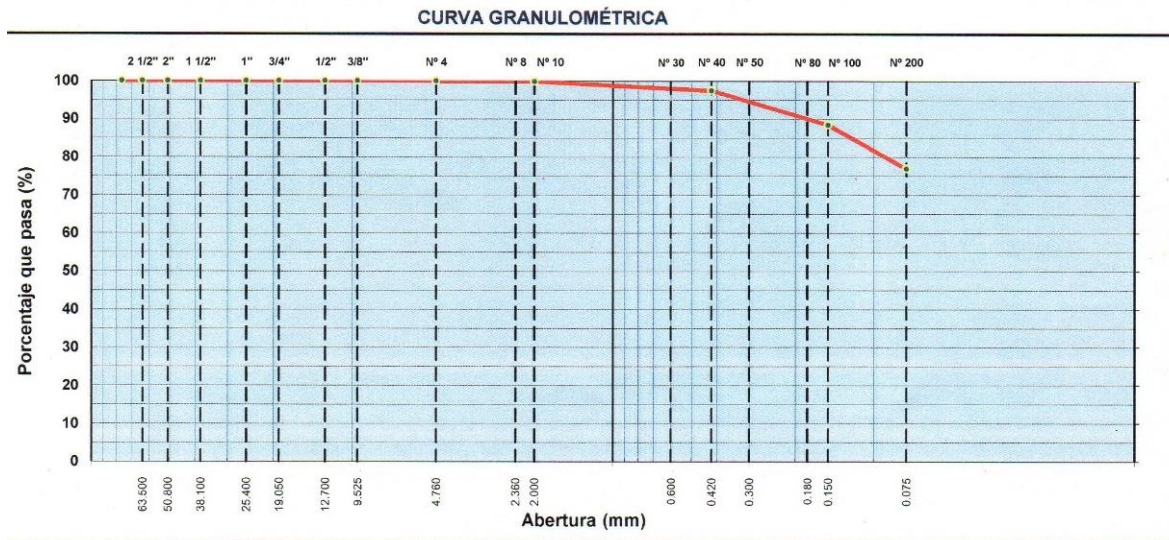
El suelo correspondiente a los resultados pertenece a un suelo arcilla de alta plasticidad con arena, presentando un 83.7% de finos que pasa por la malla N°200, 16.3% de arena y 0.0% de grava.

### Calicata N°02 – Muestra 03

Profundidad de muestra 0.90m – 3.00m.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO MTC E 107, E 204 - ASTM D 422 - AASHTO T-11, T-27 Y T-88														
TAMIZ	ABERT. mm.	PESO RET.	%RET. PARC.	%RET. AC.	% Q' PASA	ESPECIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA							
3"	76.200						PESO TOTAL	=	1.000.0	gr				
2 1/2"	63.500						PESO LAVADO	=	408.3	gr				
2"	50.800						LÍMITE LÍQUIDO	=	28.80	%				
1 1/2"	38.100						LÍMITE PLÁSTICO	=	14.05	%				
1"	25.400						ÍNDICE PLÁSTICO	=	14.75	%				
3/4"	19.050						CLASF. AASHTO	=	<b>A-6</b>	<b>(9)</b>				
1/2"	12.700						CLASF. SUCCS	=	<b>CL</b>					
3/8"	9.525													
1/4"	6.350													
# 4	4.760	<b>0.00</b>	0.00	0.00	100.00									
# 8	2.360	<b>0.54</b>	0.05	0.05	99.95		% Grava	=	<b>0.0</b>	%				
# 10	2.000	<b>0.41</b>	0.04	0.10	99.90		% Arena	=	<b>23.1</b>	%				
#16	1.190	<b>2.26</b>	0.23	0.32	99.68									
#20	0.840	<b>1.38</b>	0.14	0.46	99.54									
# 30	0.600	<b>7.03</b>	0.70	1.16	98.84		% Fino	=	<b>76.9</b>	%				
# 40	0.420	<b>13.38</b>	1.34	2.50	97.50						<b>D10</b>	<b>D30</b>	<b>D60</b>	
# 50	0.300	<b>30.68</b>	3.07	5.57	94.43		Malla sup		<b>0.150</b>		<b>0.150</b>		<b>0.150</b>	
#60	0.250	<b>19.32</b>	1.93	7.50	92.50		Malla inf		<b>0.075</b>		<b>0.075</b>		<b>0.075</b>	
# 80	0.180	<b>2.39</b>	0.24	7.74	92.26		Ys		<b>88.43</b>		<b>88.43</b>		<b>88.43</b>	
# 100	0.150	<b>38.36</b>	3.84	11.58	88.42		Yi		<b>11.50</b>		<b>11.50</b>		<b>11.50</b>	
# 200	0.075	<b>115.03</b>	11.50	23.08	76.92		Dy		<b>11.503</b>		<b>11.503</b>		<b>11.503</b>	
< # 200	FONDO	<b>769.20</b>	76.92	100.00	0.00		X		<b>0.0013</b>		<b>0.0044</b>		<b>0.0271</b>	
FINO							Coef. Uniformidad		<b>-</b>		Índice de Consistencia			
TOTAL	1.000.0						Coef. Curvatura		<b>-</b>		<b>2.0</b>			
Descripción suelo:	Arcilla de baja plasticidad con arena							Pot. de Expansión		<b>Bajo</b>		<b>Estable</b>		

**Tabla 20. Análisis granulométrico - Calicata N°02 – M3**  
Fuente: Propia



**Gráfico 4. Curva granulométrica - Calicata N°02 – M3**  
Fuente: Propia

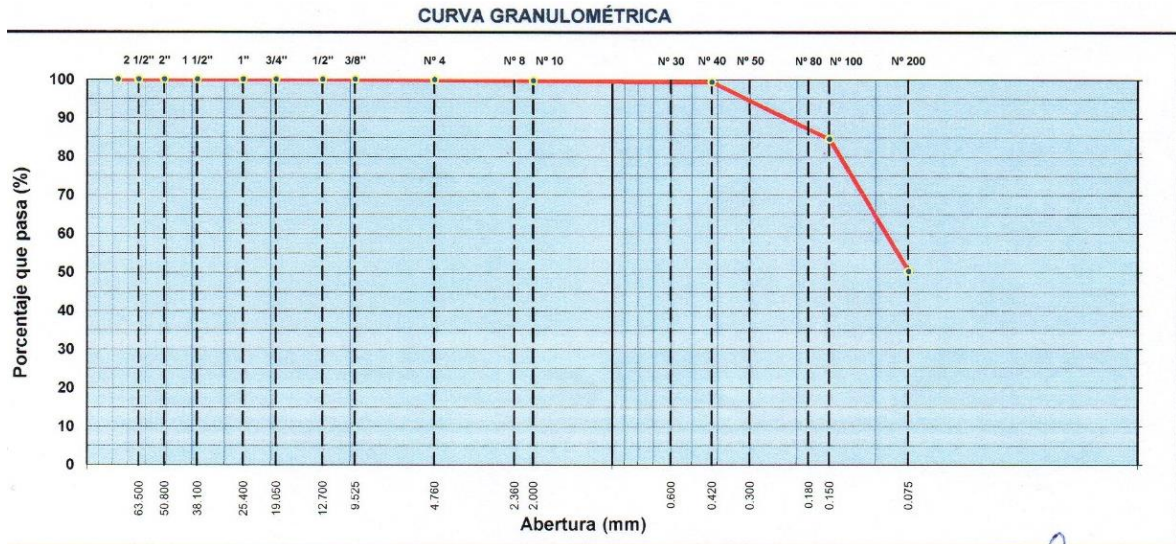
El suelo correspondiente a los resultados pertenece a un suelo arcilla de baja plasticidad con arena, presentando un 76.9% de finos que pasa por la malla N°200, 23.1% de arena y 0.0% de grava.

**Calicata N°03 – Muestra 02**

Profundidad de muestra 0.20m – 1.10m.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO MTC E 107, E 204 - ASTM D 422 - AASHTO T-11, T-27 Y T-88								
TAMIZ	ABERT. mm.	PESO RET.	%RET. PARC.	%RET. AC.	% Q' PASA	ESPECIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	
3"	76.200						PESO TOTAL = 1.000.0 gr	
2 1/2"	63.500						PESO LAVADO = 747.2 gr	
2"	50.800						LÍMITE LÍQUIDO = 0.00 %	
1 1/2"	38.100						LÍMITE PLÁSTICO = 0.00 %	
1"	25.400						ÍNDICE PLÁSTICO = 0.00 %	
3/4"	19.050						CLASF. AASHTO = A-4 (3)	
1/2"	12.700						CLASF. SUCCS = ML	
3/8"	9.525							
1/4"	6.350	0.00	0.00	0.00	100.00			
# 4	4.760	0.62	0.06	0.06	99.94			
# 8	2.360	1.50	0.15	0.21	99.79	% Grava = 0.1 %		
# 10	2.000	0.32	0.03	0.24	99.76	% Arena = 49.7 %		
# 16	1.190	1.40	0.14	0.38	99.62			
# 20	0.840	0.77	0.08	0.46	99.54			
# 30	0.600	0.57	0.06	0.52	99.48	% Fino = 50.3 %		
# 40	0.420	0.45	0.04	0.56	99.44			
# 50	0.300	33.92	3.39	3.95	96.05	Malla sup	D10 = 0.150, D30 = 0.150, D60 = 0.150	
# 60	0.250	10.91	1.09	5.05	94.95	Malla inf.	0.075, 0.075, 0.075	
# 80	0.180	47.25	4.72	9.77	90.23	Ys	84.52, 84.52, 84.52	
# 100	0.150	57.09	5.71	15.48	84.52	Yi	34.25, 34.25, 34.25	
# 200	0.075	342.53	34.25	49.73	50.27	Cu	2.751	
< # 200	FONDO	502.70	50.27	100.00	0.00	Cc	0.820	
FINO						Coef. Uniformidad	-	
TOTAL		1.000.0				Coef. Curvatura	-	
Descripción suelo:	Limo arenoso de baja plasticidad					Pot. de Expansión	Bajo	Índice de Consistencia = 0.0

**Tabla 21. Análisis granulométrico - Calicata N°03 – M2**  
Fuente: Propia



**Gráfico 5.** Curva granulométrica - Calicata N°03 – M2  
Fuente: Propia

El suelo correspondiente a los resultados pertenece a un suelo limo arenoso de baja plasticidad, presentando un 50.3% de finos que pasa por la malla N°200, 49.7% de arena y 0.1% de grava.

### Humedad Natural

El objetivo es determinar la humedad natural del suelo, expresada en porcentaje respecto al peso de agua dada por una muestra de suelo. Esto se logra con un horno controlado a 110°C, considerando el peso del agua la pérdida de peso debido al secado del suelo.



**Figura 23.** Ensayo de humedad natural  
Fuente: Propia



## Humedad Natural – ASTM D2216

### Calicata N°01 – Muestra 02

Profundidad de muestra 0.20m – 0.90m.

HUMEDAD NATURAL : ASTM D - 2216					
LATA	1	2	3	UNIDAD	OBSERVACIONES
PESO DE LATA	89.08	61.68	90.68	grs.	Las muestras fueron preservadas y transportadas de acuerdo a la Norma ASTM 4220.
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	242.95	211.25	240.31	grs.	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	213.49	182.97	212.23	grs.	
PESO DEL AGUA	29.46	28.28	28.08	grs.	
PESO DEL SUELO SECO	124.41	121.29	121.55	grs.	
% DE HUMEDAD	23.68	23.32	23.10	%	
PROMEDIO % DE HUMEDAD	23.37			%	

Tabla 22. Humedad Natural - Calicata N°01 – M2  
Fuente: Propia

Los porcentajes presentados en la muestra 02 de la calicata 01, fueron de 23.68%, 23.32% y 23.10%, teniendo un porcentaje promedio total de 23.37%.

### Calicata N°01 – Muestra 03

Profundidad de muestra 0.90m – 3.00m.

HUMEDAD NATURAL : ASTM D - 2216					
LATA	1	2	3	UNIDAD	OBSERVACIONES
PESO DE LATA	80.45	62.64	66.26	grs.	Las muestras fueron preservadas y transportadas de acuerdo a la Norma ASTM 4220.
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	229.74	218.44	217.56	grs.	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	189.50	176.92	176.24	grs.	
PESO DEL AGUA	40.24	41.52	41.32	grs.	
PESO DEL SUELO SECO	109.05	114.28	109.98	grs.	
% DE HUMEDAD	36.90	36.33	37.57	%	
PROMEDIO % DE HUMEDAD	36.93			%	

Tabla 23. Humedad Natural - Calicata N°01 – M3  
Fuente: Propia

Los porcentajes presentados en la muestra 03 de la calicata 01, fueron de 36.90%, 36.33% y 37.57%, teniendo un porcentaje promedio total de 36.93%.

### Calicata N°02 – Muestra 02

Profundidad de muestra 0.20m – 0.90m.

HUMEDAD NATURAL : ASTM D - 2216					
LATA	1	2	3	UNIDAD	OBSERVACIONES
PESO DE LATA	63.09	76.15	69.75	grs.	Las muestras fueron preservadas y transportadas de acuerdo a la Norma ASTM 4220.
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	220.47	224.02	227.85	grs.	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	180.83	187.09	188.11	grs.	
PESO DEL AGUA	39.64	36.93	39.74	grs.	
PESO DEL SUELO SECO	117.74	110.94	118.36	grs.	
% DE HUMEDAD	33.67	33.29	33.58	%	
PROMEDIO % DE HUMEDAD	33.51			%	

Tabla 24. Humedad Natural - Calicata N°02 – M2  
Fuente: Propia

Los porcentajes presentados en la muestra 02 de la calicata 02, fueron de 33.67%, 33.29% y 33.58%, teniendo un porcentaje promedio total de 33.51%.

### Calicata N°02 – Muestra 03

Profundidad de muestra 0.90m – 3.00m.

HUMEDAD NATURAL : ASTM D - 2216					
LATA	1	2	3	UNIDAD	OBSERVACIONES
PESO DE LATA	70.10	74.08	58.06	grs.	Las muestras fueron preservadas y transportadas de acuerdo a la Norma ASTM 4220.
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	229.86	235.12	213.02	grs.	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	200.15	205.03	184.83	grs.	
PESO DEL AGUA	29.71	30.09	28.19	grs.	
PESO DEL SUELO SECO	130.05	130.95	126.77	grs.	
% DE HUMEDAD	22.85	22.98	22.24	%	
PROMEDIO % DE HUMEDAD	22.69			%	

**Tabla 25. Humedad Natural- Calicata N°02 – M3**  
Fuente: Propia

Los porcentajes presentados en la muestra 03 de la calicata 02, fueron de 22.85%, 22.98% y 22.24%, teniendo un porcentaje promedio total de 22.69%.

### Calicata N°03 – Muestra 02

Profundidad de muestra 0.20m – 1.10m.

HUMEDAD NATURAL : ASTM D - 2216					
LATA	1	2	3	UNIDAD	OBSERVACIONES
PESO DE LATA	73.27	81.99	60.45	grs.	Las muestras fueron preservadas y transportadas de acuerdo a la Norma ASTM 4220.
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	233.61	242.10	225.24	grs.	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	202.39	210.11	193.37	grs.	
PESO DEL AGUA	31.22	31.99	31.87	grs.	
PESO DEL SUELO SECO	129.12	128.12	132.92	grs.	
% DE HUMEDAD	24.18	24.97	23.98	%	
PROMEDIO % DE HUMEDAD	24.37			%	

**Tabla 26. Humedad Natural - Calicata N°03 – M2**  
Fuente: Propia

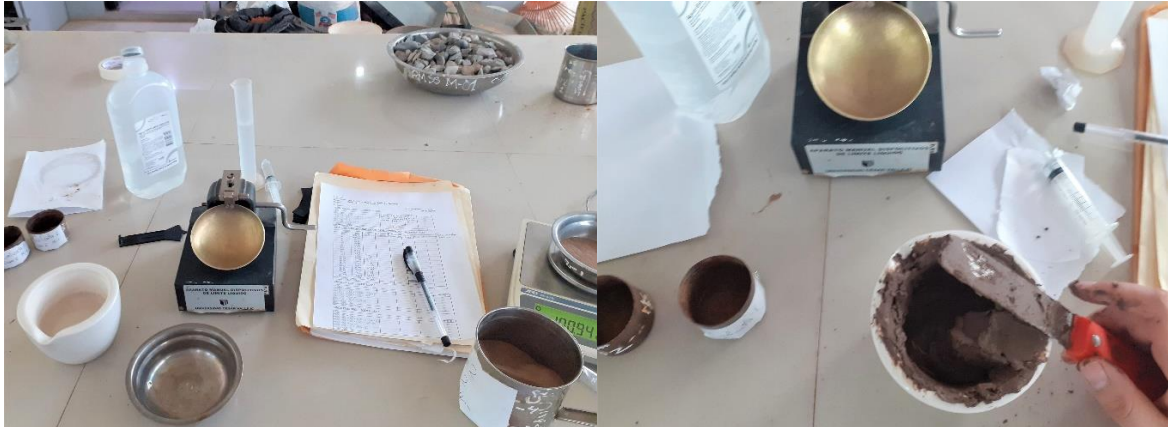
Los porcentajes presentados en la muestra 03 de la calicata 02, fueron de 24.18%, 24.97% y 23.98%, teniendo un porcentaje promedio total de 24.37%.

### Límites de Atterberg – ASTM D 4318 – AASHTO T-89 y T-90

El objetivo es determinar el comportamiento de los suelos finos que pasan por el tamiz N°40, tomando en cuenta los estados del suelo a medida que aumenta su contenido de humedad aportada por el agua destilada.

## Límite Líquido

Es el contenido de humedad por el cual el suelo se comporta con un estado delimitado por la transición entre el estado semi líquido y plástico.



**Figura 24.** Ensayo de límites de Atterberg - Límite líquido  
Fuente: Propia

## Límite plástico

Es el contenido de humedad por el cual el suelo se comporta con un estado delimitado por la transición entre el estado semi sólido y plásticos.



**Figura 25.** Ensayo de límites de Atterberg - Límite plástico  
Fuente: Propia

## Índice de Plasticidad

El índice de plasticidad se determina de la diferencia entre el límite líquido y plástico, obteniendo un rango de humedad donde el suelo se mantiene en estado plástico.

## Calicata N°01 – Muestra 02

Profundidad de muestra 0.20m – 0.90m.

LÍMITES DE ATTERBERG MTC E 110 Y E 111 - ASTM D 4318 - AASHTO T-89 Y T-90				
LÍMITE LÍQUIDO				
Nº TARRO	1	2	3	
TARRO + SUELO HÚMEDO	66.51	68.78	66.50	
TARRO + SUELO SECO	58.78	60.89	59.40	
AGUA	7.73	7.89	7.10	
PESO DEL TARRO	31.01	31.06	31.04	
PESO DEL SUELO SECO	27.77	29.83	28.36	
% DE HUMEDAD	<b>27.84</b>	<b>26.45</b>	<b>25.04</b>	
Nº DE GOLPES	17	25	37	
LÍMITE PLÁSTICO				
Nº TARRO	1	2	3	
TARRO + SUELO HÚMEDO	53.51	54.68	52.99	
TARRO + SUELO SECO	50.54	51.59	49.52	
AGUA	2.97	3.09	3.47	
PESO DEL TARRO	30.95	28.11	28.11	
PESO DEL SUELO SECO	<b>19.59</b>	<b>23.48</b>	<b>21.41</b>	
% DE HUMEDAD	<b>15.16</b>	<b>13.16</b>	<b>16.21</b>	

Tabla 27. Límites de Atterberg - Calicata N°01 – M2  
Fuente: Propia

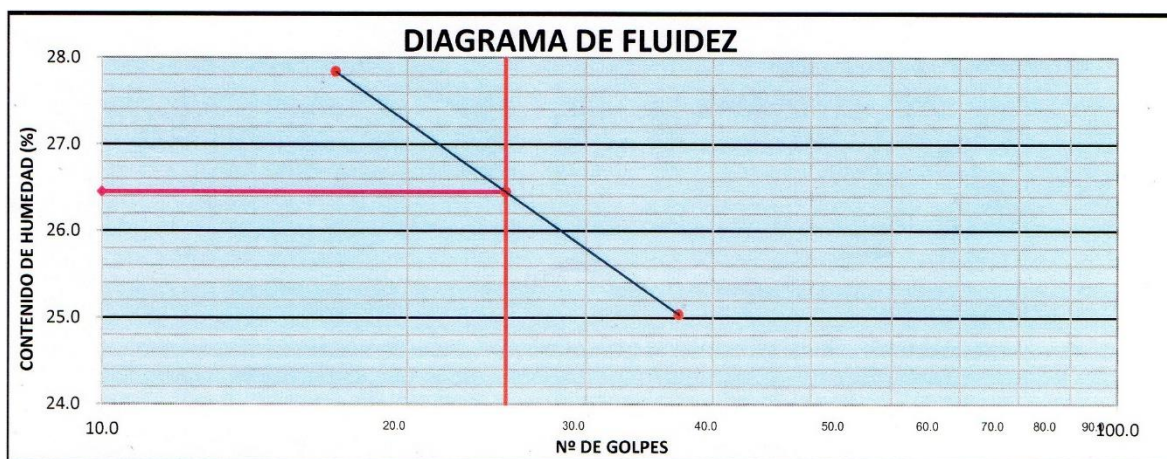


Gráfico 6. Diagrama de fluidez - Calicata N°01 – M2  
Fuente: Propia

CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA	
LÍMITE LÍQUIDO	26.45
LÍMITE PLÁSTICO	14.84
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	<b>11.61</b>

Tabla 28. Índice de plasticidad - Calicata N°01 – M2  
Fuente: Propia

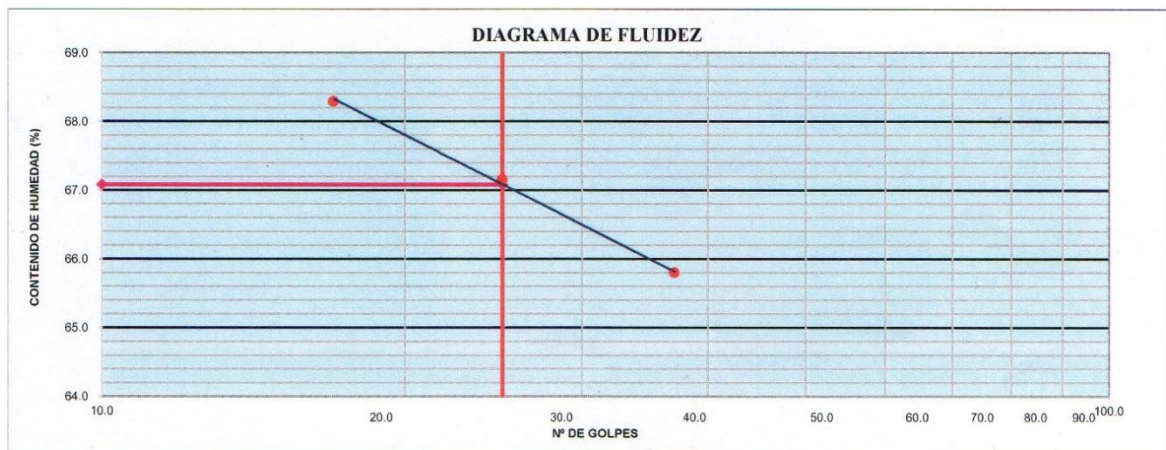
A través del ensayo de límite líquido y límite plástico se obtuvieron los porcentajes de humedad promedio de 26.45% y 14.84% respectivamente. La diferencia de límites es de 11.61% perteneciente a arcillas inorgánicas de baja plasticidad.

### Calicata N°01 – Muestra 03

Profundidad de muestra 0.90m – 3.00m.

LÍMITES DE ATTERBERG MTC E 110 Y E 111 - ASTM D 4318 - AASHTO T-89 Y T-90				
LÍMITE LÍQUIDO				
Nº TARRO	1	2	3	
TARRO + SUELO HÚMEDO	57.07	52.33	51.12	
TARRO + SUELO SECO	42.04	39.39	38.79	
AGUA	15.03	12.94	12.33	
PESO DEL TARRO	20.03	20.12	20.05	
PESO DEL SUELO SECO	22.01	19.27	18.74	
% DE HUMEDAD	68.29	67.15	65.80	
Nº DE GOLPES	17	25	37	
LÍMITE PLÁSTICO				
Nº TARRO	1	2	3	
TARRO + SUELO HÚMEDO	51.24	52.39	53.1	
TARRO + SUELO SECO	47.51	48.25	48.88	
AGUA	3.73	4.14	4.22	
PESO DEL TARRO	30.60	29.86	29.86	
PESO DEL SUELO SECO	16.91	18.39	19.02	
% DE HUMEDAD	22.06	22.51	22.19	

**Tabla 29.** Límites de Atterberg - Calicata N°01 – M3  
Fuente: Propia



**Gráfico 7.** Diagrama de fluidez - Calicata N°01 – M3  
Fuente: Propia

CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA	
LÍMITE LÍQUIDO	67.08
LÍMITE PLÁSTICO	22.25
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	44.83

**Tabla 30.** Índice de plasticidad - Calicata N°01 – M3  
Fuente: Propia

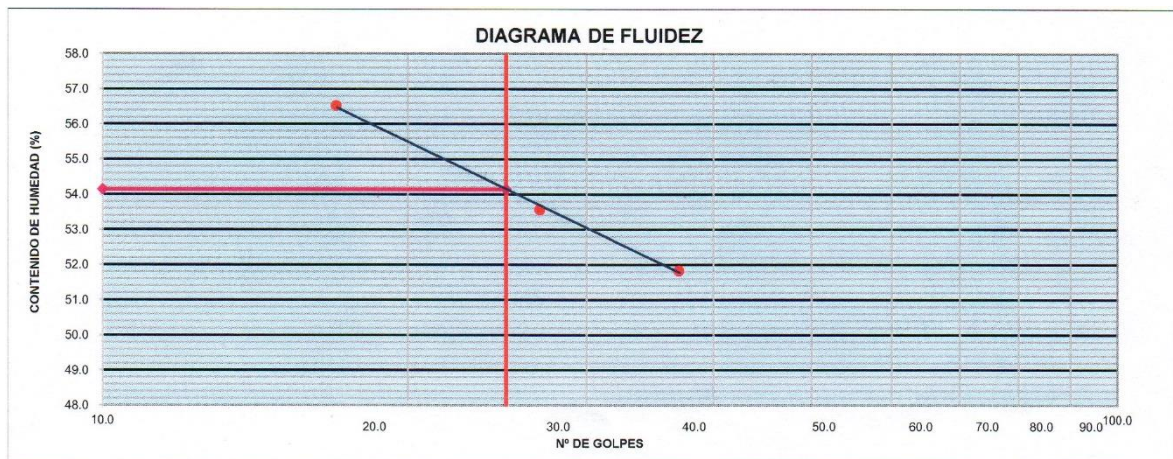
A través del ensayo de límite líquido y límite plástico se obtuvieron los porcentajes de humedad promedio de 67.08% y 22.25% respectivamente. La diferencia de límites es de 44.83% perteneciente a arcillas inorgánicas de alta plasticidad.

## Calicata N°02 – Muestra 02

Profundidad de muestra 0.20m – 0.90m.

LÍMITES DE ATTERBERG MTC E 110 Y E 111 - ASTM D 4318 - AASHTO T-89 Y T-90				
LÍMITE LÍQUIDO				
Nº TARRO	1	2	3	
TARRO + SUELO HÚMEDO	55.43	50.67	55.60	
TARRO + SUELO SECO	42.69	39.98	43.46	
AGUA	12.74	10.69	12.14	
PESO DEL TARRO	20.15	20.02	20.03	
PESO DEL SUELO SECO	22.54	19.96	23.43	
% DE HUMEDAD	56.52	53.56	51.81	
Nº DE GOLPES	17	27	37	
LÍMITE PLÁSTICO				
Nº TARRO	1	2	3	
TARRO + SUELO HÚMEDO	52.97	51.59	51.52	
TARRO + SUELO SECO	49.89	48.18	48.52	
AGUA	3.08	3.41	3	
PESO DEL TARRO	31.68	31.01	31.01	
PESO DEL SUELO SECO	18.21	17.17	17.51	
% DE HUMEDAD	16.91	19.86	17.13	

**Tabla 31.** Límites de Atterberg - Calicata N°02 – M2  
Fuente: Propia



**Gráfico 8.** Diagrama de fluidez - Calicata N°02 – M2  
Fuente: Propia

CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA	
LÍMITE LÍQUIDO	54.14
LÍMITE PLÁSTICO	17.97
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	36.17

**Tabla 32.** Índice de plasticidad - Calicata N°02 – M2  
Fuente: Propia

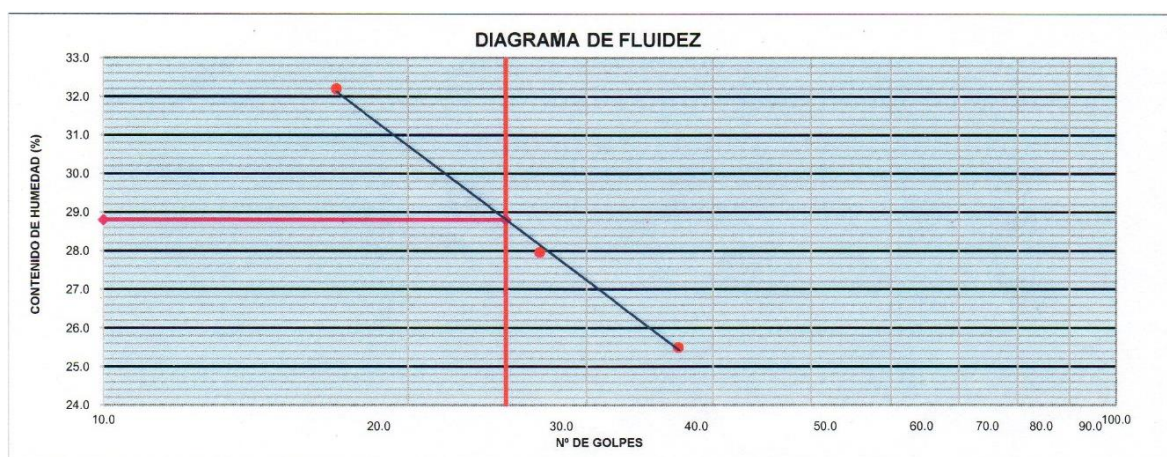
A través del ensayo de límite líquido y límite plástico se obtuvieron los porcentajes de humedad promedio de 54.14% y 17.97% respectivamente. La diferencia de límites es de 36.17% perteneciente a arcillas inorgánicas de alta plasticidad.

## Calicata N°02 – Muestra 03

Profundidad de muestra 0.90m – 3.00m.

LÍMITES DE ATTERBERG MTC E 110 Y E 111 - ASTM D 4318 - AASHTO T-89 Y T-90				
LÍMITE LÍQUIDO				
Nº TARRO	1	2	3	
TARRO + SUELO HÚMEDO	68.11	70.67	68.55	
TARRO + SUELO SECO	57.73	60.83	59.83	
AGUA	10.38	9.84	8.72	
PESO DEL TARRO	25.49	25.62	25.62	
PESO DEL SUELO SECO	32.24	35.21	34.21	
% DE HUMEDAD	<b>32.20</b>	<b>27.95</b>	<b>25.49</b>	
Nº DE GOLPES	17	27	37	
LÍMITE PLÁSTICO				
Nº TARRO	1	2	3	
TARRO + SUELO HÚMEDO	54.29	45.54	46.1	
TARRO + SUELO SECO	51.15	43.32	43.89	
AGUA	3.14	2.22	2.21	
PESO DEL TARRO	31.55	25.17	28	
PESO DEL SUELO SECO	19.60	18.15	15.89	
% DE HUMEDAD	<b>16.02</b>	<b>12.23</b>	<b>13.91</b>	

**Tabla 33. Límites de Atterberg - Calicata N°02 – M3**  
Fuente: Propia



**Gráfico 9. Diagrama de fluidez - Calicata N°02 – M3**  
Fuente: Propia

CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA	
LÍMITE LÍQUIDO	28.80
LÍMITE PLÁSTICO	14.05
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	<b>14.75</b>

**Tabla 34. Índice de plasticidad - Calicata N°02 – M3**  
Fuente: Propia

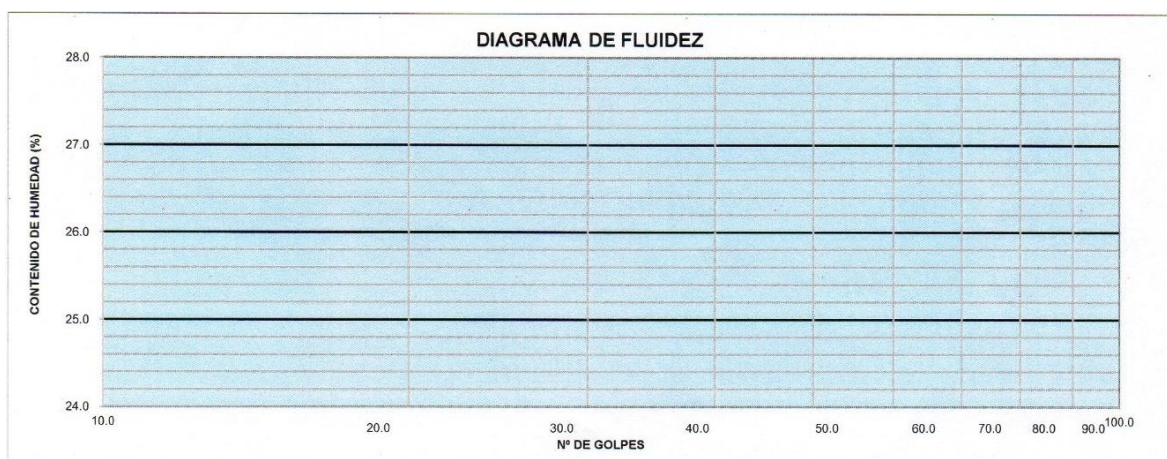
A través del ensayo de límite líquido y límite plástico se obtuvieron los porcentajes de humedad promedio de 28.80% y 14.05% respectivamente. La diferencia de límites es de 14.75% perteneciente a arcillas inorgánicas de alta plasticidad.

## Calicata N°03 – Muestra 02

Profundidad de muestra 0.20m – 1.10m.

LÍMITES DE ATTERBERG MTC E 110 Y E 111 - ASTM D 4318 - AASHTO T-89 Y T-90		
LÍMITE LÍQUIDO		
Nº TARRO	<b>NL</b>	
TARRO + SUELO HÚMEDO		
TARRO + SUELO SECO		
AGUA		
PESO DEL TARRO		
PESO DEL SUELO SECO		
% DE HUMEDAD		
Nº DE GOLPES		
LÍMITE PLÁSTICO		
Nº TARRO	<b>NP</b>	
TARRO + SUELO HÚMEDO		
TARRO + SUELO SECO		
AGUA		
PESO DEL TARRO		
PESO DEL SUELO SECO		
% DE HUMEDAD		

**Tabla 35.** Límites de Atterberg - Calicata N°03 – M2  
Fuente: Propia



**Gráfico 10.** Diagrama de fluidez - Calicata N°03 – M2  
Fuente: Propia

CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA	
LÍMITE LÍQUIDO	0.00
LÍMITE PLÁSTICO	0.00
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	0.00

**Tabla 36.** Índice de plasticidad - Calicata N°03 – M2  
Fuente: Propia

A través del ensayo de límite líquido y límite plástico no se obtuvieron los porcentajes de humedad promedio respectivamente. La diferencia de límites es de 0%.



## Resultados de clasificación de suelos

### Calicata N°01

Ubicación		Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto				Fecha :	Nov. 2,019		
Calicata	C-01	Nivel freático:	Prof. Exc.: 3.00 (m)	Cota As. 100.00 (msnm)	CLASIFICACION				
Cota As. (m)	Est.	Descripción del Estrato de suelo			AASHTO	SUCS	SIMBOLO	ESPESOR (m)	HUMEDAD (%)
0.00	I	Turba y otros suelos, altamente orgánicos. , con espesor de 0.00 a 0.20 mt.			-	PT		0.20	-
0.20									
	II	Arcilla inorganica de baja plasticidad con 61.92 % de finos, (que pasa la malla N°200) limite liquido 26.45 e indice de plastico 11.61			A-6(6)	CL		0.90	23.10
1.10									
	III	Arcilla inorganica de alta plasticidad con 78.93 % de finos, (que pasa la malla N°200) limite liquido 67.08 e indice de plastico 44.83			A-7-6-(20)	CH		1.90	36.50
3.00									

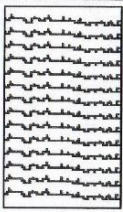


**Tabla 37. Resultados de clasificación de suelos - Calicata N°01**  
Fuente: Propia

### Calicata N°02

Ubicación		Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto				Fecha :	Nov. 2,019		
Calicata	C-02	Nivel freático:	Prof. Exc.: 3.00 (m)	Cota As. 100.00 (msnm)	CLASIFICACION				
Cota As. (m)	Est.	Descripción del Estrato de suelo			AASHTO	SUCS	SIMBOLO	ESPESOR (m)	HUMEDAD (%)
0.00	I	Turba y otros suelos, altamente orgánicos. , con espesor de 0.00 a 0.20 mt.			-	PT		0.20	-
	II	Arcilla inorganica de alta plasticidad con 83.68 % de finos, (que pasa la malla N°200) limite liquido 54.14 e indice de plastico 36.17			A-7-6 (18)	CH		0.90	33.30
1.10									
	III	Arcilla inorganica de baja plasticidad con 76.92 % de finos, (que pasa la malla N°200) limite liquido 28.80 e indice de plastico 14.75			A-6(9)	CL		1.90	23.00
3.00									

**Tabla 38. Resultados de clasificación de suelos - Calicata N°02**  
Fuente: Propia

## Calicata N°03

Ubicación :		Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto				Fecha :	Nov. 2,019	
Calicata	C-03	Nivel freático: 1.10 m	Prof. Exc.: 3.00 (m)	Cota As. 100.00 (msnm)	CLASIFICACION		ESPESOR	HUMEDAD
Cota As. (m)	Est.	Descripcion del Estrato de suelo		AASHTO	SUCS	SIMBOLO	(m)	(%)
0.00	I	Turba y otros suelos, altamente orgánicos, con espesor de 0.00 a 0.20 mt.			PT		0.20	-
1.30	II	Limo organico de baja plasticidad con 50.27 % de finos, (que pasa la malla N°200) limite liquido 0.00 e indice de plastico 0.00.		A-4(3)	ML		1.10	25.00
3.00	III						1.70	

**Tabla 39. Resultados de clasificación de suelos - Calicata N°03**  
Fuente: Propia

## Ensayo de Corte directo ASTM – D3080

En este ensayo se determinó la resistencia al corte del suelo, mediante la deformación de 3 especímenes de cada calicata, bajo diferente carga normal determinando la resistencia, desplazamiento y propiedades resistentes del suelo.



**Figura 26. Ensayo de Corte directo**  
Fuente: Propia

## Calicata N°01

Los datos fueron obtenidos de las muestras inalteradas de la calicata N°01 mediante 3 especímenes bajos distintas cargas normales. La clasificación de suelos pertenece a un suelo arcilloso de baja plasticidad y alta plasticidad tomadas a una profundidad de 0.20m – 3.00m.

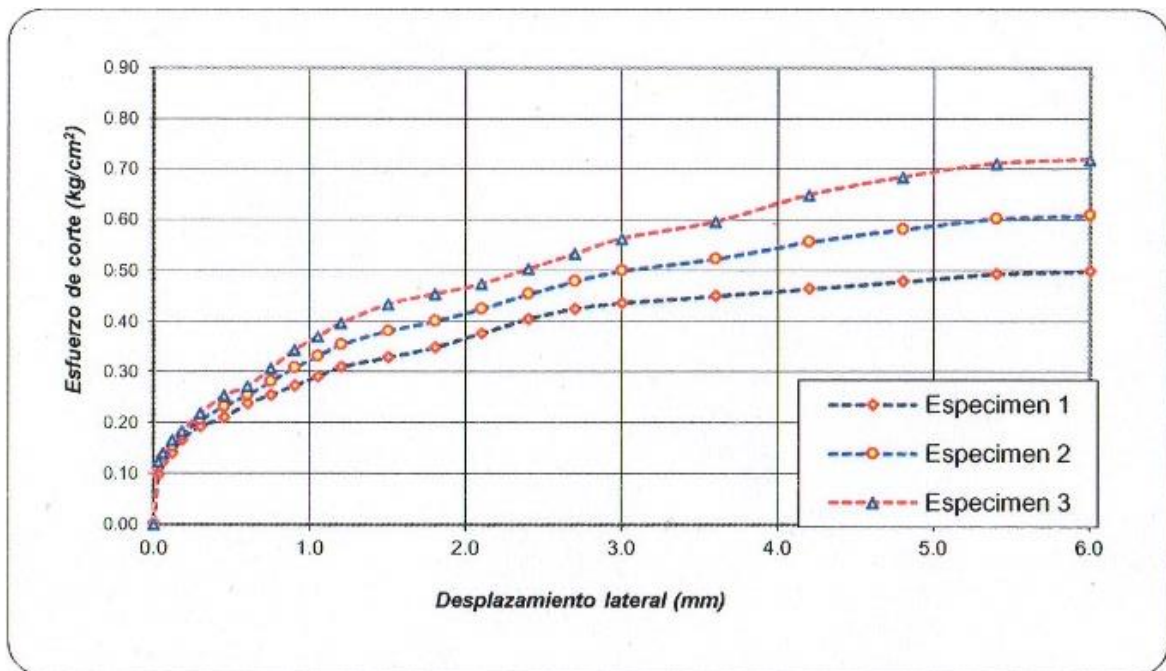
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D3080								
Sondaje : C-01			Profundidad : 0.20 - 3.00 m			Velocidad : 0.5 mm/min		
			Estado : INALTERADO			Clasificación SUCS: CL-CH		
ESPECIMEN 1			ESPECIMEN 2			ESPECIMEN 3		
Altura :	20.00 mm		Altura :	20.00 mm		Altura :	20.00 mm	
Lado :	60.00 mm		Lado :	60.00 mm		Lado :	60.00 mm	
D. Seca :	1.41 gr/cm <sup>3</sup>		D. Seca :	1.41 gr/cm <sup>3</sup>		D. Seca :	1.41 gr/cm <sup>3</sup>	
Humedad :	15.89 %		Humedad :	15.89 %		Humedad :	15.89 %	
Esf. Normal :	0.56 kg/cm <sup>2</sup>		Esf. Normal :	1.11 kg/cm <sup>2</sup>		Esf. Normal :	1.67 kg/cm <sup>2</sup>	
Esf. Corte :	0.50 kg/cm <sup>2</sup>		Esf. Corte :	0.61 kg/cm <sup>2</sup>		Esf. Corte :	0.72 kg/cm <sup>2</sup>	

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado ( $\tau/\sigma$ )	Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado ( $\tau/\sigma$ )	Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado ( $\tau/\sigma$ )
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.03	0.10	0.17	0.03	0.11	0.10	0.03	0.12	0.07
0.06	0.12	0.22	0.06	0.13	0.12	0.06	0.14	0.08
0.12	0.14	0.25	0.12	0.15	0.14	0.12	0.17	0.10
0.18	0.17	0.30	0.18	0.17	0.16	0.18	0.18	0.11
0.30	0.19	0.34	0.30	0.21	0.18	0.30	0.22	0.13
0.45	0.21	0.38	0.45	0.23	0.21	0.45	0.25	0.15
0.60	0.24	0.42	0.60	0.25	0.23	0.60	0.27	0.16
0.75	0.25	0.45	0.75	0.28	0.25	0.75	0.31	0.18
0.90	0.27	0.48	0.90	0.31	0.27	0.90	0.34	0.20
1.05	0.29	0.51	1.05	0.33	0.29	1.05	0.37	0.22
1.20	0.31	0.55	1.20	0.35	0.31	1.20	0.40	0.23
1.50	0.33	0.58	1.50	0.38	0.33	1.50	0.43	0.25
1.80	0.35	0.61	1.80	0.40	0.35	1.80	0.45	0.26
2.10	0.38	0.65	2.10	0.43	0.37	2.10	0.47	0.27
2.40	0.40	0.70	2.40	0.45	0.39	2.40	0.50	0.29
2.70	0.43	0.73	2.70	0.48	0.41	2.70	0.53	0.31
3.00	0.44	0.75	3.00	0.50	0.43	3.00	0.56	0.32
3.60	0.45	0.76	3.60	0.52	0.44	3.60	0.60	0.34
4.20	0.46	0.78	4.20	0.56	0.47	4.20	0.65	0.36
4.80	0.48	0.79	4.80	0.58	0.48	4.80	0.68	0.38
5.40	0.49	0.81	5.40	0.60	0.49	5.40	0.71	0.39
6.00	0.50	0.81	6.00	0.61	0.49	6.00	0.72	0.39

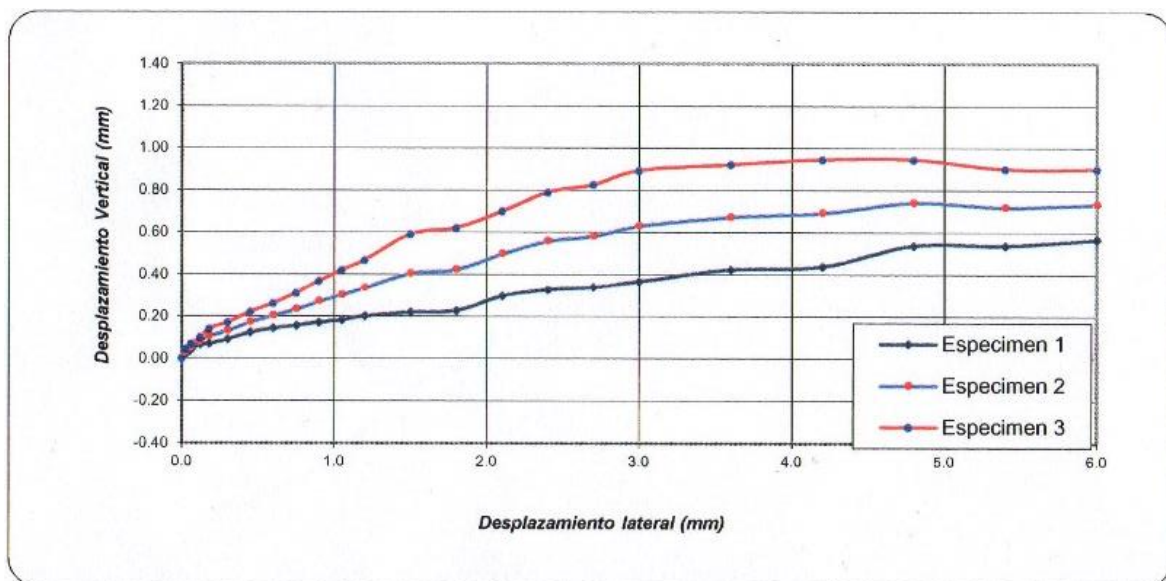
Tabla 40. Ensayo de Corte Directo - Calicata N°01  
Fuente: Propia

El **gráfico 11** representa la tensión frente al desplazamiento horizontal de los 3 especímenes.



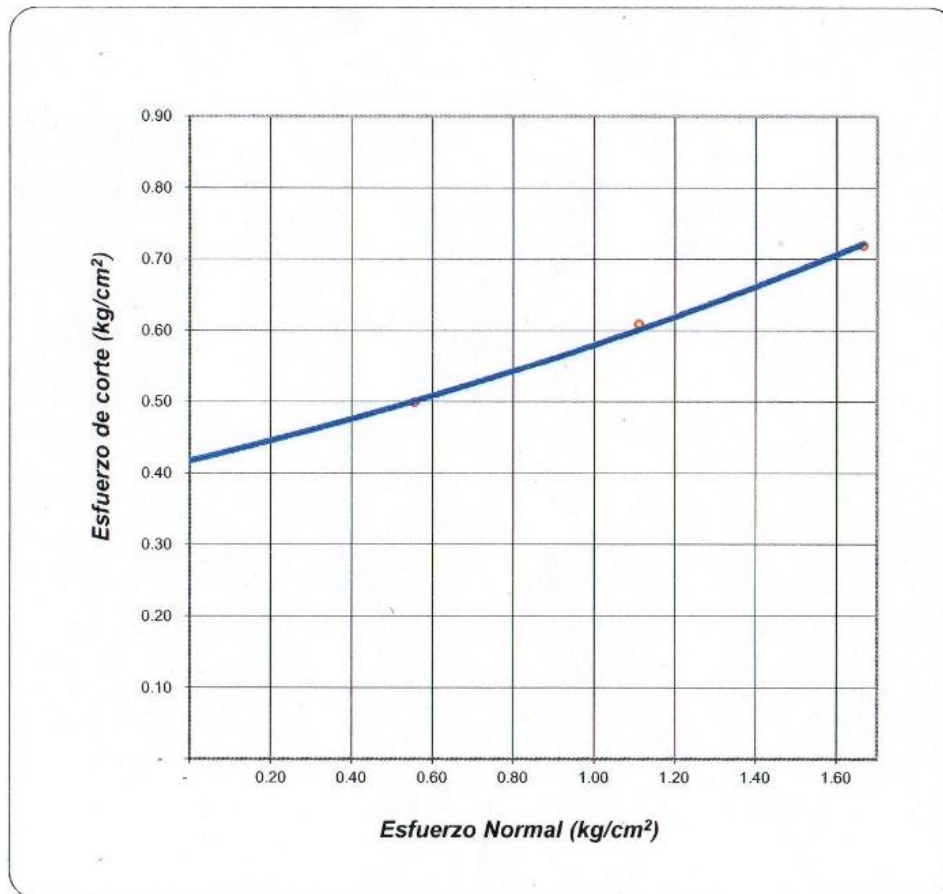
**Gráfico 11.** Esfuerzo de Corte – Desplazamiento lateral - Calicata N°01  
Fuente: Propia

El **gráfico 12** representa el asentamiento frente al desplazamiento horizontal de los 3 especímenes.



**Gráfico 12.** Desplazamiento vertical – Desplazamiento lateral - Calicata N°01  
Fuente: Propia

El **gráfico 13** representa las envolventes de rotura en los 3 especímenes. El cual representa la resistencia al cortante.



**Gráfico 13.** Esfuerzo de corte – Esfuerzo normal - Calicata N°01  
Fuente: Propia

N° ANILLO	1	2	3
Esfuerzo Normal	0.56	1.11	1.67
Esfuerzo de corte	0.50	0.61	0.72

<b>RESULTADOS</b>	
Cohesión (c):	0.20 kg/cm2
Ang. Fricción (φ):	11 °
Factor de seguridad (Fs):	3.00
Prof. Cimentacion (Df) :	2.00 m
Ancho de zapata ( B ) :	1.20 m
Capacidad Portante :	$q_u = 2/3 CN'c + \gamma_1 D_f N'_q + 0.50 \gamma_2 B N'_\gamma$
<b>0.734 Kg/cm2</b>	

**Tabla 41.** Resultados de Corte Directo - Calicata N°01  
Fuente: Propia

## Calicata N°02

Los datos fueron obtenidos de las muestras inalteradas de la calicata N°02 mediante 3 especímenes bajos distintas cargas normales. La clasificación de suelos pertenece a un suelo arcilloso de baja plasticidad y alta plasticidad tomadas a una profundidad de 0.20m – 3.00m.

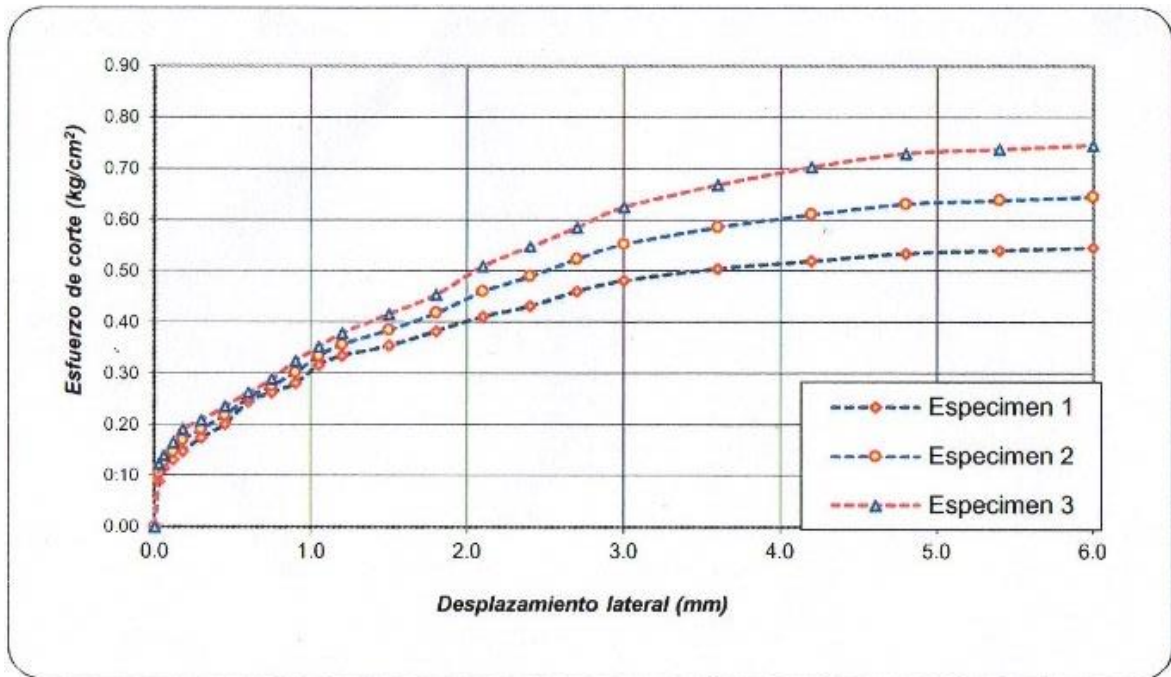
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D3080								
Sondaje : C-02			Profundidad : 0.20 - 3.00 m			Velocidad : 0.5 mm/min		
			Estado : INALTERADO			Clasificación SUCS: CH-CL		
ESPECIMEN 1			ESPECIMEN 2			ESPECIMEN 3		
Altura :	20.00 mm		Altura :	20.00 mm		Altura :	20.00 mm	
Lado :	60.00 mm		Lado :	60.00 mm		Lado :	60.00 mm	
D. Seca :	1.44 gr/cm <sup>3</sup>		D. Seca :	1.44 gr/cm <sup>3</sup>		D. Seca :	1.44 gr/cm <sup>3</sup>	
Humedad :	14.99 %		Humedad :	14.99 %		Humedad :	14.99 %	
Esf. Normal :	0.56 kg/cm <sup>2</sup>		Esf. Normal :	1.11 kg/cm <sup>2</sup>		Esf. Normal :	1.67 kg/cm <sup>2</sup>	
Esf. Corte :	0.55 kg/cm <sup>2</sup>		Esf. Corte :	0.65 kg/cm <sup>2</sup>		Esf. Corte :	0.75 kg/cm <sup>2</sup>	

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado ( $\tau/\sigma$ )	Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado ( $\tau/\sigma$ )	Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado ( $\tau/\sigma$ )
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.03	0.09	0.16	0.03	0.11	0.09	0.03	0.12	0.07
0.06	0.11	0.21	0.06	0.13	0.11	0.06	0.14	0.08
0.12	0.13	0.24	0.12	0.15	0.13	0.12	0.17	0.10
0.18	0.15	0.27	0.18	0.17	0.15	0.18	0.19	0.11
0.30	0.18	0.31	0.30	0.19	0.17	0.30	0.21	0.13
0.45	0.20	0.36	0.45	0.22	0.20	0.45	0.24	0.14
0.60	0.25	0.44	0.60	0.25	0.23	0.60	0.26	0.16
0.75	0.26	0.47	0.75	0.28	0.25	0.75	0.29	0.17
0.90	0.28	0.50	0.90	0.30	0.27	0.90	0.32	0.19
1.05	0.32	0.56	1.05	0.33	0.30	1.05	0.35	0.21
1.20	0.34	0.59	1.20	0.36	0.32	1.20	0.38	0.22
1.50	0.35	0.62	1.50	0.39	0.34	1.50	0.42	0.24
1.80	0.38	0.67	1.80	0.42	0.37	1.80	0.45	0.26
2.10	0.41	0.72	2.10	0.46	0.40	2.10	0.51	0.30
2.40	0.43	0.75	2.40	0.49	0.42	2.40	0.55	0.32
2.70	0.46	0.79	2.70	0.52	0.45	2.70	0.59	0.34
3.00	0.48	0.82	3.00	0.55	0.47	3.00	0.63	0.36
3.60	0.50	0.85	3.60	0.59	0.50	3.60	0.67	0.38
4.20	0.52	0.87	4.20	0.61	0.51	4.20	0.70	0.39
4.80	0.53	0.89	4.80	0.63	0.52	4.80	0.73	0.40
5.40	0.54	0.89	5.40	0.64	0.52	5.40	0.74	0.40
6.00	0.55	0.89	6.00	0.65	0.52	6.00	0.75	0.40

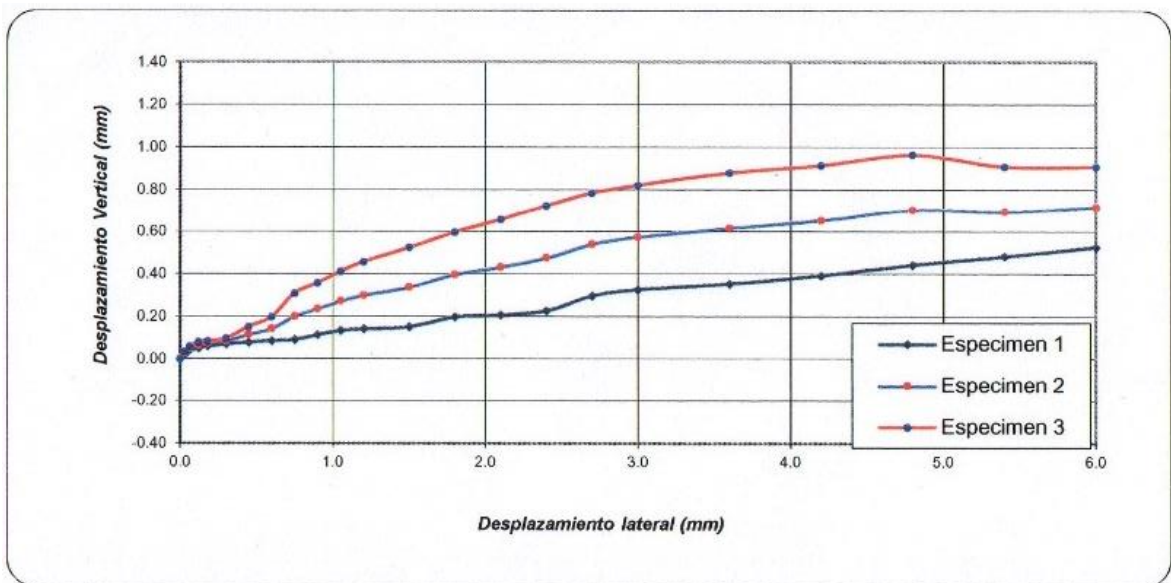
Tabla 42. Ensayo de Corte Directo - Calicata N°02  
Fuente: Propia

El **gráfico 14** representa la tensión frente al desplazamiento horizontal de los 3 especímenes.



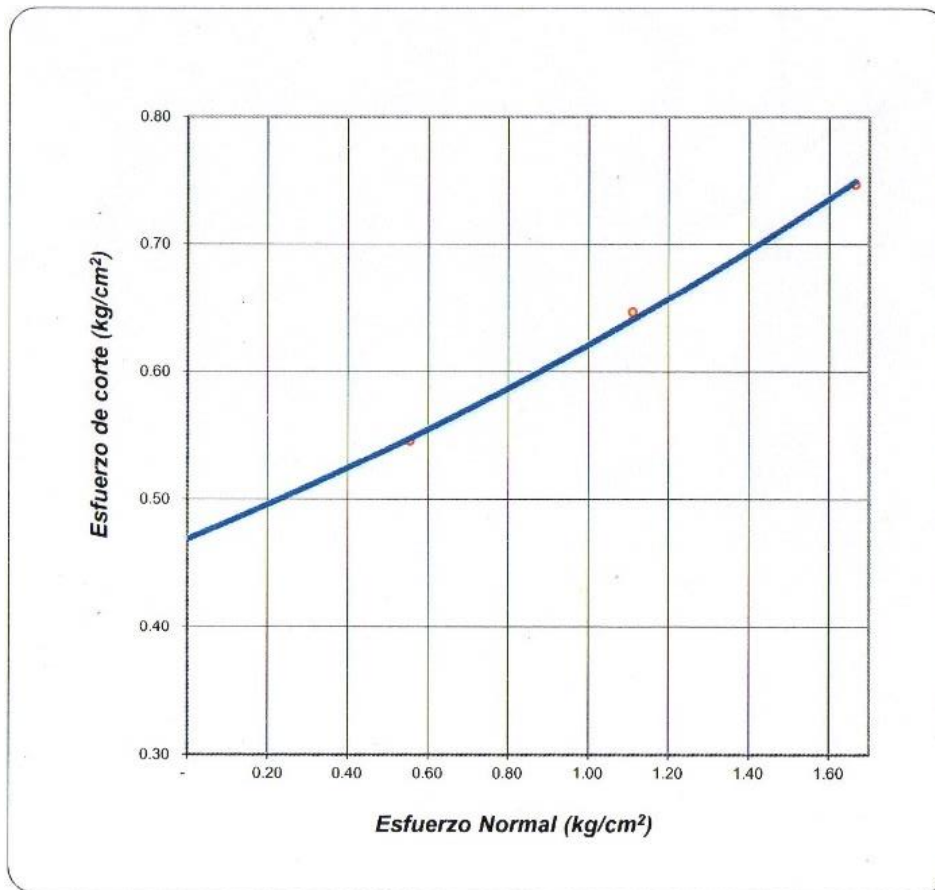
**Gráfico 14.** Esfuerzo de Corte – Desplazamiento lateral - Calicata N°02  
Fuente: Propia

El **gráfico 15** representa el asentamiento frente al desplazamiento horizontal de los 3 especímenes.



**Gráfico 15.** Desplazamiento vertical – Desplazamiento lateral - Calicata N°02  
Fuente: Propia

El **gráfico 16** representa las envolventes de rotura en los 3 especímenes. El cual representa la resistencia al cortante.



**Gráfico 16.** Esfuerzo de corte – Esfuerzo normal - Calicata N°02  
Fuente: Propia

Nº ANILLO	1	2	3
Esfuerzo Normal	0.56	1.11	1.67
Esfuerzo de corte	0.55	0.65	0.75

<b>RESULTADOS</b>	
Cohesión (c):	0.18 kg/cm <sup>2</sup>
Ang. Fricción (φ):	10 °
Factor de seguridad (Fs):	3.00
Prof. Cimentacion (Df) :	2.50 m
Ancho de zapata ( B ) :	1.20 m
Capacidad Portante :	$q_u = 2/3 CN'_c + \gamma_1 D_f N'_q + 0.50 \gamma_2 B N'_\gamma$
	<b>0.715 Kg/cm<sup>2</sup></b>

**Tabla 43.** Resultados de Corte Directo - Calicata N°02  
Fuente: Propia



## Calicata N°03

Los datos fueron obtenidos de las muestras inalteradas de la calicata N°03 mediante 3 especímenes bajo distintas cargas normales. La clasificación de suelos pertenece a un suelo Limoso de baja plasticidad tomadas a una profundidad de 0.20m – 3.00m.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D3080								
Sondaje : C-03			Profundidad : 1.30-3.00			Velocidad : 0.5 mm/min		
Muestra : M-III			Estado : INALTERADO			Clasificación SUCS: ML		
ESPECIMEN 1			ESPECIMEN 2			ESPECIMEN 3		
<i>Altura:</i>	20.00 mm		<i>Altura:</i>	20.00 mm		<i>Altura:</i>	20.00 mm	
<i>Lado:</i>	60.00 mm		<i>Lado:</i>	60.00 mm		<i>Lado:</i>	60.00 mm	
<i>D. Seca:</i>	1.55 gr/cm <sup>3</sup>		<i>D. Seca:</i>	1.55 gr/cm <sup>3</sup>		<i>D. Seca:</i>	1.55 gr/cm <sup>3</sup>	
<i>Humedad:</i>	24.36 %		<i>Humedad:</i>	24.32 %		<i>Humedad:</i>	24.29 %	
<i>Esf. Normal:</i>	0.56 kg/cm <sup>2</sup>		<i>Esf. Normal:</i>	1.11 kg/cm <sup>2</sup>		<i>Esf. Normal:</i>	1.67 kg/cm <sup>2</sup>	
<i>Esf. Corte:</i>	0.22 kg/cm <sup>2</sup>		<i>Esf. Corte:</i>	0.36 kg/cm <sup>2</sup>		<i>Esf. Corte:</i>	0.49 kg/cm <sup>2</sup>	

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado ( $\tau/\sigma$ )	Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado ( $\tau/\sigma$ )	Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado ( $\tau/\sigma$ )
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.03	0.11	0.19	0.03	0.11	0.10	0.03	0.11	0.07
0.06	0.11	0.20	0.06	0.12	0.11	0.06	0.13	0.08
0.12	0.11	0.21	0.12	0.13	0.12	0.12	0.15	0.09
0.18	0.12	0.21	0.18	0.14	0.13	0.18	0.17	0.10
0.30	0.12	0.22	0.30	0.16	0.14	0.30	0.19	0.11
0.45	0.14	0.24	0.45	0.18	0.16	0.45	0.22	0.13
0.60	0.15	0.26	0.60	0.19	0.17	0.60	0.23	0.14
0.75	0.15	0.27	0.75	0.20	0.18	0.75	0.24	0.14
0.90	0.16	0.28	0.90	0.21	0.19	0.90	0.26	0.15
1.05	0.17	0.30	1.05	0.22	0.20	1.05	0.27	0.16
1.20	0.17	0.31	1.20	0.23	0.21	1.20	0.29	0.17
1.50	0.18	0.32	1.50	0.25	0.22	1.50	0.31	0.18
1.80	0.19	0.33	1.80	0.26	0.23	1.80	0.33	0.19
2.10	0.20	0.34	2.10	0.28	0.24	2.10	0.36	0.21
2.40	0.21	0.36	2.40	0.29	0.25	2.40	0.37	0.21
2.70	0.21	0.36	2.70	0.30	0.26	2.70	0.39	0.22
3.00	0.21	0.36	3.00	0.31	0.26	3.00	0.41	0.23
3.60	0.21	0.36	3.60	0.32	0.27	3.60	0.43	0.24
4.20	0.21	0.36	4.20	0.34	0.29	4.20	0.47	0.26
4.80	0.22	0.36	4.80	0.35	0.29	4.80	0.48	0.26
5.40	0.22	0.36	5.40	0.35	0.29	5.40	0.48	0.26
6.00	0.22	0.36	6.00	0.36	0.29	6.00	0.49	0.26

Tabla 44. Ensayo de Corte Directo - Calicata N°03  
Fuente: Propia

## Cálculos de capacidad portante

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE SIN NIVEL FREÁTICO			
DATOS :	DESCRIPCION DE LOS PARAMETROS DE CALCULO	DATOS NORMALES	DATOS CORREGIDOS
$\gamma$	: PESO VOLUMETRICO	1.92	0.00192
$\phi$	: ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	14 °	14 °
$Q_c$	: CAPACIDAD PORTANTE	-	0.60
$N'_c$	: COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA PARA FALLA LOCAL	10.09	10.09
$N'_q$	: COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA PARA FALLA LOCAL	3.43	3.43
$N'_\gamma$	: COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA PARA FALLA LOCAL	2.13	2.13
$F_s$	: FACTOR DE SEGURIDAD ( 3 )	3.00	3
$P_t$	: PRESION DE TRABAJO $Q_c/F$	-	1.80
$B$	: ANCHO DE ZAPATA	1.00	100
$D_f$	: PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	1.50	150
$C$	: COHESION	0.09	0.09

Tabla 45. Cálculo de la capacidad portante sin nivel freático  
Fuente: Propia

### Cimentacion Corrida

$$q_u = 2/3 CN'_c + g_1 D_f N'_q + 0.50 g_2 B N'_\gamma$$

$$q_u = 1.798$$

$$q_{adm} = 0.599 \text{ Kg/cm}^2$$

CASO I SI EL NIVEL FREÁTICO SE LOCALIZA DE MANERA QUE $0 \leq D_1 \leq D_f$ , EL FACTOR $q$ EN LA ECUACIONES DE LA CAPACIDAD DE CARGA TOMA LA FORMA			
$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1 \gamma + D_2 ( \gamma_{sat} - \gamma_w )$ DONDE : $\gamma_{sat}$ = peso específico saturado del suelo $\gamma_w$ = peso específico del agua			
Además, el valor de $\gamma$ en el último término de las ecuaciones se tiene que ser reemplazado por $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$			
DATOS :		DATOS NORMALES	DATOS CORREGIDOS
$\gamma$	: PESO VOLUMETRICO	1.92	0.00192
$\phi$	: ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	14 °	14 °
$D_w$	: NIVEL FREÁTICO	1.50	150
$N'_c$	: COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA PARA FALLA LOCAL	10.09	10.0913
$N'_q$	: COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA PARA FALLA LOCAL	3.43	3.42529
$N'_\gamma$	: COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA PARA FALLA LOCAL	2.13	2.12709
$F_s$	: FACTOR DE SEGURIDAD ( 3 )	3	3
$P_t$	: PRESION DE TRABAJO $Q_c/F$	-	1.06
$B$	: ANCHO DE ZAPATA	1.00	100
$D_f$	: PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	1.50	150
$C$	: COHESION	0.09	0.09

Tabla 46. Cálculo de la capacidad portante - nivel freático  
Fuente: Propia

### Cimentacion Corrida

$$q_u = 2/3 CN'_c + g D_f N'_q + 0.50 g B N'_\gamma$$

$$q_u = 1.064$$

$$q_{adm} = 0.355 \text{ Kg/cm}^2$$

#### 4.4. Aspectos Generales

##### Descripción de la Arquitectura

La arquitectura presenta un edificio de 3 niveles más azotea, sin sótanos y 2 frentes, destinada al uso de vivienda. La cual comprende en el primer nivel un estacionamiento para 2 vehículos tipo camioneta todo terreno que disponen de 2 accesos de 3.15m de ancho y un acceso peatonal independiente para el ingreso del departamento con un área techada de 150m<sup>2</sup>. Los niveles 2 y 3 son típicos con un departamento por piso con un ingreso por medio de una escalera común con un área techada de 150m<sup>2</sup>. En la azotea, se ubica la zona de lavandería y otra independiente de recreación.

Para la arquitectura se tomó en cuenta los datos recopilados con un número promedio de 7 habitantes por vivienda, dando un total de 7 habitaciones. Para la azotea se tomó en cuenta una cubierta de techo de láminas metálicas.

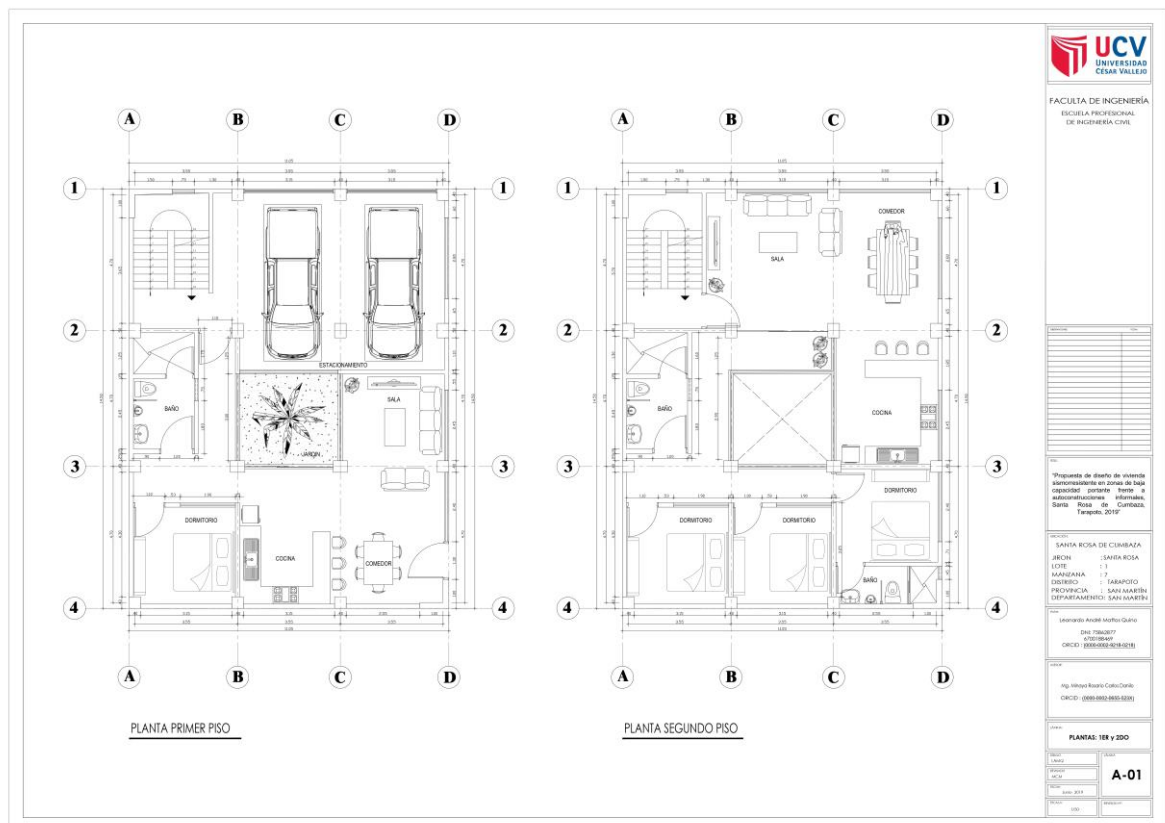
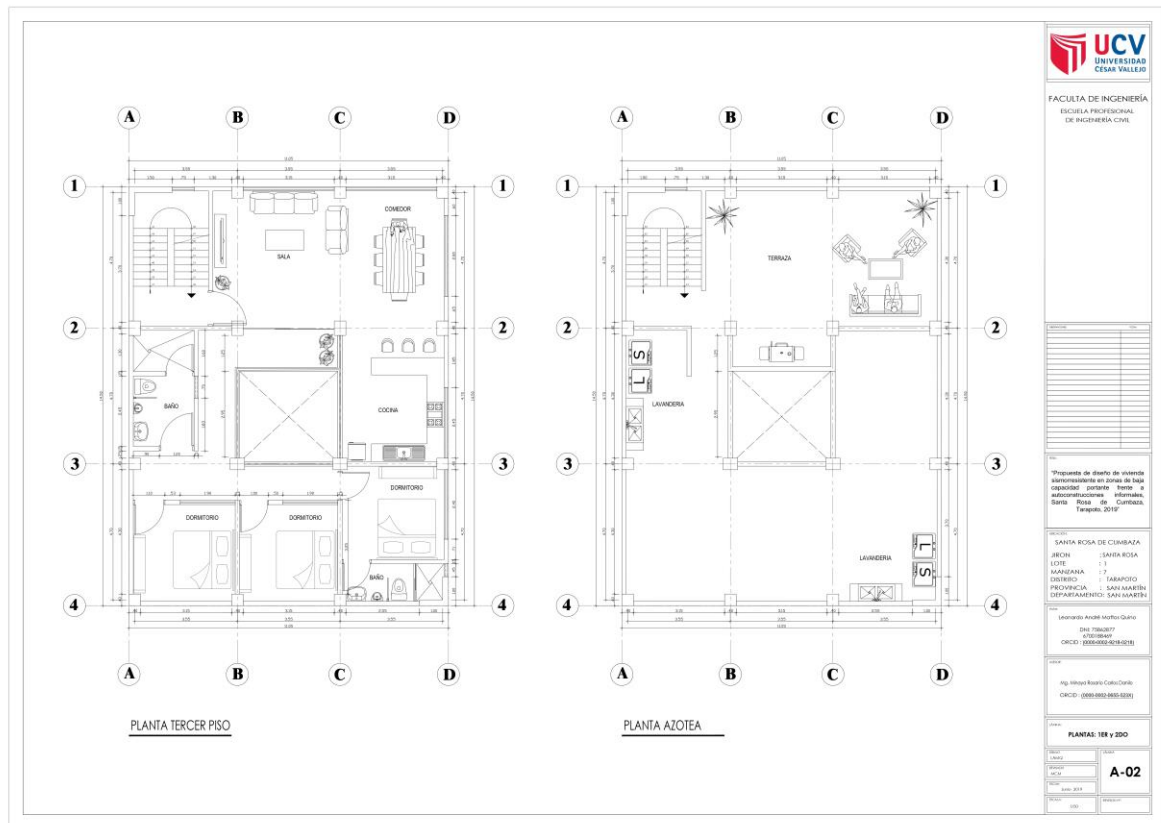


Figura 27. Planta primer y segundo nivel  
Fuente: Propia



**Figura 28.** Planta tercer nivel y azotea  
Fuente: Propia

### Descripción Estructural

La estructura es un edificio con altura de entrepiso de 2.95m y altura total de 12.60m, con un área de terreno de 160m<sup>2</sup> con 11.05m de ancho y 14.50 de largo. El sistema estructural comprende placas y pórticos conformados por columnas y vigas de concreto armado. El sistema de techo son losas aligeradas. La tabiquería es de albañilería de arcilla hueca debido a la gran disponibilidad en el distrito de Tarapoto.

Para el diseño estructural se realizaron 3 etapas. En la primera etapa, se realizó el pre - dimensionamiento de los elementos estructurales para una estructuración preliminar. En la segunda etapa, se realizó un análisis sísmico mediante software para corroborar y definir las dimensiones y características de cada elemento estructural. Finalmente, se realiza un análisis final y la elaboración de los planos.

### **Propiedades de los materiales considerados en el diseño**

**Concreto:** Las propiedades del concreto utilizado en el diseño y análisis estructural fueron los siguientes:

- Resistencia a compresión :  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad :  $E = 217,000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson : 0.15
  
- Tipo de cemento : Pórtland Tipo V  
NTP 334.009 – ASTM C 150

Para el comportamiento del concreto a compresión se optó por la simplificación adoptada por el ACI – 318 - 11.

**Acero:** El acero utilizado fue corrugado grado 60 con propiedades mecánicas de acuerdo a la norma NTP 341.031 - ASTM A615, utilizado en el diseño y análisis estructural fueron los siguientes:

- Límite de fluencia :  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad :  $2'000,000 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación unitaria de fluencia :  $\epsilon_y = 0.0021$

**Tabiques:** En el diseño se optó por no utilizar gran cantidad de tabiques para evitar modificar la rigidez de entrepiso, evitando problemas por torsión. Teniendo como componentes en el mortero y el ladrillo pandereta acanalada que cumpla con los requerimientos mínimos de la NTP 339.604 Y NTP 399.613, de tal manera el mortero presentó una dosificación de 1 de cemento y 4 de arena. Estos muros no estructurales o tabiques su función es la de separar ambientes y que sólo lleven cargas del peso propio.

#### **4.5. Diseño estructural**

La presente investigación tuvo como finalidad ofrecer una propuesta estructural que brinde una solución ante las constantes edificaciones vulnerables que tiene el distrito de Tarapoto, ya que esto es una característica poco favorable para la cimentación de muchas viviendas puesto que el tipo de suelo, así como las magnitudes sísmicas históricas pasadas y la informalidad en los procesos constructivos pueden llegar a algún tipo de desastre futuro.

Por ello, se consideró un análisis estructural empleando las normas E-020 para las cargas de la vivienda, la norma E030 para el análisis sismorresistente y la norma E060 para las combinaciones y consideraciones de la edificación final para el diseño de la estructura sismorresistente. Todo ello fue evaluado mediante una simulación aplicando el programa de ETABS para el análisis sísmico y las consideraciones de diseño, así como SAFE para el análisis de losas, cimentaciones y pilotes que se empleó para la propuesta.

#### **Procedimiento del análisis de estructura**

- Pre dimensionamiento de viga
- Pre dimensionamiento de columna
- Pre dimensionamiento de losa
- Metrado de cargas
- Diseño y análisis mediante ETABS
- Definición de materiales
- Dibujo de columnas, vigas y losas
- Colocación de apoyos
- Colocación de cargas
- Verificación de rigideces y diafragmas
- Definición de la cortante Basal
- Control de irregularidades de la estructura
- Verificación y conformidad de las derivas
- Colocación de combinaciones de carga
- Análisis tiempo historia
- Cálculo estructural mediante la norma ACI318-11

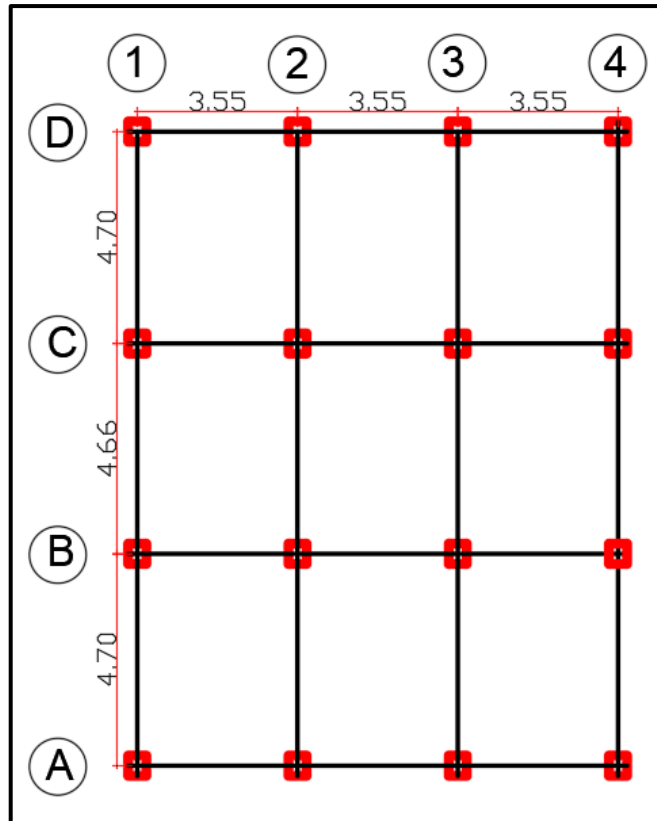


Figura 29. Ejes del terreno  
Fuente: Propia

### Pre dimensionamiento de viga

Para determinar el rango de peralte y base para la viga se consideró la **Tabla -47-** que se encuentra en la norma E-060 de concreto armado, así como la consideración de la base según los rangos de  $0.3h$  y  $0.5h$ , donde “L” es la luz máxima de los paños.

Peralte mínimo (h)				
TIPO	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Vigas o losas nervadas en una dirección	$L / 16$	$L / 18.5$	$L / 21$	$L / 8$

Tabla 47. Peralte mínimo para viga  
Fuente: Norma E-060 Concreto Armado

En base a las consideraciones de la norma E-060 se calculó un pre dimensionado inicial tal como se puede apreciar en la **Tabla -48-** para las vigas que serán luego analizados por un Software de ingeniería “ETABS”.

EJE X-X	LUZ DEL PAÑO	RANGO-PERALTE (m)			RANGO-BASE (m)			TIPO DE VIGA
		L/16 <	PERALTE (h)	< L/8	0.3h	B	0.5h	
A,B,C,D	3.55	0.222	0.30	0.444	0.090	25.00	0.150	30X25

EJE Y-Y	LUZ DEL PAÑO	RANGO-PERALTE (m)			RANGO-BASE (m)			TIPO DE VIGA
		L/16 <	PERALTE (h)	< L/8	0.3h	B	0.5h	
ENTRE A-B	L	L/16 <	PERALTE (h)	< L/8	0.3h	B	0.5h	
1; 4	4.7	0.294	40.00	0.588	12.000	20.00	20.000	40X20
ENTRE A-B								
2;3	4.7	0.294	40.00	0.588	12.000	25.00	20.000	40X25

**Tabla 48.** Pre dimensionado de vigas en eje X y Y  
Fuente: Elaboración propia

### Pre dimensionamiento de columnas

Se indicó los espesores iniciales de la columna para brindar un diseño inicial según las características que esta pueda ser considerada; para ello, se comprobó el tipo de falla que este puede tener ya sea de tipo frágil o dúctil según la altura del piso ( $h_n$ ) teniendo como consideración una falla dúctil.

- Verificación del tipo de falla:

$$\frac{h_n}{D} \leq 2 \quad \rightarrow \text{Falla Frágil por fuerza cortante}$$

$$2 < \frac{h_n}{D} \leq 4 \quad \rightarrow \text{Falla frágil o falla dúctil}$$

$$\frac{h_n}{D} \geq 4 \quad \rightarrow \text{Falla Dúctil}$$

- Área de columna, en donde se tienen las siguientes expresiones:

D = Dimensión de sección de la columna.

b = Dimensión siguiente de la columna.



P = Carga total que soporta la columna.

n = Coeficiente del tipo de columna indicado en la **Tabla -49-**.

f'c = Resistencia del concreto.

$$b * D = \frac{P}{n * f'c} \rightarrow \text{Cálculo del área inicial de la columna}$$

Tipo C1 (para primeros pisos)	Columna interior N < 3 pisos	P = 1.10 PG n=0.30
Tipo C1 ( para los 4 últimos pisos superiores)	Columna interior N > 4 pisos	P = 1.10 PG n=0.25
Tipo C2, C3	Columnas Extremas de pórticos interiores	P = 1.25 PG n=0.25
Tipo C4	Columna esquinera	P = 1.50 PG n=0.20

**Tabla 49.** Consideraciones para el pre dimensionado de columna

Fuente: Diseño en Concreto Armado - ICG

Indicado esto se consideró el cálculo inicial para la toma de las dimensiones de la columna según se muestra en la **Tabla -50-**, en donde optó por emplear las siguientes dimensiones indicadas a continuación.

COLUMNA	TIPO	P (KGf)	n	D*b (cm2)	D (cm)	b (cm)	FALLA
N°01	PERIMETRAL	41456.7	0.25	789.65142	30	26.32	FALLA DUCTIL
N°02	CENTRICA	40501.38	0.25	771.45485	30	25.72	FALLA DUCTIL
N°03	PERIMETRAL	23120.51	0.25	440.39066	30	14.68	FALLA DUCTIL
N°04	PERIMETRAL	20322.28	0.25	387.09104	20	19.35	FALLA DUCTIL
N°05	CENTRICA	34677.30	0.25	660.52342	30	22.02	FALLA DUCTIL
N°06	CENTRICA	34712.51	0.25	661.19066	30	22.04	FALLA DUCTIL
N°07	PERIMETRAL	21338.20	0.25	406.44190	25	16.26	FALLA DUCTIL
N°08	ESQUINERA	10633.12	0.20	253.16952	20	12.66	FALLA DUCTIL
N°09	PERIMETRAL	20357.19	0.25	387.75621	25	15.51	FALLA DUCTIL
N°10	PERIMETRAL	19861.77	0.25	378.31942	25	15.13	FALLA DUCTIL
N°11	ESQUINERA	10976.19	0.20	261.33785	20	13.07	FALLA DUCTIL
N°12	PERIMETRAL	21271.12	0.25	405.16419	25	16.21	FALLA DUCTIL
N°13	PERIMETRAL	18939.79	0.25	360.75790	20	18.04	FALLA DUCTIL
N°14	ESQUINERA	5277.15	0.20	125.64642	20	6.28	FALLA DUCTIL
N°15	ESQUINERA	10741.42	0.20	255.74809	20	12.79	FALLA DUCTIL
N°16	PERIMETRAL	21236.80	0.25	404.51047	20	20.23	FALLA DUCTIL

**Tabla 50.** Pre dimensionado de columnas

Fuente: Elaboración propia

## **PRE DIMENSIONADO DE LOSAS**

Para el pre dimensionado de losa se verificó la dimensión de luz que hay entre cada uno de los apoyos, esto ayuda a verificar si la losa tiende a tener una deformación considerable para un espesor de losa de 20 cm o caso contrario aumentar a 25 cm según sea necesario, estos datos son llevados al Etabs para realizar el diseño posteriormente transportados al programa SAFE para ejecutar el diseño final con respecto a las cargas existentes.

### **Metrado de cargas**

El metrado de cargas existente se toma según las consideraciones del tipo de característica tomada de la normal E-020 CARGAS, las cuales indican dos tipos de cargas; muerta (DEAD) y viva (LIVE), para esta última según la tabla 1 de la norma se considera para una vivienda una carga repartida de  $200 \text{ kg/m}^2$ ; así como el peso específico del concreto de  $2400 \text{ kg/m}^3$ .

Para conseguir el peso total de la edificación con parámetros exactos se procedió a realizar el diseño en el programa Etabs, con la finalidad de conseguir valores exactos de la carga total en la cimentación.

### **Diseño y análisis mediante Etabs**

#### **Diseño de edificación mediante Etabs**

Se ejecutó las consideraciones del diseño con las vigas columnas y losas previamente pre dimensionadas, estos datos fueron llevados al programa teniendo en cuenta la primera etapa de creación de grillas según las dimensiones de los ejes anteriormente indicados en la **Figura -29-** y como consiguiente los siguientes procedimientos para el modelamiento.

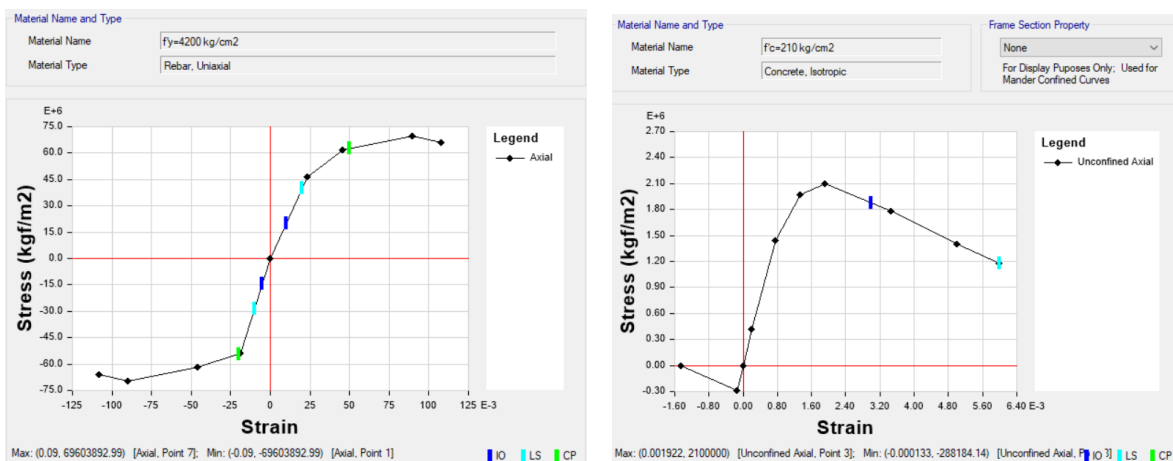
#### **Definición de materiales**

El programa Etabs tiene por defecto características de materiales que van desde acero de refuerzo hasta concreto, cada uno de estos han sido creados y corroborados mediante su gráfica de interacción esfuerzo deformación tal como se aprecia en las **Figuras -30-** y **-31-**, también para estos casos se consideró lo siguiente.

CONCRETO	ACERO
$\gamma$ = peso específico $\mu$ =coeficiente de poisson	E=elasticidad G=módulo de corte
= 2400 Kg	= 7850 Kg
$E = 1500 * \sqrt{f'c} \text{ Kg}$	E= 2
$\mu = 0.2$	-----
$= \frac{1}{2*(1+\mu)}$	-----

**Tabla 51.** Especificaciones del concreto y el acero corrugado según ACI318-11  
Fuente: Elaboración propia

En la **tabla -51-** se aprecia las fórmulas que se colocaron en la definición de los materiales como el concreto y el acero, teniendo en cuenta que para la investigación se pretende dar una propuesta con un concreto de  $f'c=210\text{kg/cm}^2$  y un acero de grado 60 y  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ . Por otro lado, en la **Figura -30-** se hizo la corroboración de la gráfica de los esfuerzos el cual determina que los datos ingresados de los materiales son los correctos.

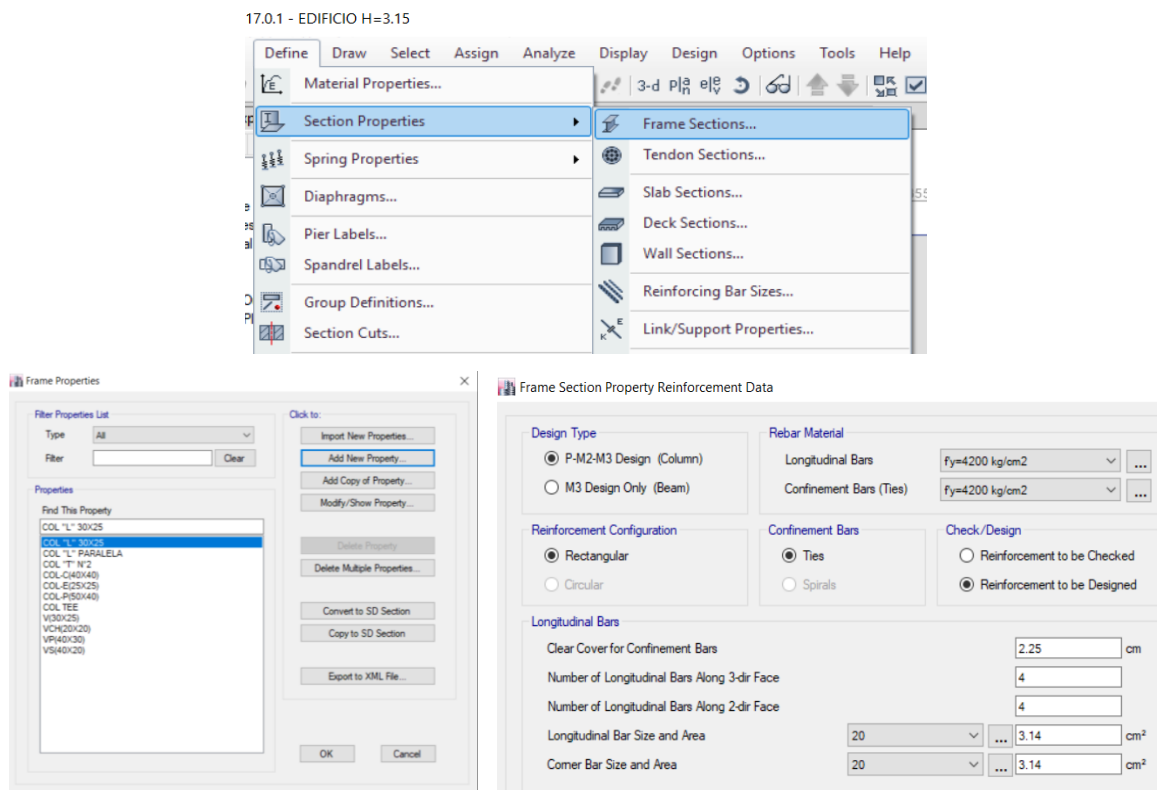


**Figura 30.** Gráfico de esfuerzos del acero y concreto  
Fuente: Propia

### Dibujo de columnas, vigas y losas

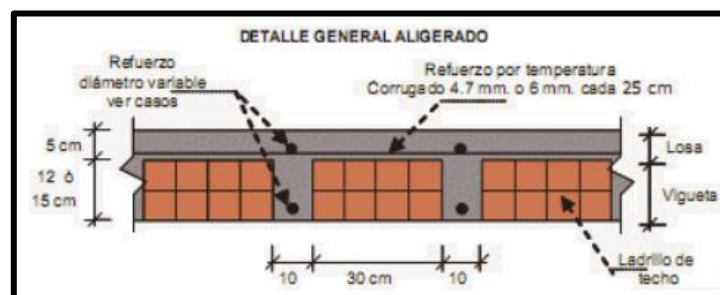
Se realizó el dibujo de cada uno de estos elementos tomando en consideración el pre dimensionado para las dimensiones iniciales de la estructura, para ello se

empleó el software Etabs y se definió nuevo material para posteriormente colocar sus medidas, el tipo de material (concreto-acero) y la característica correspondiente según como se indica en la **Figura -31-**.

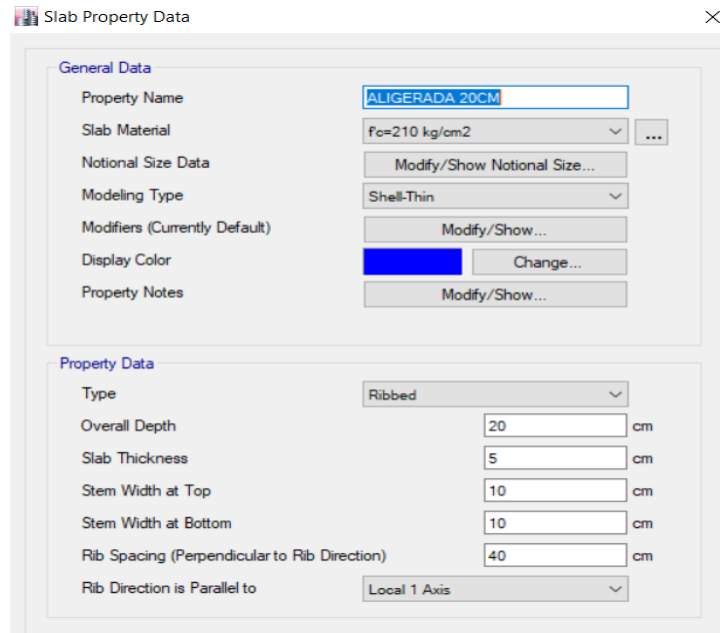


**Figura 31.** Dimensionamiento de viga y columna  
Fuente: Propia

Para el caso de las losas se tuvo en cuenta los tipos de modelos existentes en el Etabs, por ello para el diseño de la vivienda empleada en la presente investigación se consideró una losa aligerada de 20 cm de espesor con base superior de 5 cm, nervaduras de 15 cm de altura en una dirección y separación de viguetas de 40 cm en el eje tal como se puede apreciar en la siguiente **Figura-32-**, todo ello es llevado al programa para definir sus características y dimensiones existentes, tal como se verifica en la **Figura -33-**.

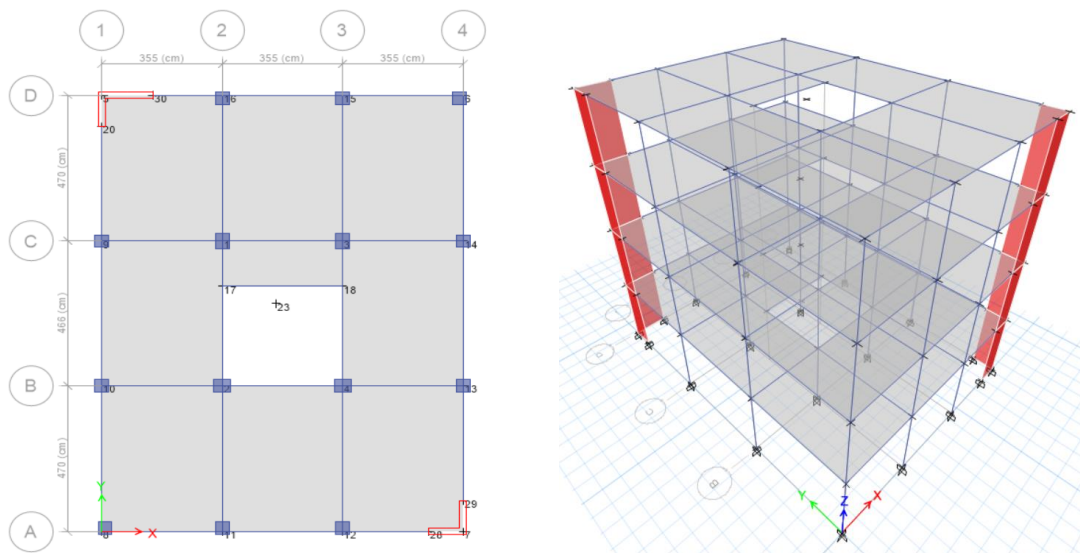


**Figura 32.** Dimensionamiento de la losa aligerada en una dirección  
Fuente: Aceros Arequipa



**Figura 33.** Dimensionamiento de la losa aligerada en Etabs  
Fuente: Propia

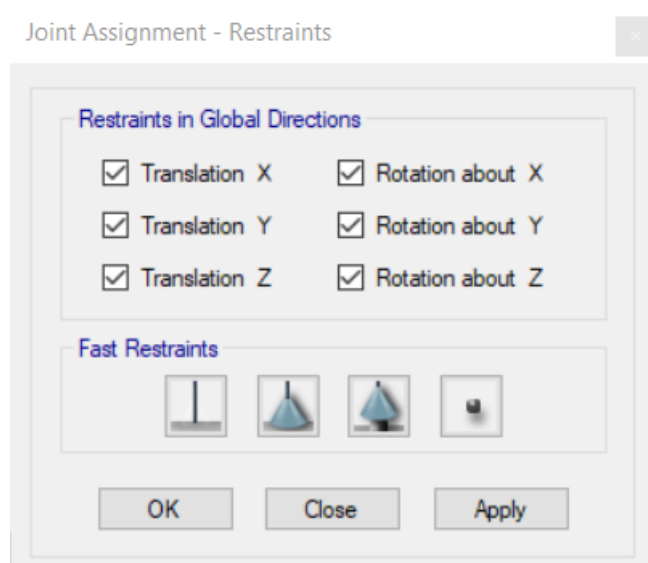
Definido los materiales y las dimensiones de las columnas, vigas y losas se procedió a realizar el dibujo final del moldeado en Etabs tal como se puede verificar en la **Figura -34-** cuya función tiene dar un diseño inicial hasta antes de incorporar las cargas vivas, muertas, sísmica estáticas y sísmico dinámico que tenga como resultado final la corroboración de estructura final de la vivienda ante las características de tipo de suelo y ubicación del terreno, así como el tipo de sistema (porticado, dual, muro estructural).



**Figura 34.** Dibujo inicial de la vivienda en Etabs  
Fuente: Propia

## Colocación de apoyos

Se colocó en el programa apoyos rígidos para simular un sistema empotrado en el suelo, tal como se visualiza en la **Figura -35-**.



**Figura 35.** Definición de apoyos rígidos en la estructura  
**Fuente:** Propia

## Definición de cargas

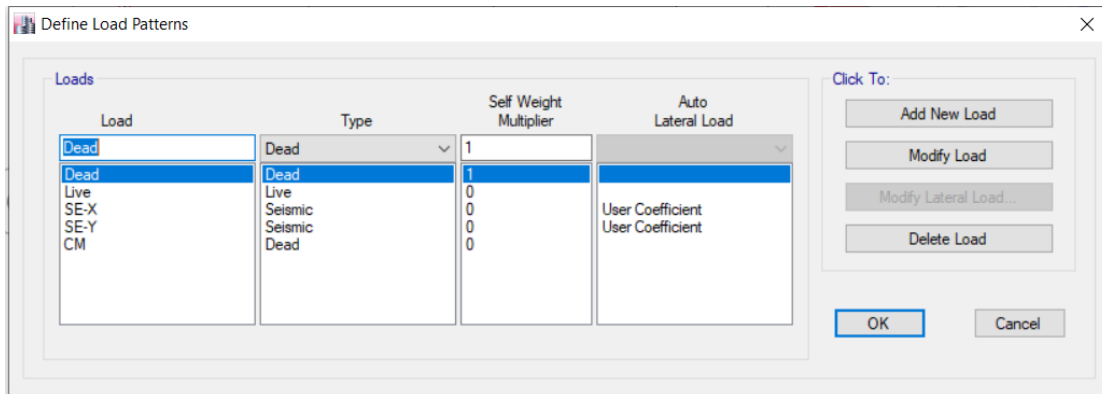
Para la definición y colocación de cargas en el modelo realizado se tomó como referencia principal la Norma E-020 CARGAS, en donde se tiene consideraciones de carga viva y muerta (Live, Dead), así como el tipo de uso que se le da a la construcción el cual por fines de investigación de “vivienda”, dicho esto se realizó la colocación de las cargas en base a la **Tabla -52-** para la carga viva (Live) y carga muerta (CM).

CUADRO DE CARGAS DE LA NORMA E-020			
TIPO	CARGA VIVA	TABICUERÍA -CM	ACABADOS-CM
Para uso vivienda	200 kg/cm <sup>2</sup>	100 kg/cm <sup>2</sup>	100 kg/cm <sup>2</sup>
En escalera	200 kg/cm <sup>2</sup>	100 kg/cm <sup>2</sup>	100 kg/cm <sup>2</sup>
Techo	100 kg/cm <sup>2</sup>	100 kg/cm <sup>2</sup>	--

**Tabla 52.** Cuadro de cargas para el diseño  
**Fuente:** Norma E-020

Para la consideración del peso propio, el programa lo calcula por defecto, esto quiere decir que las dimensiones de la columna, viga y losa tomadas con

anterioridad ya son consideradas como una carga muerta, tal como se puede ver en la presente **Figura -36-**.



**Figura 36.** Cargas definidas y factor 1 de carga muerta (Dead)

Fuente: Propia

Con respecto a la consideración de cargas sísmicas estáticas en los ejes X y Y se consideró la evaluación de la cortante Basal, así como las irregularidades existentes en toda la edificación, esto se detalló en la “Definición de la cortante Basal”; y cuyo valor final se colocó en el programa Etabs según indica la **Figura -37-**, indicando las restricciones de los ejes así como, el factor de periodo fundamental “**K**” igual a 1 para periodos menores a 0.5 seg indicados en el **Artículo 25.3** de la norma Diseño sismo resistente **E-030** y la excentricidad accidental de 0.5 indicada en el **Artículo 25.5** de la norma **E-030**.

CONSIDERACIONES PARA “K”		
Cálculo de Periodo (T)	Coeficiente para el periodo Fundamental	
T = hn/Ct	Ct = 45	Pórticos con muros de corte
hn = altura total del edificio		
T < 0.5 seg. se considera factor K igual a 1		

**Tabla 53.** Consideraciones para el factor “K” del periodo fundamental

Fuente: Norma Sismo Resistente E-030

Para un Coeficiente Ct igual a 45, con altura de 3.15 metros y 4 pisos se considera los siguiente:

$$T = \frac{(3.15)*4}{45} = 0.28s$$

Como;  $T = 0.28s < 0.5s$  se considera un Factor "K" de 1 indicado en la norma E-030.

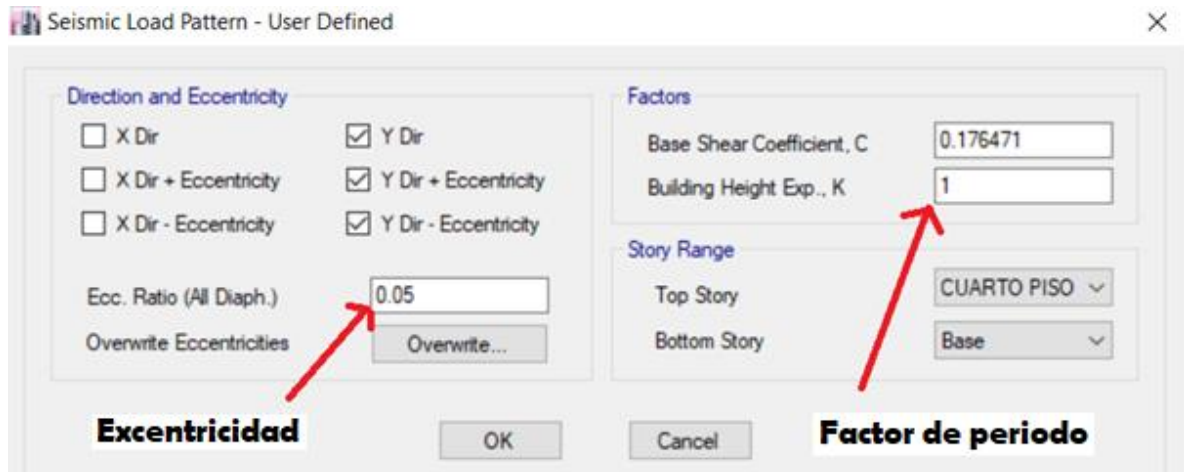


Figura 37. Definición de excentricidad y factor "K" según norma E-030  
Fuente: Propia

### Verificación de rigideces y diafragmas

Para realizar el análisis que se calcula en las columnas y vigas se tuvo que corroborar la rigidez que el programa coloca en su análisis, este tipo de análisis se verificó generando este tipo de uniones Columna-Viga tal como se muestra en la Figura -38-.

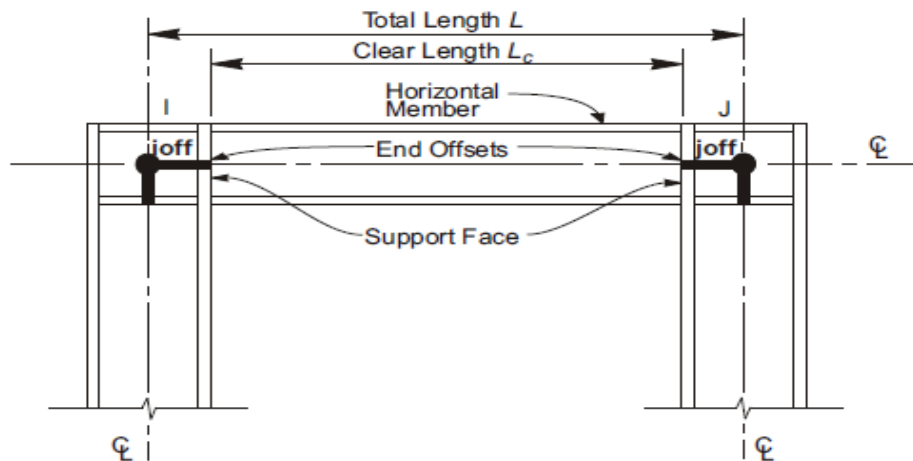
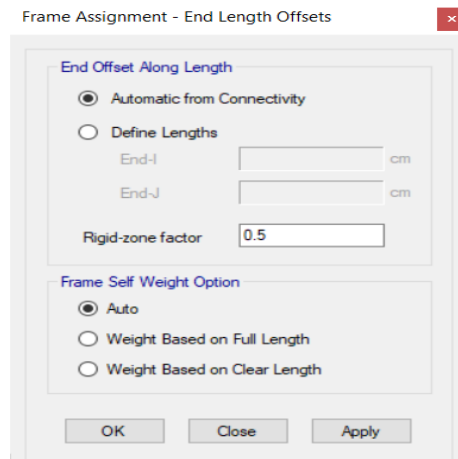


Figura 38. Longitud de rigidez en vigas  
Fuente: Manual Etabs

La interpretación de figura indicada, muestra el traslape de diseño realizado por el Etabs, donde "L" es la longitud de modelado que es medible desde el eje de ambos extremos, por otro lado, "Lc" es la longitud de diseño para que sirve para el análisis.

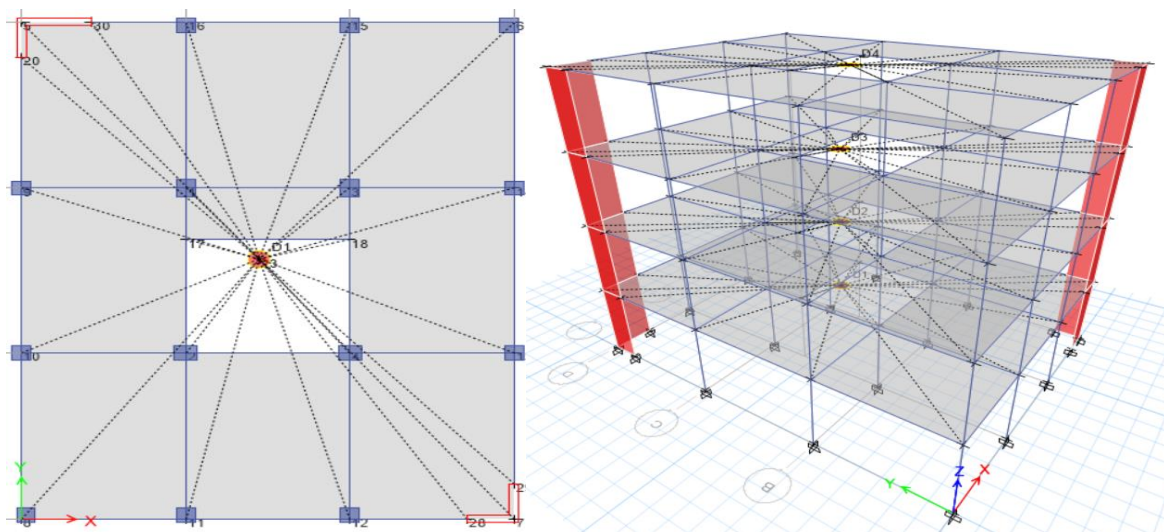


Este tipo de unión puede ser calculado de forma automática o de manera manual para cada una de las uniones; así mismo, es importante mencionar que el factor de zona rígida que se tomó es del 50% equivalente a “0.5” según indica el manual de Etabs, este dato se colocaron en el programa según indica la **Figura -39-**.



**Figura 39.** Colocación de rigidez en las vigas con factor 0.5 según ACI  
**Fuente:** Propia

Por otro lado, se crearon diafragmas rígidos para poder identificar el desplazamiento completo de la estructura con respecto a su eje de central, la finalidad de poder crearlo es que permita una unión en conjunto de todos los elementos de apoyos en la planta de cada uno de los pisos según muestra la **Figura -40-**.



**Figura 40.** Colocación de diafragmas en la estructura  
**Fuente:** Propia

### Definición de la cortante Basal

La cortante basal es la fuerza actuante acumuladas que son transmitidas en cada uno de los pisos hacia la edificación, esta tiene la finalidad de conocer la magnitud de fuerza a la cual será sometida nuestra edificación.

Para realizar el cálculo de la siguiente expresión se utilizó la norma E-030 en donde principalmente se obtiene el factor de zonificación (**Z**) según las zonas tal como se muestra en la **Figura-41-**.



**Figura 41.** Factor por zona sísmica  
**Fuente:** Norma Sismo Resistente E-030

Para la presente investigación se usó el factor ubicado en la Zona 3 debido a que el lugar se encuentra en la ciudad de Tarapoto y según el tipo de zona se corroboró dicho valor con la **Tabla -54-**.

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

**Tabla 54.** Factor por zona sísmica  
**Fuente:** Norma Sismo Resistente E-030

Luego se determinó el factor “U” el cual describe la tipología de uso de la edificación, para ello en la Norma E-030 indica una tabla con los factores según su categoría tal como se visualiza en la **Tabla -55-**.

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR <i>U</i>
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones:  <ul style="list-style-type: none"> <li>- Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</li> <li>- Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones.</li> <li>- Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</li> <li>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</li> <li>- Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</li> <li>- Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</li> <li>- Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</li> </ul>	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.  También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

**Tabla 55.** Factor por Categoría de la edificación  
Fuente: Norma Sismo Resistente E-030

Por fines de investigación, la propuesta fue para una vivienda de 3 niveles con azotea y sin estacionamiento subterráneo, en donde la categoría es de tipo C denominada por la norma con una “edificación Común”. Así mismo, el tipo de suelo calificado por la norma vendría a ser “S3” donde indica un margen de resistencia al corte entre los 0.25 kg/cm<sup>2</sup> y 0.5 kg/cm<sup>2</sup> con una característica de suelo cohesivo.

En la **Tabla -56-** se identificó el factor por tipo de suelo según la zona de estudio, el cual es tomada para el cálculo de la cortante basal estática. Por otro, lado luego de haber determinado la categoría y el tipo de suelo se calculó el factor de ampliación sísmica “C”, este valor es determinado por el periodo “T” de la edificación, el cual fue calculado mediante el software de Etabs, para ello se tienen las siguientes restricciones indicadas en la Norma E-030 en donde se considera un periodo con desplazamiento constante ( $T_L$ ) y el valor que define la plataforma del facto “C” ( $T_P$ ).

SUELO ZONA	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

**Tabla 56.** Factor de suelo  
**Fuente:** Norma Sismo Resistente E-030

En la **Tabla -57-** se indican los valores que son rangos para el Periodo de diseño (T) para luego en base a las ecuaciones de la Norma E-030 se pueda determinar el factor de ampliación sísmica. Finalmente se tomó el coeficiente de reducción (Ro), esta cantidad es colocada según el tipo de participación que tiene la estructura ya sea un pórtico, muros cortantes, sistema dual, entre otros; para definir ello se realizó un proceso interactivo con el software Etabs.

	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

**Tabla 57.** Periodo para desplazamiento en la plataforma y valor constante  
**Fuente:** Norma Sismo Resistente E-030

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

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 * \frac{T_P}{T}$$

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

En la **Tabla -58-** se indica los valores que puede tomar el sistema estructural “Ro”, para ello se evaluó el porcentaje de participación que tiene la estructura con respecto a las columnas y muros de corte tal como se visualiza en la **Tabla -59-**.

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

**Tabla 58.** Coeficiente de reducción ( $R_o$ )  
Fuente: Norma Sismo Resistente E-030

TIPO	C. BASAL ACTUANTE	% PARTICIPACIÓN	TIPO	C. BASAL ACTUANTE	% PARTICIPACIÓN
X-COL	20.62 tonf	34%	Y-COL	25.73 tonf	42%
X-PLACA	39.45 tonf	66%	Y-PLAC	34.99 tonf	58%
<b>TOTAL</b>	60.07 tonf		<b>TOTAL</b>	60.72 tonf	

**Tabla 59.** Porcentaje de participación de la estructura  
Fuente: Propia

En la **Tabla -59-** se visualiza que las placas y columnas tienen un porcentaje de participación que van desde el 20% hasta el 70 % según el total en ambas direcciones; por lo tanto, según la norma E-030 indica que para esos rangos de interacción se clasifica a la estructura como un sistema “Dual” dando como valor final de “Ro” 7 y cuyo valor sirvió para el cálculo de la cortante Basal estática, es decir analizada en los ejes X y Y con la siguiente ecuación, donde “P” es la carga de la estructura.

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

## CONTROL DE IRREGULARIDADES DE LA ESTRUCTURA

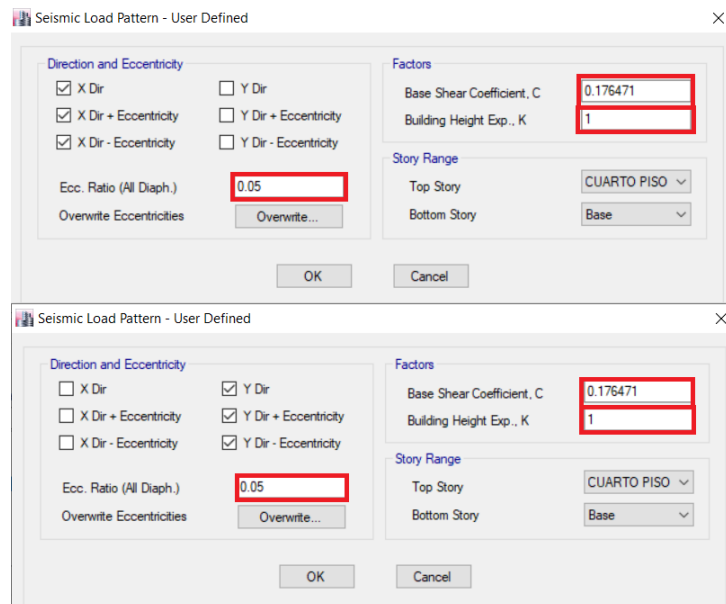
Para el control de las irregularidades se tomó en consideración la Norma Sismo Resistente E-030, en donde se verificó los trastornos que hay en planta y en altura según como se visualiza en la **Tabla-60-**.

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad $I_a$	Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad $I_p$
<p><b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b> Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p><b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b> 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><b>Irregularidad Torsional</b> Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (<math>\Delta_{max}</math>) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta_{prom}</math>). 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° 11.</p>	0,75
<p><b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p><b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)</b> 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>	0,50	<p><b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio (<math>\Delta_{max}</math>) en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta_{prom}</math>). 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° 11.</p>	0,60
<p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b> Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el artículo 23, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90	<p><b>Esquinas Entrantes</b> 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>	0,90
<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b> 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>	0,90	<p><b>Discontinuidad del Diafragma</b> 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% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0,85
<p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b> 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>	0,80	<p><b>Sistemas no Paralelos</b> 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>	0,90
<p><b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10)</b> 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>	0,60		

**Tabla 60. Irregularidad en planta y altura**

Fuente: Norma Sismo Resistente E-030

Según la **Tabla -60-** se verificó la existencia de algún tipo de irregularidad ya sea en planta o en altura, para luego ser multiplicado con el factor de la cortante Basal (V) posteriormente colocado como un factor en la carga estática en los ejes X y Y tal como se aprecia en la **Figura-42-**, además, cabe mencionar que si llegara a existir dos tipos de irregularidad ya sea en planta como en altura se tomará el menor valor de estas.

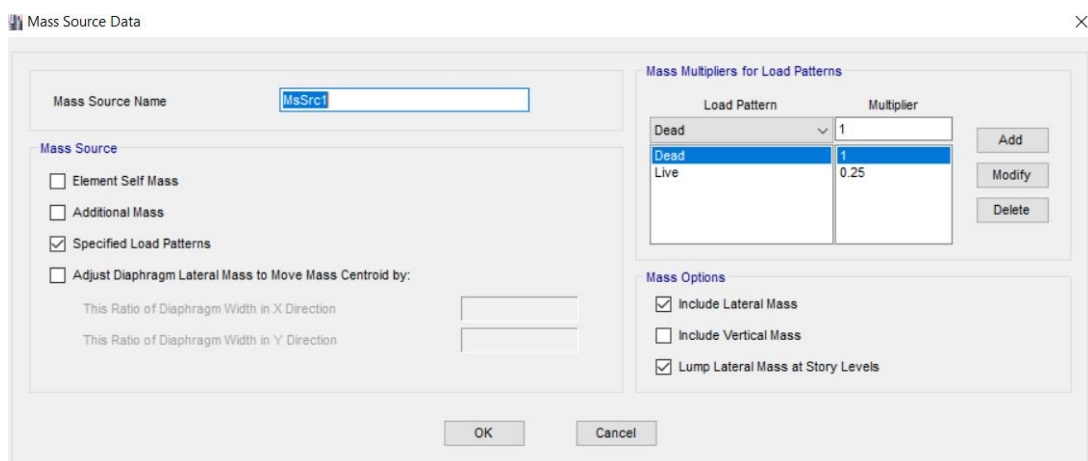


**Figura 42.** Colocación de factores para el análisis sísmico estático en X-Y  
Fuente: Propia

En la **figura -42-** se aprecia la colocación del factor de la cortante Basal que se calculó y que será mostrada en la hoja de cálculo de la presente investigación, así mismo se indica se tomó una excentricidad de 0.05 y un valor de “K” de 1 indicados en la norma E-030, en donde se estima que el factor de vibración de la estructura (K) es igual a 1 cuando el periodo (T) es menor a 0.5 segundos.

### Definición de la masa sísmica

Se colocó la masa sísmica establecida con la combinación de carga muerta (M) más el 25% de la carga viva (L) indicada en la norma E-030 para una edificación de categoría “C”, la cual es colocada en el Software Etabs para el análisis sísmico según muestra la **Figura -43-**.

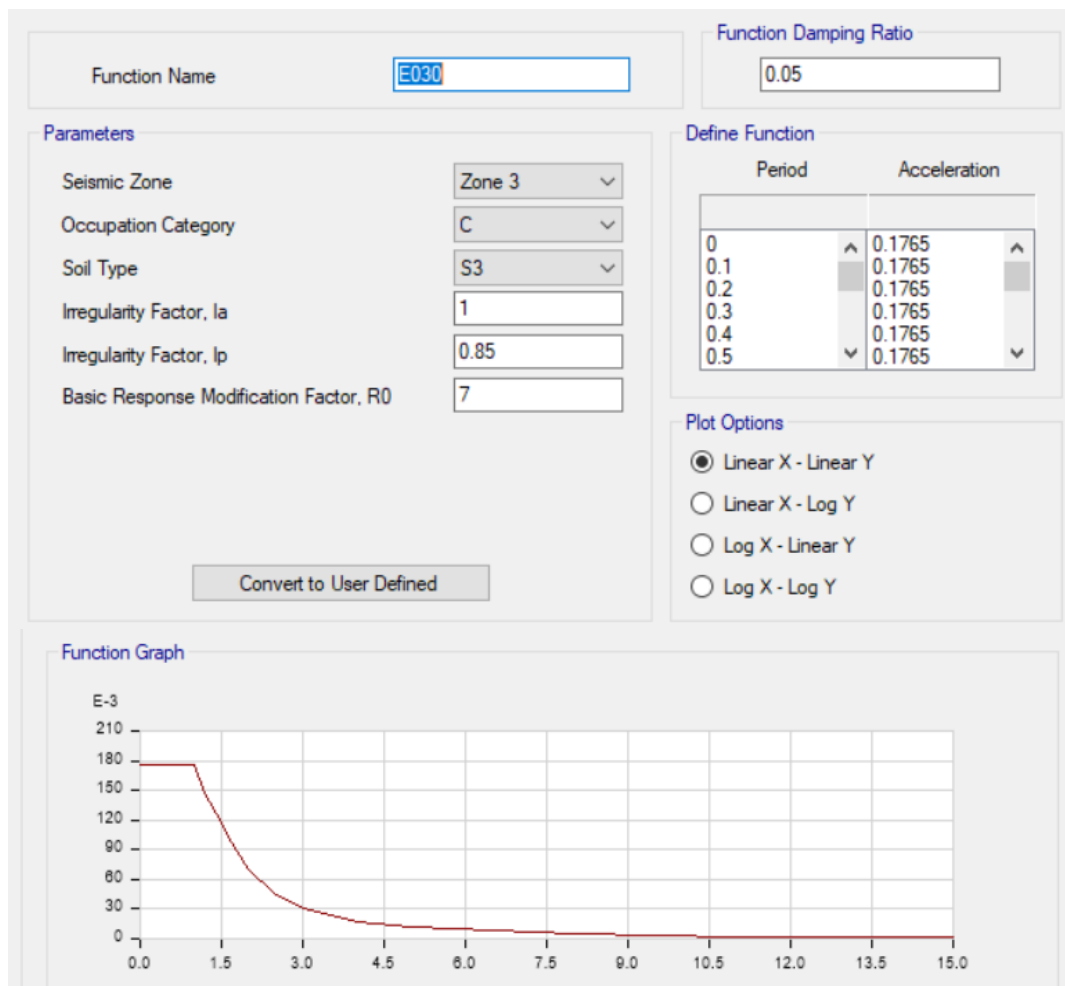


**Figura 43.** Colocación de la masa sísmica  
Fuente: Propia

## Definición de datos para el análisis dinámico

Para efectuar este tipo de análisis se empleó el software Etabs para poder incorporar los datos establecidos para la cortante basal, el cual tiene un coeficiente que es multiplicado por la gravedad y diseñados a periodos de 0.1 segundos cada uno tal como se puede verificar en la **Figura -44-** en donde se aprecia la aceleración espectral generada por la siguiente ecuación establecida por la norma E-030.

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



**Figura 44.** Definición de la aceleración espectral  
Fuente: Propia

## Verificación y conformidad de las derivas

Luego que se realizó la colocación de los espectros se tuvo que verificar la estructural en base al desplazamiento obtenido con respecto a la altura de la edificación, para ello la norma E-030 indica datos establecidos que pueden variar



según el tipo de estructura que se esté analizando tal como se puede ver en la **Tabla -61-**.

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL 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 muros de ductilidad limitada	0,005

**Tabla 61.** Límites para la distorsión del entrepiso  
Fuente: Norma Sismo Resistente E-030

La **tabla -61-** describe el máximo desplazamiento relativo del entrepiso según el tipo de material empleado; por ello, el factor a utilizar es de 0.007 para concreto armado y el cual no tiene que ser sobrepasado por las derivas máximas de la vivienda indicada en la presente investigación.

NIVEL	Drift (Etabs)	COE. REDUC (R)	LIMITE DERIV.	DISTORSIÓN	
CUARTO PISO	0.00047	7	0.007	0.0028	OK
TERCER PISO	0.000609	7	0.007	0.0036	OK
SEGUNDO PISO	0.000663	7	0.007	0.0039	OK
PRIMER PISO	0.000369	7	0.007	0.0022	OK

**Tabla 62.** Verificación de derivas en eje X-X  
Fuente: propia

NIVEL	Drift (Etabs)	COE. REDUC (R)	LIMITE DERIV.	DISTORSIÓN	
CUARTO PISO	0.000671	7	0.007	0.00399245	OK
TERCER PISO	0.000903	7	0.007	0.00537285	OK
SEGUNDO PISO	0.000956	7	0.007	0.0056882	OK
PRIMER PISO	0.0005	7	0.007	0.002975	OK

**Tabla 63.** Verificación de derivas en eje Y-Y  
Fuente: propia

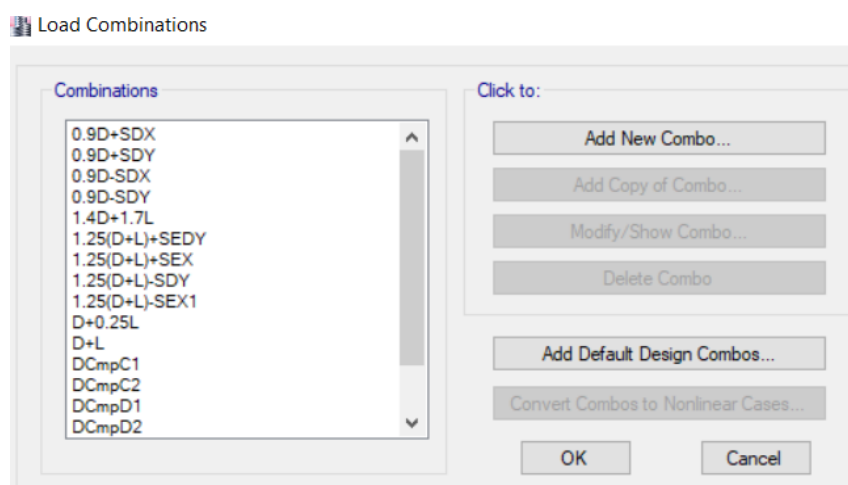
En las siguientes expresiones descritas en las **Tablas 62 y 63** se muestra la conformidad de las derivas de la edificación realizada en la investigación, teniendo las derivas multiplicadas por el 85% del coeficiente de reducción (R) para evaluar un análisis no lineal cuando se analiza una estructura irregular; puesto que el software se aplica de forma lineal. Estos términos son descritos por la norma E-030 en el **Artículo 28.**

## Colocación de combinaciones de carga

Se insertaron las combinaciones de carga según la norma E-060, tomando en cuenta las cargas existentes de la estructura y del sismo actuante, tanto para el estático como el dinámico.

COMBINACIONES DE CARGA	
$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$	<b>CM:</b> Carga muerta <b>CV:</b> Carga viva <b>CS:</b> Carga de sismo estático - dinámica
$U = 1.25*(\text{CM} + \text{CV})$	
$U = 1.25*(\text{CM} + \text{CV})$	
$U = 1.9 \text{ CM} \pm \text{CS}$	

**Tabla 64.** Cuadro resumen de combinaciones de carga  
**Fuente:** propia

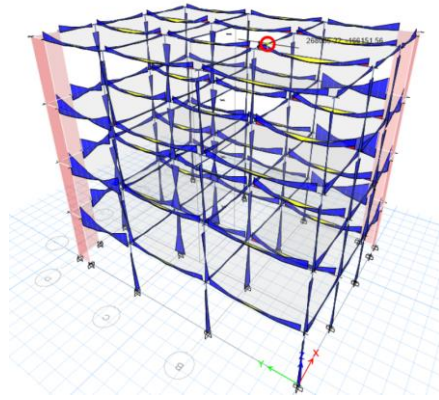


**Figura 45.** Colocación de combinaciones de carga en Etabs  
**Fuente:** Propia

En la **Tabla -64-** se indicaron las combinaciones de cargas empleadas para el diseño de Columnas y vigas que se realizó en la presente investigación, para ello se tuvo en consideración la norma E-060 y por consiguiente el análisis en base al programa Etabs según se muestra en la **Figura -45-**.

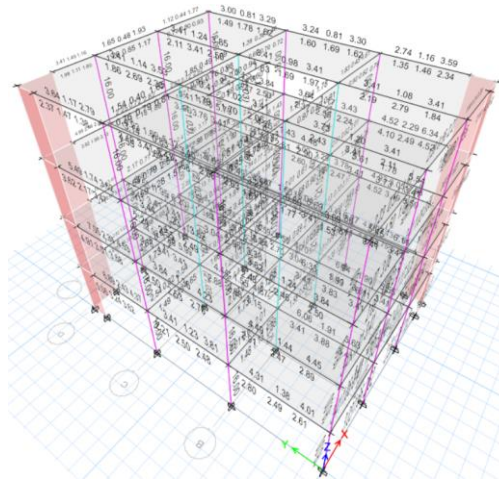
## Diseño de la estructura en Etabs

Luego de insertar los datos establecidos en cada uno de los procesos se realizó el análisis para el diseño de acero en viga y la estimación de la cuantía en el programa Etabs tal como se aprecia en la **Figura -46-**, en donde se ve las flexiones máximas en las vigas, columnas y placas.

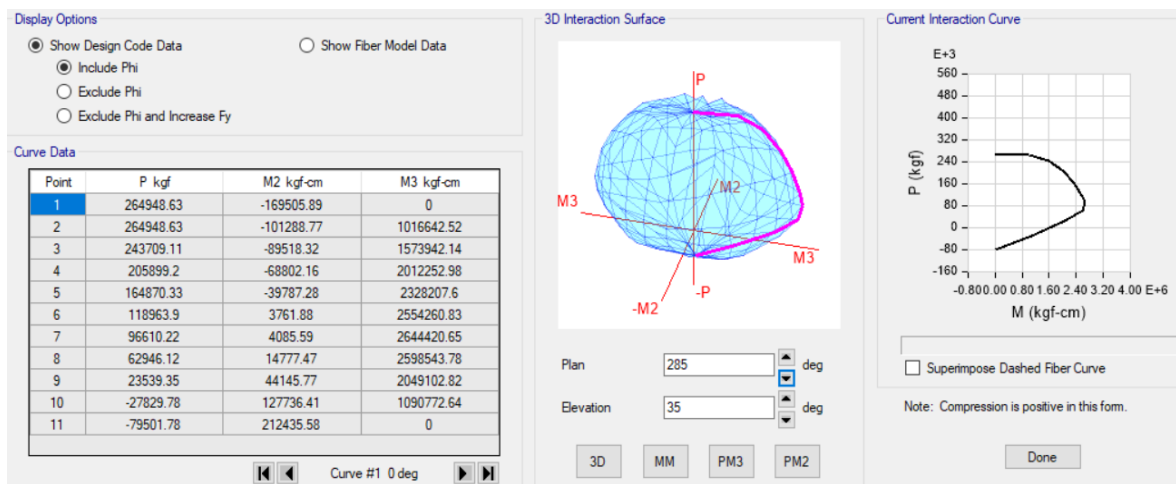


**Figura 46.** Momentos máximos en vigas, columnas y placas.  
Fuente: Propia

Por otro lado, se verificó en la **Figura -47-** el diseño del acero de vigas y posteriormente se analizó para el diseño de placas y columnas en base al diagrama de interacción realizado en el programa.



**Figura 47.** Área de acero en vigas según Software Etabs  
Fuente: Propia

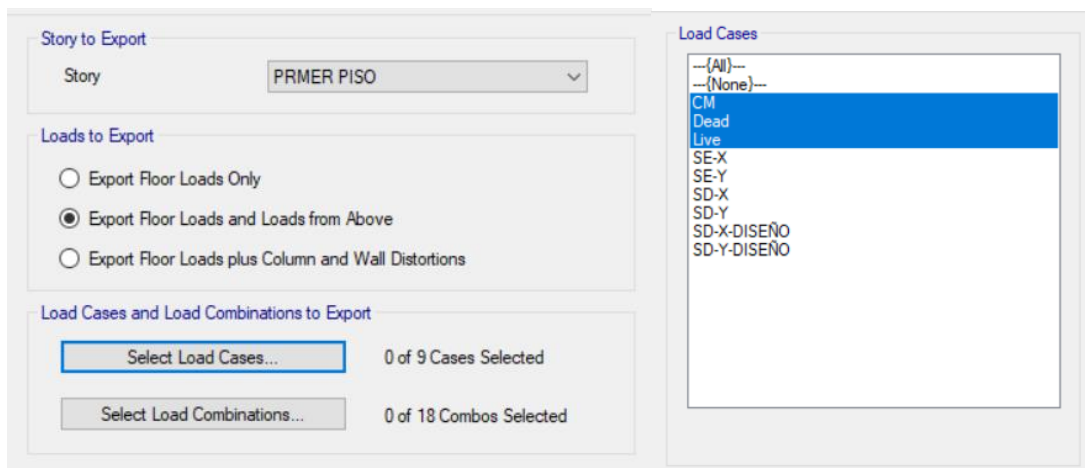


**Figura 48.** Diagrama de interacción para diseño de columnas y Placa  
Fuente: Propia

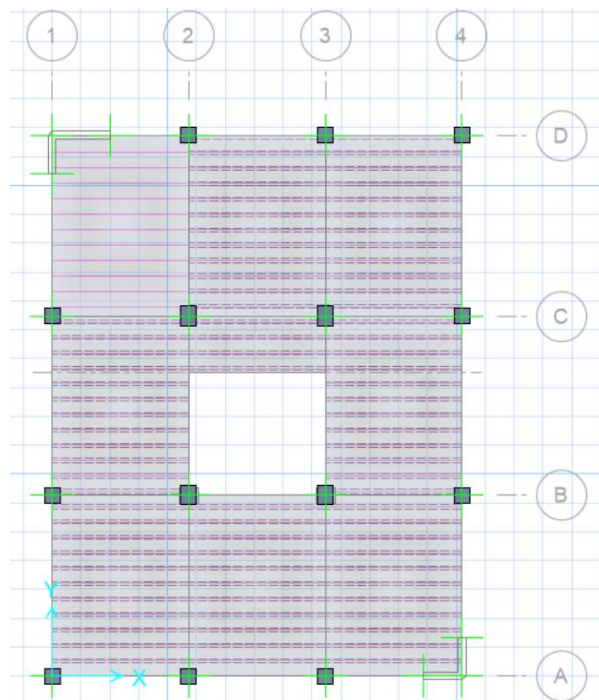
En la **Figura -48-** se verificó el diagrama que se obtuvo con el Etabs al haber analizado una columna y posteriormente una placa según los criterios de diseño impuestos. Así mismo se menciona que el procedimiento de la hoja de cálculo para estas estructuras será colocado en la presente investigación.

### **Análisis de losa en Safe**

Se realizó el análisis de la losa en el software Safe en donde se exportó en formato “F2K” para luego abrir el archivo con las siguientes condiciones; según se muestra en la **Figura -49-**, la cual muestra la selección del nivel a analizar, la exportación de las cargas de los pisos superiores y la selección de la carga viva y muerta.

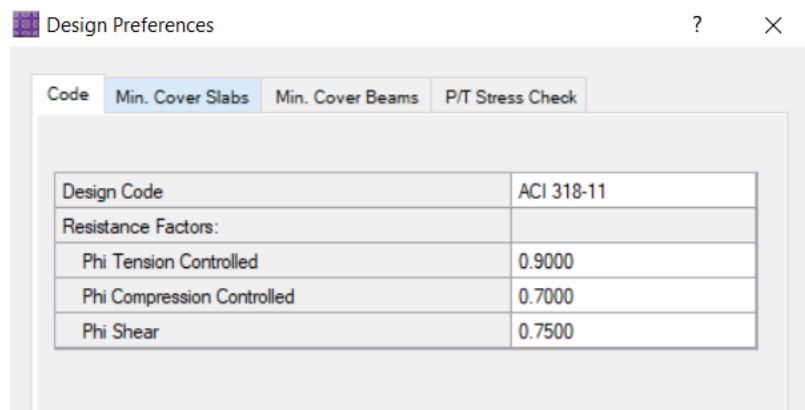


**Figura 49.** Exportación de Etabs a Safe  
**Fuente:** Propia



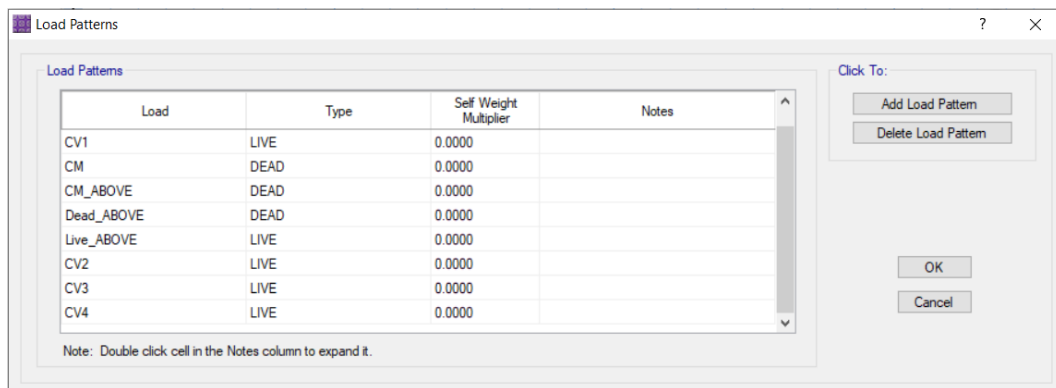
**Figura 50.** Exportación de losa aligerada  
**Fuente:** Propia

Por otro lado, cuando se verificó en el programa se tuvo que cambiar el coeficiente de compresión a 0.70 y a flexión de 0.85 según la norma E-060, para luego ingresar una combinación de carga del 1.40 de la carga muerta más la 1.7 de la carga viva indicada en la misma norma.



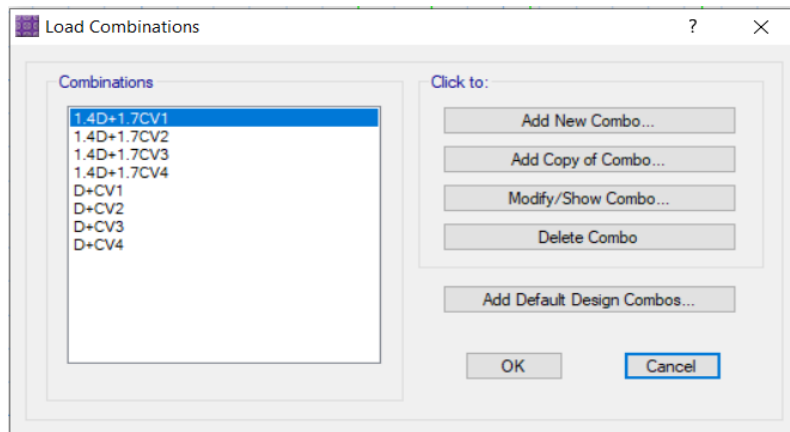
**Figura 51.** Coeficiente de compresión y flexión  
Fuente: Propia

En la **Figura -51-** se muestra el ingreso de coeficientes anteriormente indicado, así como la norma con la cual este programa trabaja (ACI318-11) al igual que el Software Etabs. Seguidamente y para fines prácticos se realizó una alternancia de Cargas según los tipos de paños, esto se realizó para analizar de forma independientes las luces de cada una de las losas.



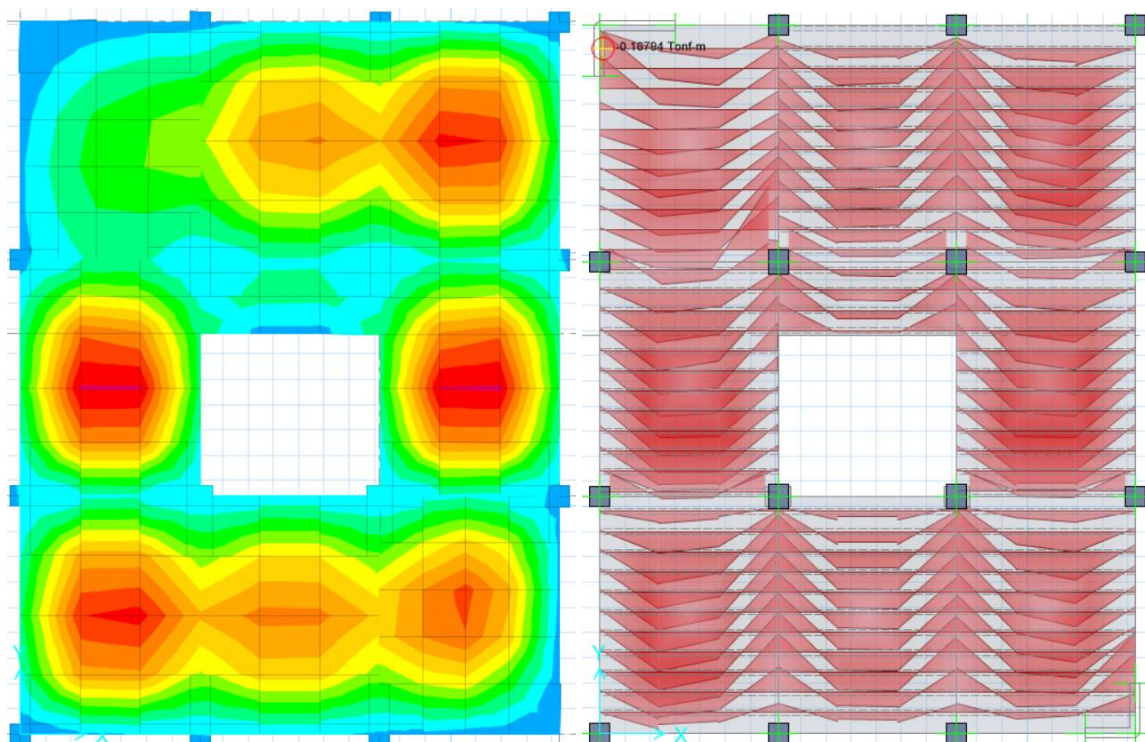
**Figura 52.** Cargas hacia la losa  
Fuente: Propia

En la **Figura -52-** se indicó la alternancia de cargas colocadas para la losa; así mismo, se genera las combinaciones de carga considerando la carga viva alternada de cada una según la combinación indicada en la Norma E-060 para carga viva y muerta (1.4D+1.7CV) tal como se verifica en la **Figura -53-**.



**Figura 53.** Combinaciones de carga según Norma E-060  
**Fuente:** Propia

Finalmente se hizo el análisis para verificar los momentos máximos y mínimos que hay en cada una de los paños tal como se verifica en la **Figura -54-**, en donde también se visualiza las deformaciones que hay en los distintos puntos para finalmente hacer el diseño del acero en las viguetas.



**Figura 54.** Diagrama de deformación y momentos máx. y min  
**Fuente:** Propia

Cabe indicar que para este proceso se empleó el software anteriormente indicado para confirmar el cálculo estructural realizado en la hoja de cálculo que se detalla en la presente investigación.

## Análisis tiempo historia

Para el análisis tiempo historia se tomó el sismo que se produjo en mayo del año 2019 en Lagunas de Alto Amazonas en Loreto datos tomados por tres estaciones diferentes, las cuales son; la estación Tarapoto, UNTRM y CIP Moyobamba con una magnitud de 8.0, estos datos se colocaron con la finalidad de hacer cumplir lo mínimo establecido por la norma E-030 para el análisis Tiempo-Historia.

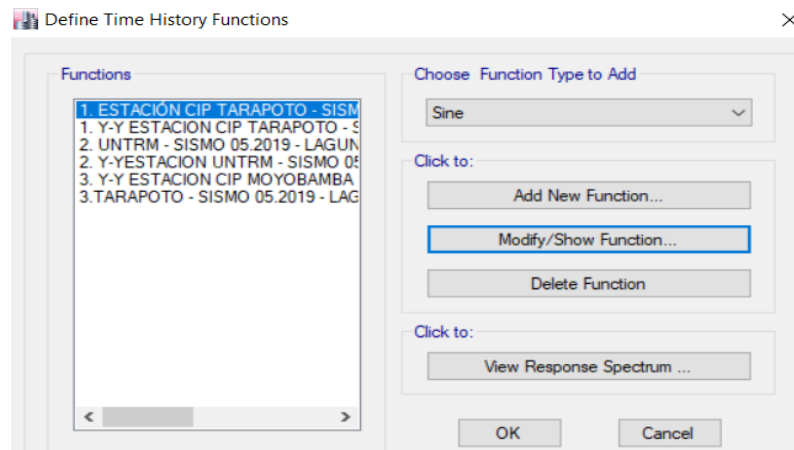


Figura 55. Recopilación de espectros de sismo en Lagunas Loreto magnitud 8.0

Fuente: Propia

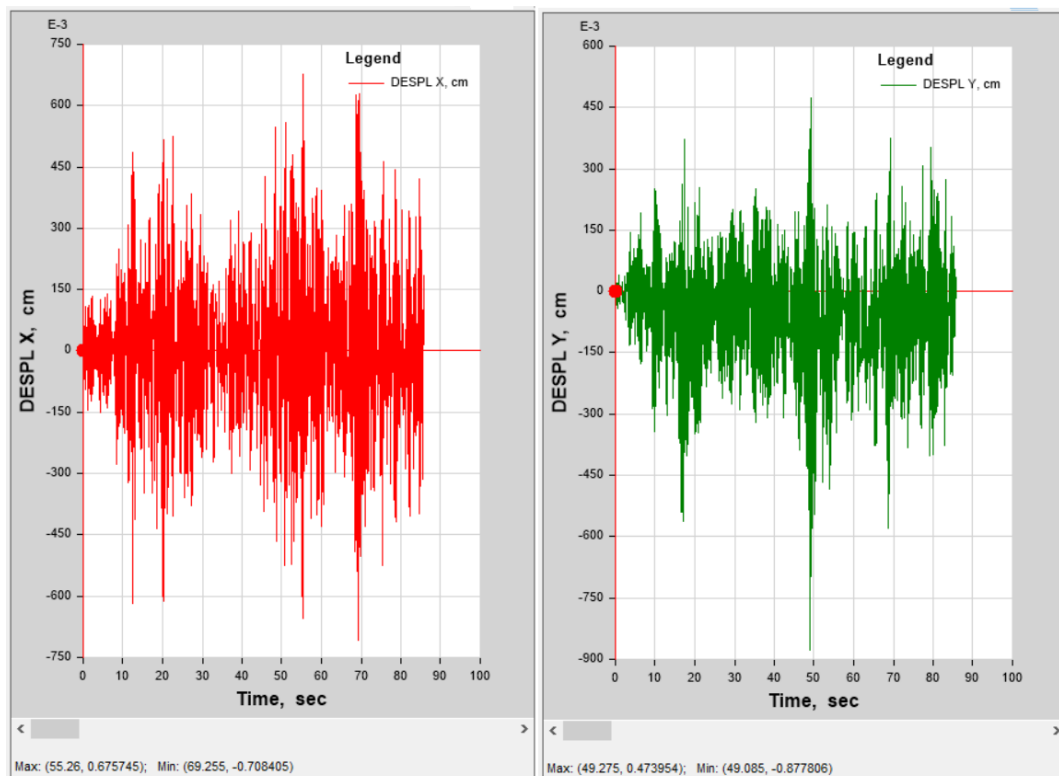
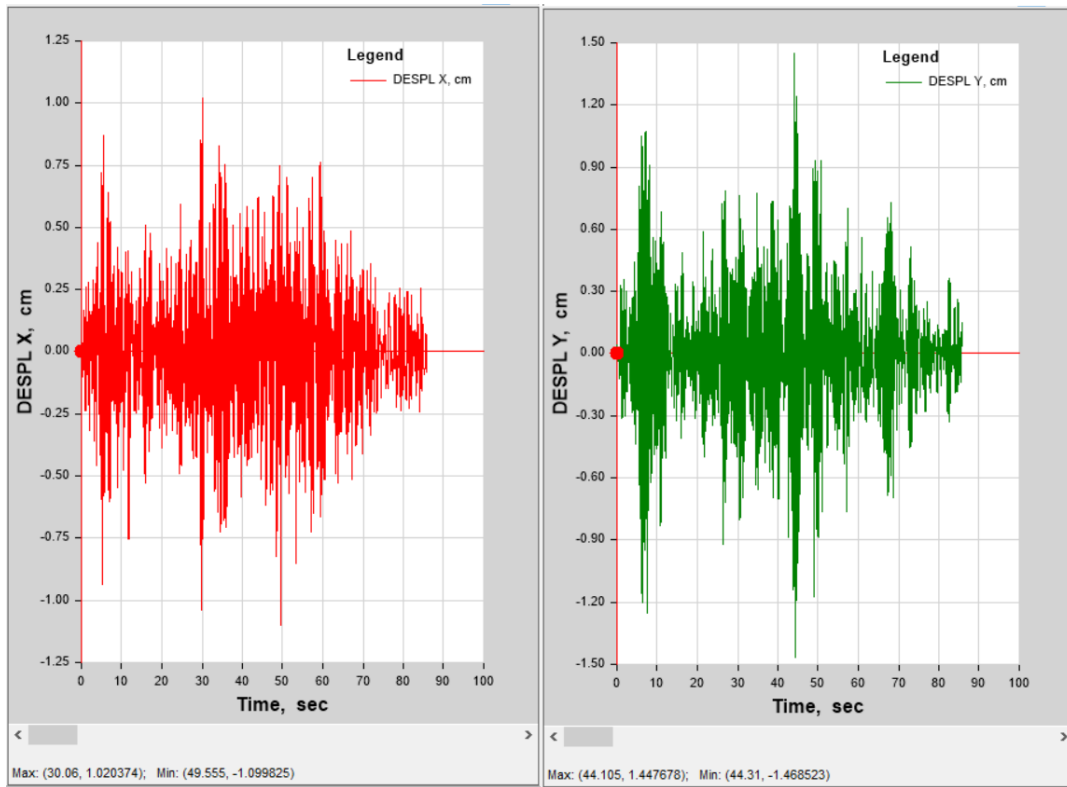
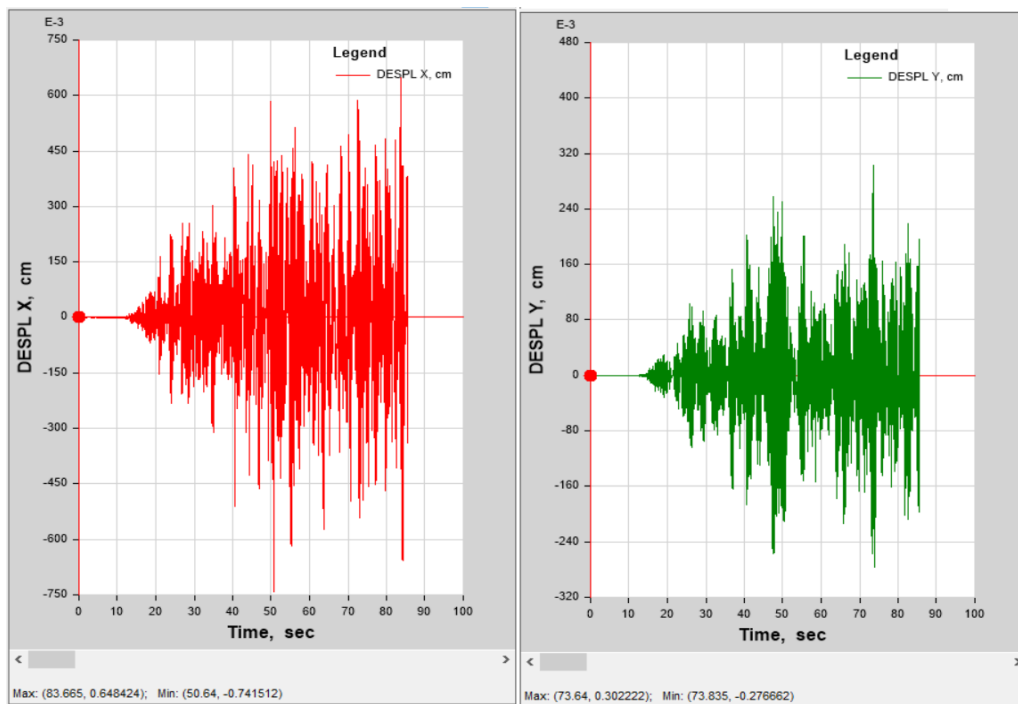


Figura 56. Espectros sísmicos de la estación CIP TARAPOTO – Sismo Lagunas Loreto 8.0

Fuente: Propia



**Figura 57.** Espectros sísmicos de la estación UNTRM – Sismo Lagunas Loreto 8.0  
**Fuente:** Propia



**Figura 58.** Espectros sísmicos de la estación CIP MOYOBAMBA – Sismo Lagunas Loreto 8.0  
**Fuente:** Propia



Este análisis tiempo historia recopiló el sismo ocurrido en el distrito de Lagunas, provincia de Alto Amazonas en el departamento de Loreto de una magnitud de 8.0 tal como se pueden ver en las **Figuras -56-, -57- y -58-**, de esa forma se obtuvo las fuerzas cortantes, momentos y desplazamientos máximos que se produce en la estructura según las tres magnitudes captadas en las tres estaciones en direcciones OE y NS (X y Y).

PISOS	CARGAS	VX	VY	MX	MY
		tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
PRMER PISO	SX-Y TH-1 Max	49.1928	67.4585	199.8045	178.477
SEGUNDO PISO	SX-Y TH-1 Max	44.8121	57.2602	132.3208	116.6908
TERCER PISO	SX-Y TH-1 Max	33.9656	39.8238	70.4304	62.0513
CUARTO PISO	SX-Y TH-1 Max	17.0446	18.5332	23.5581	21.2393

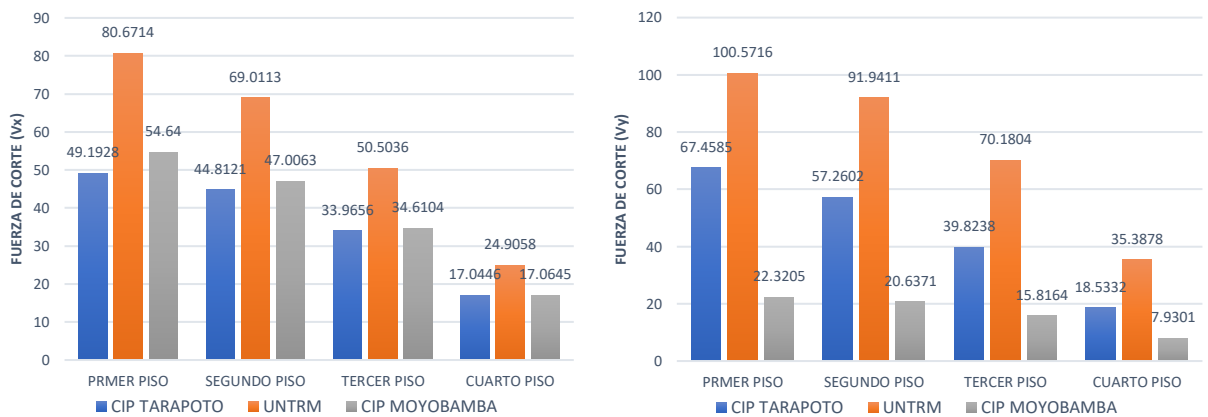
**Tabla 65.** Corte y Momento global en eje X-Y de la estación "CIP TARAPOTO"-TH  
Fuente: *propia*

PISOS	CARGAS	VX	VY	MX	MY
		tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
PRMER PISO	SX-Y TH-2 Max	80.6714	100.5716	308.5311	368.0798
SEGUNDO PISO	SX-Y TH-2 Max	69.0113	91.9411	205.5856	243.8346
TERCER PISO	SX-Y TH-2 Max	50.5036	70.1804	110.5821	130.0248
CUARTO PISO	SX-Y TH-2 Max	24.9058	35.3878	37.5095	43.5299

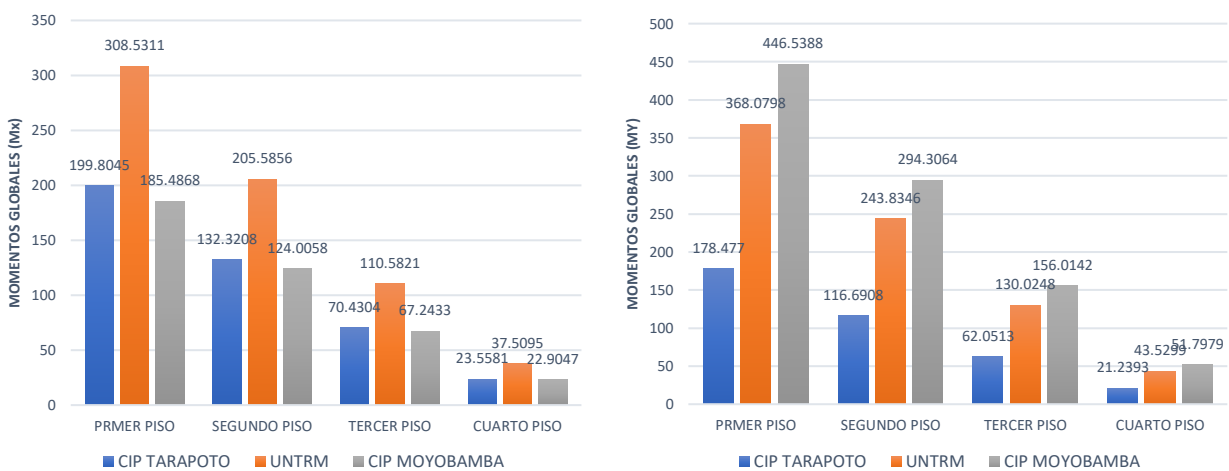
**Tabla 66.** Corte y Momento global en eje X-Y de la estación "UNTRM"-TH  
Fuente: *propia*

PISOS	CARGAS	VX	VY	MX	MY
		tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
PRMER PISO	SX-Y TH-3 Max	54.64	22.3205	185.4868	446.5388
SEGUNDO PISO	SX-Y TH-3 Max	47.0063	20.6371	124.0058	294.3064
TERCER PISO	SX-Y TH-3 Max	34.6104	15.8164	67.2433	156.0142
CUARTO PISO	SX-Y TH-3 Max	17.0645	7.9301	22.9047	51.7979

**Tabla 67.** Corte y Momento global en eje X-Y de la estación "CIP MOYOBAMBA"-TH  
Fuente: *propia*

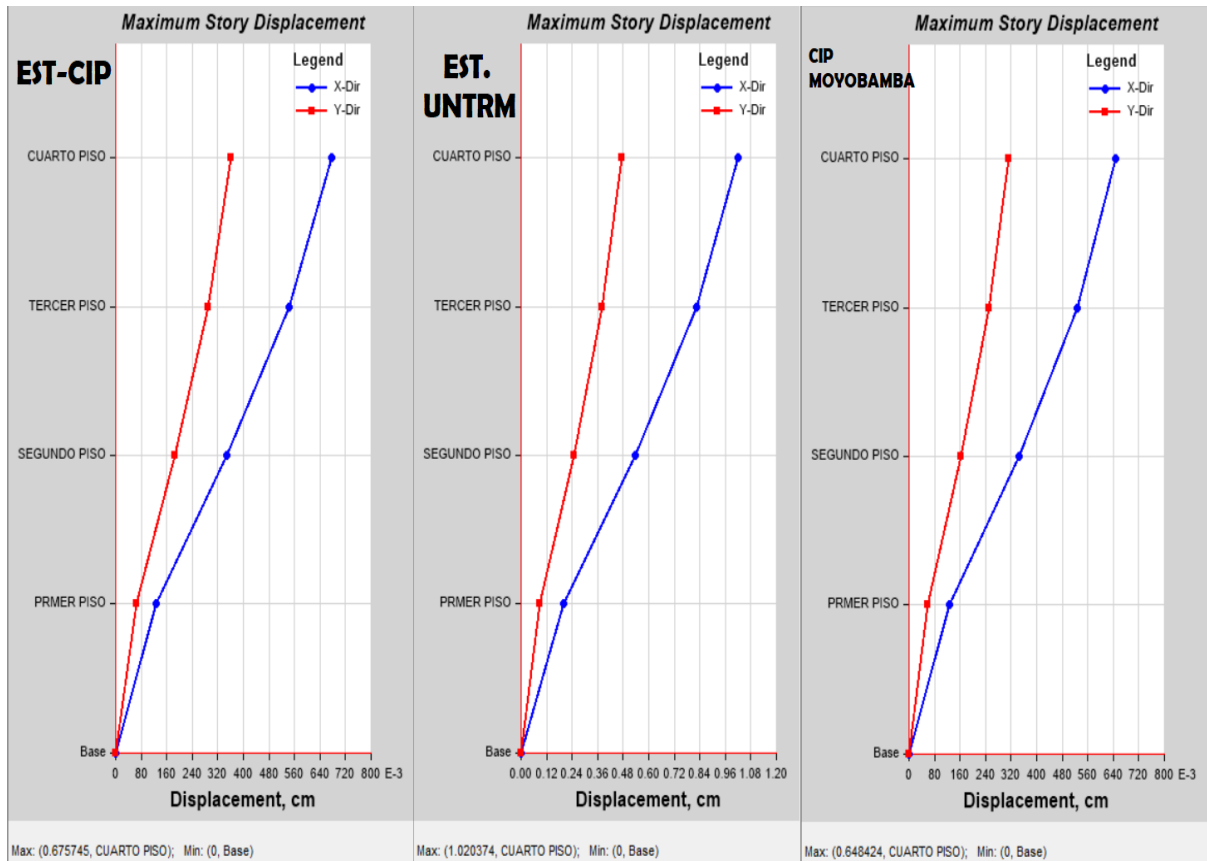


**Gráfico 17.** Cortante global actuante de los espectros sísmicos en eje X-Y  
**Fuente:** propia



**Gráfico 18.** Fuerza del Momento global actuante de los espectros sísmicos en eje X-Y  
**Fuente:** propia

En las **Tablas -65-, -66- y -67-** se verificó la fuerza cortante máxima encontrada desde el primer piso hasta el cuarto piso para cada una de las estaciones, siendo la “UNTRM” una de las que mayor impacto genera, tanto en fuerza cortante como en Momentos actuantes en las bases. Así mismo, se verificó que la cortante máxima en la base tanto en eje “X” y eje “Y” es en la estación “UNTRM”, por otro lado, el momento generado en cada uno de los pisos tiene como máxima fuerza en el eje “X” la estación “UNTRM” y para el eje “Y” tiene una acción mayor en la estación “CIP MOYOBAMBA”.



**Figura 59.** Desplazamientos máximos en eje X-X de las estaciones sismográficas

Fuente: Propia

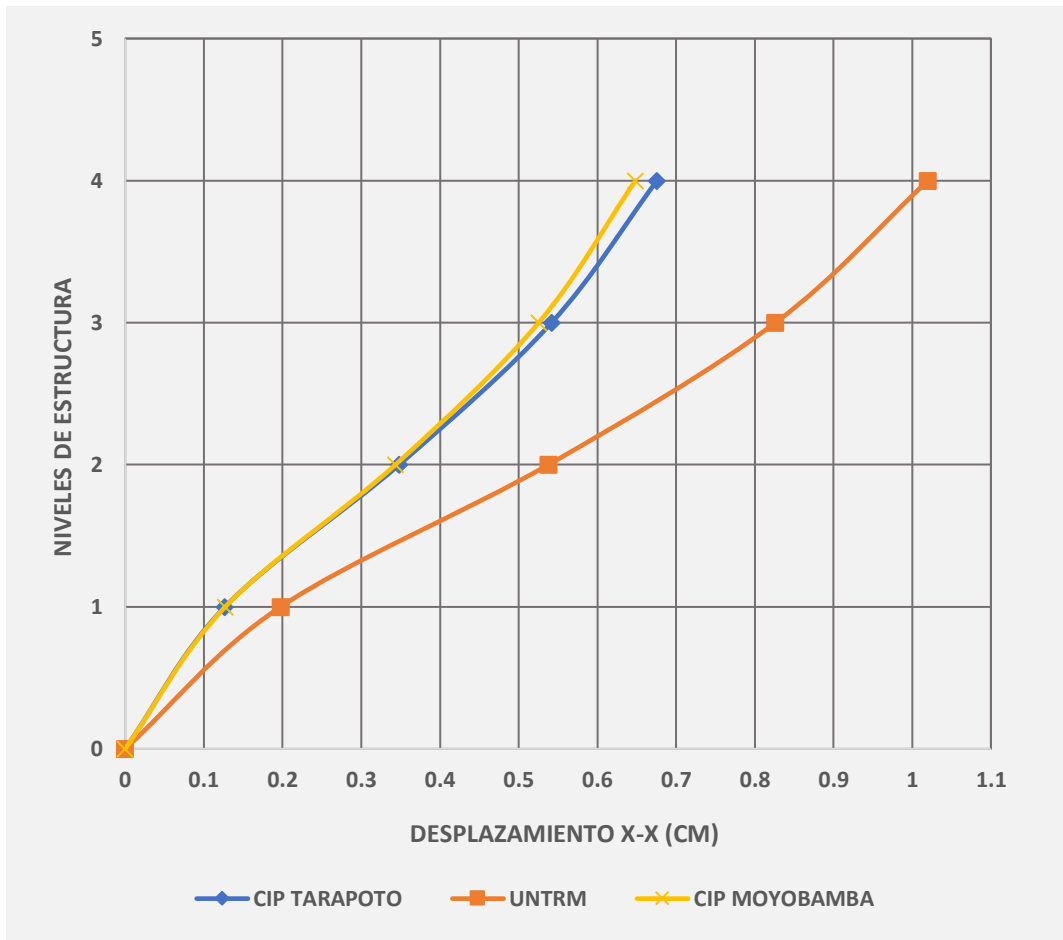
En la **Figura -59-** se verifica el diagrama de los desplazamientos máximos existentes en el eje X para las tres estaciones según los espectros del sismo ocurrido en loreto, teniendo como cuadro resumen la **Tabla-68-**.

NIVELES	CIP. TARAPOTO	EST. UNTRM	EST. MOYOBAMBA
	SX-TH-1 (cm)	SX-TH-2 (cm)	SX-TH-3 (cm)
PRMER PISO	0.1268	0.1976	0.1272
SEGUNDO PISO	0.3481	0.5377	0.3434
TERCER PISO	0.5418	0.8262	0.5254
CUARTO PISO	0.6757	1.02	0.6484

**Tabla 68.** Desplazamientos máximos en eje X-X

Fuente: propia

En la **Tabla -68-** se colocan los desplazamientos máximos según el acelerograma de cada una de las estaciones mencionadas para el sismo ocurrido en la Laguna de Tarapoto.



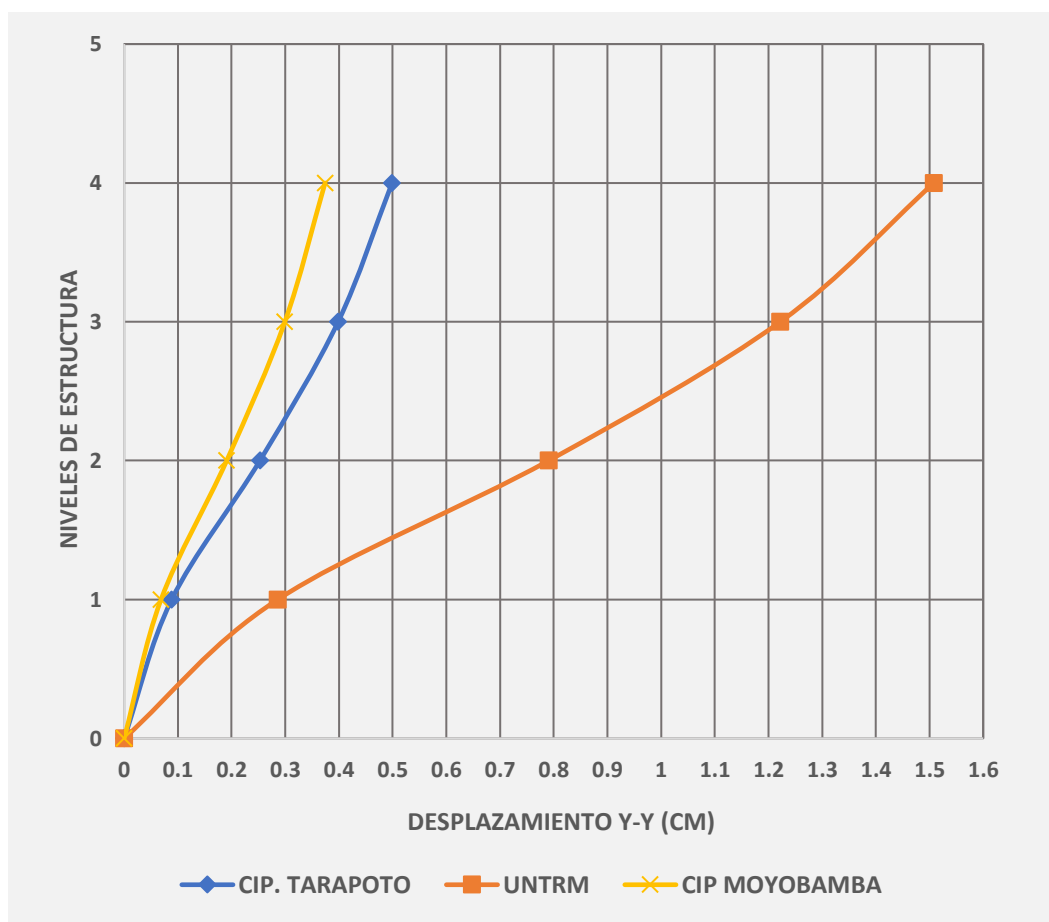
**Gráfico 19.** Máximos desplazamientos en eje "X" según estaciones sismográficas  
**Fuente:** propia

En el siguiente **Gráfico -19-** se aprecia la comparativa que hay entre cada uno de los desplazamientos generados por el sismo en la Laguna de Tarapoto en las diferentes estaciones sismográficas, teniendo un máximo desplazamiento de 1.02 cm en a la estación UNTRM para el eje "X".

NIVELES	CIP. TARAPOTO	EST. UNTRM	EST. MOYOBAMBA
	SY-TH-1 Max	SY-TH-2 Max	SY-TH-3 Max
<b>PRMER PISO</b>	0.0886	0.2861	0.0687
<b>SEGUNDO PISO</b>	0.2528	0.7906	0.1909
<b>TERCER PISO</b>	0.3985	1.222	0.2993
<b>CUARTO PISO</b>	0.499	1.5082	0.3742

**Tabla 69.** Desplazamientos máximos en eje Y-Y  
**Fuente:** propia

La **Tabla -69-** representa los desplazamientos máximos existentes en los acelerogramas de cada una de las estaciones para la dirección de Norte-Sur, teniendo un máximo desplazamiento de 1.5082 cm para la estación UNTRM.



**Gráfico 20.** Máximos desplazamientos en eje “Y” según estaciones sismográficas.  
**Fuente:** propia

Por otro lado, en la **Tabla -69-** se verificó los desplazamientos que genera el mismo sismo, en dirección “Y”, el cual se puede verificar que hay un máximo desplazamiento en el cuarto piso de 0.499 cm; 1.50 cm y 0.3742 cm en la primera, segunda y tercera estación, la cual se tuvo un valor mayor en la central de “UNTRM”, la cual cuenta con más actividad sísmica.

Finalmente, para la corroboración del análisis Tiempo - Historia se evaluó las distorsiones en base a los sismos encontrados con mayor impacto en la estructura, para ello se tomó el acelerograma ubicado en la estación UNTRM y de esa forma se analiza las derivas mediante un análisis no lineal basándose en la norma E-030 el cual multiplica el factor de rigidez por un 85% para edificaciones con irregularidades.

NIVEL	Drift (Etabs)	COE. REDUC (R)	LIMITE DERIV.	DISTORCIÓN	
CUARTO PISO	0.000625	7	0.007	0.00371875	OK
TERCER PISO	0.000918	7	0.007	0.0054621	OK
SEGUNDO PISO	0.00108	7	0.007	0.006426	OK
PRIMER PISO	0.000627	7	0.007	0.00373065	OK

**Tabla 70.** Verificación de derivas en eje X-X para el sismo en la estación UNTRM

Fuente: propia

NIVEL	Drift (Etabs)	COE. REDUC (R)	LIMITE DERIV.	DISTORCIÓN	
CUARTO PISO	0.000315	7	0.007	0.00187425	OK
TERCER PISO	0.000522	7	0.007	0.0031059	OK
SEGUNDO PISO	0.000685	7	0.007	0.00407575	OK
PRIMER PISO	0.000409	7	0.007	0.00243355	OK

**Tabla 71.** Verificación de derivas en eje Y-Y para el sismo en la estación UNTRM

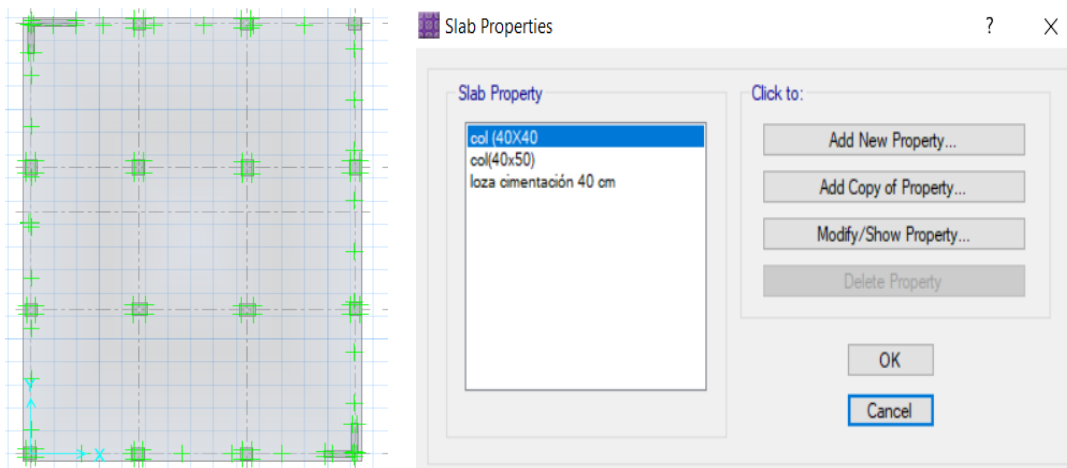
Fuente: propia

En las **Tablas -70- y -71-** se aprecian los valores de las derivas tanto en la dirección X y Y, los cuales según la norma E-030 son menores que el 0.007 indicado para un sistema porticado, esto quiere decir que el desplazamiento de la edificación ante un sismo de dichas características indicadas anteriormente no sobrepasará los rangos máximos existentes para los entrepisos.

### **Propuesta de estabilización de la cimentación para la edificación**

Este proceso conllevó a la evaluación de la cimentación en la estructura para el uso más adecuado de las cimentaciones, para esto se evaluó la estructura en el programa Safe exportando las cargas ejercidas en cada una de las columnas y placas. Esta evaluación se llevó a cabo considerando una cimentación con tres tipos de espesores para la losa de cimentación.

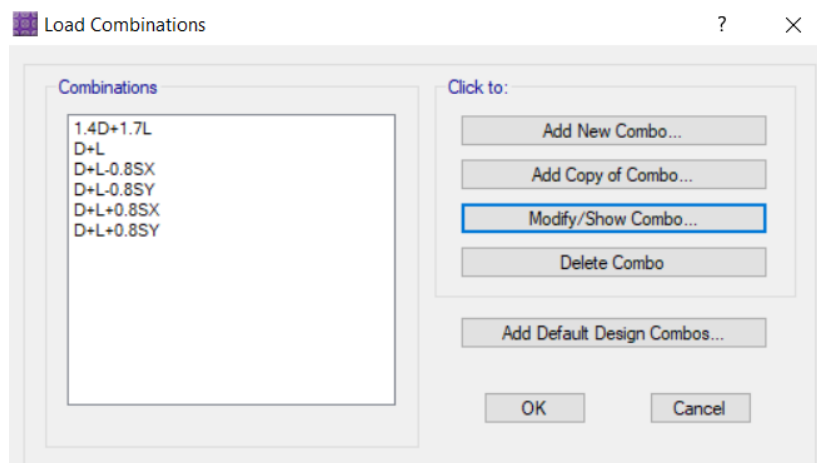
Para ejecutar el programa Safe se abrió el archivo ya exportado y se tuvo las consideraciones de diseño empleando la Norma ACI318-11, con un coeficiente de compresión de 0.70 y corte de 0.85, los cuales se colocaron al inicio del programa, además se tiene un recubrimiento de 5 cm.



**Figura 60.** Definición de secciones

Fuente: Propia

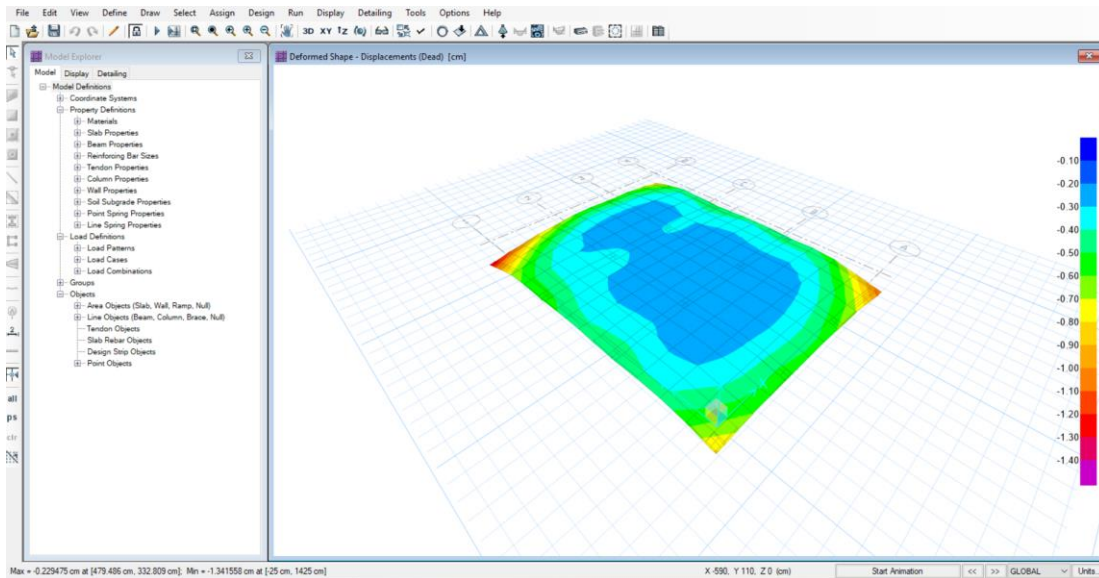
En la **Figura -60-** se muestra de definición de las secciones empleadas para la losa de cimentación el cual se verificó con tres espesores inicialmente (30; 40 y 50 cm); columnas de dos secciones (40x50 y 40x40) y placas de espesores de 20 cm para luego realizar las combinaciones de carga según indica la norma E.060 para la reducción de fuerzas sísmicas en un 80% para esfuerzos en el suelo o fuerzas en pilotes.



**Figura 61.** Combinaciones de Carga según norma E.030 - E.060

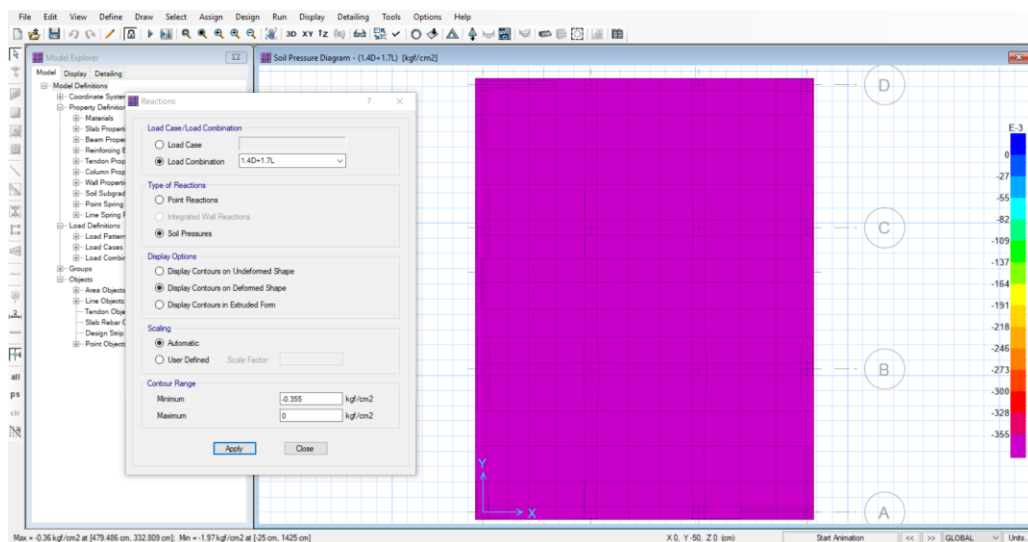
Fuente: Propia

En la **Figura -61-** se aprecia las combinaciones de carga para diseño, tendiendo las principales empleadas con el sismo de diseño exportado del programa Etabs y la combinación por carga muerta y viva según la norma E-030, esto ayudó en la verificación de las deformaciones, punzonamiento y carga admisible que emite la estructura hacia la superficie de terreno.



**Figura 62.** Deformaciones máximas en la losa de cimentación  
Fuente: Propia

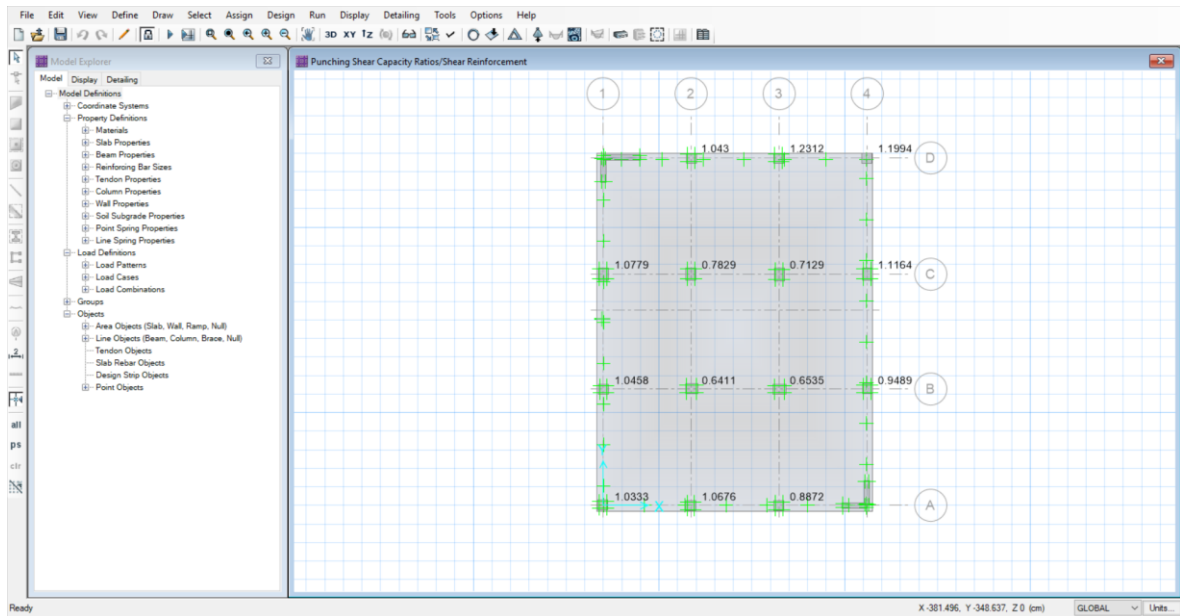
En la **Figura -62-** se muestra el proceso para evaluar las deformaciones máximas en la losa según los tipos de combinaciones de carga.



**Figura 63.** Carga admisible de la losa de cimentación hacia el terreno  
Fuente: Propia

En la **Figura -63-** se presenta la escala de la carga admisible que puede generar la losa de cimentación en la superficie de suelo, siendo esta de 0.355 kg/cm<sup>2</sup> la cual es pasado por una carga mayor según las estimaciones del 2.00 kg/cm<sup>2</sup> ante una losa de cimentación de 30 cm y de la cual se ve puede ver la disminución la carga admisible según se aumenta los espesores de losa para cada combinación de carga.





**Figura 64.** Análisis por punzonamiento en losa de cimentación  
Fuente: Propia

Como se aprecia en la **Figura -64-** se analizó la losa de cimentación para verificar si el punzonamiento cumplía con el factor menor a 1.00 según la hoja de cálculo inscrita en el programa Safe, esto fue revisado para cada uno de los espesores propuestos (30cm; 40cm y 50 cm).

COMB.	DEFORMACIÓN (cm)	CARGA ADMISIBLE (kg/cm <sup>2</sup> )	PUNZONAMIENTO
D+L	1.393	1.269	Fallan 8 columnas con un factor máximo de 1.23
D+L+0.8SX	1.960	1.78	
D+L-0.8SX	2.690	2.41	
D+L-0.8SY	1.870	1.704	
D+L+0.8SY	2.190	2.095	
1.4D+1.7L	2.000	1.82	

**Tabla 72.** Cargas y deformaciones máximas en combinaciones de carga en la losa de cimentación de 0.30m de espesor.

Fuente: propia

COMB.	DEFORMACIÓN (cm)	CARGA ADMISIBLE (kg/cm <sup>2</sup> )	PUNZONAMIENTO
D+L	1.168	1.063	No hay falla de espesor al tener un factor máximo de 0.8129
D+L+0.8SX	1.454	1.387	
D+L-0.8SX	1.971	1.766	
D+L-0.8SY	1.428	1.22	
D+L+0.8SY	1.761	1.612	
1.4D+1.7L	1.674	1.523	

**Tabla 73.** Cargas y deformaciones máximas en combinaciones de carga en la losa de cimentación de 0.40m de espesor.

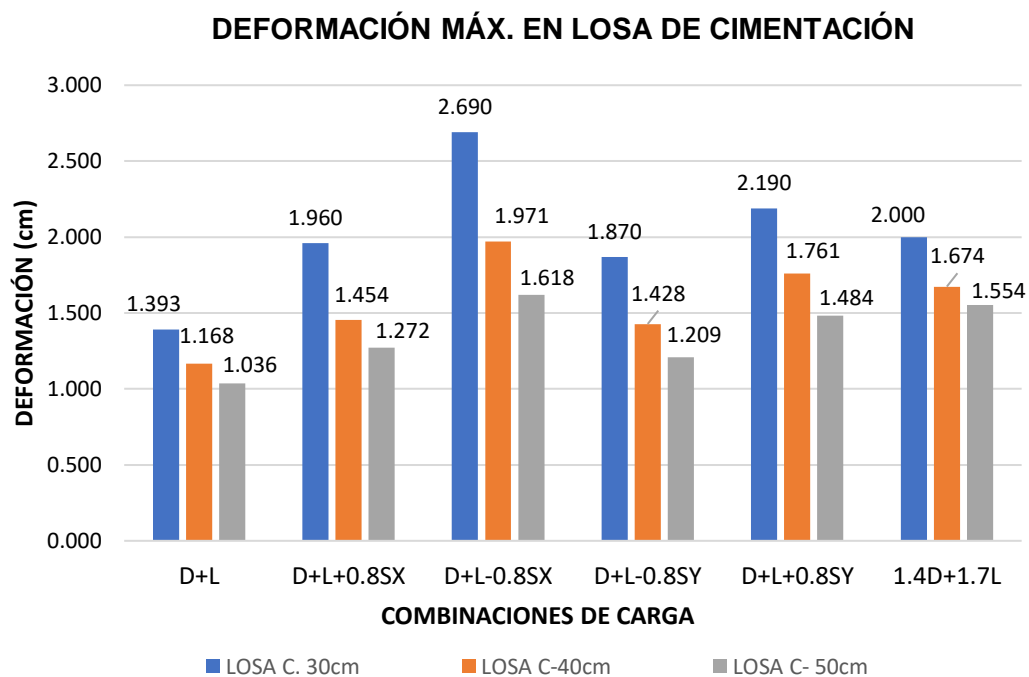
Fuente: propia

COMB.	DEFORMACIÓN (cm)	CARGA ADMISIBLE (kg/cm <sup>2</sup> )	PUNZONAMIENTO
D+L	1.036	0.794	No hay falla de espesor al tener un factor máximo de 0.59
D+L+0.8SX	1.272	1.11	
D+L-0.8SX	1.618	1.435	
D+L-0.8SY	1.209	1.055	
D+L+0.8SY	1.484	1.32	
1.4D+1.7L	1.554	1.351	

**Tabla 74.** Cargas y deformaciones máximas en combinaciones de carga en la losa de cimentación de 0.50m de espesor.

Fuente: propia

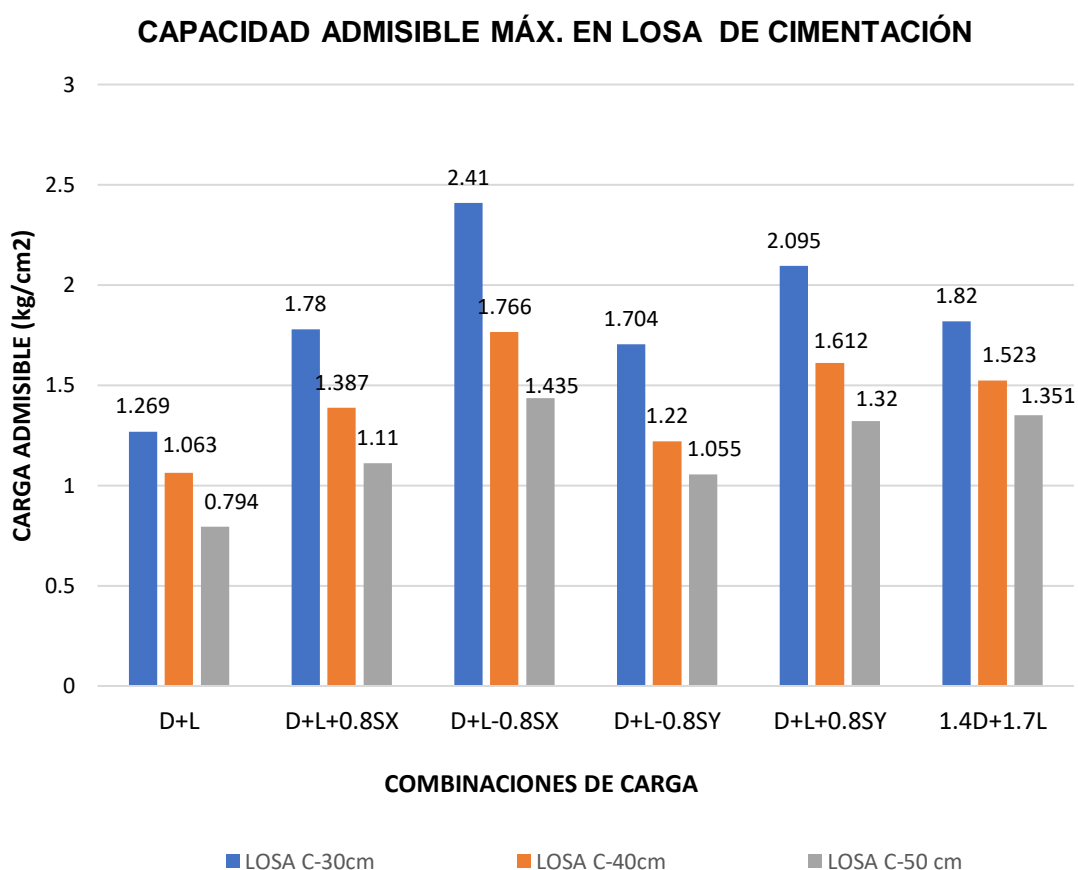
En las Tablas -72- -73- y -74- se muestran las deformaciones máximas tomadas para cada una de las combinaciones de carga según indica la norma, esto da como consecuencia que cada una de las losas propuestas con espesores de 30; 40 y 50 cm tengan por cada combinación una deformación máxima total, así como una carga admisible ( $Q_{adm}$ ) máxima por dicha combinación ante una losa de cimentación sin pilotes. Para la propuesta que se realizó se verificó en primera instancia si la losa de cimentación podía soportar la carga del edificio de tres pisos más azotea ante un suelo con una carga admisible de 0.355 kg/cm<sup>2</sup>. Por ello, se puede hacer dicho análisis con la representación gráfica mostrado a continuación.



**Gráfico 21.** Deformaciones máximas en las losas de cimentación

Fuente: propia

En el **Gráfico -21-** se verificó que la deformación para cada una de las cargas según el aumento del espesor va disminuyendo, sin embargo se puede ver que este tipo de falla puede ser producida mediante la acción de una capacidad de carga que puede ser mayor a la del terreno de estudio; para ello, se verificó con el **Gráfico-22-** en donde se hace una comparativa de la Cargas actuantes que se produce en la losa de cimentación según las **Tablas -72-, -73- y -74-** indicadas con anterioridad.



**Gráfico 22.** Carga actuante máximas en losas de cimentación

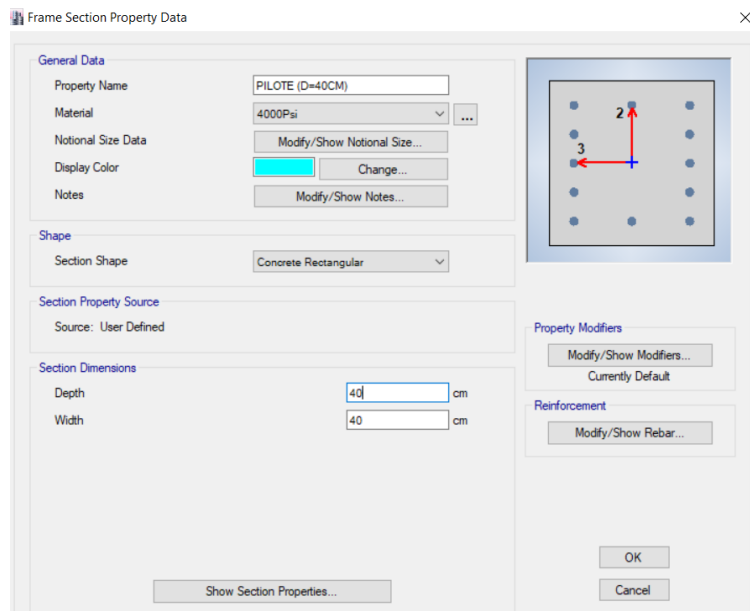
**Fuente:** propia

En el **Gráfico -22-** se verificó que la capacidad de carga generada por medio de la losa hacia el suelo sobrepasa en  $0.355 \text{ kg/cm}^2$  para cada una de las losas de 0.30m 0.40m y 0.50m, tendiendo para efectos de diseño la combinación de carga “D+L-0.8SX” como la que más actúa en la edificación tanto para la deformación y el caso presentado, cuya acción ante una losa de 50 cm ejerce una carga de  $1.435 \text{ kg/cm}^2$  representando una cantidad del 304.22% más de lo que puede soportar el suelo de fundación y dando como una propuesta adicional la utilización de pilotes ante una base poco estable.

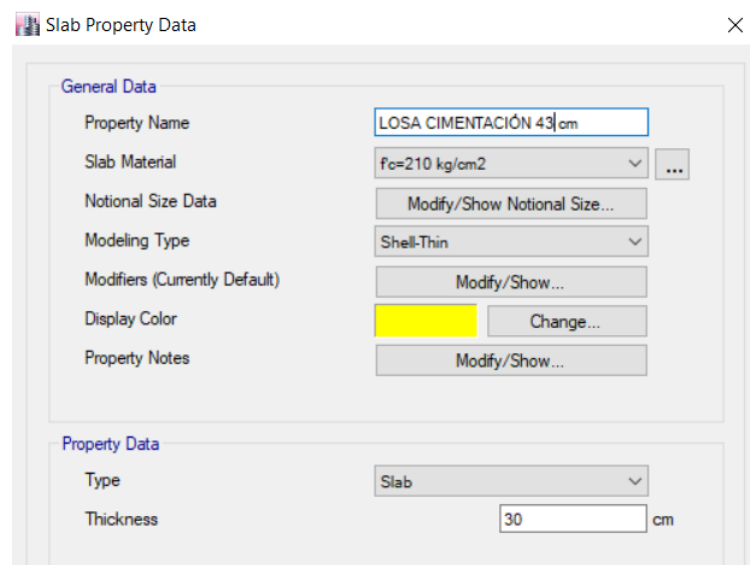
### Propuesta de Losa de cimentación con pilotes

Para efectuar el análisis en los pilotes se tomó como base el dibujo realizado en el software Etabs para poder realizar el dimensionado de la losa de cimentación y el dibujo de los pilotes para luego exportarlos a programa Safe.

Se inició creando dos secciones para la losa de cimentación con un espesor de 30 cm y la sección de pilotes como una columna de 40x40; esta sección empleada fue utilizada según datos de investigación de otros autores.

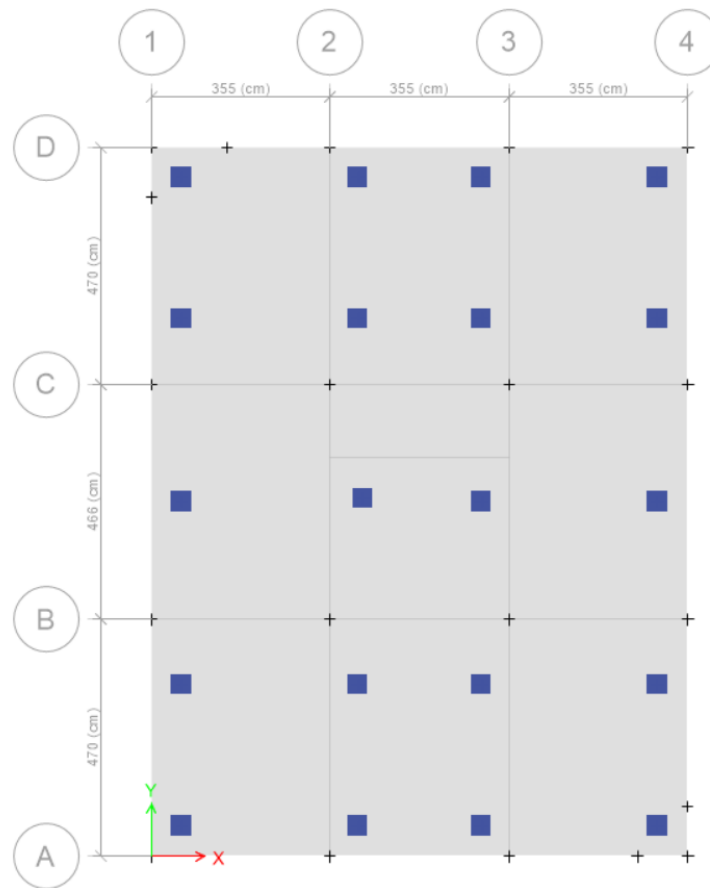


**Figura 65.** Definición de pilotes de 0.40m x 0.40m  
**Fuente:** Propia



**Figura -66-** Características de la losa de cimentación  
**Fuente:** Propia

Luego de haber realizado la creación de secciones se colocó la losa de cimentación y luego los pilotes con una separación estratégica según se indica en la hoja de cálculo, tal como se ve en la **Figura 67**.



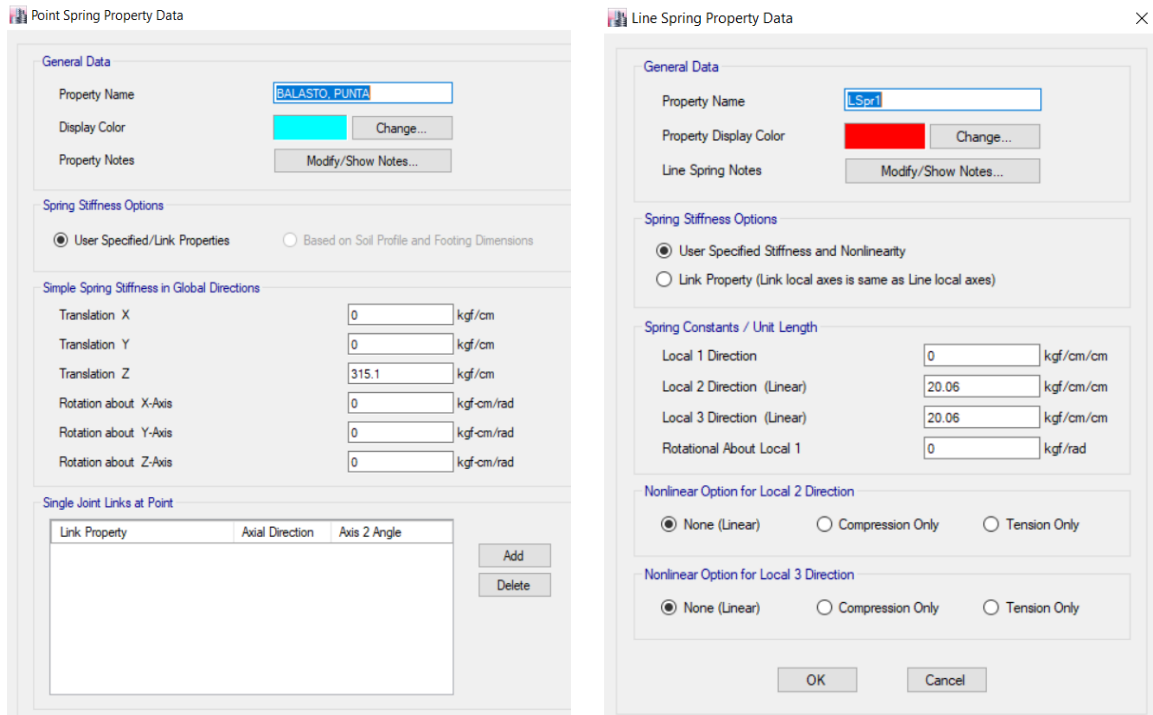
**Figura 67.** Losa de cimentación con pilotes  
Fuente: Propia

La **Figura -67-** representa el dibujo hecho en Etabs según las secciones creadas en donde se tuvo que cambiar la base de los pilotes por apoyos con resorte según el coeficiente de balasto que se indica en la **Tabla -115-**; de la misma forma se hace una subdivisión de la longitud total de los pilotes (10 metros) para insertar el coeficiente de balasto horizontal o también conocido en el Etabs como resortes horizontales tal como se indica en la **Figura-68-**

$$\text{Coef. balasto} = 0.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

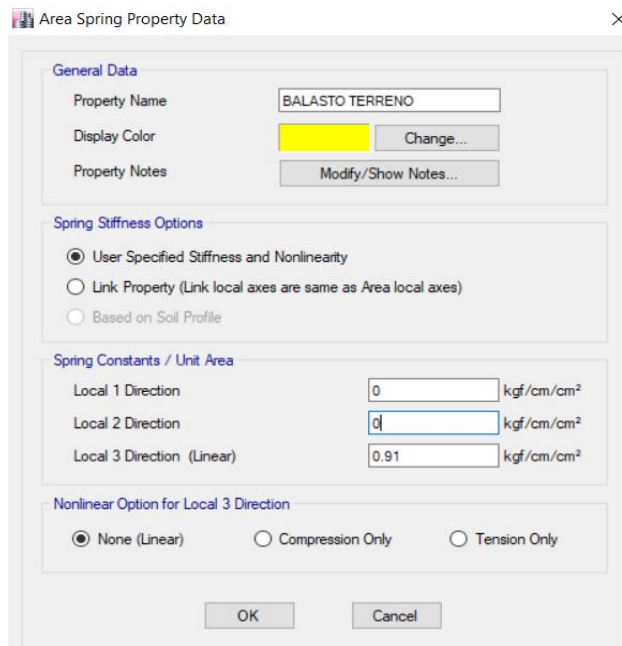
$$\text{Coef. balasto en la punta del pilote} = 0.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \text{área del pilote}$$

$$\text{Coef. balasto horizao tal} = 0.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \text{largo del pilote}$$

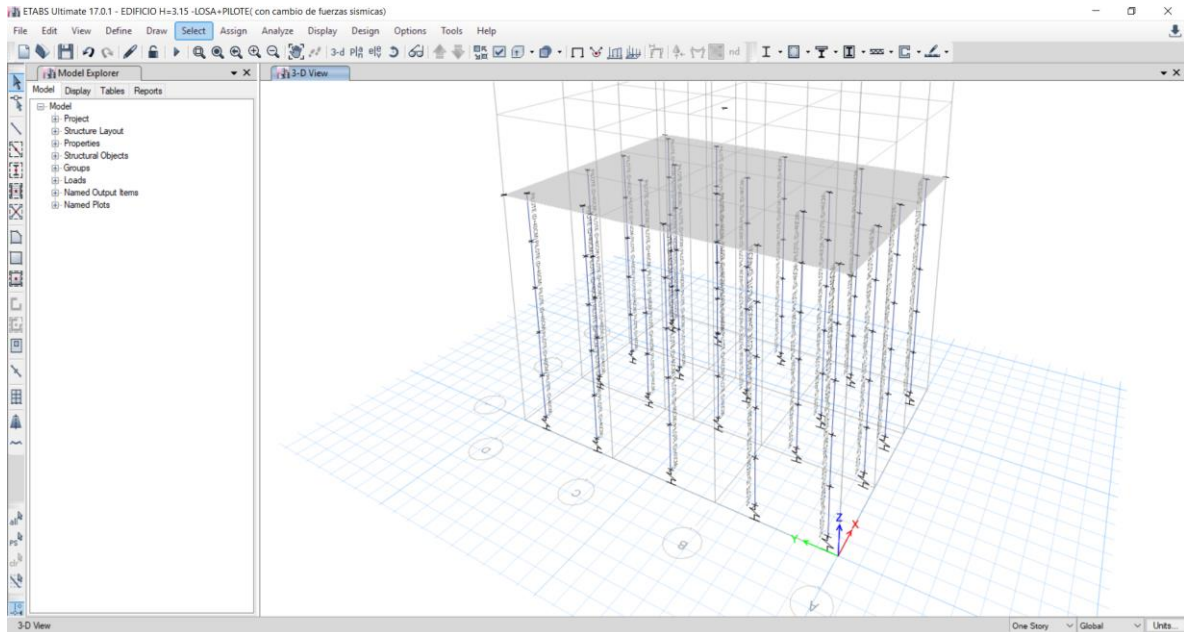


**Figura 68.** Coeficiente de balasto en la punta del pilote y horizontal  
**Fuente:** Propia

De la misma manera se colocó el coeficiente de Balasto en toda la sección de la losa de cimentación, esto quiere decir que para toda el área en donde esté enterrada la estructura va actuar una carga de  $0.91\text{kg/cm}^3$ , al respecto se puede indicar la ubicación de dicho valor en el software Etabs.

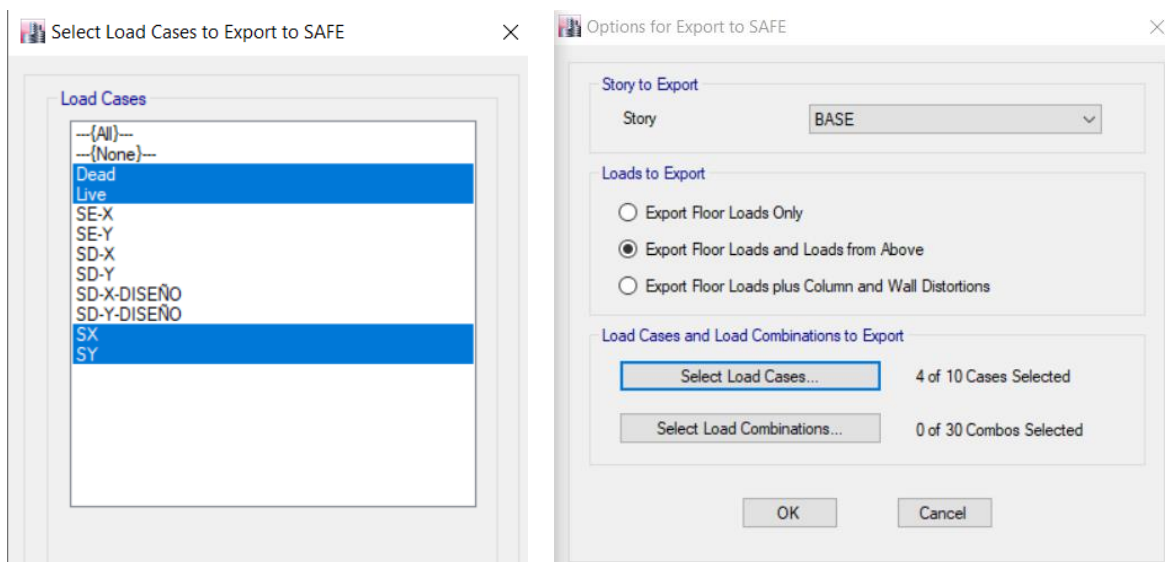


**Figura 69.** Coeficiente de balasto del terreno ante una  $Q_{adm}$  de  $0.355\text{ kg/cm}^2$   
**Fuente:** Propia



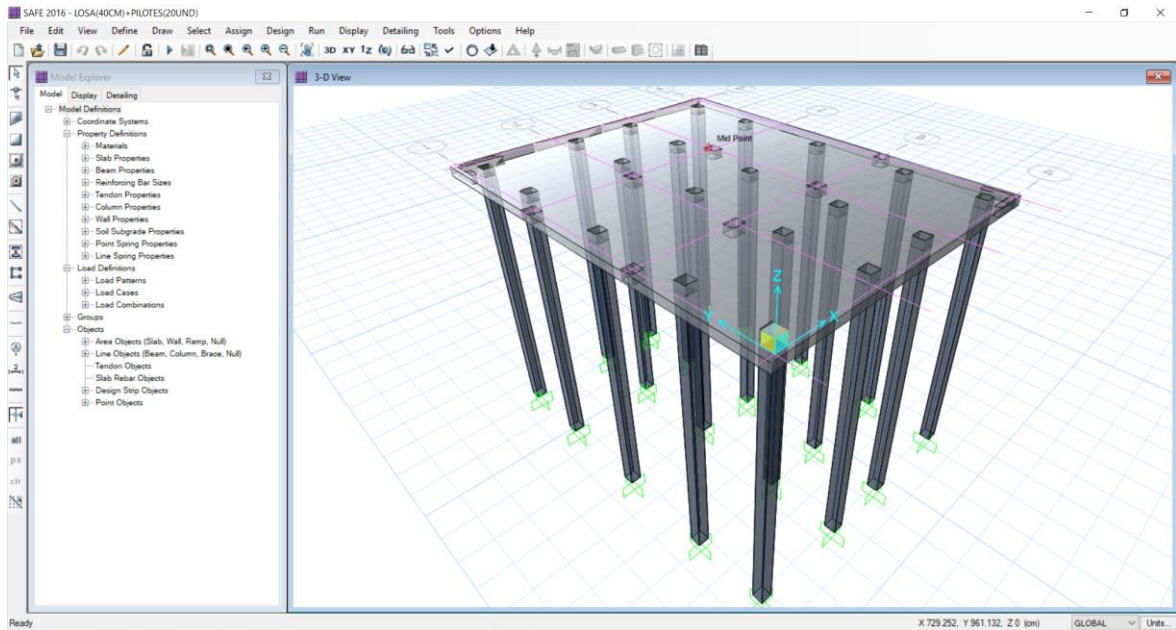
**Figura 70.** Dibujo de pilotes y losa de cimentación en Etabs  
Fuente: Propia

Luego de realizar los dibujos se hizo la importación al Safe tomando en cuenta las cargas de los pisos superiores hacia la losa de cimentación tal como se verifica en **Figura -70-**.



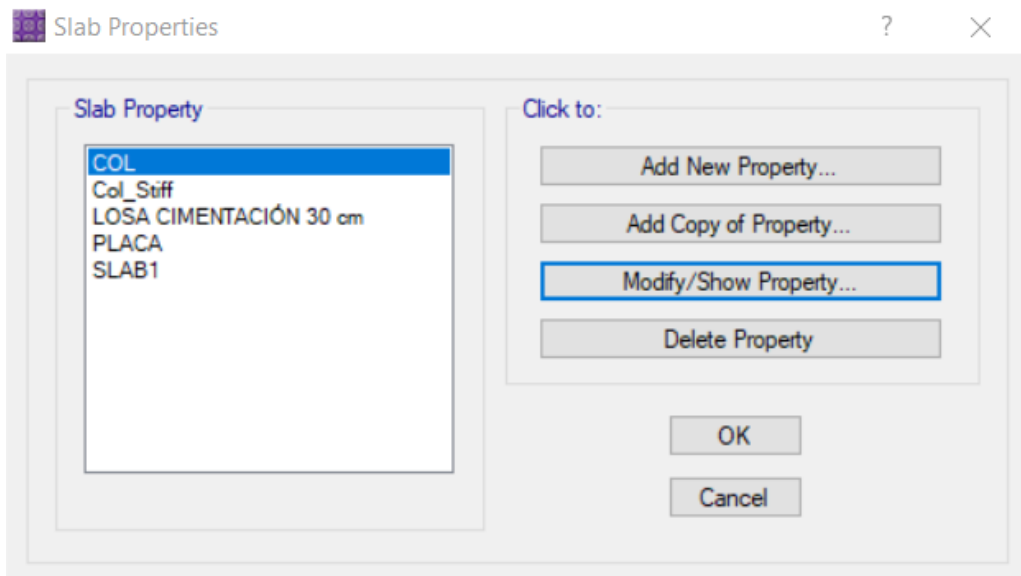
**Figura 71.** Datos para importación de cargas en Etabs a Safe  
Fuente: Propia

En la **Figura -71-** se consideró la carga de los pisos superiores y la acción de los sismos dinámicos de diseño para la combinación de carga que se hará para el análisis de la deformación y carga admisible de la estructura.



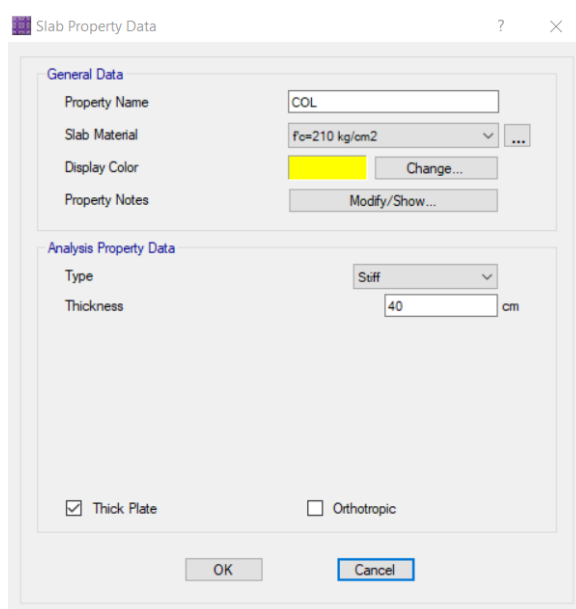
**Figura 72.** Diseño de losa de cimentación con pilotes exportado de Etabs a Safe  
Fuente: Propia

Para hacer que el programa pueda tomar las cargas importadas del Etabs en toda la edificación se hizo el dibujo de secciones para crear un soporte de columna y placa en la losa de cimentación tomando en consideración una penetración del mismo espesor de la losa para asimilar un empotramiento en la cimentación tal como se ve en la **Figura -72-**.



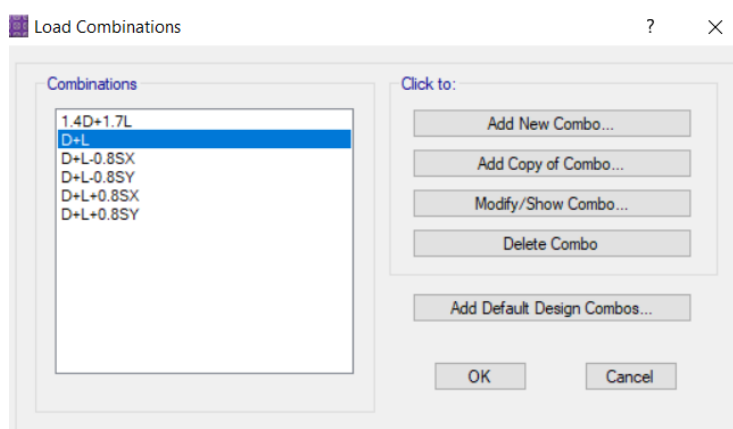
**Figura 73.** Corroboración de secciones empleadas en el diseño de pilotes  
Fuente: Propia





**Figura 74.** Corroboración de propiedades empleadas en el diseño de pilotes  
**Fuente:** Propia

Según la **Figura -73-** se muestra los datos que se toman en el software para realizar el análisis de los pilotes en la estructura, pero antes de ello se estimaron las combinaciones de cargas indicadas por la Norma E-030 y E-060 en donde se considera un 80% de participación de la carga sísmica para cimentaciones con pilotes.



**Figura 75.** Tabla de combinaciones de carga  
**Fuente:** Propia

Para la presente investigación y con fines de evaluar la propuesta de un diseño empleado para un suelo arcillosos se hizo una evaluación del uso de pilotes con las dimensiones de las losas diseñadas anteriormente con los espesores de 30cm;

40cm y 50cm con una cantidad de 20 pilotes a una profundidad de 10 metros y una dimensión de 40cm por 40cm para el largo y ancho.

Considerando estas características se procedió a realizar el análisis teniendo en cuenta las deformaciones y cargas actuantes máximas para cada tipo de combinación y verificar que cumpla con el rango de carga admisible y confirmar si el espesor de la losa cumple con el factor de punzonamiento calculado por el Safe.

COMB.	DEFORMACIÓN (cm)	CARGA ADMISIBLE (kg/cm <sup>2</sup> )	PUNZONAMIENTO
D+L	0.202	0.185	No hay falla de espesor al tener un factor máximo de 0.9126
D+L+0.8SX	0.318	0.289	
D+L-0.8SX	0.327	0.289	
D+L-0.8SY	0.257	0.244	
D+L+0.8SY	0.294	0.272	
1.4D+1.7L	0.294	0.266	

**Tabla 75.** Cargas y deformaciones máximas en combinaciones de carga en la losa de cimentación de 0.30m de espesor soportadas por pilotes.

Fuente: propia

Para la deformación encontrada en la combinación de carga "D+L-0.8Sx" se tuvo un valor de 2.69 cm como máxima deformación en una losa de cimentación de 0.30m sin pilotes tal como se indica en la **Tabla-72-**; por otro lado, en la **Tabla-75-** se evidencia que al incorporar el sistema de pilotes en los cimientos se verificó que este redujo un 26.73% de la deformación, dando como resultado un valor de 0.327 cm, así como la reducción para la carga en 88.13% pasando de 2.41 kg/cm<sup>2</sup> a 0.289 kg/cm<sup>2</sup> ante solo una losa de cimentación de 30 cm y la incorporación de pilotes en la misma.

COMB.	DEFORMACIÓN (cm)	CARGA ADMISIBLE (kg/cm <sup>2</sup> )	PUNZONAMIENTO
D+L	0.159	0.143	No hay falla de espesor al tener un factor máximo de 0.6596
D+L+0.8SX	0.226	0.207	
D+L-0.8SX	0.233	0.213	
D+L-0.8SY	0.184	0.175	
D+L+0.8SY	0.212	0.195	
1.4D+1.7L	0.230	0.209	

**Tabla 76.** Cargas y deformaciones máximas en combinaciones de carga en la losa de cimentación de 0.40m de espesor soportadas por pilotes.

Fuente: propia

Para el siguiente sistema según los datos de la **Tabla -76-** se observa una disminución de la deformación ante la combinación de carga de “D+L-0.8Sx”, la cual tuvo un 88.18% menos de deformación, la cual se refleja en la deformación de 1.97 cm a 0.233 cm para el sistema con pilotes, así mismo para la carga ejercida hacia el terreno se tuvo una reducción del 87.94%; reflejándose desde el valor de 1.766 kg/cm<sup>2</sup> a 0.213 kg/cm<sup>2</sup> al ser comparada la **Tabla-73- y -76-** indicando que es menor a la carga admisible de 0.355 kg/cm<sup>2</sup> la cual indicaría que los pilotes empleados mejoran la capacidad de carga del suelo considerablemente en la zona de estudio.

COMB.	DEFORMACIÓN (cm)	CARGA ADMISIBLE (kg/cm <sup>2</sup> )	PUNZONAMIENTO
D+L	0.140	0.125	No hay falla de espesor al tener un factor máximo de 0.59
D+L+0.8SX	0.185	0.171	
D+L-0.8SX	0.203	0.184	
D+L-0.8SY	0.158	0.147	
D+L+0.8SY	0.181	0.163	
1.4D+1.7L	0.208	0.185	

**Tabla 77.** Cargas y deformaciones máximas en combinaciones de carga en la losa de cimentación de 0.50m de espesor soportadas por pilotes.

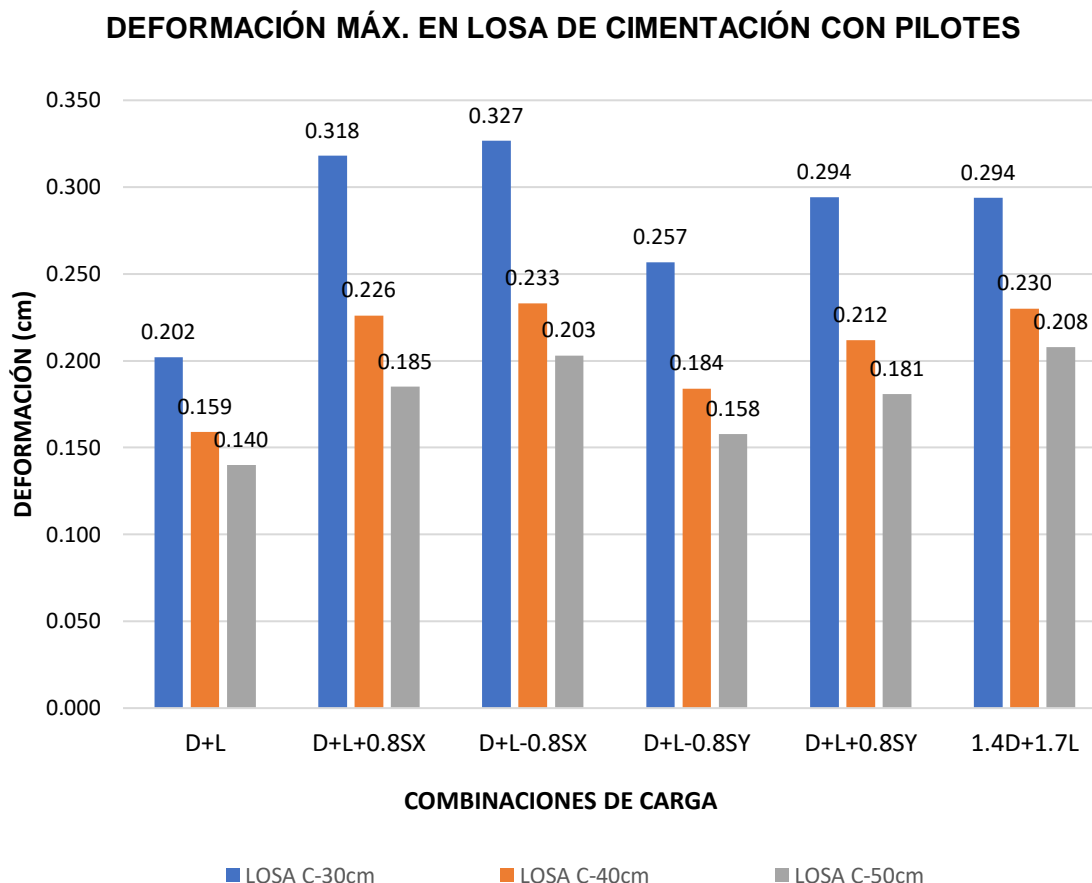
**Fuente:** propia

Finalmente, la utilización de pilotes de secciones de 40X40cm para una losa de 0.50m de espesor como una posible propuesta para la zona de estudio en donde al hacer una comparación de datos indicados en la **Tabla-74- y -77-** hace reflejar una disminución de la deformación máxima en un 87.45% dando como dato final una deformación de 0.203 cm para una cimentación de 0.50m con pilotes; así mismo, se refleja que la carga máxima aplicada disminuyó en 87.18% consiguiendo una carga ejercida de 0.184 kg/cm<sup>2</sup> menor a la carga admisible de 0.355 kg/cm<sup>2</sup>.

Según las **Tablas -75-, -76-, -77-** se muestran las máximas deformaciones y cargas actuantes que se obtienen luego de hacer el análisis en la losa de cimentación soportada por 20 pilotes a 10 metros de profundidad y una de dimensión de 40x40cm, la cual llevó como resultado una mejora en la disminución tanto en la deformación como en la Carga impuesta hacia el terreno.

De la misma manera, para el factor por punzonamiento se verificó la losa de 0.30m sin pilotes según la **Tabla -72-** presentaba fallas máximas de 1.23, sin embargo cuando se emplearon los pilotes se notó una reducción del 25.85% para dicho factor el cual representa un valor de 0.912 como factor de punzonamiento para una losa

de cimentación con pilotes indicada en la **Tabla -75-**, dando el valor de 0.30m como una posible propuesta para del espesor de diseño en la presente investigación.



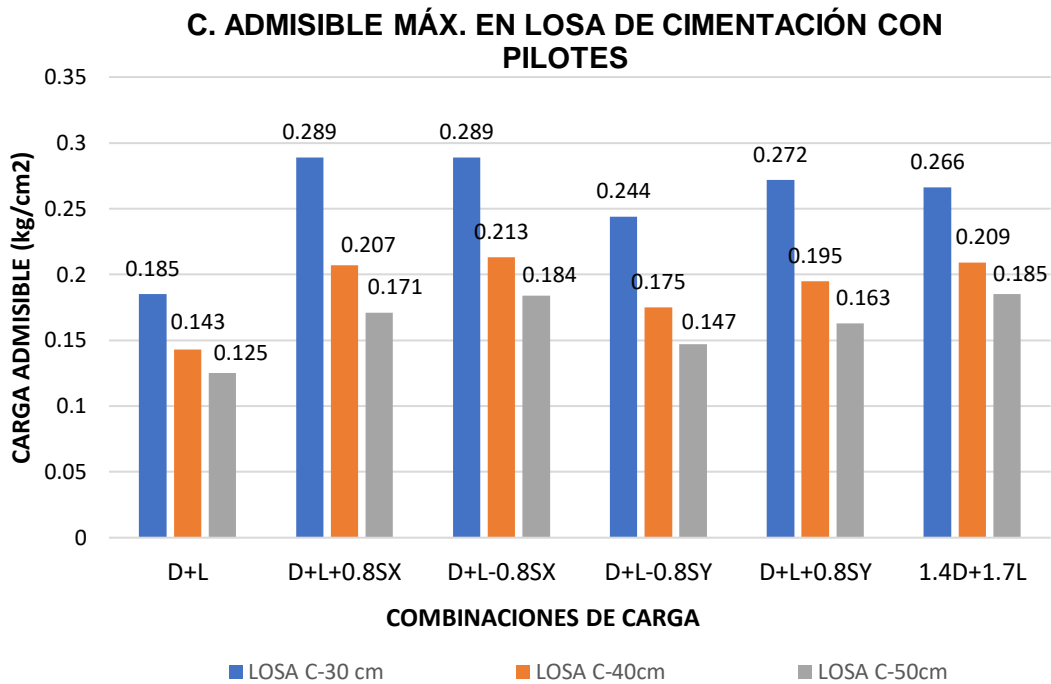
**Gráfico 23.** Deformaciones máximas en losas de cimentación soportadas con pilotes  
**Fuente:** propia

En el **Gráfico -23-** se hizo una representación de las deformaciones existentes en la estructura en donde se puede apreciar que la combinación más crítica es por “D+L-0.8Sx”, lo cual quiere decir que la deformación y carga máxima serán evaluadas mediante dicha combinación.

Por ello, según las 6 combinaciones existentes se puede ver que más deformación presenta es la losa de 30cm, seguido de la losa de 40cm y por último la que tiene espesor de 50cm, esto hace presente a como se pueden desenvolver los pilotes ante un suelo poco estable en la zona de estudio y de la cual se puede ver una mejora considerable según las referencias comparativas del **Gráfico-21-**.

Por otro lado, para El **Gráfico -24-** también se pudo ver la representación gráfica descendente de las cargas actuantes hacia el suelo de fundación al analizarlo en

espesores de losas para cimentación de 30cm; 40cm y 50cm empleando pilotes, en donde se muestra valores de carga mayores para la combinación de “D+L-0.8Sx” que será usada para el diseño y la elección de la propuesta estructural en la ciudad de Tarapoto.



**Gráfico 24.** Carga actuante máximas en losas de cimentación con pilotes  
Fuente: propia

En base a la combinación de carga de diseño se realizó un análisis para identificar el tipo de losa de cimentación a utilizar, para ello se considera las siguientes tablas comparativas.

ESPESOR (cm)	DEFORMACIÓN (cm)	
	SIN PILOTE	CON PILOTE
D+L-0.8SX		
30	-2.690	-0.327
40	-1.971	-0.233
50	-1.618	-0.203

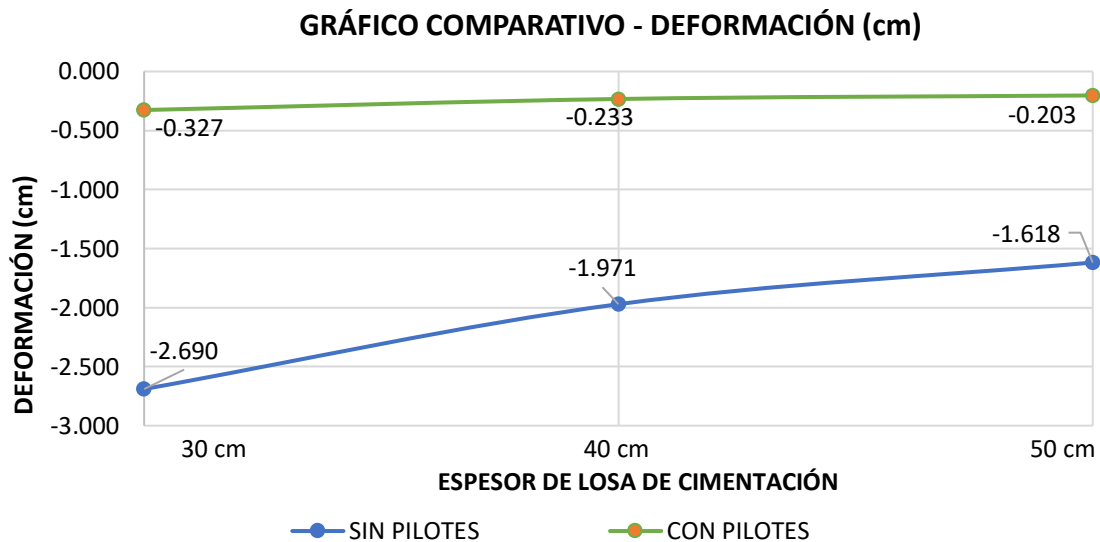
**Tabla 78.** Deformación en losa de cimentación  
Fuente: propia

ESPESOR	CARGA ACTUANTE (kg/cm <sup>2</sup> )	
	SIN PILOTE	CON PILOTE
D+L-0.8SX		
30 cm	-2.41	-0.289
40 cm	-1.766	-0.213
50 cm	-1.435	-0.184

**Tabla 79.** Carga en losa de cimentación.  
Fuente: propia

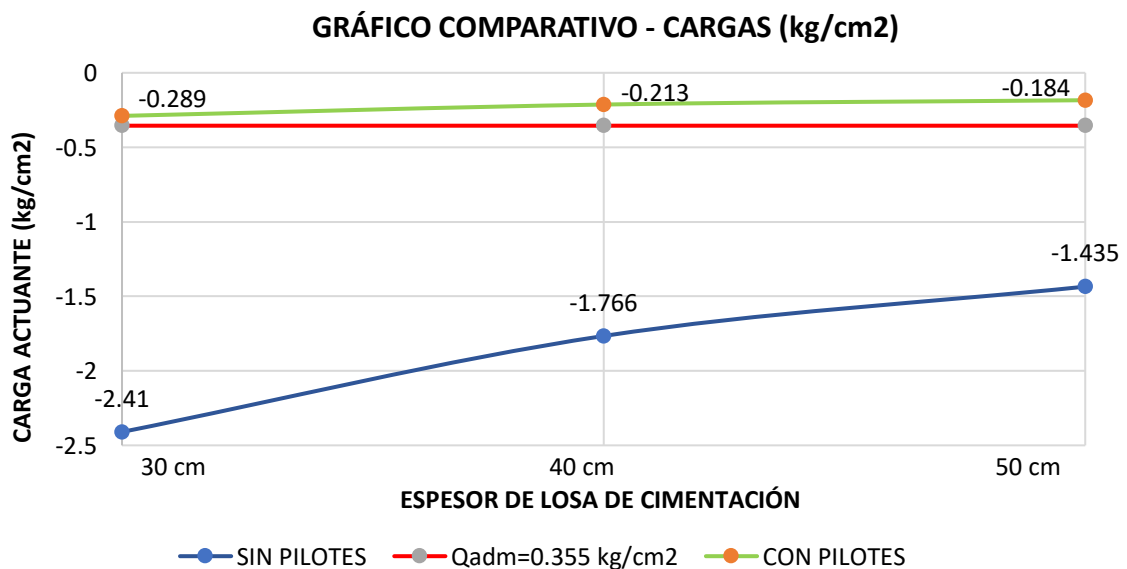
En las presentes tablas se resume las deformaciones que se generan en la losa de cimentación al ser sometido por una carga ante un terreno de fundación con y sin pilotes según la combinación de carga más crítica sacada de la envolvente generada en el análisis. Este valor se le considera negativo puesto que es el que

está sometido hacia el terreno generando una carga y deformación en el eje Z negativo.



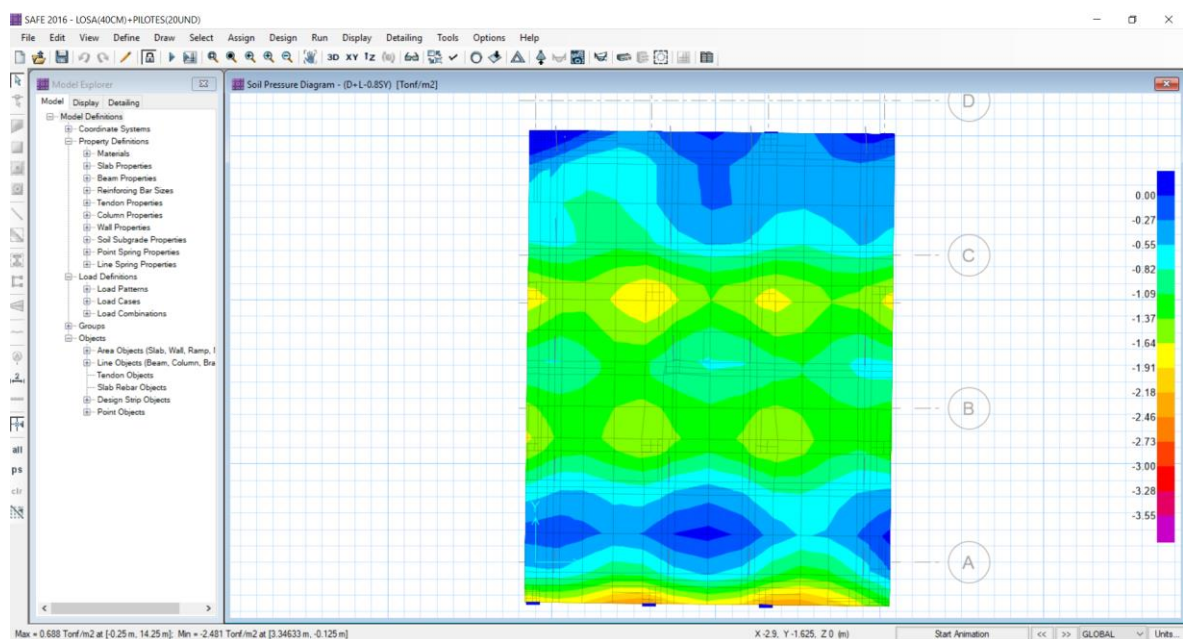
**Gráfico 25.** Gráfico comparativo de las deformaciones ante un terreno con y sin pilotes.  
**Fuente:** propia

Se aprecia en el **Gráfico-25-** que se obtuvo deformaciones mayores en las losas de cimentación de 30cm de ancho sin pilotes, la cual fue de -2.690 cm siendo está mayor con respecto a las demás; por otro lado, al usar pilotes se reduce a -0.327 cm para la propuesta con la losa de cimentación de 30cm de espesor ante el uso de 20 pilotes de 10 metros de altura con una sección de 40x40 cm.



**Gráfico 26.** Gráfico comparativo de las cargas actuantes en un terreno con y sin pilotes.  
**Fuente:** propia

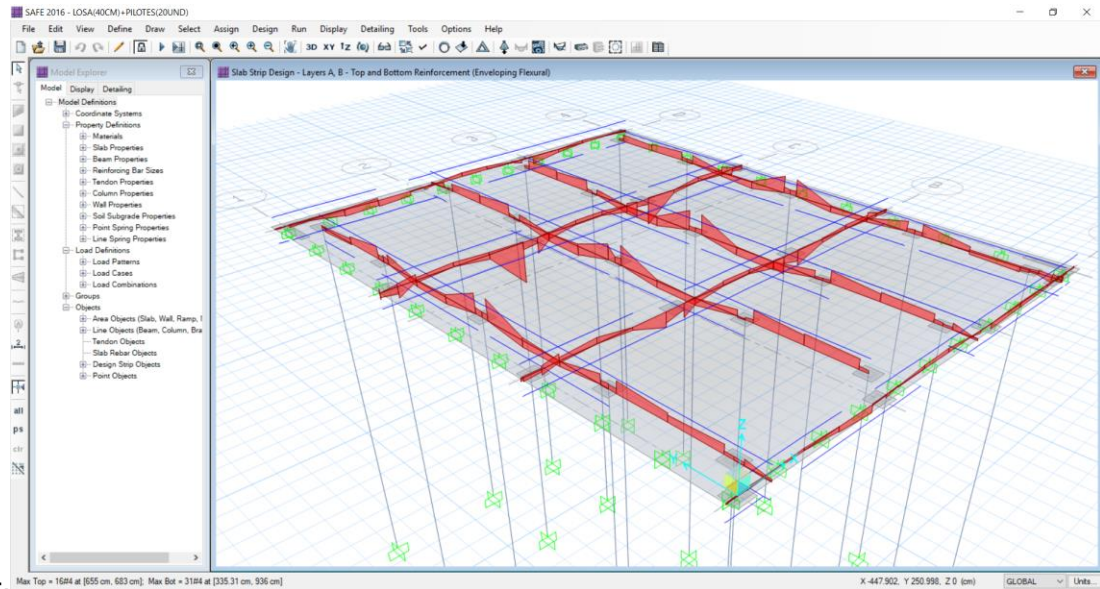
En el **Gráfico -25-** se hizo un análisis para la estructura empleando solo una losa de cimentación y luego la colocación de los pilotes para espesores de losa de 30cm; 40cm y 50cm con la finalidad de evaluar las todas posibilidades ante la propuesta estructural para reducir la capacidad del suelo arcilloso en la zona de estudio y tener una construcción no vulnerable como se pudo indicar en la investigación. Por ello, según los datos de carga actuante en el terreno se verifica que la cimentación tiene que estar soportado por pilotes, puesto que la capacidad de carga supera a la admisible ( $0.355 \text{ kg/cm}^2$ ). Por otro lado, según el **Grafico-26-** hace verificar que al emplear pilotes la carga sometida hacia el suelo es menor que el admisible para los tres casos analizados en el espesor de losa (30cm; 40cm y 50cm), ello indica que la propuesta final tomada para una edificación de 3 niveles con azotea con una losa de cimentación corresponde a 40cm estabilizada por pilotes, ya que es la que tiene un rango aceptable para la estructuración.



**Figura 76.** Carga admisible de la losa de cimentación de 0.40m con pilotes sobre el terreno  
**Fuente:** Propia

### Cálculo de acero en losa de cimentación

Para el cálculo de la losa de cimentación se realizó la colocación de las franjas de en los ejes X y Y para verificar la cantidad de varillas que se requiere emplear según las cargas analizadas por el programa Safe tal como se puede apreciar en la Figura -77-.

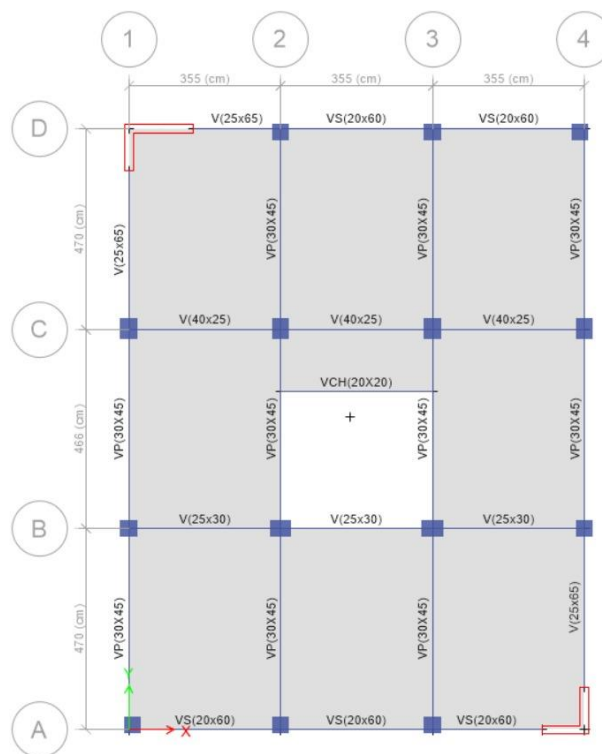


**Figura 77.** Diagrama de área de acero en losa de cimentación con pilotes calculado en Safe  
**Fuente:** Propia

## HOJA DE CÁLCULO

### Diseño de vigas en estructura

En la siguiente **Figura -78-** se puede apreciar el tipo de vigas que consta la edificación, para ello en la hoja de cálculo se detallará las fórmulas y el procedimiento empleado, así mismo se indicará cada una de las vigas diseñadas para cada uno de los pisos.



**Figura 78.** Ejes de vigas y columnas  
**Fuente:** Propia



### Datos principales de diseño

A continuación, se dará el diseño estructural de la viga según indica la Norma ACI 318-11, la cual es usada para el análisis estructural determinada por el Etabs.

### VP-5 (30X45) Y-Y



**Base (b) = 30 cm**

**Altura (h) = 45 cm**

**Recubrimiento = 6 cm**

**Peralte (d) = 40 – 6 = 39 cm**

### Datos de Materiales

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Resistencia a compresión del concreto.

$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Resistencia del acero de refuerzo.

$Es = 2000000 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Módulo de elasticidad del acero.

$\epsilon_u = 0.003$   $\implies$  Deformación última del concreto.

$\epsilon_{su} = \frac{fy}{Es} = 0.002$   $\implies$  Deformación unitaria de fluencia.

### Factores de Resistencia

$\Phi_f = 0.90$   $\implies$  Factor de resistencia a flexión.

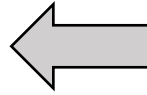
$\Phi_c = 0.85$   $\implies$  Factor de resistencia a Corte.

### Cuantificación del acero mínimo ( $A_{smin}$ )

$$A_{smin} = \max \left( 0.7 * \frac{\sqrt{f'c * \frac{kg}{cm^2}}}{fy}; \frac{14 * \frac{kg}{cm^2}}{fy} \right) * b * d$$

$$A_{smin} = 0.7 * \frac{\sqrt{210 * \frac{kg}{cm^2}}}{4200} * 30 * 39 = 2.826$$

$$As_{min} = \frac{14 \cdot \frac{kg}{cm^2}}{4200} * 30 * 34 = 3.90$$



### Cuantificación del acero máximo ( $As_{max}$ )

$$C_b = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_{su}} * d \qquad \beta_1 = \max \left( \min \left( 0.85; 1.05 - \frac{f'c}{1400 \frac{kg}{cm^2}} \right); 0.65 \right)$$

$$a_b = \beta_1 * C_b \qquad As_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * b * C_b \qquad As_{max} = 0.75 * As_b$$

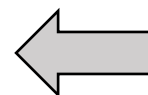
### Aplicación de ecuaciones:

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} * 39 = 22.94 \text{ cm}$$

Para el factor  $B_1$  se toma según las ecuaciones predeterminadas

$$\beta_1 = \min \left( 0.85; 1.05 - \frac{210}{1400 \frac{kg}{cm^2}} \right) = 0.85$$

$$\beta_1 = \max(0.85; 0.65) = 0.85$$



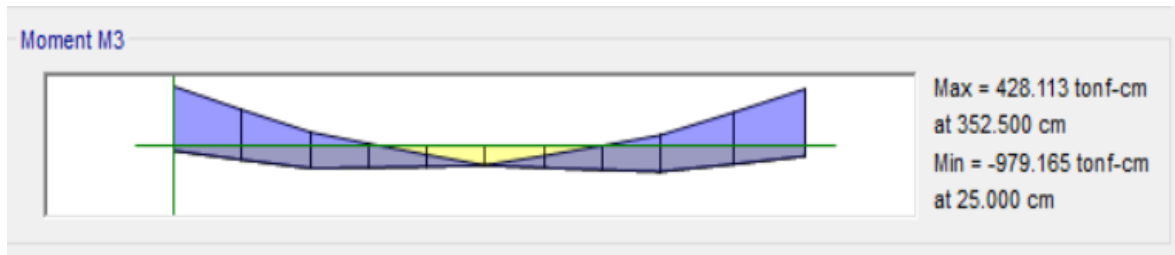
Ya determinada las siguientes expresiones se calcula la cuantía Balanceada ( $As_b$ ) y aplicando la metodología del ACI318-11 se toma el 75% para el Acero máximo.

$$a_b = 0.85 * 20 = 19.50 \text{ cm}$$

$$As_b = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * 30 * 22.941 = 24.86 \text{ cm}^2$$

## Verificación de los momentos últimos de diseño

Estos datos son los calculados en base al diseño estructural realizado por el Etabs, para efectos de diseño y se tomó los máximos momentos tal como se verifica en la **Figura -79-** en base a las combinaciones indicadas en la norma E-060.



**Figura 79.** Gráfico de Momento de la viga VP-5 (30x45)  
Fuente: Propia

### Momentos últimos de diseño sacados por Etabs

	<b>M-01</b>		<b>M-02</b>		<b>M-03</b>		
	9.79	ton-m	2.44	ton-m	9.36	ton-m	
	<b>M-04</b>		<b>M-05</b>		<b>M-06</b>		
	4.89	ton-m	4.28	ton-m	4.68	ton-m	

### Restricciones para el momento mínimo inferior de diseño

$$M_{04} = \max(M_{04}; 0.5 * M_{01}) \quad M_{06} = \max(M_{06}; 0.5 * M_{03})$$

$$M_{04} = 4.89 > 0.5 * 9.79 = 4.89 \text{ ton.m}$$

$$M_{06} = 4.68 > 0.5 * 9.36 = 4.68 \text{ ton.m}$$

### Cálculo de acero de refuerzo requerido ( $A_{s_{req}}$ )

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{0.85 * f'c * \phi_f * b}} \quad A_{s_{req}} = \frac{Mu}{\phi_f * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Se emplea las ecuaciones indicadas en la Norma ACI318-11, esto se hace con la finalidad de poder verificar los cálculos indicados por el programa, puesto que esto permite cuantificar la cantidad de acero empleado en la estructura.

- Verificación del acero negativo:

Para: M-01

$$a = 39 - \sqrt{39^2 - \frac{2 * 9.79 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 30}} = 5.612 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{9.79 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(39 - \frac{5.612}{2}\right)} = 7.156 \text{ cm}^2$$

Para: M-02

$$a = 39 - \sqrt{39^2 - \frac{2 * 2.44 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 30}} = 1.321 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{2.44 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(39 - \frac{1.321}{2}\right)} = 1.684 \text{ cm}^2$$

Para: M-03

$$a = 39 - \sqrt{39^2 - \frac{2 * 9.36 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 30}} = 5.346 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{9.36 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(39 - \frac{5.346}{2}\right)} = 6.816 \text{ cm}^2$$

- Verificación del acero positivo:

Para: M-04

$$a = 39 - \sqrt{39^2 - \frac{2 * 4.89 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 30}} = 2.698 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{4.9 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(39 - \frac{2.698}{2}\right)} = 3.439 \text{ cm}^2$$

Para: **M-05**

$$a = 39 - \sqrt{39^2 - \frac{2 * 4.28 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 30}} = 2.348 \text{ cm}$$

$$As_{req} = \frac{4.28 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(39 - \frac{2.348}{2}\right)} = 2.993 \text{ cm}^2$$

Para: **M-06**

$$a = 39 - \sqrt{39^2 - \frac{2 * 4.68 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 30}} = 2.575 \text{ cm}$$

$$As_{req} = \frac{4.68 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(39 - \frac{2.575}{2}\right)} = 3.283 \text{ cm}^2$$

	Mu		base (b)	Peralte (d)	f'c	fy	Øf	a (cm)	As req
ACERO NEGATIVO	M-01	9.79	30	9.79	210	4200	0.9	5.612	7.156
	M-02	2.44	30	2.44	210	4200	0.9	1.321	1.684
	M-03	9.36	30	9.36	210	4200	0.9	5.346	6.816
ACERO POSITIVO	M-04	4.895	30	4.895	210	4200	0.9	2.698	3.439
	M-05	4.28	30	4.28	210	4200	0.9	2.348	2.993
	M-06	4.68	30	4.68	210	4200	0.9	2.575	3.283

Tabla 80. Tabla de resumen del Acero requerido sin restricciones VP-5

Fuente: Propia

### Definición del acero de diseño

$$\left\{As_{req} < As_{min} = \min\left(As_{min}; \frac{4}{3} * As_{req}\right)\right\} < As_{dis} < As_{max}$$

$$\left\{As_{req} > As_{min} = As_{req}\right\}$$

Según las restricciones indicadas en las ecuaciones brindadas por la ACI318-11 se toma las cantidades optimas con respecto a los rangos establecidos y cuyo valor es determinado con el Acero de diseño (**As dis**).

	As dis		As dis		As dis		
	7.156	cm2	2.245	cm2	6.816	cm2	

As dis		As dis		As dis	
3.9	cm2	3.9	cm2	3.9	cm2

### Número de varillas por posición del acero positivo y negativo

N° VARILLA-Φ		N° VARILLA-Φ		N° VARILLA-Φ	
4	5/8	2	1/2	4	5/8
N° VARILLA-Φ		N° VARILLA-Φ		N° VARILLA-Φ	
3	1/2	2	5/8	3	1/2

### Verificación por corte

Se corrobora la cantidad y distribución del estribo según la cortante última

$$Luz = 3.50$$

$$Vu.1 = Vmax - (Wu * d) = 31.54t - (0.9 \text{---} * 0.34 m) = 31.234$$

$$Vu.2 = Vmax - (Wu * d) = 31.54t - (0.9 \text{---} * 0.34 m) = 31.234$$

Se procede a diseñar por corte según la siguiente ecuación

$$Vu \leq \Phi * (Vc + Vs)$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 34 = 9.05$$

$$Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc = \frac{31.234}{0.85} - 9.05 = 27.70$$

$$31.234 \leq 0.85 * (9.05 + 27.70 \text{ on})$$

$$31.234 \leq 35.388 \quad OK$$

Cálculo de espaciamiento en zona crítica (S)

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs} \quad Av = 2 * As\Phi$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 34}{27.70} = 7.35$$

Calculando el espaciamiento máximo de estribo ante una zona crítica

$$Vs \leq 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d; \quad Smax = \frac{d}{2}$$

$$Vs > 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d; \quad Smax = \frac{d}{4}$$

**Como:**

$$27.70 \leq 18.77 \quad n; \quad S_{max} = \frac{34}{2} = 17cm \quad \mathbf{NO}$$

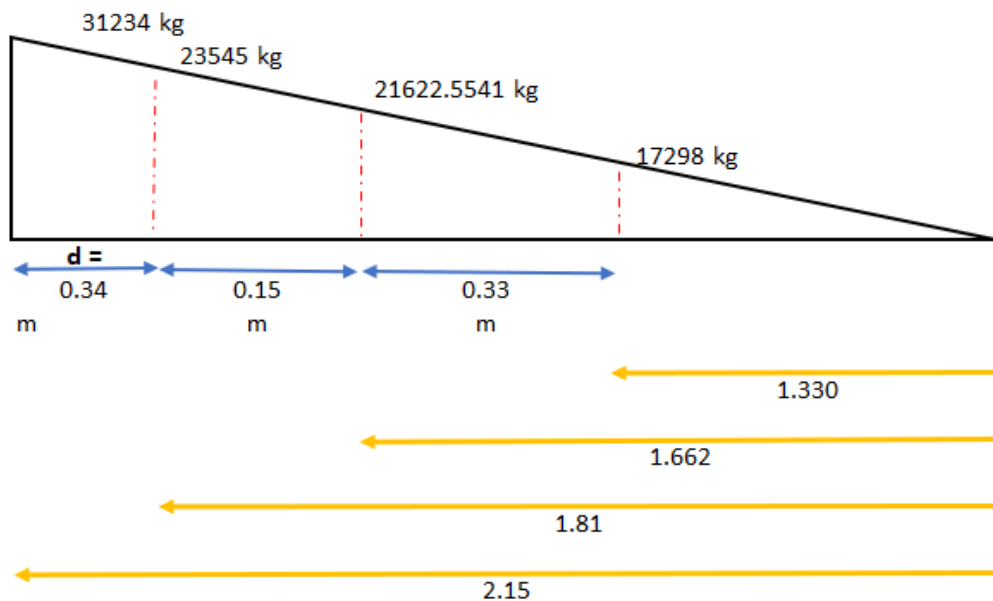
$$27.70 > 18.77 \quad n; \quad S_{max} = \frac{34}{4} = 8.5cm \quad \mathbf{OK}$$

Calculando el cortante resistente:

$$S = 8 \text{ cm}; V_s = \Phi * \frac{A_v * f_y * d}{S} = 0.85 * \frac{1.42 * 4200 * 34}{7.35} = 23544.9 \text{ kg} \Rightarrow \phi 3/8''$$

$$S = \text{ cm}; V_s = \Phi * \frac{A_v * f_y * d}{S} = 0.85 * \frac{1.42 * 4200 * 34}{S} = 235449 \text{ kg} \Rightarrow \phi 3/8''$$

$$S = 10 \text{ cm}; V_s = \Phi * \frac{A_v * f_y * d}{S} = 0.85 * \frac{1.42 * 4200 * 34}{10} = 21622.6 \text{ kg} \Rightarrow \phi 3/8''$$

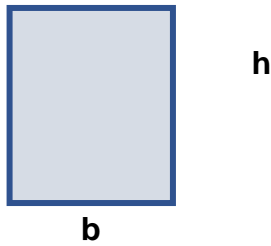


Cantidad	Separación (m)			Φ Estribo
	@		m	
1	@	0.05	m	3/8
12	@	0.08	m	3/8
rest	@	0.10	m	3/8

**Tabla 81.** Confinamiento de viga VP-5  
Fuente: Propia

$\phi 3/8''$  1@ 0.05 12@ 0.08 rest@ 0.10

### VP-1 (25x60) Y-Y



**Base (b) = 25 cm**

**Altura (h) = 60 cm**

**Recubrimiento = 6 cm**

**Peralte (d) = 60 – 6 = 54 cm**

### Datos de Materiales

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Resistencia a compresión del concreto.

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Resistencia del acero de refuerzo.

$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Módulo de elasticidad del acero.

$\epsilon_u = 0.003$   $\implies$  Deformación última del concreto.

$\epsilon_{su} = \frac{f_y}{E_s} = 0.002$   $\implies$  Deformación unitaria de fluencia.

### Factores de Resistencia

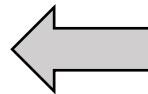
$\Phi_f = 0.90$   $\implies$  Factor de resistencia a flexión.

$\Phi_c = 0.85$   $\implies$  Factor de resistencia a Corte.

### Cuantificación del acero mínimo ( $A_{s_{min}}$ )

$$A_{s \min} = 0.7 * \sqrt{\frac{210 * \frac{kg}{cm^2}}{4200}} * 25 * 54 = 3.26$$

$$A_{s \min} = \frac{14 * \frac{kg}{cm^2}}{4200} * 25 * 54 = 4.50$$



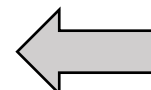
### Cuantificación del acero máximo ( $A_{s_{max}}$ )

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} * 54 = 31.765 \text{ cm}$$

Para el factor  $B_1$  se toma según las ecuaciones predeterminadas

$$\beta_1 = \min\left(0.85; 1.05 - \frac{210}{1400 \frac{kg}{cm^2}}\right) = 0.85$$

$$\beta_1 = \max(0.85; 0.65) = 0.85$$





Ya determinada las siguientes expresiones se calcula la cuantía Balanceada ( $A_{sb}$ ) y aplicando la metodología del ACI318-11 se toma el 75% para el Acero máximo.

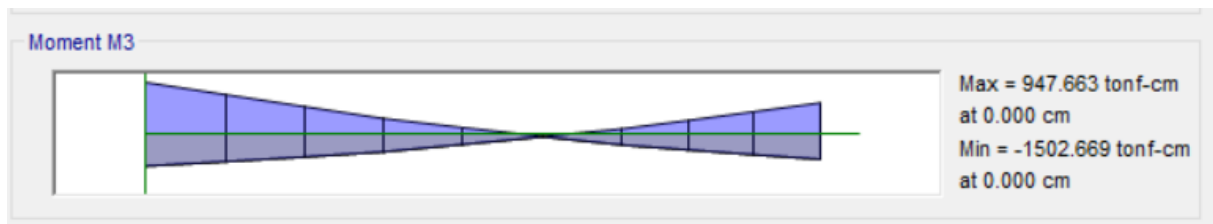
$$a_b = 0.85 * 31.765 = 27 \text{ cm}$$

$$A_{sb} = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * 25 * 31.765 = 28.688 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 0.75 * 28.688 = 21.515 \text{ cm}^2$$

### Verificación de los momentos últimos de diseño

Datos conseguidos por el Etabs, para efectos de diseño en donde se tomó los máximos momentos tal como se verifica en la **Figura -80-** en base a las combinaciones indicadas en la norma E-060.



**Figura -80-**. Gráfico de Momento de la viga VP-1 (25x60)

Fuente: Propia

### Momentos últimos de diseño sacados por Etbas

	<b>M-01</b>		<b>M-02</b>		<b>M-03</b>		
	15.02	ton-m	4.65	ton-m	9.03	ton-m	
	<b>M-04</b>		<b>M-05</b>		<b>M-06</b>		
	10.7	ton-m	5.31	ton-m	7.47	ton-m	

### Restricciones para el momento mínimo inferior de diseño

$$M_{04} = \max(M_{04}; 0.5 * M_{01})$$

$$M_{06} = \max(M_{06}; 0.5 * M_{03})$$

$$M_{04} = 10.70 > 0.5 * 15.02 = 10.70 \text{ ton.m}$$

$$M_{06} = 7.47 > 0.5 * 9.03 = 7.47 \text{ ton.m}$$

### **Cálculo de acero de refuerzo requerido ( $A_{s_{req}}$ )**

Usando las ecuaciones indicadas por la Norma ACI318-11 se calcula el acero empleado para la viga.

- **Verificación del acero negativo:**

Para: **M-01**

$$a = 54 - \sqrt{54^2 - \frac{2 * 15.02 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 25}} = 7.438 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{15.02 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(54 - \frac{7.438}{2}\right)} = 7.903 \text{ cm}^2$$

Para: **M-02**

$$a = 54 - \sqrt{54^2 - \frac{2 * 4.65 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 25}} = 2.188 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{4.65 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(54 - \frac{2.188}{2}\right)} = 2.325 \text{ cm}^2$$

Para: **M-03**

$$a = 54 - \sqrt{54^2 - \frac{2 * 9.03 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 25}} = 4.338 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{9.03 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(54 - \frac{4.338}{2}\right)} = 4.609 \text{ cm}^2$$

- **Verificación del acero positivo:**

Para: **M-04**

$$a = 54 - \sqrt{54^2 - \frac{2 * 10.7 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 25}} = 5.182 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{10.7 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(54 - \frac{5.182}{2}\right)} = 5.506 \text{ cm}^2$$

Para: **M-05**

$$a = 54 - \sqrt{54^2 - \frac{2 * 5.31 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 25}} = 2.507 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{5.310 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(54 - \frac{2.507}{2}\right)} = 2.663 \text{ cm}^2$$

Para: **M-06**

$$a = 54 - \sqrt{54^2 - \frac{2 * 7.47 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 25}} = 3.562 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{7.47 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(54 - \frac{3.562}{2}\right)} = 3.784 \text{ cm}^2$$

	Mu		base (b)	Peralte (d)	f'c	fy	Φf	a (cm)	As <sub>req</sub>
<b>ACERO NEGATIVO</b>	M-01	15.02	25	54	210	4200	0.9	7.438	7.903
	M-02	4.65	25	54	210	4200	0.9	2.188	2.325
	M-03	9.03	25	54	210	4200	0.9	4.338	4.609
<b>ACERO POSITIVO</b>	M-04	10.7	25	54	210	4200	0.9	5.182	5.506
	M-05	5.31	25	54	210	4200	0.9	2.507	2.663
	M-06	7.47	25	54	210	4200	0.9	3.562	3.784

**Tabla 82.** Tabla de resumen del Acero requerido sin restricciones VP-1  
Fuente: Propia

### Definición del acero de diseño

$$\left\{ A_{s_{req}} < A_{s_{min}} = \min \left( A_{s_{min}}; \frac{4}{3} * A_{s_{req}} \right) \right\} < A_{s_{dis}} < A_{s_{max}}$$

$$\left\{ A_{s_{req}} > A_{s_{min}} = A_{s_{req}} \right\}$$

Según las restricciones indicadas en las ecuaciones brindadas por la ACI318-11 se toma las cantidades optimas con respecto a los rangos establecidos y cuyo valor es determinado con el Acero de diseño (**As dis**).

	<b>As dis</b>		<b>As dis</b>		<b>As dis</b>	
	7.903	cm2	3.100	cm2	4.609	cm2
	<b>As dis</b>		<b>As dis</b>		<b>As dis</b>	
	5.506	cm2	3551	cm2	4.50	cm2

### Número de varillas por posición del acero positivo y negativo

	<b>N° VARILLA-Φ</b>		<b>N° VARILLA-Φ</b>		<b>N° VARILLA-Φ</b>	
	4	5/8	2	5/8	3	5/8
	<b>N° VARILLA-Φ</b>		<b>N° VARILLA-Φ</b>		<b>N° VARILLA-Φ</b>	
	3	5/8	2	5/8	3	5/8

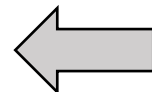
### Verificación por corte

Se corrobora la cantidad y distribución del estribo según la cortante última

$$Luz = 4.30 \text{ m}$$

$$Vu.1 = Vmax - (Wu * d) = 60.00 - (0.9 \text{ — } * 0.54 \text{ m}) = 59.514$$

$$Vu.2 = Vmax - (Wu * d) = 60.00 - (0.9 \text{ — } * 0.54 \text{ m}) = 59.514$$



Se procede a diseñar por corte según la siguiente ecuación

$$Vu \leq \Phi * (Vc + Vs)$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 54 = 10.37$$

$$Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc = \frac{59.514}{0.5} - 10.37 = 59.64$$

$$59.514 \leq (10.37 + 59.64 \text{ n})$$

$$59.514 \leq 70.01 \quad OK$$

Cálculo de espaciamiento en zona crítica (S)

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs} \quad Av = 2 * As\Phi$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 54}{59.64} = 9.633$$

Calculando el espaciamiento máximo de estribo ante una zona crítica

$$V_s \leq 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d; \quad S_{max} = \frac{d}{2}$$

$$V_s > 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d; \quad S_{max} = \frac{d}{4}$$

**Como:**

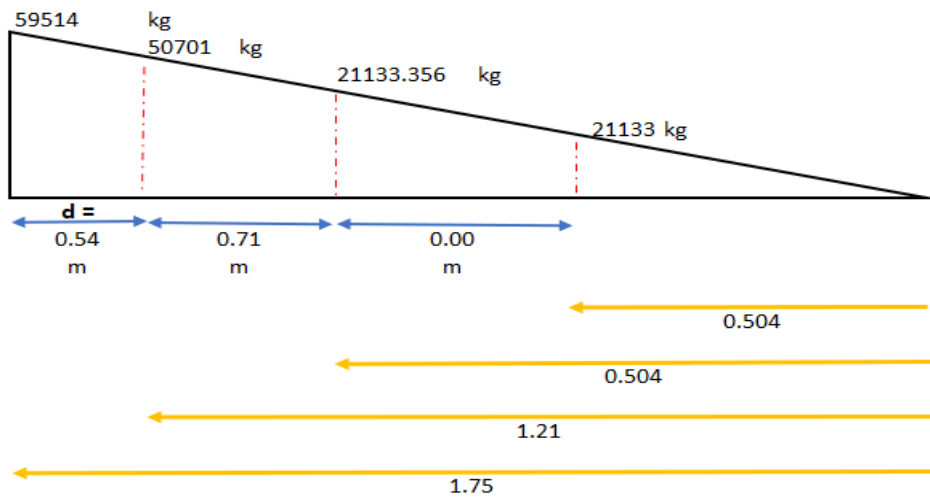
$$59.64 \leq 21.5197 \quad n; \quad S_{max} = \frac{54}{2} = 27 \quad \text{NO}$$

$$59.64 > 21.5197 \quad n; \quad S_{max} = \frac{54}{4} = 13.5 \quad \text{OK}$$

Calculando el cortante resistente

$$S = 10 \text{ cm}; \quad V_s = \Phi * \frac{A_v * f_y * d}{S} = 0.85 * \frac{1.42 * 4200 * 34}{7.35} = 23544.9 \text{ kg} \Rightarrow \phi 1/2''$$

$$S = 13 \text{ cm}; \quad V_s = \Phi * \frac{A_v * f_y * d}{S} = 0.85 * \frac{1.42 * 4200 * 34}{9.633} = 23544.9 \text{ kg} \Rightarrow \phi 3/8''$$



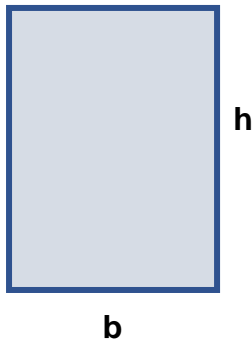
Cantidad	Separación (m)			Φ Estribo
1	@	0.05	m	1/2
6	@	0.10	m	1/2
rest	@	0.13	m	3/8

**Tabla 83.** Confinamiento de viga VP-1

Fuente: Propia

$\phi 1/2''$  1@ 0.05 –  $\phi 1/2''$  12@ 0.10 –  $\phi 3/8''$  rest@ 0.13

## VP-2 (20X60) X-X



**Base (b) = 20 cm**

**Altura (h) = 60 cm**

**Recubrimiento = 6 cm**

**Peralte (d) = 60 – 6 = 54 cm**

### Datos de Materiales

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Resistencia a compresión del concreto.

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Resistencia del acero de refuerzo.

$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Módulo de elasticidad del acero.

$\epsilon_u = 0.003$   $\implies$  Deformación última del concreto.

$\epsilon_{su} = \frac{f_y}{E_s} = 0.002$   $\implies$  Deformación unitaria de fluencia.

### Factores de Resistencia

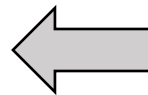
$\Phi_f = 0.90$   $\implies$  Factor de resistencia a flexión.

$\Phi_c = 0.85$   $\implies$  Factor de resistencia a Corte.

### Cuantificación del acero mínimo ( $A_{s_{min}}$ )

$$A_{s \min} = 0.7 * \sqrt{\frac{210 * \frac{kg}{cm^2}}{4200}} * 20 * 54 = 2.61$$

$$A_{s \min} = \frac{14 * \frac{kg}{cm^2}}{4200} * 20 * 54 = 3.60$$



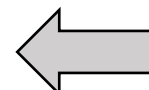
### Cuantificación del acero máximo ( $A_{s_{max}}$ )

$$c_b = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} * 54 = 31.77 \text{ cm}$$

Para el factor  $B_1$  se toma según las ecuaciones predeterminadas

$$\beta_1 = \min \left( 0.85; 1.05 - \frac{210}{1400 \frac{kg}{cm^2}} \right) = 0.85$$

$$\beta_1 = \max(0.85; 0.65) = 0.85$$



Ya determinada las siguientes expresiones se calcula la cuantía Balanceada ( $A_{sb}$ ) y aplicando la metodología del ACI318-11 se toma el 75% para el Acero máximo.

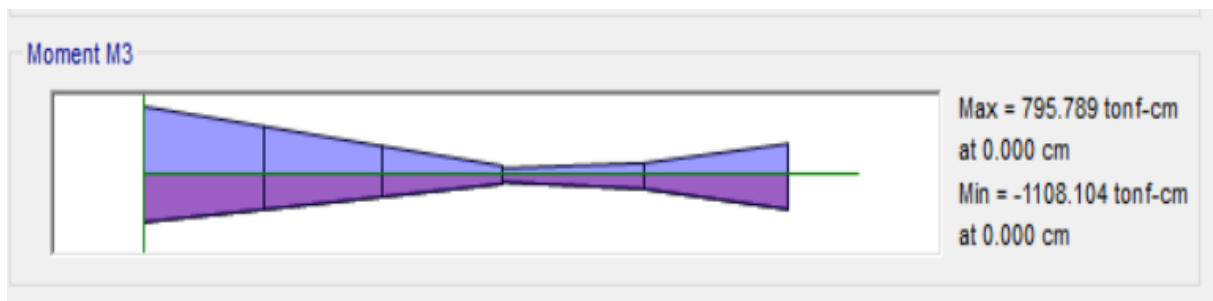
$$a_b = 0.85 * 31.77 = 27 \text{ cm}$$

$$A_{sb} = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * 20 * 31.77 = 22.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 0.75 * 22.95 = 17.21 \text{ cm}^2$$

### Verificación de los momentos últimos de diseño

Estos datos son los calculados en base al diseño estructural realizado por el Etabs, para efectos de diseño y se tomó los máximos momentos tal como se verifica en la **Figura -81-** en base a las combinaciones indicadas en la norma E-060.



**Figura 81.** Gráfico de Momento de la viga VP-2 (20x60)  
Fuente: Propia

### Momentos últimos de diseño sacados por Etbas

	<b>M-01</b>		<b>M-02</b>		<b>M-03</b>		
	11.08	ton-m	4.53	ton-m	5.16	ton-m	
	<b>M-04</b>		<b>M-05</b>		<b>M-06</b>		
	8.63	ton-m	3.98	ton-m	5.65	ton-m	

$$M_{04} = \max(M_{04}; 0.5 * M_{01})$$

$$M_{06} = \max(M_{06}; 0.5 * M_{03})$$

$$M_{04} = 8.63 > 0.5 * 11.08 = 8.63 \text{ ton.m}$$

$$M_{06} = 5.65 > 0.5 * 5.16 = 5.65 \text{ ton.m}$$

### Cálculo de acero de refuerzo requerido ( $A_{s_{req}}$ )

- Verificación del acero negativo:

Para: **M-01**

$$a = 54 - \sqrt{54^2 - \frac{2 * 11.08 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 20}} = 6.816 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{11.08 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(54 - \frac{6.816}{2}\right)} = 5.794 \text{ cm}^2$$

Para: **M-02**

$$a = 54 - \sqrt{54^2 - \frac{2 * 4.53 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 20}} = 2.667 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{4.53 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(54 - \frac{2.667}{2}\right)} = 2.276 \text{ cm}^2$$

Para: **M-03**

$$a = 54 - \sqrt{54^2 - \frac{2 * 5.16 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 20}} = 3.061 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{5.16 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(54 - \frac{3.061}{2}\right)} = 2.602 \text{ cm}^2$$

- Verificación del acero positivo:

Para: **M-04**

$$a = 54 - \sqrt{54^2 - \frac{2 * 8.63 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 20}} = 5.227 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{8.63 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(54 - \frac{5.227}{2}\right)} = 4.443 \text{ cm}^2$$

Para: **M-05**

$$a = 54 - \sqrt{54^2 - \frac{2 * 3.98 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 20}} = 2.345 \text{ cm}$$



$$A_{s_{req}} = \frac{3.98 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(54 - \frac{2.345}{2}\right)} = 1.993 \text{ cm}^2$$

Para: **M-06**

$$a = 54 - \sqrt{54^2 - \frac{2 * 5.65 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 20}} = 3.361 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{5.65 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(54 - \frac{3.361}{2}\right)} = 2.857 \text{ cm}^2$$

		Mu	base (b)	Peralte (d)	f'c	fy	Øf	a (cm)	As <sub>req</sub>
<b>ACERO NEGATIVO</b>	<b>M-01</b>	11.08	20	54	210	4200	0.9	6.816	5.794
	<b>M-02</b>	4.53	20	54	210	4200	0.9	2.677	2.276
	<b>M-03</b>	5.16	20	54	210	4200	0.9	3.061	2.602
<b>ACERO POSITIVO</b>	<b>M-04</b>	8.63	20	54	210	4200	0.9	5.227	4.443
	<b>M-05</b>	3.98	20	54	210	4200	0.9	2.345	1.993
	<b>M-06</b>	5.65	20	54	210	4200	0.9	3.361	2.857

**Tabla 84.** Tabla de resumen del Acero requerido sin restricciones VP-2

Fuente: Propia

### Definición del acero de diseño

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s_{req}} < A_{s_{min}} = \min \left( A_{s_{min}}; \frac{4}{3} * A_{s_{req}} \right) \\ A_{s_{req}} > A_{s_{min}} = A_{s_{req}} \end{array} \right\} < A_{s_{dis}} < A_{s_{max}}$$

Según las restricciones indicadas en las ecuaciones brindadas por la ACI318-11 se toma las cantidades optimas con respecto a los rangos establecidos y cuyo valor es determinado con el Acero de diseño (**As dis**).

	<b>As dis</b>		<b>As dis</b>		<b>As dis</b>	
	5.794	cm2	3.034	cm2	3.469	cm2
	<b>As dis</b>		<b>As dis</b>		<b>As dis</b>	
	4.443	cm2	2.657	cm2	3.60	cm2

### Número de varillas por posición del acero positivo y negativo

	N° VARILLA- Φ			N° VARILLA- Φ			N° VARILLA- Φ	
	3	5/8		2	5/8		2	5/8
	N° VARILLA- Φ			N° VARILLA- Φ			N° VARILLA- Φ	
	2	5/8		2	5/8		2	5/8
	1	1/2						

### Verificación por corte

Se corrobora la cantidad y distribución del estribo según la cortante última

$$Luz = 3.50$$

$$Vu.1 = Vmax - (Wu * d) = 64.10 - (3.75 \text{ — } * 0.54 \text{ m}) = 62.08$$

$$Vu.2 = Vmax - (Wu * d) = 64.10 - (3.75 \text{ — } * 0.54 \text{ m}) = 62.08$$

Se procede a diseñar por corte según la siguiente ecuación

$$Vu \leq \Phi * (Vc + Vs)$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 20 * 54 = 8.29$$

$$Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc = \frac{64.74}{0.5} - 8.29 = 64.74$$

$$59.514 \leq (8.29 + 64.74 \text{ on})$$

$$59.514 \leq 73.03 \quad OK$$

Cálculo de espaciamiento en zona crítica (S)

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs} \quad Av = 2 * As\Phi$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 54}{73.03} = 8.88$$

Calculando el espaciamiento máximo de estribo ante una zona crítica

$$Vs \leq 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d; \quad Smax = \frac{d}{2}$$

$$Vs > 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d; \quad Smax = \frac{d}{4}$$

Como:

$$64.74 \leq 17.22 \text{ on}; \quad S_{max} = \frac{54}{2} = 27 \quad \text{NO}$$

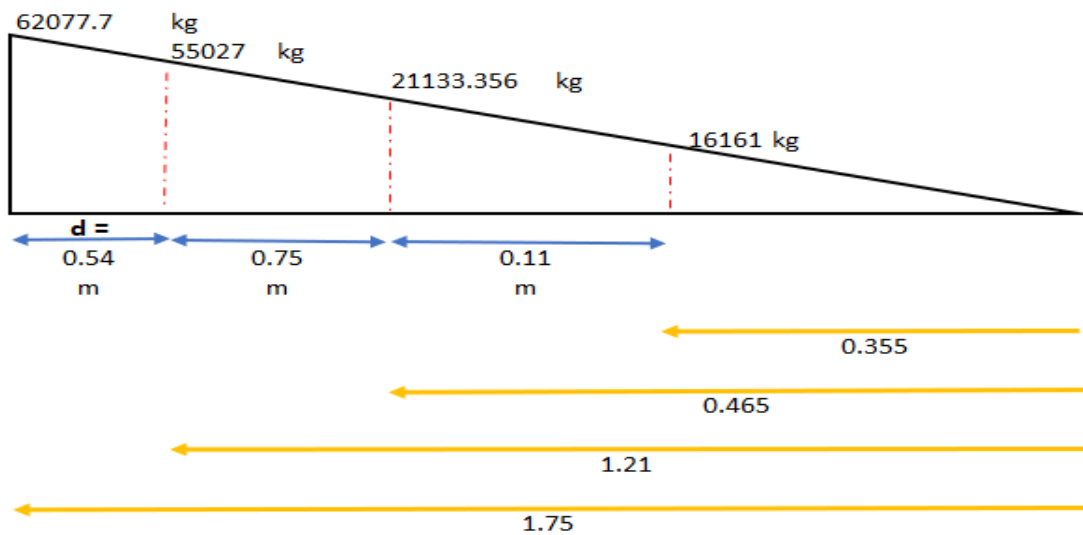
$$64.74 > 17.22 \text{ on}; \quad S_{max} = \frac{54}{4} = 13.5 \quad \text{OK}$$

Calculando el cortante resistente

$$S = 8 \text{ cm}; \quad V_s = \Phi * \frac{A_v * f_y * d}{S} = 0.85 * \frac{1.42 * 4200 * 54}{8.88} = 55027.1 \text{ kg} \Rightarrow \phi 1/2''$$

$$S = 13 \text{ cm}; \quad V_s = \Phi * \frac{A_v * f_y * d}{S} = 0.85 * \frac{1.42 * 4200 * 54}{13} = 21133.4 \text{ kg} \Rightarrow \phi 3/8''$$

$$S = 17 \text{ cm}; \quad V_s = \Phi * \frac{A_v * f_y * d}{S} = 0.85 * \frac{1.42 * 4200 * 54}{17} = 16160.8 \text{ kg} \Rightarrow \phi 3/8''$$



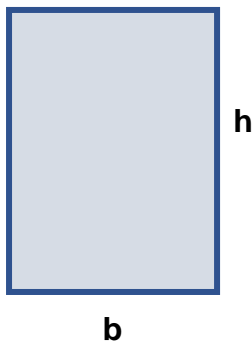
Cantidad	Separación (m)			Φ Estribo
1	@	0.05	m	1/2
7	@	0.08	m	1/2
6	@	0.13	m	3/8
resto	@	0.17	m	3/8

Tabla 85. Confinamiento de viga VP-2

Fuente: Propia

$\phi 1/2''$  1@ 0.05 –  $\phi 1/2''$  7@ 0.0 –  $\phi 3/8''$  6@ 0.13 m –  $\phi 3/8''$  rest@ 0.17

### VP-4 (25X30) X-X



**Base (b) = 25 cm**

**Altura (h) = 30 cm**

**Recubrimiento = 6 cm**

**Peralte (d) = 30 – 6 = 24 cm**

### Datos de Materiales

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Resistencia a compresión del concreto.

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Resistencia del acero de refuerzo.

$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Módulo de elasticidad del acero.

$\epsilon_u = 0.003$   $\implies$  Deformación última del concreto.

$\epsilon_{su} = \frac{f_y}{E_s} = 0.002$   $\implies$  Deformación unitaria de fluencia.

### Factores de Resistencia

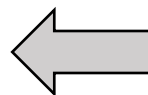
$\Phi_f = 0.90$   $\implies$  Factor de resistencia a flexión.

$\Phi_c = 0.85$   $\implies$  Factor de resistencia a Corte.

### Cuantificación del acero mínimo ( $A_{s_{min}}$ )

$$A_{s \min} = 0.7 * \sqrt{\frac{210 * \frac{kg}{cm^2}}{4200}} * 25 * 24 = 1.45$$

$$A_{s \min} = \frac{14 * \frac{kg}{cm^2}}{4200} * 25 * 24 = 2.00$$



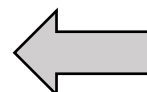
### Cuantificación del acero máximo ( $A_{s_{max}}$ )

$$c_b = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} * 24 = 14.12 \text{ cm}$$

Para el factor  $B_1$  se toma según las ecuaciones predeterminadas

$$\beta_1 = \min \left( 0.85; 1.05 - \frac{210}{1400 \frac{kg}{cm^2}} \right) = 0.85$$

$$\beta_1 = \max(0.85; 0.65) = 0.85$$



Calculando el acero balanceado y el acero máximo según la norma ACI318-11.

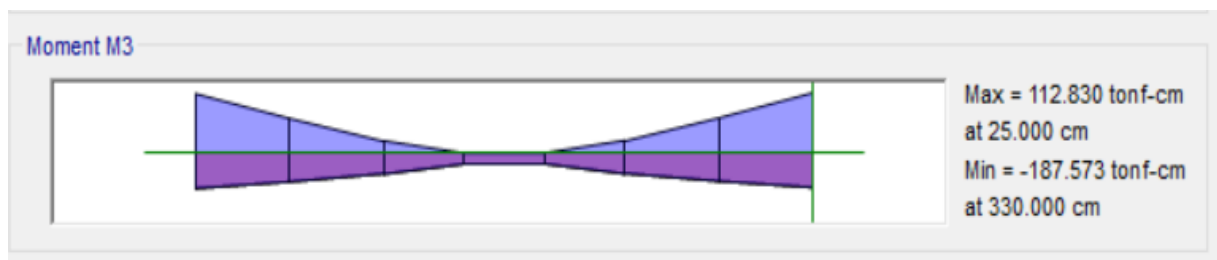
$$a_b = 0.85 * 14.12 = 12 \text{ cm}$$

$$A_{s_b} = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * 25 * 14.12 = 12.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 0.75 * 12.75 = 9.56 \text{ cm}^2$$

### Verificación de los momentos últimos de diseño

Estos datos son los calculados en base al diseño estructural realizado por el Etabs, para efectos de diseño y se tomó los máximos momentos tal como se verifica en la **Figura -82-** en base a las combinaciones indicadas en la norma E-060.



**Figura 82.** Gráfico de Momento de la viga VP-4 (25x30)

Fuente: Propia

### Momentos últimos de diseño sacados por Etabs

	<b>M-01</b>		<b>M-02</b>		<b>M-03</b>	
	1.84	ton-m	0.47	ton-m	1.87	ton-m
	<b>M-04</b>		<b>M-05</b>		<b>M-06</b>	
	1.28	ton-m	0.68	ton-m	1.28	ton-m

$$M_{04} = \max(M_{04}; 0.5 * M_{01})$$

$$M_{06} = \max(M_{06}; 0.5 * M_{03})$$

$$M_{04} = 1.28 > 0.5 * 1.84 = 1.28 \text{ ton.m}$$

$$M_{06} = 1.28 > 0.5 * 1.87 = 1.28 \text{ ton.m}$$

### Cálculo de acero de refuerzo requerido ( $A_{s_{req}}$ )

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{0.85 * f'c * \phi_f * b}} \quad A_{s_{req}} = \frac{Mu}{\phi_f * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Se emplea las ecuaciones indicadas en la Norma ACI318-11, esto se hace con la finalidad de poder verificar los cálculos indicados por el programa, puesto que esto permite cuantificar la cantidad de acero empleado en la estructura.

- Verificación del acero negativo:

Para: M-01

$$a = 24 - \sqrt{24^2 - \frac{2 * 1.84 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 25}} = 1.992 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{1.84 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(24 - \frac{1.992}{2}\right)} = 2.116 \text{ cm}^2$$

Para: M-02

$$a = 24 - \sqrt{24^2 - \frac{2 * 0.47 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 25}} = 0.493 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{0.47 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(24 - \frac{0.493}{2}\right)} = 0.523 \text{ cm}^2$$

Para: M-03

$$a = 24 - \sqrt{24^2 - \frac{2 * 1.87 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 25}} = 2.026 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{1.7 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(24 - \frac{2.026}{2}\right)} = 2.152 \text{ cm}^2$$

- Verificación del acero positivo:

Para: M-04

$$a = 24 - \sqrt{24^2 - \frac{2 * 1.28 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 25}} = 1.367 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{1.28 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(24 - \frac{1.367}{2}\right)} = 1.452 \text{ cm}^2$$

Para: **M-05**

$$a = 24 - \sqrt{24^2 - \frac{2 * 0.68 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 25}} = 0.716 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{0.68 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(24 - \frac{0.716}{2}\right)} = 0.761 \text{ cm}^2$$

Para: **M-06**

$$a = 24 - \sqrt{24^2 - \frac{2 * 1.28 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 25}} = 1.367 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{1.28 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(24 - \frac{1.367}{2}\right)} = 1.452 \text{ cm}^2$$

	Mu		base (b)	Peralte (d)	f'c	fy	Φf	a (cm)	As <sub>req</sub>
ACERO NEGATIVO	M-01	1.84	25	24	210	4200	0.9	1.992	2.116
	M-02	0.47	25	24	210	4200	0.9	0.493	0.523
	M-03	1.87	25	24	210	4200	0.9	2.026	2.152
ACERO POSITIVO	M-04	1.28	25	24	210	4200	0.9	1.367	1.452
	M-05	0.68	25	24	210	4200	0.9	0.716	0.761
	M-06	1.28	25	24	210	4200	0.9	1.367	1.452

**Tabla 86.** Tabla de resumen del Acero requerido sin restricciones VP-4

Fuente: Propia

### Definición del acero de diseño

$$\left\{ A_{s_{req}} < A_{s_{min}} = \min \left( A_{s_{min}}; \frac{4}{3} * A_{s_{req}} \right) \right\} \text{ o } < \mathbf{A_{s_{dis}}} < A_{s_{max}}$$

$$\left\{ A_{s_{req}} > A_{s_{min}} = A_{s_{req}} \right\}$$

Según las restricciones indicadas en las ecuaciones brindadas por la ACI318-11 se toma las cantidades optimas con respecto a los rangos establecidos y cuyo valor es determinado con el Acero de diseño (**As dis**).

	<b>As dis</b>		<b>As dis</b>		<b>As dis</b>		
	2.116	cm2	0.698	cm2	2.152	cm2	
	<b>As dis</b>		<b>As dis</b>		<b>As dis</b>		
	1.936	cm2	1.015	cm2	1.936	cm2	

### Número de varillas por posición del acero positivo y negativo

	<b>N° VARILLA-Φ</b>		<b>N° VARILLA-Φ</b>		<b>N° VARILLA-Φ</b>		
	2	1/2	2	1/2	2	1/2	
	<b>N° VARILLA-Φ</b>		<b>N° VARILLA-Φ</b>		<b>N° VARILLA-Φ</b>		
	2	1/2	2	1/2	2	1/2	

### Verificación por corte

Se corrobora la cantidad y distribución del estribo según la cortante última

$$Luz = 3.15$$

$$Vu.1 = Vmax - (Wu * d) = 13.34 - (3.37 \text{ — } * 0.24 \text{ m}) = 12.53$$

$$Vu.2 = Vmax - (Wu * d) = 13.34 - (3.37 \text{ — } * 0.24 \text{ m}) = 12.53$$

Se procede a diseñar por corte según la siguiente ecuación

$$Vu \leq \Phi * (Vc + Vs)$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 24 = 4.608$$

$$Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc = \frac{12.53}{0.85} - 4.608 = 10.134$$

$$12.53 \leq (4.608 + 10.134 \text{ on})$$

$$12.53 \leq 14.74 \quad OK$$

Cálculo de espaciamiento en zona crítica (S)

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs} \quad Av = 2 * As\Phi$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 24}{10.134} = 14.175$$

Calculando el espaciamiento máximo de estribo ante una zona crítica

$$Vs \leq 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d; \quad Smax = \frac{d}{2}$$



$$V_s > 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d; \quad S_{max} = \frac{d}{4}$$

Como:

$$64.74 \leq 17.22 \text{ on}; \quad S_{max} = \frac{24}{2} = 12 \quad \text{NO}$$

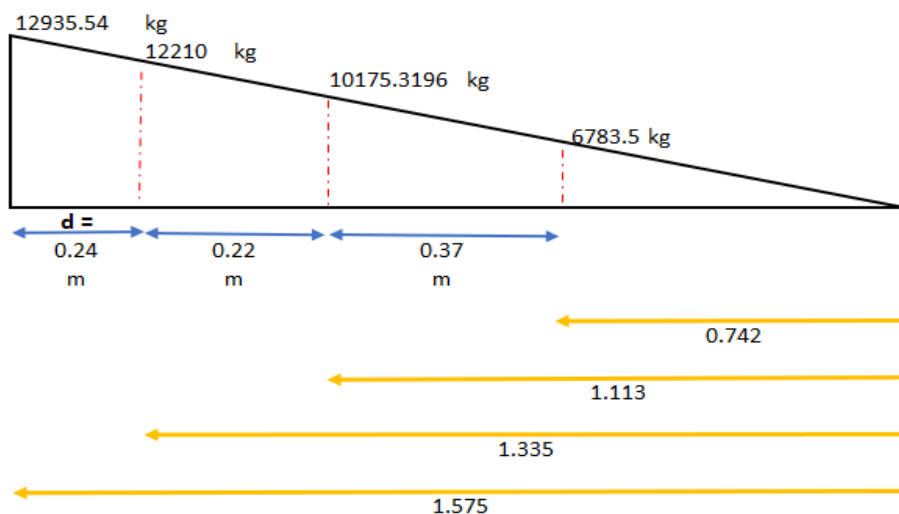
$$64.74 > 17.22 \text{ on}; \quad S_{max} = \frac{24}{4} = 6 \quad \text{OK}$$

Calculando el cortante resistente

$$S = 10 \text{ cm}; \quad V_s = \Phi * \frac{A_v * f_y * d}{S} = 0.85 * \frac{1.42 * 4200 * 24}{10} = 12210.4 \text{ kg} \Rightarrow \phi 3/2''$$

$$S = 12 \text{ cm}; \quad V_s = \Phi * \frac{A_v * f_y * d}{S} = 0.85 * \frac{1.42 * 4200 * 24}{13} = 10175.3 \text{ kg} \Rightarrow \phi 3/8''$$

$$S = 18 \text{ cm}; \quad V_s = \Phi * \frac{A_v * f_y * d}{S} = 0.85 * \frac{1.42 * 4200 * 24}{17} = 6783.55 \text{ kg} \Rightarrow \phi 3/8''$$



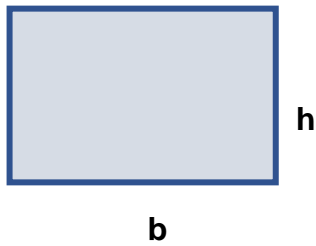
Cantidad	Separación (m)		Φ Estribo
1	@	0.05 m	3/8
7	@	0.10 m	3/8
4	@	0.12 m	3/8
resto	@	0.18 m	3/8

Tabla 87. Confinamiento de viga VP-4

Fuente: Propia

$\phi 3/8''$  1@ 0.05 –  $\phi 3/8''$  7@ 0.10 –  $\phi 3/8''$  4@ 0.12 m –  $\phi 3/8''$  rest@ 0.1

### VP-3 (40X25) X-X



**Base (b) = 40 cm**

**Altura (h) = 25 cm**

**Recubrimiento = 6 cm**

**Peralte (d) = 25 – 6 = 19 cm**

### Datos de Materiales

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Resistencia a compresión del concreto.

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Resistencia del acero de refuerzo.

$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Módulo de elasticidad del acero.

$\epsilon_u = 0.003$   $\implies$  Deformación última del concreto.

$\epsilon_{su} = \frac{f_y}{E_s} = 0.002$   $\implies$  Deformación unitaria de fluencia.

### Factores de Resistencia

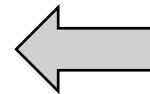
$\Phi_f = 0.90$   $\implies$  Factor de resistencia a flexión.

$\Phi_c = 0.85$   $\implies$  Factor de resistencia a Corte.

### Cuantificación del acero mínimo ( $A_{s_{min}}$ )

$$A_{s \min} = 0.7 * \frac{\sqrt{\frac{210 * \text{kg}}{\text{cm}^2}}}{4200} * 40 * 19 = 1.84$$

$$A_{s \min} = \frac{14 * \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200} * 40 * 19 = 2.53$$



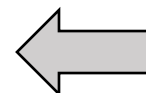
### Cuantificación del acero máximo ( $A_{s_{max}}$ )

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} * 19 = 11.17 \text{ cm}$$

Para el factor  $B_1$  se toma según las ecuaciones predeterminadas

$$\beta_1 = \min \left( 0.85; 1.05 - \frac{210}{1400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \right) = 0.85$$

$$\beta_1 = \max(0.85; 0.65) = 0.85$$



Ya determinada las siguientes expresiones se calcula la cuantía Balanceada ( $A_{sb}$ ) y aplicando la metodología del ACI318-11 se toma el 75% para el Acero máximo.

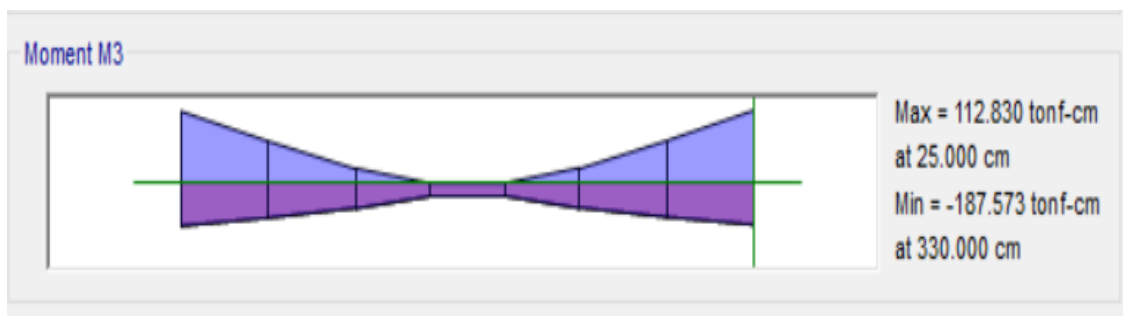
$$a_b = 0.85 * 11.17 = 9.50 \text{ cm}$$

$$A_{sb} = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * 40 * 11.17 = 16.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 0.75 * 16.15 = 12.11 \text{ cm}^2$$

### Verificación de los momentos últimos de diseño

Estos datos son los calculados en base al diseño estructural realizado por el Etabs, para efectos de diseño y se tomó los máximos momentos tal como se verifica en la **Figura -83-** en base a las combinaciones indicadas en la norma E-060.



**Figura 83.** Gráfico de Momento de la viga VP-3(40x25)  
Fuente: Propia

### Momentos últimos de diseño sacados por Etabs

	<b>M-01</b>		<b>M-02</b>		<b>M-03</b>		
	1.37	ton-m	0.43	ton-m	1.37	ton-m	
	<b>M-04</b>		<b>M-05</b>		<b>M-06</b>		
	0.82	ton-m	0.78	ton-m	0.87	ton-m	

$$M_{04} = \max(M_{04}; 0.5 * M_{01})$$

$$M_{06} = \max(M_{06}; 0.5 * M_{03})$$

$$M_{04} = 0.82 > 0.5 * 1.37 = 0.82 \text{ ton.m}$$

$$M_{06} = 0.87 > 0.5 * 1.37 = 0.87 \text{ ton.m}$$

## Cálculo de acero de refuerzo requerido ( $A_{s_{req}}$ )

- Verificación del acero negativo:

Para: **M-01**

$$a = 19 - \sqrt{19^2 - \frac{2 * 1.37 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 40}} = 1.157 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{1.37 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(19 - \frac{1.157}{2}\right)} = 1.967 \text{ cm}^2$$

Para: **M-02**

$$a = 19 - \sqrt{19^2 - \frac{2 * 0.43 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 40}} = 0.356 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{0.43 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(19 - \frac{0.356}{2}\right)} = 0.604 \text{ cm}^2$$

Para: **M-03**

$$a = 19 - \sqrt{19^2 - \frac{2 * 1.37 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 40}} = 1.157 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{1.37 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(19 - \frac{1.157}{2}\right)} = 1.967 \text{ cm}^2$$

- Verificación del acero positivo:

Para: **M-04**

$$a = 19 - \sqrt{19^2 - \frac{2 * 0.82 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 40}} = 0.684 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{0.2 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(19 - \frac{0.684}{2}\right)} = 1.163 \text{ cm}^2$$

Para: **M-05**

$$a = 19 - \sqrt{19^2 - \frac{2 * 0.78 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 40}} = 0.650 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{0.78 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(19 - \frac{0.650}{2}\right)} = 1.105 \text{ cm}^2$$

Para: **M-06**

$$a = 19 - \sqrt{19^2 - \frac{2 * 0.87 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 40}} = 0.726 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{0.7 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(19 - \frac{0.726}{2}\right)} = 1.235 \text{ cm}^2$$

	Mu		base (b)	Peralte (d)	f'c	fy	Øf	a (cm)	As req
<b>ACERO NEGATIVO</b>	<b>M-01</b>	1.37	40	19	210	4200	0.9	1.157	1.967
	<b>M-02</b>	0.43	40	19	210	4200	0.9	0.356	0.604
	<b>M-03</b>	1.37	40	19	210	4200	0.9	1.157	1.967
<b>ACERO POSITIVO</b>	<b>M-04</b>	0.82	40	19	210	4200	0.9	0.684	1.163
	<b>M-05</b>	0.78	40	19	210	4200	0.9	0.650	1.105
	<b>M-06</b>	0.87	40	19	210	4200	0.9	0.726	1.235

**Tabla 88.** Tabla de resumen del Acero requerido sin restricciones VP-3  
Fuente: Propia

### Definición del acero de diseño

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s_{req}} < A_{s_{min}} = \min \left( A_{s_{min}}; \frac{4}{3} * A_{s_{req}} \right) \\ A_{s_{req}} > A_{s_{min}} = A_{s_{req}} \end{array} \right\} < A_{s_{dis}} < A_{s_{max}}$$

Según las restricciones indicadas en las ecuaciones brindadas por la ACI318-11 se toma las cantidades optimas con respecto a los rangos establecidos y cuyo valor es determinado con el Acero de diseño (**As dis**).

	<b>As dis</b>		<b>As dis</b>		<b>As dis</b>		
	2.53	cm2	0.806	cm2	2.533	cm2	

<b>As dis</b>		<b>As dis</b>		<b>As dis</b>	
1.550	cm2	1.473	cm2	1.647	cm2

### Número de varillas por posición del acero positivo y negativo

<b>N° VARILLA-Φ</b>		<b>N° VARILLA-Φ</b>		<b>N° VARILLA-Φ</b>	
2	1/2	2	1/2	2	1/2
<b>N° VARILLA-Φ</b>		<b>N° VARILLA-Φ</b>		<b>N° VARILLA-Φ</b>	
2	1/2	2	1/2	2	1/2

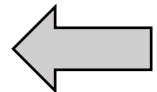
### Verificación por corte

Se corrobora la cantidad y distribución del estribo según la cortante última

$$Luz = 3.15$$

$$Vu.1 = Vmax - (Wu * d) = 17.00 - (1.69 \text{ — } * 0.19 \text{ m}) = 16.68$$

$$Vu.2 = Vmax - (Wu * d) = 17.00 - (1.69 \text{ — } * 0.19 \text{ m}) = 16.68$$



Se procede a diseñar por corte según la siguiente ecuación

$$Vu \leq \Phi * (Vc + Vs)$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 19 = 5.84$$

$$Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc = \frac{16.67}{0.85} - 5.84 = 13.78$$

$$16.68 \leq (5.84 + 13.78 \text{ on})$$

$$16.68 \leq 19.62 \quad OK$$

Cálculo de espaciamiento en zona crítica (S)

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs} \quad Av = 2 * As\Phi$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 19}{13.78} = 8.25$$

Calculando el espaciamiento máximo de estribo ante una zona crítica

$$V_s \leq 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d; \quad S_{max} = \frac{d}{2}$$

$$V_s > 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d; \quad S_{max} = \frac{d}{4}$$

**Como:**

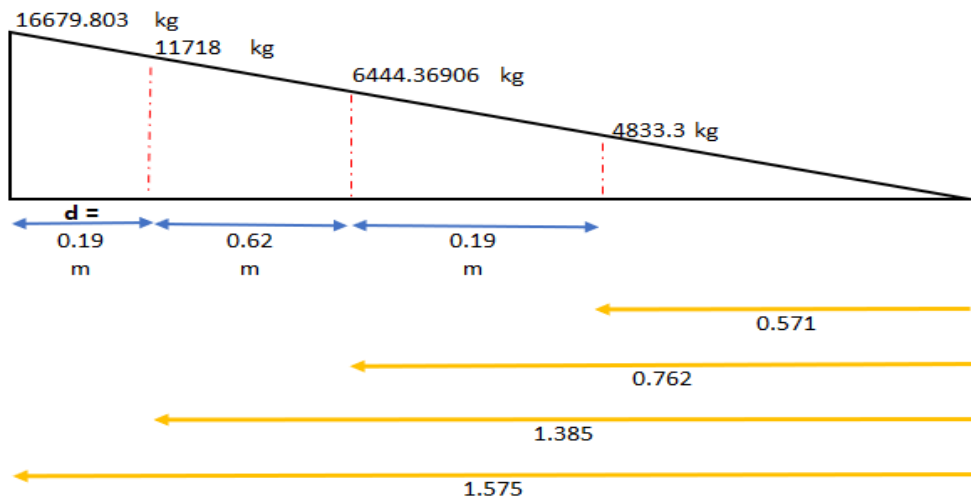
$$16.68 \leq 12.11 \text{ on}; \quad S_{max} = \frac{19}{2} = 9.5 \quad \text{NO}$$

$$16.68 > 12.11 \text{ on}; \quad S_{max} = \frac{19}{4} = 4.75 \quad \text{OK}$$

Calculando el cortante resistente

$$S = 10 \text{ cm}; \quad V_s = \Phi * \frac{A_v * f_y * d}{S} = 0.85 * \frac{1.42 * 4200 * 19}{10} = 11718.2 \text{ kg} \Rightarrow \phi 3/2''$$

$$S = 15 \text{ cm}; \quad V_s = \Phi * \frac{A_v * f_y * d}{S} = 0.85 * \frac{1.42 * 4200 * 19}{13} = 6444.37 \text{ kg} \Rightarrow \phi 3/8''$$



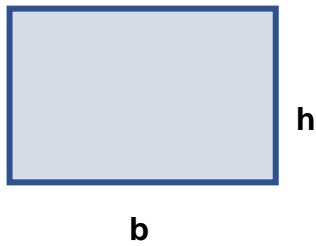
Cantidad	Separación (m)			Φ Estribo
1	@	0.05	m	3/8
8	@	0.10	m	3/8
rest	@	0.15	m	3/8

**Tabla 89.** Confinamiento de viga VP-3

Fuente: Propia

$\phi 3/8''$  1@ 0.05 –  $\phi 3/8''$  8@ 0.10 –  $\phi 3/8''$  rest@ 0.1

### VCH-1 (20X20) X-X



**Base (b) = 20 cm**

**Altura (h) = 20 cm**

**Recubrimiento = 6 cm**

**Peralte (d) = 20 – 6 = 14 cm**

### Datos de Materiales

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Resistencia a compresión del concreto.

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Resistencia del acero de refuerzo.

$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Módulo de elasticidad del acero.

$\epsilon_u = 0.003$   $\implies$  Deformación última del concreto.

$\epsilon_{su} = \frac{f_y}{E_s} = 0.002$   $\implies$  Deformación unitaria de fluencia.

### Factores de Resistencia

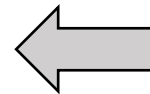
$\Phi_f = 0.90$   $\implies$  Factor de resistencia a flexión.

$\Phi_c = 0.85$   $\implies$  Factor de resistencia a Corte.

### Cuantificación del acero mínimo ( $A_{s_{min}}$ )

$$A_{s \min} = 0.7 * \sqrt{\frac{210 * \frac{kg}{cm^2}}{4200}} * 20 * 14 = 0.676$$

$$A_{s \min} = \frac{14 * \frac{kg}{cm^2}}{4200} * 20 * 14 = 0.93$$



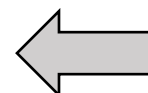
### Cuantificación del acero máximo ( $A_{s_{max}}$ )

$$C_b = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} * 14 = 8.23 \text{ cm}$$

Para el factor  $B_1$  se toma según las ecuaciones predeterminadas

$$\beta_1 = \min \left( 0.85; 1.05 - \frac{210}{1400 \frac{kg}{cm^2}} \right) = 0.85$$

$$\beta_1 = \max(0.85; 0.65) = 0.85$$





Se verifica el acero balanceado para el cálculo del acero máximo.

$$a_b = 0.85 * 8.23 = 7.00 \text{ cm}$$

$$A_{s_b} = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * 20 * 8.23 = 5.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = 0.75 * 5.96 = 4.46 \text{ cm}^2$$

### Verificación de los momentos últimos de diseño

Se corrobora los momentos últimos máximos y mínimos para el cálculo del acero según la norma ACI318 -11.

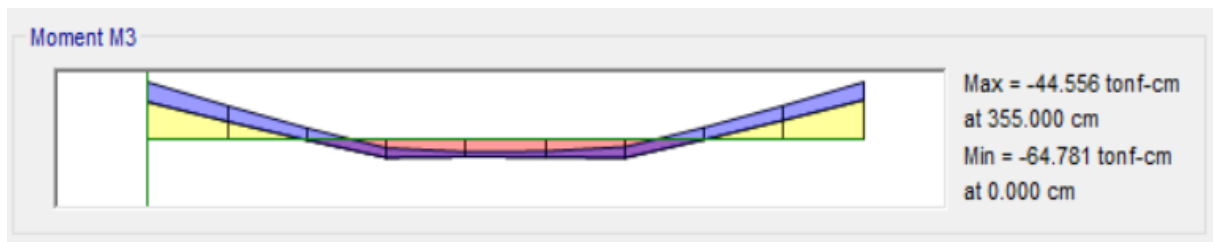


Figura -84-. Gráfico de Momento de la viga V(40x30) x-x  
Fuente: Propia

### Momentos últimos de diseño sacados por Etabs

	<b>M-01</b>		<b>M-02</b>		<b>M-03</b>	
	0.64	ton-m	0.16	ton-m	0.67	ton-m
	<b>M-04</b>		<b>M-05</b>		<b>M-06</b>	
	0.32	ton-m	0.34	ton-m	0.33	ton-m

$$M_{04} = \max(M_{04}; 0.5 * M_{01})$$

$$M_{06} = \max(M_{06}; 0.5 * M_{03})$$

$$M_{04} = 0.32 > 0.5 * 0.64 = 0.32 \text{ ton.m}$$

$$M_{06} = 0.33 > 0.5 * 0.67 = 0.33 \text{ ton.m}$$

### Cálculo de acero de refuerzo requerido ( $A_{s_{req}}$ )

- Verificación del acero negativo:

Para: **M-01**

$$a = 14 - \sqrt{14^2 - \frac{2 * 0.64 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 20}} = 1.504 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{0.64 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(14 - \frac{1.278}{2}\right)} = 1.278 \text{ cm}^2$$

Para: **M-02**

$$a = 14 - \sqrt{14^2 - \frac{2 * 0.16 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 20}} = 0.360 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{0.16 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(14 - \frac{0.36}{2}\right)} = 0.306 \text{ cm}^2$$

Para: **M-03**

$$a = 14 - \sqrt{14^2 - \frac{2 * 0.67 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 20}} = 1.578 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{0.67 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(14 - \frac{1.578}{2}\right)} = 1.342 \text{ cm}^2$$

- Verificación del acero positivo:

Para: **M-04**

$$a = 14 - \sqrt{14^2 - \frac{2 * 0.32 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 20}} = 0.730 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{0.32 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(14 - \frac{0.730}{2}\right)} = 0.621 \text{ cm}^2$$

Para: **M-05**

$$a = 14 - \sqrt{14^2 - \frac{2 * 0.34 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 20}} = 0.777 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{0.34 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(14 - \frac{0.650}{2}\right)} = 0.661 \text{ cm}^2$$

Para: **M-06**

$$a = 14 - \sqrt{14^2 - \frac{2 * 0.33 * 10^5}{0.5 * 210 * 0.9 * 20}} = 0.766 \text{ cm}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{0.33 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(14 - \frac{0.766}{2}\right)} = 0.651 \text{ cm}^2$$

		Mu	base (b)	Peralte (d)	f'c	fy	Φf	a (cm)	As <sub>req</sub>
<b>ACERO NEGATIVO</b>	M-01	0.64	20	14	210	4200	0.9	1.504	1.278
	M-02	0.16	20	14	210	4200	0.9	0.360	0.306
	M-03	0.67	20	14	210	4200	0.9	1.578	1.342
<b>ACERO POSITIVO</b>	M-04	0.32	20	14	210	4200	0.9	0.730	0.621
	M-05	0.34	20	14	210	4200	0.9	0.777	0.661
	M-06	0.335	20	14	210	4200	0.9	0.766	0.651

**Tabla 90.** Tabla de resumen del Acero requerido sin restricciones VCH-1  
Fuente: Propia

### Definición del acero de diseño

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s_{req}} < A_{s_{min}} = \min \left( A_{s_{min}}; \frac{4}{3} * A_{s_{req}} \right) \\ A_{s_{req}} > A_{s_{min}} = A_{s_{req}} \end{array} \right\} < A_{s_{dis}} < A_{s_{max}}$$

Según los rangos establecidos por la norma ACI318-11 se calcula el acero que se empleará en la viga.

<b>As dis</b>	<b>As dis</b>	<b>As dis</b>
1.278 cm <sup>2</sup>	0.408 cm <sup>2</sup>	1.342 cm <sup>2</sup>
<b>As dis</b>	<b>As dis</b>	<b>As dis</b>
0.828 cm <sup>2</sup>	0.881 cm <sup>2</sup>	0.868 cm <sup>2</sup>

### Número de varillas por posición del acero positivo y negativo

<b>N° VARILLA-Φ</b>	<b>N° VARILLA-Φ</b>	<b>N° VARILLA-Φ</b>
2   1/2	1   1/2	2   1/2
<b>N° VARILLA-Φ</b>	<b>N° VARILLA-Φ</b>	<b>N° VARILLA-Φ</b>
2   1/2	1   1/2	2   1/2

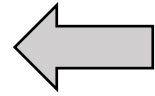
### Verificación por corte

Se corrobora la cantidad y distribución del estribo según la cortante última

$$Luz = 3.15$$

$$Vu.1 = Vmax - (Wu * d) = 7.00 - (1.69 \text{ ---} * 0.14 \text{ m}) = 6.76$$

$$Vu.2 = Vmax - (Wu * d) = 7.00 - (1.69 \text{ ---} * 0.14 \text{ m}) = 6.76$$



Se procede a diseñar por corte según la siguiente ecuación

$$Vu \leq \Phi * (Vc + Vs)$$

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 20 * 14 = 2.15$$

$$Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc = \frac{6.76}{0.85} - 2.15 = 5.81$$

$$6.76 \leq (2.15 + 5.81 \text{ on})$$

$$6.76 \leq 7.96 \quad \text{OK}$$

Cálculo de espaciamiento en zona crítica (S)

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs} \quad Av = 2 * As\Phi$$

$$S = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 19}{5.1} = 14.43$$

Calculando el espaciamiento máximo de estribo ante una zona crítica

$$Vs \leq 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d; \quad Smax = \frac{d}{2}$$

$$Vs > 1.10 * \sqrt{f'c} * b * d; \quad Smax = \frac{d}{4}$$

**Como:**

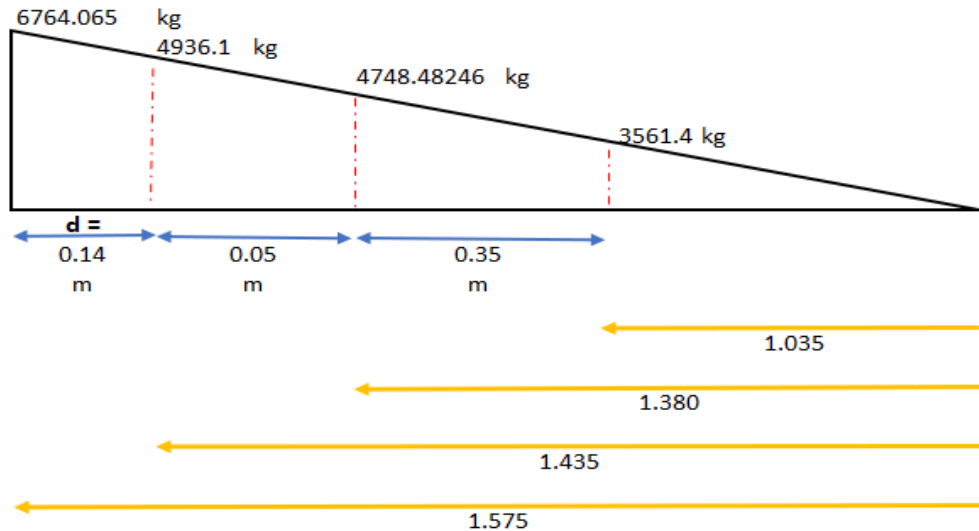
$$5.1 \leq 4.46 \text{ on}; \quad Smax = \frac{14}{2} = 7.0 \text{ cm} \quad \text{NO}$$

$$5.1 > 4.46 \text{ on}; \quad Smax = \frac{14}{4} = 3.5 \quad \text{OK}$$

Calculando el cortante resistente

$$S = 10 \text{ cm}; V_s = \Phi * \frac{A_v * f_y * d}{S} = 0.85 * \frac{1.42 * 4200 * 14}{10} = 49.36 \text{ kg} \Rightarrow \phi 3/8''$$

$$S = 20 \text{ cm}: V_s = \Phi * \frac{A_v * f_y * d}{S} = 0.85 * \frac{1.42 * 4200 * 14}{20} = 3561.36 \text{ kg} \Rightarrow \phi 3/8''$$



Cantidad	Separación (m)			Φ Estribo
1	@	0.05	m	3/8
3	@	0.10	m	3/8
rest	@	0.20	m	3/8

**Tabla 91.** Confinamiento de viga VCH-1  
Fuente: Propia

$\phi 3/8''$  1@ 0.05 –  $\phi 3/8''$  3@ 0.10 –  $\phi 3/8''$  rest@ 0.20

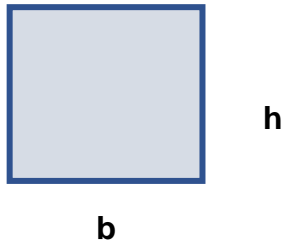
### Proceso para diseño de columna en la estructura

Para el dimensionado de las columnas se trabajará con las fórmulas indicadas por el ACI318-11 mostrando la conformidad por el diagrama de interacción con respecto al software Etabs, que busca verificar la participación de los momentos actuantes en la columna y su respuesta ante ello.

Inicialmente según la **Tabla-50-** se evaluó el pre dimensionado de las columnas para luego ser definidas por el análisis estructural realizado en Etabs. Para realizar el análisis se ingresaron las combinaciones de carga mostrados en la norma E-060 y luego se distribuyeron las barras según como se muestra en la siguiente hoja de cálculo.

**Diseño para columna**

**C-4 (40X40)**



**Base (b) = 40 cm**

**Altura (h) = 40 cm**

**Área (A<sub>g</sub>) = 1600 cm<sup>2</sup>**

**Datos de Materiales**

- f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>**       $\implies$  Resistencia a compresión del concreto.
- fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>**       $\implies$  Resistencia del acero de refuerzo
- Es = 2000000 kg/cm<sup>2</sup>**       $\implies$  Módulo de elasticidad del acero.
- ε<sub>u</sub> = 0.003**       $\implies$  Deformación última del concreto.
- ε<sub>st</sub> = 0.0021**       $\implies$  Deformación unitaria de fluencia.

ACERO PARA COLUMNA C-4 40X40				
3/4		5/8		3/4
5/8				5/8
3/4		5/8		3/4

**Tabla 92.** Tabla de distribución de acero por diámetro en C-4 (40x40)

**Fuente:** Propia

Se verifica de área por esfuerzo de barras de acero corrugado en columnas según La **Tabla -92-**. en base a las siguientes ecuaciones.

$$A_s = \pi * \frac{\Phi \text{barras}^2}{4} \quad A_{sf} = \sum_{i=1}^k A_s^i = [A_{s-1} \ A_{s-2} \ A_{s-3} \ A_{s-4} \dots A_{s-n}]$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} * 100 \quad A_{st} = \sum_{i=1}^k A_{sf1.i}$$

Área de barras (As) (cm <sup>2</sup> )				
2.85		1.979		2.85
1.979				1.979
2.85		1.979		2.85
SUMA DE ÁREA DE ACERO (A <sub>sf</sub> )(cm <sup>2</sup> )				
7.68		3.959		7.68

**Tabla 93.** Área total de acero en columna C-4 (40x40)  
Fuente: Propia

$$A_{st} = \sum_{i=1}^k A_{sf1.i} = 19.318 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{19.318}{2000} * 100 = 1.21\% > 1.00\% \quad \text{OK}$$

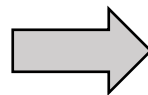
Estimación del recubrimiento en columnas donde “d<sub>1</sub>” es el recubrimiento hasta la mitad de la barra de acero y “n” es la cantidad de hileras en la sección.

$$d_1 := \text{rec} + \frac{\text{barras}_{1,n}}{2} \qquad \text{sep} := \frac{h - 2 \cdot d_1}{n - 1}$$

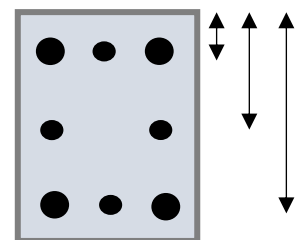
UBICACIÓN DEL ACERO		
Recubrimiento =	5	cm
di =	5.9525	cm
Separación =	14.0475	cm

**Tabla 94.** Recubrimiento y separación entre barras de acero C-4  
Fuente: Propia

$$\text{Separación de barras (d)} = \begin{bmatrix} 5.953 \\ 20.00 \\ 34.05 \end{bmatrix}$$



d<sub>1</sub>; d<sub>2</sub>; d<sub>3</sub>



Inserción del diagrama de interacción en columna de 40x40, según las restricciones indicadas por el Etabs.

COM. DE CARGA (max-min)	Carga (P)	Momento (M)
	tonf	tonf-m
1.4D+1.7L	63.9472	-0.259
1.25(D+L) + SEX Max	52.9832	4.1156
1.25(D+L) + SEX Min	56.3248	-4.5432
1.25(D+L) - SEX1 Max	52.9832	4.1156
1.25(D+L) - SEX1 Min	56.3248	-4.5432
1.25(D+L) - SDY Max	53.2697	2.5534
1.25(D+L) - SDY Min	56.0383	-2.9809
1.25(D+L) + SEDY Max	53.2697	2.5534
1.25(D+L) + SEDY Min	56.0383	-2.9809
0.9D+SDX Max	29.476	4.2343
0.9D+SDX Min	32.8177	-4.4245
0.9D+SDY Max	29.7625	2.6721
0.9D+SDY Min	32.5312	-2.8622
0.9D-SDY Max	44.5014	2.6947
0.9D-SDY Min	47.27	-2.8397
0.9D-SDX Max	29.476	4.2343
0.9D-SDX Min	32.8177	-4.4245

**Tabla 95.** Cargas y momentos por combinaciones de carga en C-4

Fuente: Propia

En la **Tabla -95-** se muestra las cargas actuantes y los momentos producidos por esta según las combinaciones de carga indicadas en la norma E-060, las cuales formarán el diagrama de interacción según muestra el **Gráfico -27-** para la corroboración del acero diseñado por las cargas últimas actuantes especificadas en la **Tabla -96-**.

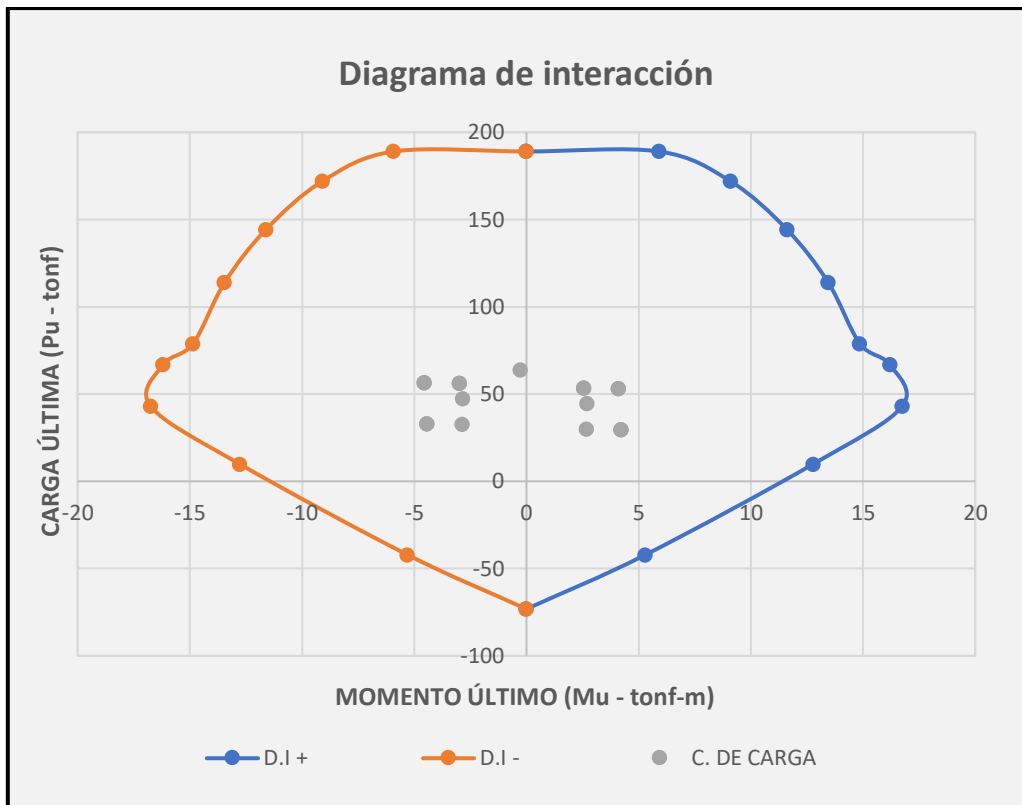
<b>Mu (tonf-m)</b>	0	5.91	9.09	11.61	13.45	14.85	16.19	16.75	12.77	5.29	0
<b>Pu (tonf)</b>	188.98	188.98	171.88	144.19	113.76	78.89	66.83	43.07	9.85	-42.10	-73.16

**Tabla 96.** Cargas y Momentos últimos actuantes en C-4

Fuente: Propia

La tabulación de las combinaciones de carga en conjunto con los espectros últimos de carga da el diagrama de interacción indicado en el **Gráfico -27-**.





**Gráfico 27.** Cargas y Momentos últimos actuantes C-4

Fuente: Propia

Para el **Gráfico -27-** se muestran los rangos corroboran que las combinaciones de diseño están dentro de lo establecido por las cargas y momentos actuantes.

### Cálculo de estribos según norma E-060

- Longitud de la zona de confinamiento (Lo):

$$L_o = \left[ \frac{l_n}{6} ; \text{Max}(a; b); 15\text{cm} \right]$$

- Espaciamiento fuera de los "S":

$$S = \left[ \min \left( \frac{a}{2}; \frac{b}{2} \right) ; 10.0 \text{ cm} \right]$$

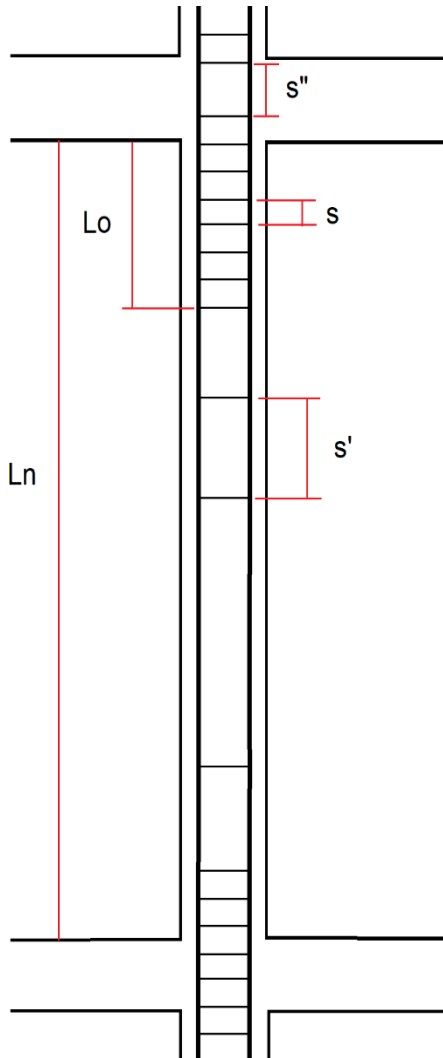
- Espaciamiento fuera de los S':

$$S' = [16 * bd; \min (a; b) ; 30.0 \text{ cm}]$$

**bd=** Diámetro de la varilla

- Espaciamiento dentro del nudo S''

$$S = 15.0 \text{ cm}$$



Cálculo de "Lo" max:

$$Lo = \frac{Ln}{2} = \frac{2.95}{2} = 1.475 \text{ m} = 147.5 \text{ cm}$$

$$Lo = \text{Max}(40; 40) = 40 \text{ cm}$$

$$Lo = 147.5 \text{ cm} - 40.0 \text{ cm} = 107.5 \text{ cm}$$

Cálculo del S (min):

$$S = \frac{a}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

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

$$S = 10 \text{ cm} - 20 \text{ cm} = -10 \text{ cm}$$

Cálculo del S' (min) con barras de 1/2":

$$S' = 16 * 1.27 = 20.32 \text{ cm}$$

$$S' = 30.0 \text{ cm}$$

$$S' = 20.32 - 30.0 \text{ cm} = -9.68 \text{ cm}$$

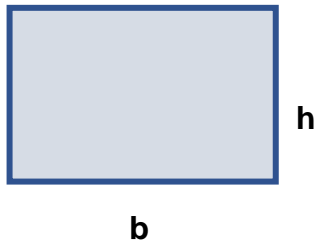
Nº de varillas:

$$2 * \left(\frac{49}{10}\right) + \frac{295 - 49 * 2}{20} - 1 = 19 \text{ estribos}$$

1/2 1@0.05 / 1/2" 5@0.10 / 1/2" rest@0.20m

## Diseño para columna

### C-2 (40X50)



Base (**b**) = 40 cm  
 Altura (**h**) = 50 cm  
 Área (**A<sub>g</sub>**) = 2000 cm<sup>2</sup>

## Datos de Materiales

**f'<sub>c</sub>** = 210 kg/cm<sup>2</sup>      ⇒ Resistencia a compresión del concreto.  
**f<sub>y</sub>** = 4200 kg/cm<sup>2</sup>      ⇒ Resistencia del acero de refuerzo.  
**E<sub>s</sub>** = 2000000 kg/cm<sup>2</sup>      ⇒ Módulo de elasticidad del acero.  
**ε<sub>u</sub>** = 0.003      ⇒ Deformación última del concreto.  
**ε<sub>st</sub>** = 0.0021      ⇒ Deformación unitaria de fluencia.

ACERO PARA COLUMNA C-2				
3/4		5/8		3/4
3/4				3/4
3/4		5/8		3/4

**Tabla 97.** Tabla de distribución de acero por diámetro en columna C-2 (40x50)

Fuente: Propia

Se verifica el área de acero con las siguientes expresiones empleando la matriz de la **Tabla -97-** para cuantificar las cantidades a emplear para el diseño.

$$A_s = \pi * \frac{\Phi \text{barras}^2}{4} \quad A_{sf} = \sum_{i=1}^k A_s^i = [A_{s-1} \ A_{s-2} \ A_{s-3} \ A_{s-4} \dots A_{s-n}]$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} * 100 \quad A_{st} = \sum_{i=1}^k A_{sf1.i}$$

Área de barras (As) (cm <sup>2</sup> )				
2.85		1.979		2.85
2.85				2.85
2.85		1.979		2.85
SUMA DE ÁREA DE ACERO (A <sub>sf</sub> )(cm <sup>2</sup> )				
8.55		3.959		8.55

**Tabla 98.** Área total de acero en columna C-2 (40x50)  
Fuente: Propia

$$A_{st} = \sum_{i=1}^k A_{sf1.i} = 21.06 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{21.06}{2000} * 100 = 1.05\% > 1.00\% \quad \text{OK}$$

Estimación del recubrimiento en columnas donde “d<sub>1</sub>” es el recubrimiento hasta la mitad de la barra de acero y “n” es la cantidad de hileras en la sección.

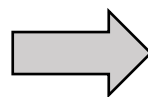
$$d_1 := \text{rec} + \frac{\text{barras}_{1,n}}{2} \quad \text{sep} := \frac{h - 2 \cdot d_1}{n - 1}$$

UBICACIÓN DEL ACERO		
Recubrimiento =	5.00	cm
di =	5.9525	cm
Separación =	19.0475	cm

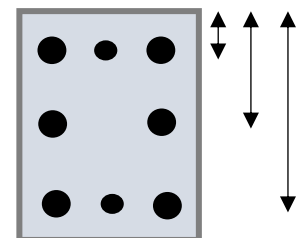
**Tabla 99.** Recubrimiento y separación entre barras de acero C-2

Fuente: Propia

$$\text{Separación de barras (d)} = \begin{bmatrix} 5.953 \\ 25.00 \\ 44.05 \end{bmatrix}$$



d<sub>1</sub>; d<sub>2</sub>; d<sub>3</sub>



Inserción del diagrama de interacción en columna de 40x50, según las restricciones indicadas por el Etabs.

COM. DE CARGA (max-min)	Carga (P)	Momento (M)
	tonf	tonf-m
1.4D + 1.7L	76.8151	-0.5275
1.25(D+L) + SEX Max	62.6725	2.4
1.25(D+L) + SEX Min	68.8217	-3.303
1.25(D+L) - SEX1 Max	62.6725	2.4
1.25(D+L) - SEX1 Min	68.8217	-3.303
1.25(D+L) - SDY Max	61.8666	5.5336
1.25(D+L) - SDY Min	69.6276	-6.4366
1.25(D+L) + SEDY Max	61.8666	5.5336
1.25(D+L) + SEDY Min	69.6276	-6.4366
0.9D + SDX Max	34.7282	2.592
0.9D + SDX Min	40.8774	-3.1111
0.9D + SDY Max	33.9223	5.7255
0.9D + SDY Min	41.6833	-6.2446
0.9D - SDY Max	52.6549	5.597
0.9D - SDY Min	60.4158	-6.3732
0.9D - SDX Max	34.7282	2.592
0.9D - SDX Min	40.8774	-3.1111

**Tabla 100.** Cargas y momentos por Combinaciones de carga en C-2

Fuente: Propia

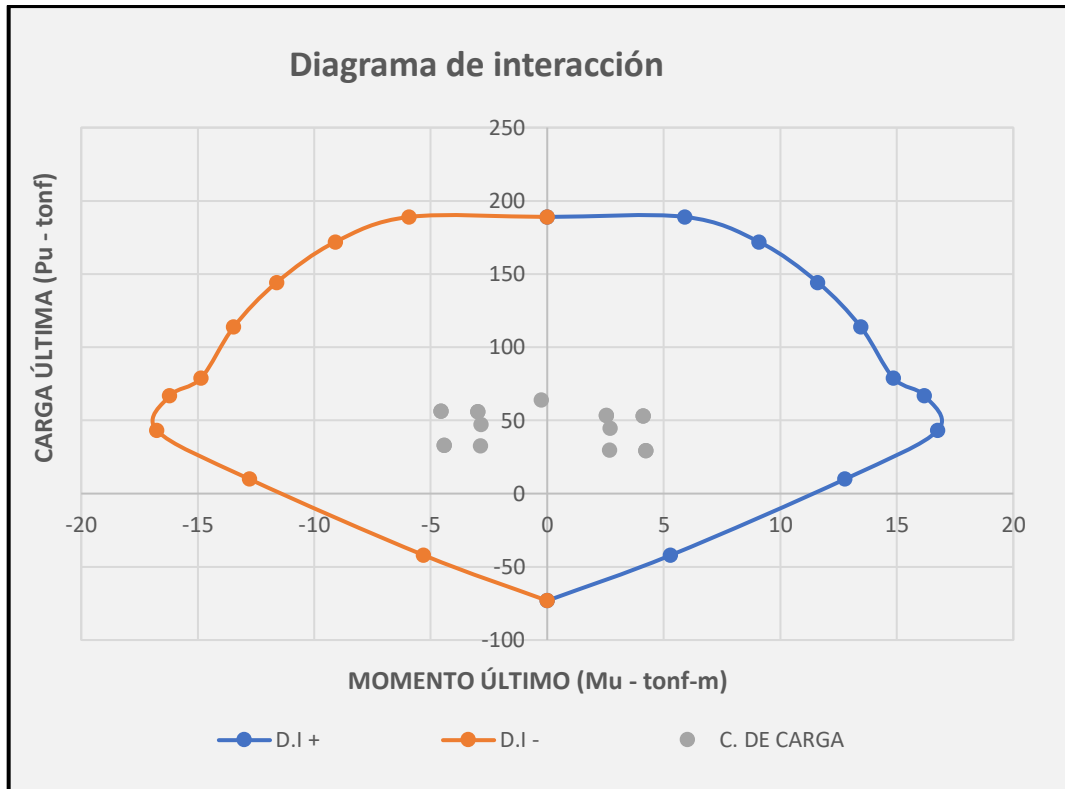
En la **Tabla -100-** se verifican las cargas y momentos que actúan en base a las combinaciones de diseño indicadas por la Norma E060.

<b>Mu (tonf-m)</b>	0.00	8.81	13.64	17.43	20.18	22.14	24.59	25.99	20.49	10.91	0.00
<b>Pu (tonf)</b>	229.62	229.62	211.21	178.44	142.89	103.10	89.85	62.95	23.54	-27.83	-79.50

**Tabla 101.** Cargas y Momentos últimos actuantes en C-2

Fuente: Propia

La tabulación de las combinaciones de carga en conjunto con los espectros últimos de carga da el diagrama de interacción indicado en el **Grafico -28-**.



**Gráfico 28.** Cargas y Momentos últimos actuantes C-2  
**Fuente:** Propia

Para el **Gráfico -28-** se muestran los rangos corroboran que las combinaciones de diseño están dentro de lo establecido por las cargas y momentos actuantes.

**Cálculo de estribos según norma E-060**

- Longitud de la zona de confinamiento (Lo):

$$Lo = \left[ \frac{ln}{6} ; \text{Max}(a; b); 15\text{cm} \right]$$

- Espaciamiento fuera de los “S”:

$$S = \left[ \text{min} \left( \frac{a}{2}; \frac{b}{2} \right) ; 10.0 \text{ cm} \right]$$

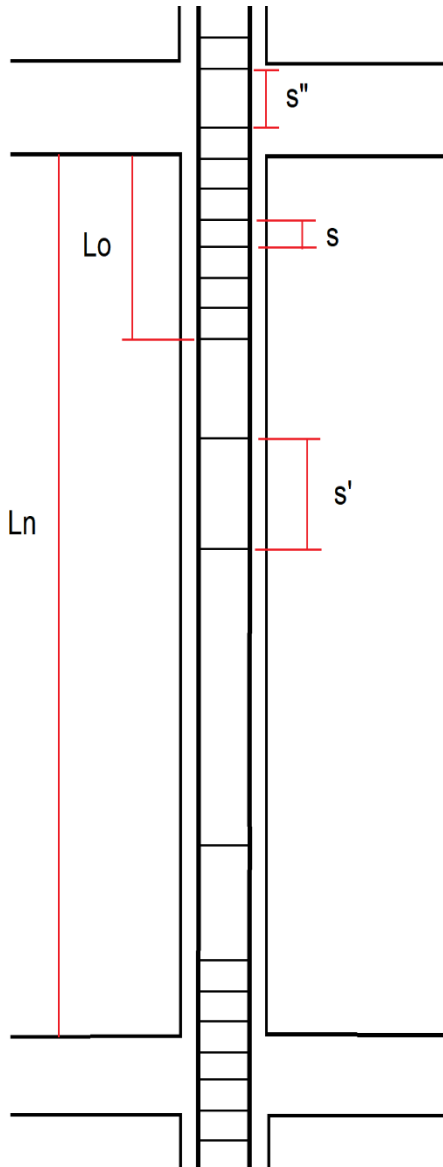
- Espaciamiento fuera de los S’:

$$S' = [16 * bd; \text{min} (a; b) ; 30.0 \text{ cm}]$$

**bd=** Diámetro de la varilla

- Espaciamiento dentro del nudo S”

$$S = 15.0 \text{ cm}$$



Cálculo de "Lo" max:

$$Lo = \frac{Ln}{2} = \frac{2.95}{2} = 1.475 \text{ m} = 147.5 \text{ cm}$$

$$Lo = \text{Max}(50; 40) = 50 \text{ cm}$$

$$Lo = 147.5 \text{ cm} - 40.0 \text{ cm} = 107.5 \text{ cm}$$

Cálculo del S (min):

$$S = \frac{a}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$S = \frac{b}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

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

$$S = 10 \text{ cm} - 25 = -15 \text{ cm} = 10.0 \text{ cm}$$

Cálculo del S' (min) con barras de 1/2":

$$S' = 16 * 1.27 = 20.32 \text{ cm}$$

$$S' = 30.0 \text{ cm}$$

$$S' = 20.32 - 30.0 \text{ cm} = -9.68 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

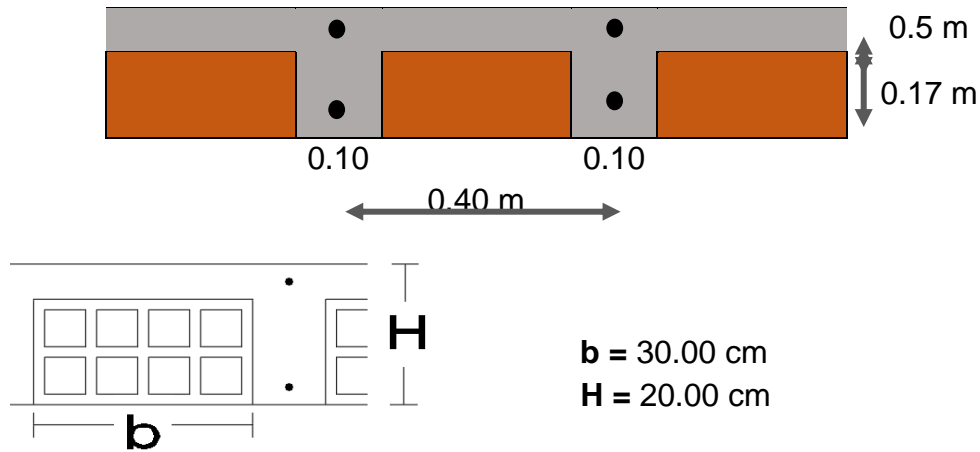
Nº de varillas:

$$2 * \left(\frac{50}{10}\right) + \frac{295 - 50 * 2}{20} - 1 = 19 \text{ varillas}$$

1/2 1@0.05 / 1/2" 5@0.10 / 1/2" rest@0.20m

## Diseño de losa aligerada

Se determinó por fines prácticos tomar las cargas transmitidas de las losas de los niveles superiores hacia la primera planta, considerando un espesor de 20 cm.



**Figura 85.** Corte de losa aligerada  
Fuente: Propia

## Datos de Materiales

- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Resistencia a compresión del concreto.  
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Resistencia del acero de refuerzo.  
 $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$   $\implies$  Módulo de elasticidad del acero.  
 $\beta_1 = 0.75$

## Cargas aplicadas a la losa

CARGA	TIPO	Por Área
		Ton/m <sup>2</sup>
MUERTA	Peso propio aligerado:	0.20
	Peso de acabados:	0.10
	Peso tabiquería móvil	0.10
VIVA	Sobrecarga	0.20

**Tabla 102.** Cuadro de cargas actuantes en losas  
Fuente: Propia

Para la **Tabla -102-** se incorporaron las cargas en el software Etabs, en donde se analizó la participación del momento actuante y luego fue evaluados según las ecuaciones presentadas a continuación.

$$\rho_{max} = 0.75 * \left[ \frac{0.85 * f'c * \beta_1}{f_y} * \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \right]$$

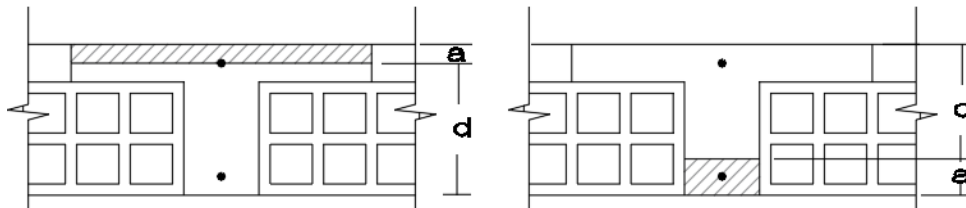


$$\rho_{min} = 0.0015 \quad a = \frac{As * fy}{0.5 * f'c * B} \quad As = \frac{Mu}{0.90 * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

Primero se obtiene la cuantía máxima ( $\rho_{max}$ ) y mínima ( $\rho_{min}$ ) para después dar paso a la verificación del acero positivo y negativo según los tramos indicados para la **Figura -87-** tomando en cuenta la posición del peralte efectivo de descrito en la **Figura -86-** para ambos casos.

$$\rho_{max} = 0.75 * \left[ \frac{0.85 * 210 * 0.75}{4200} * \left( \frac{6000}{6000 + 4200} \right) \right] = 0.01406$$

$$\rho_{min} = 0.0015$$



**Figura 86.** Descripción del cálculo para acero negativo y positivo

Fuente: Propia

LOSAS	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO	NEGATIVO		POSITIVO		NEGATIVO	
	Mu (ton-m)	Mu (ton-m)	Mu (ton-m)	a	As (cm2)	a	As (cm2)	a	As (cm2)
PAÑO 01	0.210	0.122	0.243	0.192	0.327	0.451	0.192	0.223	0.378
PAÑO 02	0.240	0.245	--	0.220	0.374	0.916	0.389	--	--
PAÑO 03	--	0.470	0.310	--	--	1.806	0.768	0.284	0.484
PAÑO 04	0.300	0.060	0.200	0.275	0.468	0.220	0.093	0.183	0.311
PAÑO 05	0.200	0.281	--	0.183	0.311	1.055	0.449	--	--
PAÑO 06	--	0.410	0.330	--	--	1.564	0.665	0.303	0.515
PAÑO 07	0.330	0.100	0.244	0.303	0.515	0.368	0.156	0.224	0.380
PAÑO 08	0.244	0.210	--	0.224	0.380	0.782	0.332	--	--

**Tabla 103.** Cuadro de momentos últimos por paños

Fuente: Propia

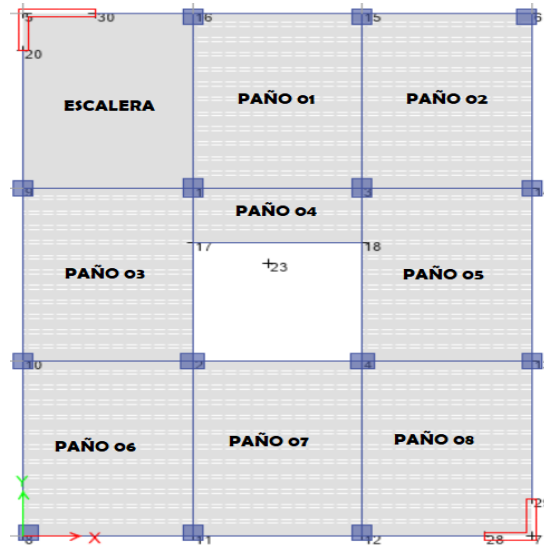
En la **Tabla -103-** se verifican los momentos últimos calculados mediante la interacción del software SAFE, teniendo en consideración las ecuaciones anteriormente mostradas para el cálculo del acero de diseño, teniendo como

consideración la cantidad de acero mínimo y máximo de diseño mostrado a continuación.

$$As_{min} = \rho_{min} * \text{Área de concret} \qquad As_{max} = \rho_{man} * \text{Área de concret}$$

$$As_{min} = 0.0015 * (5 * 40 + 10 * 17.2) = 0.558$$

$$As_{max} = 0.01406 * (5 * 40 + 10 * 17.2) = 5.208$$



**Figura 87.** Identificación de los paños de luz de la losa aligerada  
Fuente: Propia

Según la **Figura -87-** se identifica a través de la **Tabla -104-** la cantidad de acero que habrá en la losa, así como la distancia de las barras de acero para el reforzamiento del acero positivo y negativo.

	NEGATIVO			POSITIVO	NEGATIVO		
	BASTÓN (m)	BALANCIN (m)	DIAMETRO	DIAMETRO	BASTÓN (m)	BALANCIN (m)	DIAMETRO
PAÑO 01	--	1.00	3/8	3/8	--	1.00	3/8
PAÑO 02	--	1.10	3/8	3/8	0.85	--	3/8
PAÑO 03	0.85	--	3/8	1/2	--	0.95	3/8
PAÑO 04	--	0.70	3/8	3/8	--	0.70	3/8
PAÑO 05	--	0.70	3/8	3/8	1.00	--	3/8
PAÑO 06	1.00	--	3/8	1/2	--	0.90	3/8
PAÑO 07	--	0.90	3/8	3/8	--	0.90	3/8
PAÑO 08	--	0.80	3/8	3/8	0.85	--	3/8

**Tabla 104.** Distribución de acero en Viguetas  
Fuente: Propia

## Diseño de losa Maciza

Se realiza una losa de espesor de 20 cm luego del descanso de escalera, para ello se emplea las siguientes formulas.

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \implies \text{Resistencia a compresión del concreto.}$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \implies \text{Resistencia del acero de refuerzo}$$

$$Es = 2000000 \text{ kg/cm}^2 \implies \text{Módulo de elasticidad del acero.}$$

$$\beta_1 = 0.75$$

## Cargas aplicadas a la losa

CARGA	TIPO	Por Área
		Ton/m <sup>2</sup>
MUERTA	Peso propio aligerado:	0.20
	Peso de acabados:	0.10
	Peso tabiquería móvil	0.10
VIVA	Sobrecarga	0.20

**Tabla 105.** Cuadro de cargas actuantes en losa maciza

Fuente: Propia

$$\rho_{min} = 0.0015 \quad a = \frac{As * fy}{0.5 * f'c * B} \quad As = \frac{Mu}{0.90 * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

Empleando las fórmulas se calculó el acero positivo y negativo, el cual se encuentra detallado en la siguiente **Tabla-106-**.

LOSAS	NEGATIVO	POSITIVO	NEGATIVO	NEGATIVO		POSITIVO		NEGATIVO	
	Mu (ton-m)	Mu (ton-m)	Mu (ton-m)	a	As (cm <sup>2</sup> )	a	As (cm <sup>2</sup> )	a	As (cm <sup>2</sup> )
PAÑO A	0.410	1.470	0.730	0.375	0.641	5.423	2.703	0.669	1.152

**Tabla 106.** Cuadro de momentos actuantes en losa maciza

Fuente: Propia

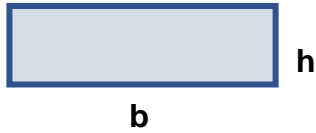
Esta zona de análisis está realizada luego de la escalera de descanso, en donde se colocó la siguiente configuración de acero.

PAÑO A	NEGATIVO			POSITIVO	NEGATIVO		
	BASTÓN	BALANCIN	DIAMETRO	DIAMETRO	BASTÓN	BALANCIN	DIAMETRO
ACERO POSITIVO	0.8		Φ1/2" @20	Φ1/2" 20	0.8		Φ1/2" 20
ACERO NEGATIVO			Φ3/8" @20	Φ3/8" 20			Φ1/8" 20
ACERO TRANSVER.				Φ3/8" 20			

**Tabla 107.** Distribución de acero en losa maciza

Fuente: Propia

**PLACA PL-1 (150X20)**



**Largo (b) = 150 cm**

**Ancho (h) = 20 cm**

**Área (A<sub>g</sub>) = 3000 cm<sup>2</sup>**

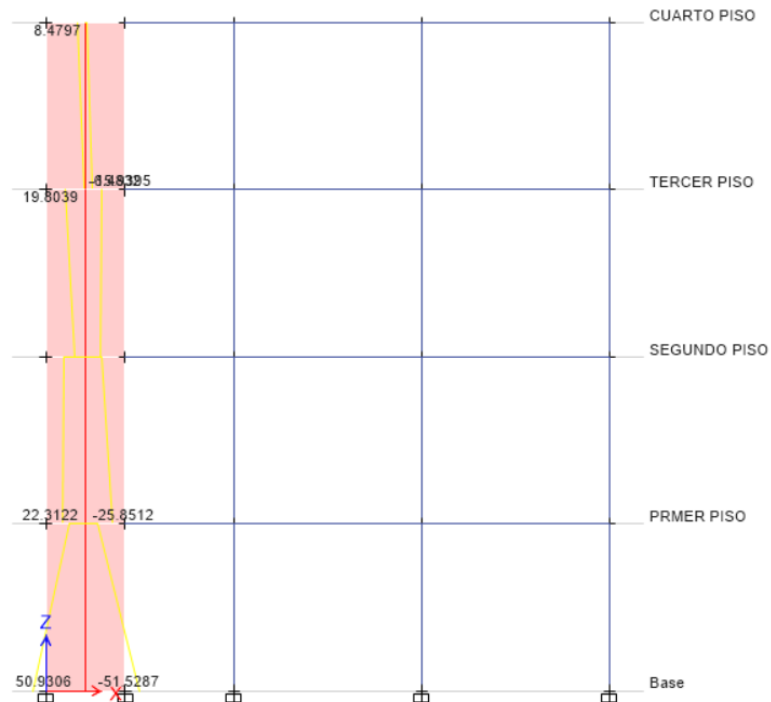
$$\rho_{max} = 0.75 * \left[ \frac{0.85 * f'c * \beta_1}{fy} * \left( \frac{6000}{6000 + fy} \right) \right]$$

$$\rho_{min} = 0.0015$$

$$a = \frac{As * fy}{0.5 * f'c * B}$$

$$As = \frac{Mu}{0.90 * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

Mostramos el momento máximo encontrado en la placa del primer piso que sirve para tener una referencia completa del diseño para los demás pisos.



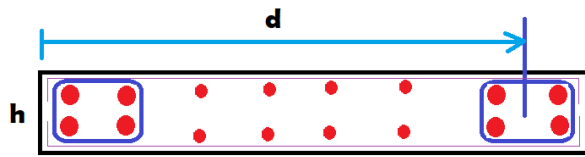
**Figura 88.** Momentos últimos actuantes en placa de 1.50 metros  
**Fuente:** Propia

Cálculo de la cuantía máxima y mínima:

$$\rho_{max} = 0.75 * \left[ \frac{0.85 * 210 * 0.85}{4200} * \left( \frac{6000}{6000 + 4200} \right) \right] = 0.01594$$

$$\rho_{min} = 0.0015$$

Cálculo del acero para acero vertical:



Donde "d" es igual al 75% de la longitud total.

$$\text{Long. nucleo} = 15\% * 1.50 \text{ m} = 0.225$$

$$d = 1.50 \text{ m} - 0.225 \text{ m} = 1.3875$$

Proceso interactivo para el cálculo de acero:

$$a = \frac{10.37 * 4200}{0.5 * 210 * 20} = 12.20 \quad ; \quad A_s = \frac{51.53 * 10^5}{0.90 * 4200 * (138.75 - \frac{12.20}{2})} = 10.37$$

$$N^{\circ} \text{ de varillas} = \frac{10.37}{1.267} = 8.18 \text{ und} < > 8 \text{ varillas en cada nucleo} \quad \Phi 1/2''$$

Cálculo de acero min (As min) para la placa:

$$A_s \text{ min} = 0.0015 * (150 - 60) * 20 = 2.70$$

$$N^{\circ} \text{ de varillas} = \frac{2.70}{0.7123} = 3.79 \text{ und} < > 4 \text{ varillas en el largo } \Phi 3/8''$$

COM. DE CARGA (max-min)	P	M3
	tonf	tonf-m
1.4D+1.7L	36.8123	-0.357
1.25(D+L)+SEX Max	7.5804	50.9306
1.25(D+L)+SEX Min	56.5377	-51.5287
1.25(D+L)-SEX1 Max	7.5804	50.9306
1.25(D+L)-SEX1 Min	56.5377	-51.5287
1.25(D+L)-SDY Max	-5.9413	28.53
1.25(D+L)-SDY Min	70.0594	-29.1281
1.25(D+L)+SEDY Max	-5.9413	28.53
1.25(D+L)+SEDY Min	70.0594	-29.1281
0.9D+SDX Max	-4.1147	51.0806
0.9D+SDX Min	44.8426	-51.3786
0.9D+SDY Max	-17.6364	28.6801
0.9D+SDY Min	58.3643	-28.9781
0.9D-SDY Max	-2.7095	28.6637
0.9D-SDY Min	73.2912	-28.9944

0.9D-SDX Max	-4.1147	51.0806
0.9D-SDX Min	44.8426	-51.3786

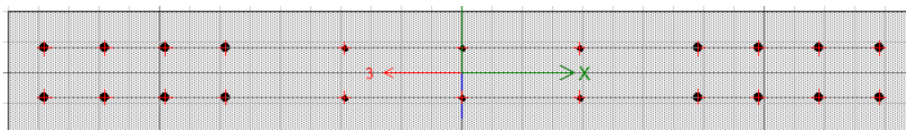
**Tabla 108.** Cargas y momentos por Combinaciones de carga en PL-1  
Fuente: Propia

En la **Tabla -108-** se aprecia las cargas y momentos actuantes en la Placa de 1.50 metros de largo, las cuales serán verificadas en el diagrama de interacción.

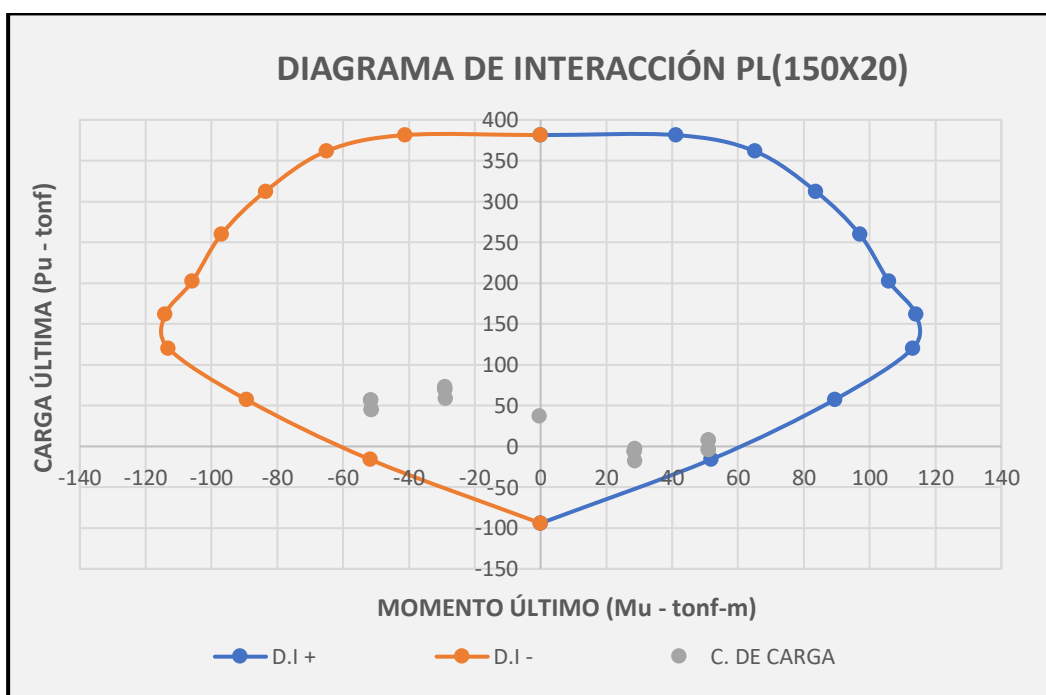
<b>Mu (ton-m)</b>	0.00	41.17	65.06	83.61	96.96	105.84	114.10	113.12	89.39	51.82	0.00
<b>Pu (ton)</b>	381.39	381.39	361.72	312.51	259.90	202.15	161.65	120.31	57.32	-15.97	-94.1

**Tabla 109.** Cargas y momentos últimos actuantes en PL-1  
Fuente: Propia

En la **Tabla -109-** se muestran los momentos actuantes en la estructura el cual se graficará el diagrama de interacción.



**Figura 89.** Distribución del acero vertical 1.50 metros  
Fuente: Propia



**Gráfico 29.** Cargas y momentos últimos actuantes de PL-1  
Fuente: Propia

## Cálculo del cortante para acero horizontal

### Proceso para el cálculo de acero horizontal en placa:

Se toma en consideración la siguiente tabla que muestra el programa Etabs para fines prácticos.

LUGAR	BARRA	COMBINACIÓN	Pu (tonf)	Mu (Tonf-cm)	Vu (Tonf)	ΦVc (tonf)	Φ Vn (tonf)
	cm <sup>2</sup> /cm						
SUPERIOR	0.0606	0.9D-SDX	-23.3431	-2489.6	23.329	7.9902	23.3292
INFERIOR	0.0735	0.9D-SDX	-21.9823	4876.37	23.329	4.7322	23.3292

**Tabla 110.** Diseño por corte en muro de corte PL-1  
Fuente: Propia

En la **Tabla -110-** se verifica que el área de la barra para la placa es de 0.0606 cm<sup>2</sup>/cm para la parte superior y 0.0735 cm<sup>2</sup>/cm para la inferior.

$$ACERO SUPERIOR = 0.0606 \text{ — } * \frac{100}{1} = 6.06$$

$$ACERO INFERIOR = 0.0735 \text{ — } * \frac{100}{1} = 7.35$$

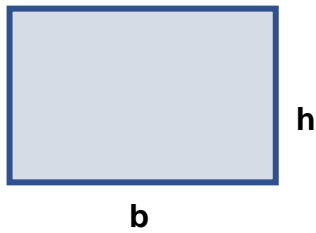
Para fines prácticos se toma el mayor como una guía para todas las placas de los pisos superiores.

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{7.35}{0.71} = 10.31 + 1 = 11.31 \text{ und} < > 12 \text{ und}$$

$$\text{Separación} = \frac{\text{altura de piso}}{N^{\circ} \text{ varillas}} = \frac{3.15}{12} = 0.2625 < > 25$$

**ACERO HORIZONTAL:** 3/8" 12@0.25

## PLACA PL-2



Largo (**b**) = 100 cm

Ancho (**h**) = 20 cm

Área (**A<sub>g</sub>**) = 2000 cm<sup>2</sup>

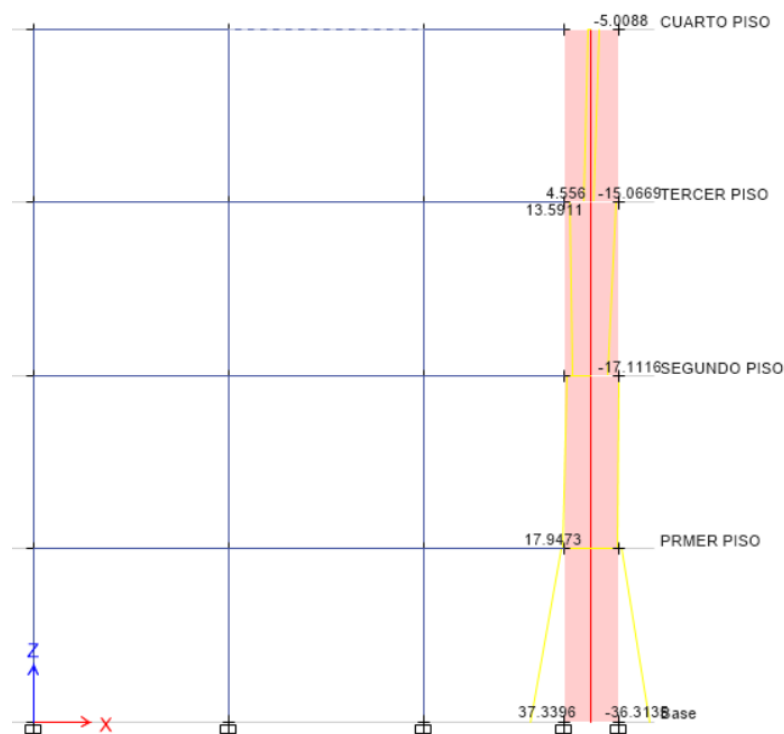
$$\rho_{max} = 0.75 * \left[ \frac{0.85 * f'c * \beta_1}{fy} * \left( \frac{6000}{6000 + fy} \right) \right]$$

$$\rho_{min} = 0.0015$$

$$a = \frac{As * fy}{0.5 * f'c * B}$$

$$As = \frac{Mu}{0.90 * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

Mostramos el momento máximo encontrado en la placa del primer piso que sirve para tener una referencia completa del diseño para los demás pisos.



**Figura 91.** Momentos últimos actuantes en placa de 1.00 metros

Fuente: Propia

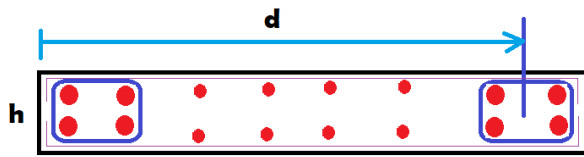
Cálculo de la cuantía máxima y mínima:

$$\rho_{max} = 0.75 * \left[ \frac{0.85 * 210 * 0.85}{4200} * \left( \frac{6000}{6000 + 4200} \right) \right] = 0.01594$$

$$\rho_{min} = 0.0015$$



Cálculo del acero para acero vertical:



Donde "d" es igual al 75% de la longitud total.

$$\text{Long. nucleo} = 15\% * 1.00 \text{ m} = 0.15 \text{ m}$$

$$d = 1.00 \text{ m} - 0.15/2 \text{ m} = 0.925 \text{ m}$$

Proceso interactivo para el cálculo de acero:

$$a = \frac{11.52 * 4200}{0.85 * 210 * 20} = 13.55 \text{ cm}; \quad A_s = \frac{37.33 * 10^5}{0.90 * 4200 * (92.5 - \frac{13.55}{2})} = 11.52 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ de varillas} = \frac{11.52 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2} = 4.04 \text{ und} < > 4 \text{ varillas en cada nucleo con } \Phi 3/4''$$

Cálculo de acero min ( $A_s \text{ min}$ ) para la placa:

$$A_s \text{ min} = 0.0015 * (100 - 40) * 20 = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ de varillas} = \frac{1.80 \text{ cm}^2}{0.7123 \text{ cm}^2} = 2.52 \text{ und} < > 3 \text{ varillas en el largo } \Phi 3/8''$$

COM. DE CARGA (máx.-min)	P	M3
	tonf	tonf-m
1.4D+1.7L	22.8094	0.5975
1.25(D+L)+SEX Max	-8.9843	37.3396
1.25(D+L)+SEX Min	48.5203	-36.3135
1.25(D+L)-SEX1 Max	-8.9843	37.3396
1.25(D+L)-SEX1 Min	48.5203	-36.3135
1.25(D+L)-SDY Max	-10.7533	20.1534
1.25(D+L)-SDY Min	50.2892	-19.1273
1.25(D+L)+SEDY Max	-10.7533	20.1534
1.25(D+L)+SEDY Min	50.2892	-19.1273
0.9D+SDX Max	-16.5273	37.1275
0.9D+SDX Min	40.9774	-36.5256
0.9D+SDY Max	-18.2962	19.9413
0.9D+SDY Min	42.7463	-19.3394
0.9D-SDY Max	-10.0869	20.1053
0.9D-SDY Min	50.9556	-19.1755
0.9D-SDX Max	-16.5273	37.1275

0.9D-SDX Min	40.9774	-36.5256
--------------	---------	----------

**Tabla 111.** Cargas y momentos por Combinaciones de carga en PL-2

Fuente: Propia

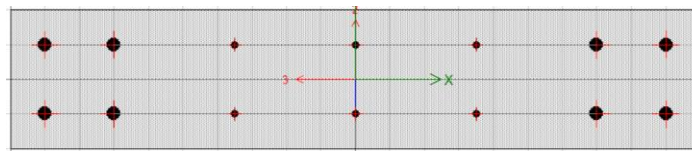
En la **Tabla -111-** se aprecia las cargas y momentos actuantes en la Placa de 1.00 metros de largo, las cuales serán verificadas en el diagrama de interacción.

<b>Mu (ton-m)</b>	0.00	23.92	35.66	45.48	53.49	60.47	65.51	66.06	54.96	34.86	0.00
<b>Pu (ton)</b>	279.27	279.27	256.39	219.25	179.00	133.30	106.64	77.58	34.50	-22.14	-101.9

**Tabla -112-** Cargas y Momentos últimos actuantes en PL-2

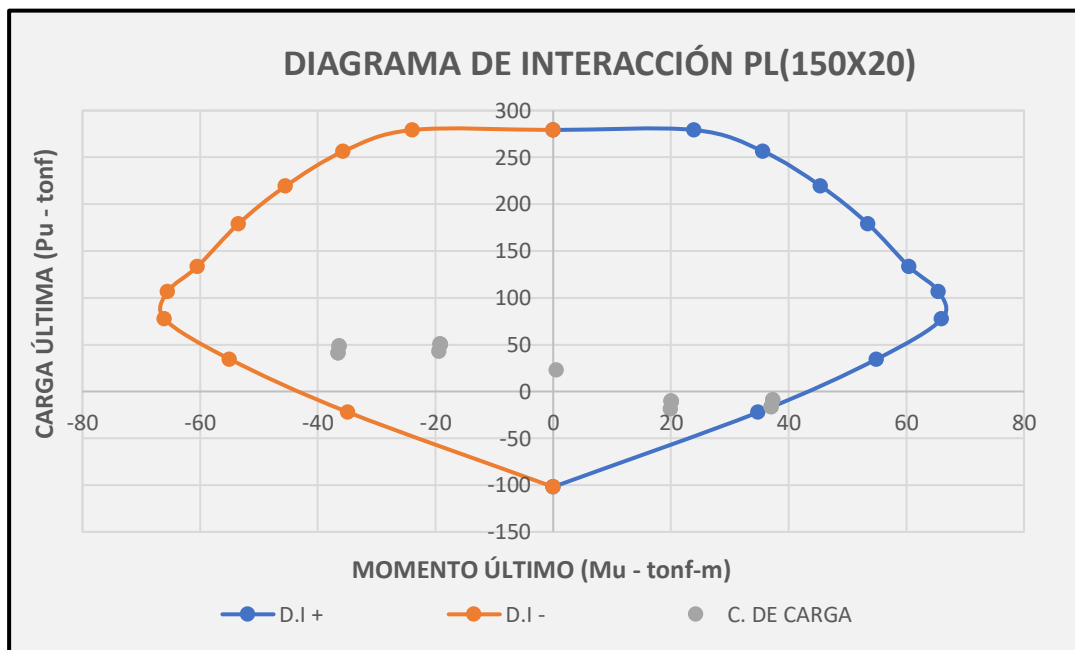
Fuente: Propia

En la **Tabla -112-** se muestran los momentos actuantes en la estructura el cual se graficará el diagrama de interacción.



**Figura 91.** Distribución del acero vertical 1.00 metros

Fuente: Propia



**Gráfico 30.** Cargas y Momentos últimos actuantes de PL-2

Fuente: Propia

## Cálculo del cortante par acero horizontal

### Proceso para el cálculo de acero horizontal en placa:

Para fines de diseño se recomienda emplear la misma configuración del cálculo pasado de la placa de "100x20".

LUGAR	BARRA	COMBINACIÓN	Pu (tonf)	Mu (Tonf-cm)	Vu (Tonf)	ΦVc (tonf)	Φ Vn (tonf)
	cm <sup>2</sup> /cm						
SUPERIOR	0.0606	0.9D-SDX	-23.3431	-2489.6	23.329	7.9902	23.3292
INFERIOR	0.0735	0.9D-SDX	-21.9823	4876.37	23.329	4.7322	23.3292

**Tabla 113.** Diseño por corte en muro de corte PL-2  
Fuente: Propia

En la **Tabla -113-** se verifica que el área de la barra para la placa es de 0.0606 cm<sup>2</sup>/cm para la parte superior y 0.0735 cm<sup>2</sup>/cm para la inferior.

$$ACERO SUPERIOR = 0.0606 \text{ — } * \frac{100}{1} = 6.06$$

$$ACERO INFERIOR = 0.0735 \text{ — } * \frac{100}{1} = 7.35$$

Para fines prácticos se toma el mayor como una guía para todas las placas de los pisos superiores.

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{7.35}{0.71} = 10.31 + 1 = 11.31 \text{ und} < > 12 \text{ und}$$

$$\text{Separación} = \frac{\text{altura de piso}}{N^{\circ} \text{ varillas}} = \frac{3.15}{12} = 0.2625 < > 25$$

**ACERO HORIZONTAL: 3/8" 12@0.25**

## Diseño de escalera

Para ejecutar el diseño de escalera se indica las características que inicialmente se le indicó en el plano de arquitectura del presente proyecto.

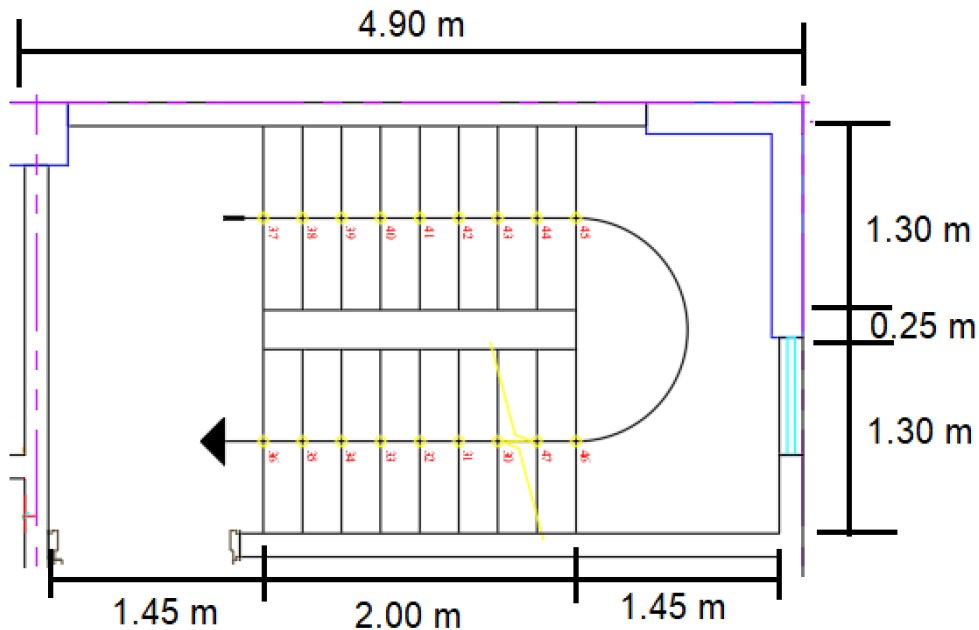
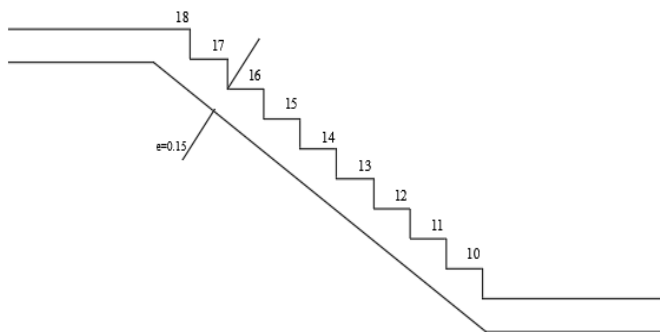


Figura 92. Dimensiones de la escalera en planta  
Fuente: Propia



- Pasos: 0.25 m
- Contrapasos: 17.5 cm
- F'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>
- Fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>
- s/c = 200 kg/m<sup>2</sup>
- Espesor del descanso: 0.20 m

### Cálculo de espesor de escalera:

$$= \frac{L}{25} \leftrightarrow \frac{L}{20} = \frac{4.90}{25} \leftrightarrow \frac{4.90}{20} = 0.20 \leftrightarrow 0.25 \text{ m}$$

$$t = 0.20 \text{ m}$$

### Realización del diseño del primer tramo:

- Cálculo de la carga en la parte inclinada de la escalera.

$$\cos \alpha = \frac{\text{Paso}}{\sqrt{\text{paso}^2 + \text{trapaso}}} = \frac{25}{\sqrt{25^2 + 17.5}} = 0.82; \quad \cos \alpha = 0.82$$

$$\text{Esp. promedio} = \frac{\text{trapaso}}{2} + \frac{\text{osa}}{2} = \frac{17.5}{2} + \frac{20}{0.2} = 0.331$$

$$\text{Peso de la rampa} = 2.4 \text{ —} * 0.331 \text{ m} * 1 \text{ m} = 0.794$$

$$\text{Peso de acabados} = 0.1 \text{ ton/m}$$

$$\text{Carga muerta} = 1.20 * \left( 0.794 \frac{\text{ton}}{\text{m}} + 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \right) = 1.073$$

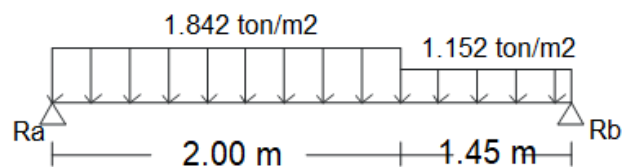
$$\text{Com. de carga (Wu)} = 1.4D + 1.7L = 1.4(1.073) + 1.7(0.2) = 1.842 \quad \text{m}^2$$

• **Cálculo de carga en el descanso:**

$$\text{Peso del descanso} = 2.4 \text{ —} * 0.20 = 0.48 \text{ —}$$

$$\text{Carga muerta} = \text{peso del descanso} + \text{acabados} = 0.48 \text{ —} + 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 0.58$$

$$\text{Com. de carga (Wu)} = 1.4D + 1.7L = 1.4(0.58) + 1.7(0.2) = 1.152 \quad \text{m}^2$$



$$R_a = 2.96 \quad M_x = 2.96X - \frac{1.842X^2}{2} \quad V_x = 2.96 - 1.842X$$

$$X = 1.61 \quad M_{max} = 2.38 \quad -$$

De la ecuación:  $\frac{\Phi * f_y^2}{2 * 0.85 * f'_c} * A_s^2 - \Phi * f_y * A_s + M_u = 0$

$$\frac{\Phi * f_y}{2 * 0.85 * f'_c} = \frac{0.9 * 4200}{2 * 0.85 * 210 * 100} = 444.705; \quad M_u = 2.38 * 10^5 \text{ kg} -$$

$$-0.9 * f_y * t = -0.9 * 4200 * 20 = -75600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$A_s = \frac{75600 - \sqrt{75600^2 - 4 * 444.705 * 238000}}{2 * 444.705} = 3.21$$

$$A_s = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot t}{f_y} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 20}{4200} = 4.83$$

Como  $A_s < A_{s \text{ min}}$ ; entonces se utiliza el acero mínimo de  $4.83 \text{ cm}^2$ .

Para un ancho de escalera de  $1.30 \text{ m}$  se tiene lo siguiente:

$$A_{s_{1.30m}} = 4.83 \text{ — } * 1.30 \text{ m} = 6.28$$

$$\begin{aligned} \text{Usar: } \Phi 1/2'' \Rightarrow \frac{6.28}{1.267} &= 5 \text{ und} & \text{separación} &= \frac{1.30 * (100 - 5)}{5 - 1} \\ &= 31.25 \end{aligned}$$

**Acero longitudinal =  $\Phi 1/2''$  5 @ 30. cm**

**Para  $A_s (-)$ :**

$$A_s(-) = \frac{A_s(+)}{2} \geq A_s \text{ temp.} \Rightarrow A_s(-) = \frac{6.28}{2}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.0018 * A. \text{ esc.} * t_{\text{pro.}} = 0.0018 * 1.30 * 100 * \frac{0.2 + 0.25}{2} * 100 = 5.148$$

$$A_{s(-)\text{adoptado}} = 5.148$$

$$\begin{aligned} \text{Usar: } \Phi 1/2'' \Rightarrow \frac{5.148}{1.267} &= 5 \text{ und} & \text{separación} &= \frac{1.30 * (100 - 5)}{5 - 1} \\ &= 31.25 \end{aligned}$$

**$A_s(-)$  long =  $\Phi 1/2''$  5 @ 30. cm**

**Para  $A_s$  de temperatura:**

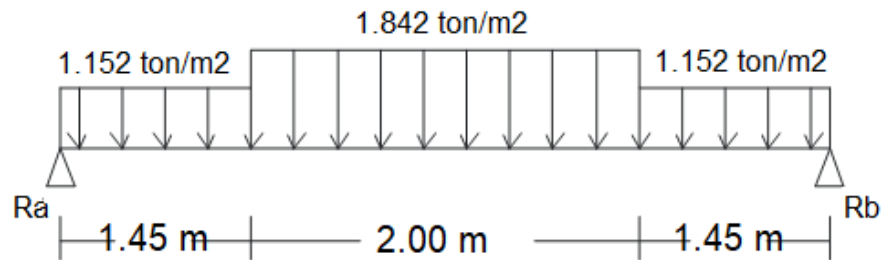
$$A_s \text{ temp en } 1 \text{ m} = 0.0018 * b * t_{\text{pro.}} = 0.0018 * 100 * \frac{0.2 + 0.25}{2} * 100 = 3.96$$

$$\begin{aligned} \text{Long. de primer tram} &= \frac{2.00}{0.2} + 1.45 = 3.89 \text{ m}; & A_s \text{ te} & \text{otal} = 3.89 * 3.96 \\ &= 15.40 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Usar: } \Phi 1/2'' \Rightarrow \frac{15.40 \text{ cm}}{1.267} &= 13 \text{ und} & \text{separación} &= \frac{3.9 * (100 - 2.5)}{13 - 1} \\ &= 32.2 \end{aligned}$$

$$As(-) \text{ long} = \Phi 1/2" 13 @ 30 \text{ cm}$$

Realización del diseño del segundo tramo:



De la ecuación:

$$4.9 * Rb - 1.15 * (4.9 * 2.45) - 0.69 * (2 * 2.45) = 0$$

$$Rb = 3.51$$

$$Ra = 3.51$$

$$Mx = 3.51X - 1.15X^2 - 0.69(X - 1.45) \quad ; \quad Vx = 3.51 - 1.15X - 0.69(X - 1.45)$$

$$Mmax = 1.45 * 3.51 + \frac{2.38 - 1.15}{1.4} = 2.451$$

$$Mu \text{ max} = 1.45 * 2.451 - 1.15 * 2.451 - 0.69 * (2.451 - 1.45) = 4.80 \quad -$$

Calculando el acero:

$$\frac{\Phi * fy}{2 * 0.85 * f'c} = \frac{0.9 * 4200}{2 * 0.85 * 210 * 100} = 444.705 ; \quad Mu = 4.8 * 10^5 \text{ kg} -$$

$$-0.9 * fy * t = -0.9 * 4200 * 20 = -75600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$As = \frac{75600 - \sqrt{75600^2 - 4 * 444.705 * 480000}}{2 * 444.705} = 6.61$$

$$As \text{ min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * b * t}{fy} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 100 * 20}{4200} = 4.83$$

Como  $As > As \text{ min}$ ; entonces se utiliza el mayor valor el cual es 6.61 cm<sup>2</sup>/m

Para un ancho de escalera de 1.30 m se tiene lo siguiente:

$$As_{1.30m} = 6.61 \text{ — } * 1.30 \text{ m} = 8.59$$

$$\begin{aligned} \text{Usar: } \Phi 1/2'' \Rightarrow \frac{8.59}{1.267} &= 7 \text{ und} & \text{separación} &= \frac{1.30 * (100 - 5)}{7 - 1} \\ & & &= 20.83 \end{aligned}$$

$$\mathbf{Acero principal = \Phi 1/2'' 7 @ 20. cm}$$

Para As (-):

$$As(-) = \frac{As(+)}{2} \geq As_{temp.} \Rightarrow As(-) = \frac{8.59}{2}$$

$$As_{temp} = 0.0018 * A. esc. * t_{pro.} = 0.0018 * 1.30 * 100 * \frac{0.2 + 0.25}{2} * 100 = 5.148$$

$$As_{(-)adoptado} = 5.148$$

$$\begin{aligned} \text{Usar: } \Phi 1/2'' \Rightarrow \frac{5.148}{1.267} &= 5 \text{ und} & \text{separación} &= \frac{1.30 * (100 - 5)}{5 - 1} \\ & & &= 31.25 \end{aligned}$$

$$\mathbf{As(-) long = \Phi 1/2'' 5 @ 30. cm}$$

Para As de temperatura:

$$As_{temp \text{ en } 1 \text{ m}} = 0.0018 * b * t_{pro.} = 0.0018 * 100 * \frac{0.2 + 0.25}{2} * 100 = 3.96$$

$$\begin{aligned} \text{Long. de } 2^\circ \text{ tram} &= 1.45 + \frac{2.00}{0.2} + 1.45 = 5.34 \text{ m}; & As_{total} &= 5.34 * 3.96 \\ & & &= 21.14 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Usar: } \Phi 1/2'' \Rightarrow \frac{21.14 \text{ cm}}{1.267} &= 17 \text{ und} & \text{separación} &= \frac{5.34 * (100 - 2.5)}{17 - 1} \\ & & &= 33.21 \end{aligned}$$

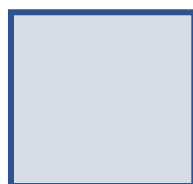
$$\mathbf{As(-) long = \Phi 1/2'' 17 @ 30 cm}$$



## Cálculo para la capacidad portante de pilote

Se indica las dimensiones del pilote de sección cuadrada

**Pilote(40X40)**



h

**Largo (b) = 40.00 cm**

**Ancho (h) = 40.00 cm**

**Altura (h) = 10.00 metros**

b

DATOS PARA ECUACIÓN		VALORES
$\gamma$	Peso volumétrico	0.00192
$\Phi$	Ángulo de rozamiento interno	14
$N^*c$	Coef. De capacidad de carga para falla Local	10.9
$N^*q$	Coef. De capacidad de carga para falla Local	3.43
$Pt$	Presión de trabajo	1.06
$C$	Cohesión	0.09

**Tabla 114.** Valores del estudio de suelo mediante ensayos en laboratorios

Fuente: Propia

Modulo de Reaccion del Suelo Datos para SAFE					
Esf Adm (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )	Esf Adm (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )	Esf Adm (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )
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		

**Tabla 115.** Módulo de reacción del suelo empleados para SAFE

Fuente: Propia

Se considera que la Capacidad portante del pilote ( $Q_{ult}$ ) es con la siguiente ecuación:

$$Q_{ult} = Q_f + Q_p$$

- **Calculando la fuerza resistente debido a la fricción lateral ( $Q_f$ ):**

$$Q_f = f * L * P$$

$$= k * \sigma'v * \tan(\delta) \quad \sigma'v = Z_{cr} * (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad Z_{cr} = 15 * D \quad \delta = \frac{2}{3} * \Phi$$

**Donde:**

**f:** coef. De fricción lateral

**K:** coef. De presión lateral

**$\sigma'v$ :** Esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

**$\delta$ :** Ángulo de fricción pilote-suelo

**L:** Longitud del pilote en contacto con el suelo

**P:** perímetro transversal del pilote

Se calcula el coeficiente de presión lateral del suelo:

$$K = \frac{K_a + K_p + K_0}{3}$$

$$\begin{array}{lll} K_0 = 1 - \text{sen } \Phi & K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) & K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) \\ K_0 = 1 - \text{sen } 14 & K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{14}{2} \right) & K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{14}{2} \right) \\ K_0 = 0.758 & K_p = 1.63825 & K_a = 0.6104 \end{array}$$

$$K = \frac{0.758 + 1.638 + 0.6104}{3} = 1.002$$

Se verifica el esfuerzo vertical efectivo ( $\sigma'v$ ):

$$Z_{cr} = 15 * 0.40 \text{ m} = 6.00 \text{ metros} \quad \sigma'v = 6 \text{ m} * \left( 18.88 \frac{\text{kn}}{\text{m}^3} \right) = 113.28 \text{ Kn}$$

Se calcula el coeficiente de fricción lateral (f):

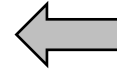
$$\begin{array}{lll} \delta = \frac{2}{3} * 14 & = 1.00 * 113.28 \text{ kg} & * \tan(9.33) \\ \delta = 9.33 & = 18.6597 \text{ KN/} & \end{array}$$

Se calcula:

$$Q_f = f * L * P \quad L = 10.00 \text{ m} \quad P = \pi * 0.40 \text{ m} = 1.257 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_f = 18.6597 * 10.00 * (1.257)$$

$$Q_f = 236.596 \text{ KN} < > 23.745$$



- Se calcula la fuerza resistente del pilote en la punta, según el método de MEYERHOFF ( $Q_p$ ):

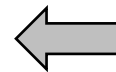
$$Q_p = A_p * (C' * N_c^* + q' * N_q^*)$$

$$A_p = \pi * 0.2^2 = 0.1256 \quad C' = 0.09 \quad N_c^* = 10.9 \quad N_q^* = 3.43$$

$$q' = L * (\gamma_{sat} - \gamma_w) = 10.00 * 18.88 = 188.88 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_p = 0.1256 * (0.09 * 10.9 + 188.88 * 3.43)$$

$$Q_p = 92.45 \text{ KN} < > 9.2784 \text{ ton}$$



Se verifica el valor de la resistencia:

$$Q_p \leq A_p * q * L$$

$$P_a = 104.0 \text{ Kpa}$$

$$q * L = 0.5 * P_a * N_q * \tan \phi = 0.5 * 104.0 * 3.42 * \tan(14)$$

$$q * L = 44.34 \text{ Kpa}$$

$$Q_p \leq 0.1256 \text{ m}^2 * 44.34 \text{ Kpa} \ll \ll \gg \gg \gg 92.45 \text{ KN} \leq 5.5719 \text{ KN}$$

Como 5.57 KN es menor que 92.45 KN se toma el menor valor

$$Q_{ult} = Q_f + Q_p$$

$$Q_{ult} = 236.596 \text{ KN} + 5.57 \text{ KN} = 242.168 \text{ KN}$$

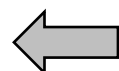
$$Q_{ult} = 242.168 \text{ KN} \ll \gg 24.304 \text{ ton}$$

- Calculando la cantidad de pilotes:

$$\text{Carga total edificación} = 321 \text{ ton}$$

$$\text{Factor de seguridad} = 1.5$$

$$\text{Número de pilotes} = \frac{321}{\frac{24.304}{1.5}} = 19.811 \text{ und} \ll \gg 20 \text{ pilotes}$$



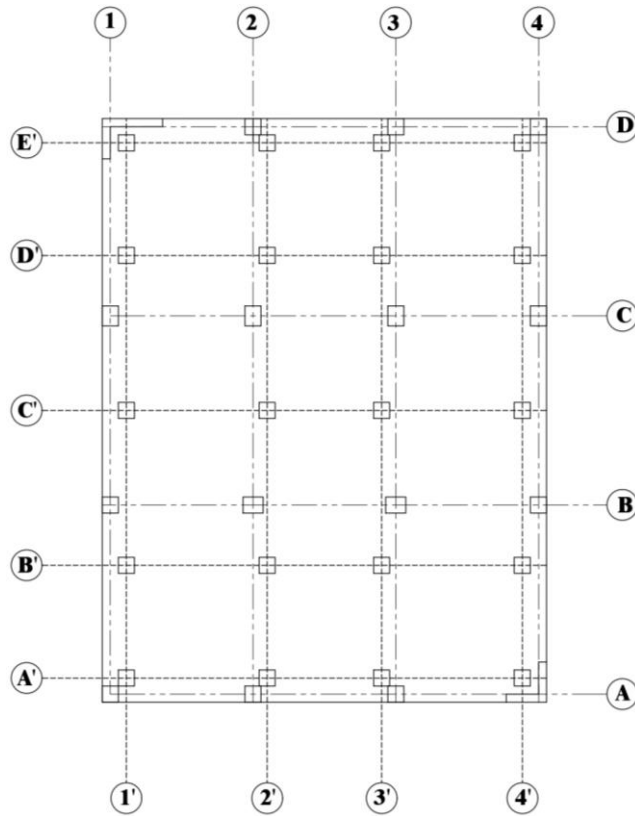
- Distribución de los pilotes:

$$\text{Separación de pilotes en los bordes} = 1.50 * D = 1.50 * 40 = 60$$

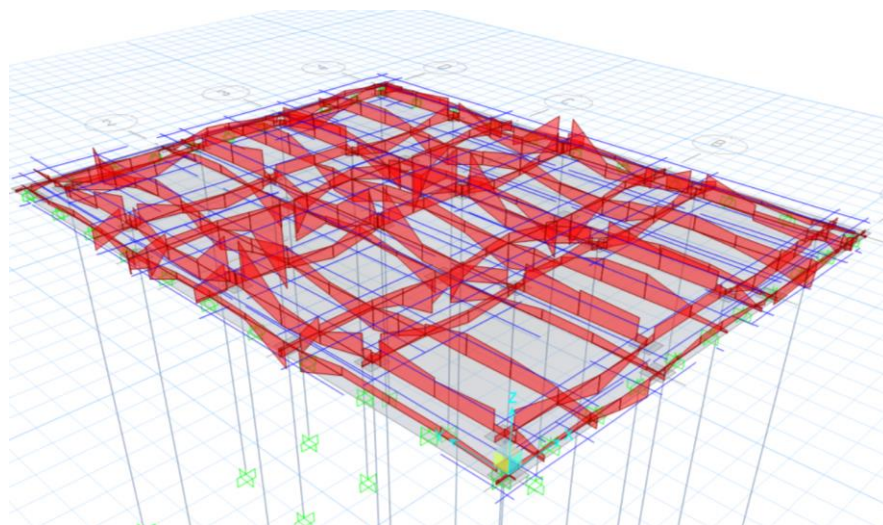
(el resto de pilotes se distribuye de forma homogénea para toda la losa)

### Cálculo de acero en losa de cimentación pilotada

Para el cálculo de acero se tomó en cuenta el acero propuesto por Safe, en base al diagrama de flexión envolvente de la **Figura -94-** y distribución de los ejes en **Figura -93-**.



**Figura 93.** Ejes en losa de cimentación columnas - pilotes  
Fuente: Propia



**Figura 94.** Diagrama de flexión envolvente en losa de cimentación en SAFE  
Fuente: Propia

De acuerdo a lo mencionada se obtuvieron las siguientes tablas, el cual comprende la distribución del acero, diámetro y reforzamiento por eje.

ACERO EN EJE Y				
EJES		1		
		DIAMETRO	SEPARACIÓN	REFORZAMIENTO
D	SUPERIOR	1/2"	@0.20	
	INFERIOR	1/2"	@0.25	
C	SUPERIOR	1/2"	@0.30	PL-(EJE 1' EN D')
	INFERIOR	1/2"	@0.30	
B	SUPERIOR	1/2"	@0.20	
	INFERIOR	1/2"	@0.25	COL(EJE 3 EN C)
A	SUPERIOR	1/2"	@0.20	PI(EJE 1' EN B')
	INFERIOR	1/2"	@0.30	
EJES		2		
		DIAMETRO	SEPARACIÓN	REFORZAMIENTO
D	SUPERIOR	1/2"	@0.20	
	INFERIOR	1/2"	@0.30	
C	SUPERIOR	1/2"	@0.30	
	INFERIOR	1/2"	@0.20	COL(EJE 2 EN C)
B	SUPERIOR	1/2"	@0.20	PL-(EJE 2' EN C')
	INFERIOR	1/2"	@0.30	
A	SUPERIOR	1/2"	@0.20	PL-(EJE 2 EN A')
	INFERIOR	1/2"	@0.30	
EJES		3		
		DIAMETRO	SEPARACIÓN	REFORZAMIENTO
D	SUPERIOR	1/2"	@0.25	
	INFERIOR	1/2"	@0.30	
C	SUPERIOR	1/2"	@0.25	
	INFERIOR	1/2"	@0.30	
B	SUPERIOR	1/2"	@0.25	
	INFERIOR	1/2"	@0.30	COL(EJE 3 EN C)
A	SUPERIOR	1/2"	@0.25	
	INFERIOR	1/2"	@0.30	

Tabla 116. Distribución de acero en losa de cimentación eje Y.  
Fuente: Propia

ACERO EN EJE X

EJES		A		
		DIAMETRO	SEPARACIÓN	REFORZAMIENTO
1	SUPERIOR	1/2"	@0.30	
	INFERIOR	1/2"	@0.25	
2	SUPERIOR	1/2"	@0.30	
	INFERIOR	1/2"	@0.30	
3	SUPERIOR	1/2"	@0.30	
	INFERIOR	1/2"	@0.25	
EJES		B		
		DIAMETRO	SEPARACIÓN	REFORZAMIENTO
1	SUPERIOR	1/2"	@0.30	
	INFERIOR	1/2"	@0.20	COL-(EJE 2 EN B)
2	SUPERIOR	1/2"	@0.30	
	INFERIOR	1/2"	@0.20	COL-(EJE 3 EN B)
3	SUPERIOR	1/2"	@0.30	
	INFERIOR	1/2"	@0.30	
EJES		B - C		
		DIAMETRO	SEPARACIÓN	REFORZAMIENTO
1	SUPERIOR	1/2"	@0.20	PL-(EJE C' EN 1')
	INFERIOR	1/2"	@0.30	
2	SUPERIOR	1/2"	@0.20	
	INFERIOR	1/2"	@0.30	
3	SUPERIOR	1/2"	@0.20	PL-(EJE C' EN 4')
	INFERIOR	1/2"	@0.30	
EJES		C		
		DIAMETRO	SEPARACIÓN	REFORZAMIENTO
1	SUPERIOR	1/2"	@0.30	
	INFERIOR	1/2"	@0.20	
2	SUPERIOR	1/2"	@0.30	
	INFERIOR	1/2"	@0.20	COL-(EJE C EN 2)
3	SUPERIOR	1/2"	@0.30	
	INFERIOR	1/2"	@0.20	COL-(EJE C EN 3)
EJES		D		
		DIAMETRO	SEPARACIÓN	REFORZAMIENTO
1	SUPERIOR	1/2"	@0.30	PL-(EJE4' EN C')
	INFERIOR	1/2"	@0.30	
2	SUPERIOR	1/2"	@0.30	
	INFERIOR	1/2"	@0.30	
3	SUPERIOR	1/2"	@0.30	
	INFERIOR	1/2"	@0.30	

Tabla 117. Distribución de acero en losa de cimentación eje X.

Fuente: Propia

UBICACIÓN	SUPERIOR		INFERIOR	
	X	Y	X	Y
PL-(EJE 1' EN D')	3/8" 5@0.25	3/8" 5@0.25		
COL(EJE 3 EN C)			3/8" 6@0.20	3/8" 6@0.20
PL-(EJE 1' EN B')	3/8" 5@0.25	3/8" 5@0.25		
COL(EJE 2 EN C)			1/2" 8@0.15	1/2" 8@0.15
PL-(EJE 2' EN C')	1/2" 4@0.25	1/2" 4@0.25		
PL-(EJE 2' EN A')	3/8" 4@0.25	3/8" 4@0.25		
COL(EJE 3 EN C)			1/2" 8@0.15	1/2" 8@0.15
COL-(EJE 2 EN B)	1/2" 5@0.25	1/2" 5@0.25		
COL-(EJE 3 EN B)	1/2" 5@0.25	1/2" 5@0.25		
PL-(EJE C' EN 1')	1/2" 4@0.20	1/2" 4@0.20		
PL-(EJE C' EN 4')	1/2" 4@0.20	1/2" 4@0.20		
COL-(EJE C EN 2)			1/2" 9@0.15	1/2" 9@0.15
COL-(EJE C EN 3)			1/2" 8@0.15	1/2" 8@0.15

**Tabla 118.** Refuerzo estructural en base de columnas y pilotes.

**Fuente:** Propia

### Cálculo del asentamiento por consolidación por un grupo de pilotes

Para el cálculo del asentamiento por consolidación de un grupo de pilotes se estimó utilizando un método alternativo llamado 2:1. Y se tomaron las siguientes consideraciones según el suelo arcilloso para un grupo de pilotes ante una carga total de la estructura de 321 ton.

$$Q_g = 321 \quad \lll \ggg \quad 3147.9223 \text{ KN}$$

Largo del pilote = 10.00 m

Altura del suelo arcilloso = 11.00

Longitud de carga transmitida en el terreno  $\left(\frac{2}{3} * L\right) = \frac{2}{3} * 10 = 6.67$

$$\gamma_{sat} - \gamma_w = 1.92 \frac{gr}{m^3} \quad \lll \ggg \quad 18.85 \text{ KN/m}^3$$

Indice de vacio (e) = 0.6 (según tabla)

Compresibilidad (Cc) = 0.42 (segun talba)

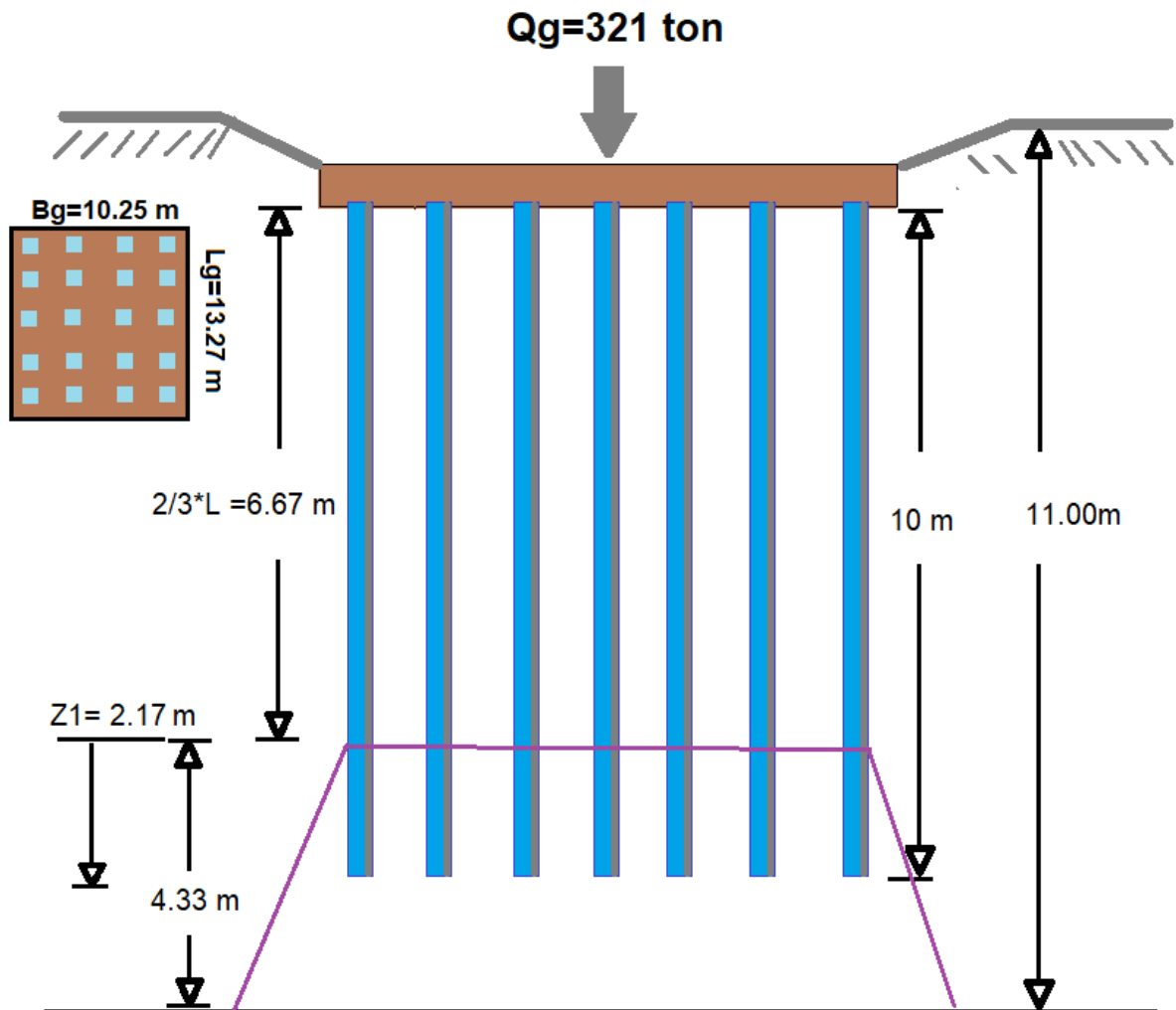


Figura 95. Dimensión del estrato del suelo con acción de pilotes prefabricados.

Fuente: Propia



Obtención de Índice de vacío (e) y valor de Compresibilidad (Cc):

Se establece un suelo arcilloso firme según la **Tabla -119-** realizada por el autor Braja con un índice de vacío de 0.6.

TIPO DE SUELO	e
Arena pobremente clasificada con densidad suelta	0.80
Arena densa bien clasificada	0.45
Arena de densidad loose con partículas angulares	0.65
Arena densa con partículas angulares	0.40
Arcilla firme	0.60
Arcilla Blanda	0.90 - 1.40
Loess	0.90
Arcilla orgánica Blanda	2.50 - 3.20

**Tabla 119.** Rangos de índices de vacíos según tipo de suelo  
Fuente: Braja M. Das

Por otro lado, se consideró las siguientes características en base a la para la compresibilidad, la cual dio un valor de 0.39

CLASIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS (Según Holta – Gibs)						
Potencial de expansión	G.E. consolidado	LR	IP	% < 0,001	EL	
Muy alto.	> 30%	< 10%	> 32%	> 37%	> 100%	
Alto.	20% - 30%	6% - 12%	23% - 45%	18% - 37%	> 100%	
Medio.	10% - 20%	8% - 18%	12% - 34%	12% - 27%	50% - 100%	
Bajo.	< 10%	> 13%	< 20%	< 17%	< 20%	

EXPANSIBILIDAD Y COMPRESIBILIDAD (SUCS)							
GW	---	SW	---	ML	-	MH	++
GP	---	SP	---	CL	m	CH	+++
GM	--	SM	--	OL	+	OH	+
GC	--	SC	-			Pt	+++

Escala: +++ = muy alta; m = moderada; --- = prácticamente nula

COMPRESIBILIDAD		
Ligera a baja.	$C_c = 0,00 - 0,19$	$LL = \omega_L = 0\% - 30\%$
Moderada a media.	$C_c = 0,20 - 0,39$	$LL = \omega_L = 31\% - 50\%$
Alta.	$C_c \geq 40$	$LL = \omega_L \geq 51\%$

**Figura 96.** Rangos para la compresibilidad según Límite Pastico (LP) y clasificación SUCS  
Fuente: Escobar y Potes

- Cálculo del incremento del esfuerzo a la mitad de la capa.

$$\Delta\sigma'_i = \frac{Qg}{(Bg + Zi) * (Lg * Zi)} \quad Zi = \frac{11 - \frac{2}{3} * 10}{2} = 2.17 \text{ m}$$

$$\Delta\sigma'_i = \frac{3147.9223 \text{ KN}}{(10.25 + 2.17) * (13.27 + 2.17)} = 16.53 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \ll \ll \gg \gg 0.16 \text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_i = (6.67 + 2.17) * (18.85) = 166.508 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \ll \ll \gg \gg 1.698 \text{Kg/cm}^2$$

- Obtención del asentamiento ( $\Delta S$ ) causado por el grupo de pilotes:

$$\Delta S_c = \left[ \frac{Cc * Hi}{1 + e_o} \right] * \log \left[ \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right]$$

$$\Delta S_c = \left[ \frac{0.39 * 2.167 * 2}{1 + 0.60} \right] * \log \left[ \frac{166.51 + 16.53}{166.51} \right] = 0.0434 \text{ m} \ll \ll \gg \gg 4.34 \text{ cm}$$

$$\Delta S_c = 4.34 \text{ cm}$$

#### 4.6. Costos

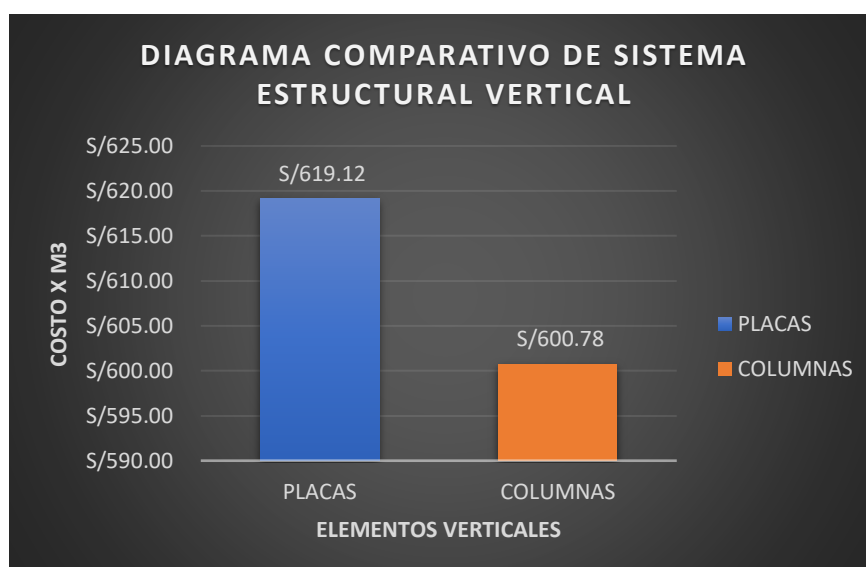
Para la comparación de costos, solo se tomaron en cuenta los elementos estructurales que difieren del común denominador de la zona de estudio. De tal manera estas diferencias se vieron en la siguiente comparativa por metro cuadrado, metro cuadrado o unidad obtenido de un análisis de precios unitarios elaborado en S10 costos y presupuestos. **(Anexo 22)**

##### Elementos verticales

Análisis comparativo por m<sup>3</sup>. En la propuesta se optó por realizar un sistema estructural vertical mixto placas – columnas de tal manera que la estructura adopte una rigidez adecuada, esta se comparó al sistema utilizado por las viviendas de esa zona de solo columnas obtenido el siguiente resultado.

SISTEMA ESTRUCTURAL VERTICAL	COSTO X M3	
PLACAS	S/	619.12
COLUMNAS	S/	600.78

**Tabla 120.** Costo por m<sup>3</sup> placas - columnas  
Fuente: Propia



**Gráfico 31.** Diagrama comparativo placas - columnas  
Fuente: Propia

El incluir muros de corte o placas en el sistema estructural, no llevaría gran incremento el presupuesto por metro cúbico, siendo un incremento del 3% y una buena opción adecuada para dotar de rigidez adecuada a la estructura. Pero, es importante resaltar que las dimensiones de una placa son mayores y se vería

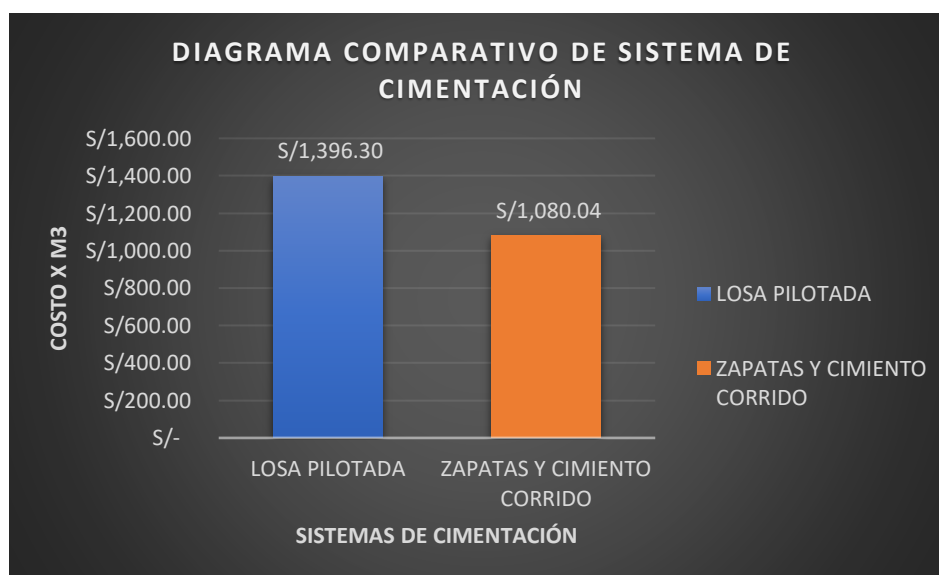
reflejado en el metrado final de la estructura un incremento por ende un costo mayor. El costo beneficio sería el adecuado.

### Cimentación

Análisis comparativo por m<sup>3</sup>. En la propuesta se optó por realizar un sistema de cimentación de Losa sobre pilotes de tal manera que la estructura tenga mayor soporte pese a la baja capacidad portante de la zona. Esta se comparó al sistema utilizado por las viviendas de esa zona en cimiento corrido y en algunos casos por zapatas y cimientos corridos obtenido el siguiente resultado.

SISTEMA DE CIMENTACIÓN	COSTO X M3
LOSA PILOTADA	S/ 1,396.30
ZAPATAS Y CIMIENTO CORRIDO	S/ 1,080.04

**Tabla 121.** Costo por m<sup>3</sup> losa pilotada – zapatas y cimiento corrido  
Fuente: Propia



**Gráfico 32.** Diagrama comparativo losa pilotada – zapatas y cimiento corrido  
Fuente: Propia

El presentar una cimentación adecuada para el tipo de suelo es vital para que la estructura se mantenga en pie. En la comparación se puede apreciar un incremento del 22%. Estos valores aplicados al metrado llevaría a incrementar considerablemente el costo. Este incremento se debió al uso de pilotes y a su distribución. Pudiéndose disminuir, al optar por utilizar materiales más livianos, en este caso no se aplicaron debido a su dificultad de disponibilidad.

## **Contrastación de hipótesis**

El diseño estructural de la propuesta vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante es funcional frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.

De acuerdo con los resultados obtenidos mediante análisis elaborados en software especializados ETABS, SAFE y ensayos de mecánica de suelos obtenidos del área de estudio, se obtuvieron que las características de cada elemento estructural presentaron un correcto comportamiento en todos los análisis; de tal manera, se afirma la hipótesis de que el diseño estructural de la propuesta de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante es funcional frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto; el cual comprueba que la estructura compuesta por pilotes, losa de cimentación, pórticos, muros de corte y losa aligerada soportaría sismos de gran magnitud sin presentar daños importantes.

La propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante presenta baja vulnerabilidad y riesgo sísmico frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.

Por medio de análisis sísmicos y fichas de inspección visual, se aprueba la hipótesis de que, la propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante presenta baja vulnerabilidad y riesgo sísmico frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto; el cual se comprueba que la propuesta asegura desplazamientos por debajo de los establecidos por la norma E.030.

El costo de la propuesta de diseño de vivienda sismorresistente es óptimo en zonas de baja capacidad portante, frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.

De acuerdo con el análisis de precios unitarios por medio de S10, se observó incrementos en los costos por m<sup>3</sup> debido al sistema dual y a una cimentación adecuada para ese suelo; por lo tanto, se aprueba la hipótesis de que, el costo de la propuesta de diseño de vivienda sismorresistente es óptimo en zonas de baja capacidad portante, frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, siendo el costo beneficio el adecuado ya que una cimentación adecuada es capaz de soportar la estructura sin que presente fallos.

## V. DISCUSIÓN

### 5.1. Diseño estructural de la propuesta de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante es funcional frente a autoconstrucciones informales

**Antecedente:** Maldonado y Muñoz (2018), en su investigación realizaron análisis granulométricos, límites de consistencia, densidad de campo, clasificación de suelos y corte directo en el centro poblado Santa Rosa de Cumbaza. Obteniendo como resultado, la capacidad portante del suelo más baja de toda la zona de estudio en la calicata N°8; en la presente investigación se corroboró lo anterior determinando capacidades portantes aún más bajas y clasificación de suelos similares. Pulido (2019), en su investigación analizó el comportamiento de estructuras de cimentación combinadas losa – pilotes en suelos blandos mediante métodos analíticos. Obteniendo como resultado un mejor comportamiento en comparación a otras cimentaciones; en la propuesta estructural de la cimentación también se optó por una cimentación combinada losa – pilotes, obteniendo un comportamiento similar, siendo el adecuado para la propuesta.

**Hipótesis:** El diseño estructural de la propuesta de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante es funcional frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019. Por medio de análisis en el software Safe se obtuvo que al emplear pilotes la carga sometida hacia el suelo es menor a un diseño únicamente por losa de cimentación siendo compatible con la capacidad del suelo obtenida de los ensayos de mecánica de suelos, y mediante sísmicos estáticos dinámicos elaborado en Etabs se obtuvieron desplazamientos dentro de la norma E.030. Por lo tanto, el diseño estructural de la propuesta de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante es funcional frente a autoconstrucciones informales, ya que el sistema estructural es el adecuado.

**Pregunta:** ¿Cuál es el diseño estructural de la propuesta de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019? Para el diseño se optó por una losa de cimentación de 0.40m de espesor, con 20 pilotes de sección rectangular de 40x40cm con una longitud de 10 metros distribuidos en la totalidad de la losa, un sistema de dual a partir de pórticos y muros de corte en L de 0.20m

de espesor, ubicadas estratégicamente en esquinas opuestas y losa aligerada de 0.20 de espesor.

**Consideraciones:** Se dificultó ubicar la calicata N°8 de Maldonado y Muñoz (2018) debido a no encontrarse los planos de ubicación de todas las calicatas de manera digital; por ello, se consiguió de manera física en la Universidad Nacional de San Martín. No se logró conseguir los planos catastrales actuales de la zona de estudio, con lo cual se tomó un plano del año 2009 disponible en la Municipalidad de Santa Rosa de Cumbaza. Para la extracción de muestras hubo un atraso debido al clima, ya que es una zona donde la lluvia siempre está presente. Para el diseño se eligió la capacidad portante de 0.355kg/cm<sup>2</sup> debido al nivel freático de la zona y las lluvias constantes. Se tomó precaución al verificar las irregularidades y secciones adecuadas mediante proceso iterativo. La estimación de longitud y la comprobación de cálculo de asentamientos se aprueba a través de la ejecución del proyecto, de tal manera identificar riesgos, evitar sobredimensionamiento y asegurar un diseño seguro y económico.

## **5.2. Vulnerabilidad y riesgo sísmico de la propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales.**

**Antecedente:** Sánchez y Sánchez (2020), en su investigación determina las deficiencias con mayor eventualidad basándose en la norma E.060 y E.070 del RNE. Obteniendo deficiencias muy graves en las viviendas a causa de la autoconstrucción informal; en la presente investigación se obtuvo información de las viviendas en un radio de 150 metros del área de estudio, obteniendo una vulnerabilidad promedio moderada y un riesgo de colapso alto y muy alto. Concordando con Sánchez y Sánchez.

**Hipótesis:** La propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante presenta baja vulnerabilidad y riesgo sísmico frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019. Por medio de ETABS, SAFE y análisis tiempo historia se confirmó que propuesta estructural presenta un riesgo y vulnerabilidad sísmica baja. En comparación de las autoconstrucciones analizadas por medio de las fichas de inspección visual y la plataforma virtual de vulnerabilidad sísmica de edificaciones – UPG-FIC-UNI, se

obtuvo un índice promedio de vulnerabilidad sísmica moderada y un riesgo de colapso con 76% alto y 24% muy alto. Afirmando también la existencia de problemas estructurales graves presentes en las viviendas autoconstruidas de Santa Rosa de Cumbaza.

**Pregunta:** ¿La propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante demuestra baja vulnerabilidad y riesgo sísmico frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019? El diseño estructural se basó totalmente en las normas técnicas peruanas, análisis mediante ETABS, SAFE, y estudio de suelos, para optar por una cimentación adecuada; de tal manera que el sistema estructural se comporte de manera eficiente durante un sismo teniendo una vulnerabilidad sísmica baja y un bajo riesgo de colapso. Con lo cual esta propuesta asegura un comportamiento adecuado durante un sismo evitando el colapso total o parcial que involucre pérdidas humanas o materiales.

**Consideraciones:** Es importante resaltar que es vital tener en cuenta la calidad de mano de obra y de materiales para asegurar un riesgo y vulnerabilidad sísmica baja.

#### **5.4. Costo óptimo de la propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a las autoconstrucciones informales.**

**Antecedente:** Lozano (2013), en su investigación determinó los costos directos que demanda una edificación irregular en elevación y planta, y la influencia de configuración estructural bajo el margen del comportamiento sismorresistente de una edificación convencional y no convencional. Obteniendo incrementos en los costos directos de estructuras no convencionales influenciados por el acero de refuerzo y el insumo con mayor presencia que es el concreto; en esta investigación también se evidenciaron incrementos en los costos directos influenciados por la mayor cantidad de insumos en la cimentación.

**Hipótesis:** El costo de la propuesta de diseño de vivienda sismorresistente es óptimo en zonas de baja capacidad portante, frente a las autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019. Mediante el análisis de precios unitarios se detalló un incremento mínimo en elementos verticales, mientras que en la cimentación se observó un incremento considerable por la mayor presencia de concreto y acero. La propuesta se estructuró de manera convencional



debido a que no requería mayores elementos verticales para aumentar la rigidez. De tal manera, se confirmó una estructural funcional y observó un incremento en comparación del costo respecto al sistema de pórticos y cimentación de las viviendas existentes.

**Pregunta:** ¿El costo de la propuesta de diseño de vivienda sismorresistente es óptimo en zonas de baja capacidad portante, frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019? La propuesta estructural define los elementos necesarios para evitar que esta colapse. Aumentando en 3% el costo en elementos verticales y un 22% en la cimentación por metro cúbico. Siendo un incremento necesario que conlleva un gran costo beneficio.

**Consideraciones:** Al realizar la aproximación de costos se tomaron los precios de la zona para cada material, herramienta y mano de obra. Esta comparativa variaría de acuerdo al metrado.

## VI.CONCLUSIONES

Se demostró que, la propuesta de diseño de vivienda es sismorresistente en zonas de baja capacidad portante y que presenta baja vulnerabilidad y riesgo sísmico. Al verificar las derivas de la estructura; se obtuvo que los límites para la distorsión de entrepiso de la propuesta de la presente investigación fueron menores a 0.007. Siendo las derivas máximas en el segundo nivel del eje "X" de 0.000663 con distorsiones de 0.0039; y en el eje "Y" de 0.0000956 con distorsiones de 0.0056882, cumpliendo con lo establecido en la norma E0.30. Adicional a ello, de acuerdo con el análisis tiempo historia se analizó la estructura en base al sismo de magnitud 8.0 ocurrido el 26 de mayo del año 2019 en Lagunas de Alto Amazonas en Loreto. De los datos obtenidos a través de la red Acelerográfica CIP-FIC-UNI por tres estaciones diferentes, las cuales son; la estación Tarapoto, UNTRM y Moyobamba. Se obtuvo mayor fuerza cortante en la estación UNTRM con 80.6711 toneladas fuerzas en el eje "X" y 100.5716 toneladas fuerza en el eje "Y" ambos en el primer nivel. Los momentos máximos en el eje "X" se localizaron en la estación UNTRM con 308.5311 toneladas fuerza metros en el primer nivel, mientras que en el eje "Y" se obtuvo los momentos máximos en la estación de Moyobamba en el primer nivel con 446.5388 toneladas fuerza metro. Adicional a ello, se obtuvo que la estructura con los datos de la estación UNTRM tuvo mayores desplazamientos tanto en eje "X" como en el eje "Y", siendo estos 1.02cm y 1.50cm respectivamente en el cuarto nivel. Finalmente, al verificar las derivas de acuerdo a la estación UNTMR. Se obtuvieron las derivas máximas en el tercer nivel del eje "X" de 0.001 con distorsiones de 0.006426; y en el segundo nivel en el eje "Y" de 0.0000956 con distorsiones de 0.00407575, cumpliendo con lo establecido en la norma E.030. Inicialmente la losa de cimentación se verificó el punzonamiento cumpliendo con el factor menor a 1.00 según la hoja de cálculo inscrita en el programa Safe, esto se analizó para cada uno de los espesores propuestos de 0.30m, 0.40m y 0.50m. Teniendo como resultado que, la losa de 0.30m de espesor tuvo un factor máximo de 1.23, fallando por punzonamiento en 8 columnas, desestimando inicialmente el espesor. La losa de 0.40m tuvo un factor máximo de 0.8129, no presentando falla por punzonamiento, deformación máxima de 1.971cm y carga máxima de 1.766kg/cm<sup>2</sup>. La losa de 0.50m no falló al tener un factor máximo de 0.59,

deformación máxima de 1.554cm y carga admisible de 1.435kg/cm<sup>2</sup>. Se verificó que la capacidad de carga generada de la losa hacia el suelo sobrepasa los 0.355 kg/cm<sup>2</sup> para cada una de las losas de 0.30m, 0.40m y 0.50m, tendiendo para efectos de diseño la combinación de carga “D+L-0.8SX” como la que más actúa en la edificación tanto para la deformación y el caso presentado, cuya acción ante una losa de 0.50m ejerce una carga de 1.435 kg/cm<sup>2</sup> representando una cantidad del 304.22% más de lo que puede soportar el suelo de fundación y dando como una propuesta adicional la utilización de pilotes ante una base poco estable. De lo contrario, en la losa de cimentación con pilotes se verificó el punzonamiento cumpliendo con el factor menor a 1.00 según la hoja de cálculo inscrita en el programa Safe, esto se analizó para cada uno de los espesores propuestos de 0.30m, 0.40m y 0.50m. Teniendo como resultado que, la losa de 0.30m de espesor con pilotes tuvo un factor máximo de 0.9126, no fallando por punzonamiento, deformación máxima de 0.327cm y carga admisible máxima de 0.289. La losa de 0.40m con pilotes tuvo un factor máximo de 0.6596, no presentando falla por punzonamiento, deformación máxima de 0.159cm y carga admisible máxima de 0.213kg/cm<sup>2</sup>. La losa de 0.50m con pilotes no falló al tener un factor máximo de 0.59, deformación máxima de 0.140cm y carga admisible de 0.184kg/cm<sup>2</sup>. Se verificó que la capacidad de carga generada de la losa hacia el suelo no sobrepasa los 0.355 kg/cm<sup>2</sup> para cada una de las losas de 0.30m, 0.40m y 0.50m, en donde se puede apreciar que la combinación más crítica es por “D+L-0.8Sx”, lo cual quiere decir que la deformación y carga máxima serán evaluadas mediante dicha combinación. Ello indica que la propuesta final tomada para una edificación de 3 niveles con azotea con una losa de cimentación corresponde a 40cm estabilizada por pilotes es funcional.

Se determinó que, la calicata N°01 a una profundidad de 1.10m, el estrato presenta arcilla inorgánica de baja plasticidad CL con 61.92% de finos, límite líquido 26.45, índice plástico 11.61 y un porcentaje de humedad del 23.10%. A la profundidad de 3.00m, el estrato presenta arcilla inorgánica de alta plasticidad CH con 78.93% de finos, límite líquido 67.08, índice de plasticidad de 44.83 y porcentaje de humedad del 36.50%. En la calicata N°02 a una profundidad de 1.10m, el estrato presenta arcilla inorgánica de alta plasticidad con 83.68% de finos, límite líquido 54.14, índice

plástico 36.17 con un porcentaje de humedad de 33.30%. A la profundidad de 3.00m, el estrato presenta arcilla inorgánica de baja plasticidad con 76.92% de finos, límite líquido 28.80, índice plástico 14.75 con un porcentaje de humedad de 23%. En la calicata N°03 se halló presencia de limo orgánico de baja plasticidad con 50.27% de finos, límite líquido e índice plástico 0 con porcentaje de humedad del 25%. Todas las calicatas presentaron turba y otros suelos altamente orgánicos con espesor de 0.20m. El ensayo de corte directo se analizó 3 especímenes por cada calicata bajo cargas normales de 0.56kg/cm<sup>2</sup>, 1.11 kg/cm<sup>2</sup> y 1.67 kg/cm<sup>2</sup>, obteniendo capacidades portantes de 0.599 kg/cm<sup>2</sup> sin presencia de nivel freático y 0.355 kg/cm<sup>2</sup> en función del suelo saturado. Diseñándose la propuesta estructural bajo esta última.

Se determinó el índice de vulnerabilidad tomando los datos con mayor incidencia, obteniendo un resultado más representativo de la zona de estudio. Adicional a ello, se apoyó de los resultados obtenidos de la Plataforma Virtual de Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones – UPG-FIC-UNI. Obteniendo como resultado un índice de vulnerabilidad del 25% representativo a una vulnerabilidad sísmica media. Esto se debió a que el 62% de las viviendas es de un solo piso y un 54% presentan un estado de conservación regular, al incrementar estos valores el índice podría aumentar significativamente.

Se determinó el porcentaje de riesgo de colapso tomando en cuenta las fallas estructurales visibles, como cangrejeras, acero expuesto, grietas, falta de elementos estructurales o falla en las uniones. Obteniendo que el 24% de viviendas podrían colapsar total o parcialmente durante un sismo, considerándose un porcentaje de peligro alto por falla estructural y no estructural, haciendo inhabitable el inmueble; representando un riesgo muy alto de colapso, siendo este porcentaje el total de viviendas de adobe. El 76% de viviendas analizadas presentaría graves daños durante un sismo, comprometiendo la estabilidad de este, halándose fallas estructurales y no estructurales graves

Se determinó que, la propuesta estructural de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante resultó tener mayores costos. Siendo un 22% más costoso por metro cúbico de cimentación losa pilotada vs zapatas y cimientos

corridos, y 3% más costoso por metro cúbico respecto en elementos verticales debido al uso de muros de corte. Esta comparativa a pesar de tener mayores costos, es importante resaltar el costo beneficio.

## **VII.RECOMENDACIONES**

Se recomienda tener precaución al verificar las irregularidades y secciones adecuadas mediante proceso iterativo. La estimación de longitud y la comprobación de cálculo de asentamientos se aprueba a través de ensayos in situ aplicables de la norma E.050 artículo 26 inciso 6, de tal manera identificar riesgos, evitar sobredimensionamiento y asegurar un diseño seguro y económico. Para el diseño estructural, de acuerdo a la zona es importante saber cuándo aplicar la capacidad del suelo drenada o no drenada, de esta manera diseñar una estructura en un estado más real.

Las fichas de inspección visual es un método de bajo costo que puede medir hasta cierto grado, donde pueden ser evaluadas condiciones visibles y requiere de cierto acceso al área de inspección. Se recomienda, este método, siempre y cuando este cumpla con el alcance que se quiere tener en la investigación.

En la investigación se dificultó ubicar la calicata N°8 de Maldonado y Muñoz (2018) debido a no encontrarse los planos de ubicación de todas las calicatas de manera digital; por ello, se recomienda a las Universidades digitalizar todos los documentos de tal manera que la búsqueda documentaria y la investigación tenga mayores alcances.

Para la extracción de muestras se recomienda tener en cuenta el pronóstico meteorológico de SENAMHI.

## REFERENCIAS

1. INEI. Perú: Características de las viviendas particulares y los hogares. En: *Censos Nacionales 2017: XII de Población, VII de vivienda y III de Comunidades Indígenas* [En línea]. 2017: Lima, Perú: agosto, 2018, p. 24 [consultado 25 mayo 2019]. Disponible en: [https://www.inei.gov.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones\\_digitales/Est/Lib1538/Libro.pdf](https://www.inei.gov.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib1538/Libro.pdf)
2. Instituto geofísico del Perú [en línea] [fecha de consulta: 11 abril 2019]. Disponible en: <https://www.igp.gov.pe/version-anterior/igp-reporto-sismo-m-80-loreto>
3. COEN. Informe de emergencia N°576. En: *Movimiento sísmico de Magnitud 8.0 Lagunas - Loreto* [En línea]. 2019: Lima, Perú: mayo,2019. [Consultado 6 julio 2019]. Disponible en: <https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2019/06/INFORME-DE-EMERGENCIA-N%C2%BA-576-20JUN2019-SISMO-DE-MAGNITUD-8.0-CON-EPICENTRO-EN-LAGUNAS-LORETO-29.pdf>
4. MVCS. Plan de desarrollo urbano de la ciudad de Tarapoto y Núcleos urbanos de Morales y la Banda de Shilcayo. En: *Convenio de Asistencia Técnica para la Formulación de Plan de Acondicionamiento Territorial y de Plan de desarrollo Urbano* [En línea]. 2011. Tarapoto, Perú: 2011, p. 34 [Consultado 17 junio 2019] vol.1. Disponible en: [http://eudora.vivienda.gob.pe/OBSERVATORIO/PDU\\_MUNICIPALIDADES/TARAPOTO/PDU\\_TARAPOTO\\_DIAGNOSTICO.pdf](http://eudora.vivienda.gob.pe/OBSERVATORIO/PDU_MUNICIPALIDADES/TARAPOTO/PDU_TARAPOTO_DIAGNOSTICO.pdf)
5. PULIDO RINCÓN, O. *Evaluación del comportamiento del sistema de fundación placa – pilotes en suelos blandos con consolidación a partir de métodos analíticos* [en línea]. Tesis de maestría. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá, 2019. [Consultado 19 diciembre 2019]. Disponible en: <http://bdigital.unal.edu.co/74865/>

6. GUTIÉRREZ LUEIZA, P. *Método de diseño de pilotes en suelos licuables aplicado al proyecto nuevo terminal de pasajeros VTP Valparaíso* [en línea]. Tesis de licenciatura. Universidad técnica Federico Santa María, 2018. [Consultado 19 mayo 2019]. Disponible en: <https://repositorio.usm.cl/handle/11673/40954>
7. CEBALLOS, J., RODRIGUEZ, J. *Comparación técnica y económica del diseño de una estructura mixta con respecto a una convencional de concreto reforzado* [en línea]. Tesis de licenciatura. Universidad Pontificia Javeriana, Bogotá, 2016. [Consultado 11 julio 2019]. Disponible en: <https://repository.javeriana.edu.co/handle/10554/21409>
8. LOZANO RAMIREZ, N. *Comparación sismo resistente y económica entre una estructura convencional y una no convencional en un mismo edificio irregular* [en línea]. Tesis de licenciatura. Universidad Pontificia Javeriana, Bogotá, 2013. [Consultado 4 abril 2019]. Disponible en: <https://repository.javeriana.edu.co/handle/10554/11128>
9. SANCHEZ, A., SANCHEZ, J. *Deficiencias más comunes en edificaciones de albañilería en las urbanizaciones periféricas de la ciudad de san Ignacio* [en línea]. Tesis de licenciatura. Universidad Nacional de Jaén, Jaén, 2020. [Consultado 15 febrero 2020]. Disponible en: <http://repositorio.unj.edu.pe/handle/UNJ/272?locale-attribute=en>
10. MALDONADO, R., MUÑOZ, L. *Estudio de la capacidad portante del suelo del centro poblado Santa Rosa de Cumbaza en el distrito de Tarapoto* [en línea]. Tesis de licenciatura. Universidad Nacional San Martín, Tarapoto, 2018. [Consultado 16 mayo 2019]. Disponible en: <http://repositorio.unsm.edu.pe/handle/11458/2711>
11. JULCA CASTILLO, R. *Influencia del nivel freático en la capacidad portante de los suelos del sector el cortijo bajo – distrito de Víctor Larco herrera, ciudad de Trujillo, en el año 2018* [en línea]. Tesis de licenciatura. Universidad Privada del

- Norte, Trujillo, 2018. [Consultado 11 abril 2019]. Disponible en: <https://repositorio.upn.edu.pe/handle/11537/14822>
12. MERODIO, J., VASQUEZ, W. *Estudio comparativo del comportamiento y diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos diseñado con los sistemas de albañilería confinada y muros de ductilidad limitada en suelo flexible en la ciudad de Piura* [en línea]. Tesis de licenciatura. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, lima, 2018. [Consultado 2 junio 2019]. Disponible en: <https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/624897>
13. LAURA HUANCA, S. *Evaluación de la capacidad predictiva de los métodos de estimación del comportamiento mecánico de los suelos lacustres de la bahía de puno, para cimentaciones superficiales* [en línea]. Tesis de licenciatura. Universidad Nacional del Altiplano, Puno, 2016. [Consultado 18 mayo 2019]. Disponible en: <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/2158>
14. LOPEZ JIMENEZ, G. *Static and dynamic behavior of pile supported structures in soft soil* [en línea]. Tesis Doctoral. Universidad Grenoble Alpes, Francia, 2016. [Consultado 19 junio 2019]. Disponible en: <https://www.researchgate.net/publication/335568621>
15. SINHA, A. *3-d modeling of piled raft foundation* [en línea]. Tesis Doctoral. Concordia University, 2013. [Consultado 12 mayo 2019]. Disponible en: <http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/summary?doi=10.1.1.634.374>
16. NURULLAH SÖNMEZ. *A study on design of piled raft foundation systems* [en línea]. Tesis de Maestría. Middle East Technical University, 2013. [Consultado 1 mayo 2019]. Disponible en: <https://open.metu.edu.tr/handle/123456789/22939>
17. SUSILA, E., ANGGRAINI, N. Soil-Structure interaction of a pile draft foundation in clay – a 3D Numerical Study. *Journal of Engineering and Technological Sciences* [en línea]. 2016, septiembre, Vol. **48** (4). 388 – 407 [Fecha de consulta



3 abril 2019]. DOI: 10.5614/j.eng.technol.sci.2016.48.4.2 Disponible en:  
<https://www.researchgate.net/publication/310665452>

18. ELWAKIL, A., AZZAM, W. Experimental and numerical study of pile draft system". Alexandria Engineering Journal [en línea]. 2015, enero, Vol. **55**. 547-560 [Fecha de consulta 21 junio 2019]. ISSN 1110-0168. DOI: 10.1016/j.aej.2015.10.001. Disponible en:  
<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1110016815001568>
19. MASSARSCH, K., WERSALL, C. Cumulative Lateral Soil Displacement Due to Pile Driving in Soft Clay. *Sound Geotechnical Research to Practice, Geotechnical Special Publication* [en línea]. 2013, febrero, Vol. **25**. 463 - 480 [Fecha de consulta 29 mayo 2019]. DOI: 10.1061/9780784412770.031 Disponible en: <https://www.researchgate.net/publication/268459065>
20. MORALES, R. Diseño en concreto armado. En: Fondo editorial ICG. *Fundamentos de diseño en concreto armado*. Lima: 2006. Ed:6 p.1.
21. BLANCO, A. Filosofía del diseño Sísmico y Criterios generales de la estructuración En: Consejo departamental de Lima. *Estructuración y Diseño de edificaciones de concreto armado*. Ed. Capítulo de Ingeniería Civil. Lima: 1994, p.5
22. BOZZO, M. Redundancia o hiperestatismo estructural En: Editorial Reverte S.A. *Diseño sismo resistente de edificios*. Ed. 1. Barcelona: 2005, p.75. ISBN 84-291-2011-4.
23. BLANCO, A. Filosofía del diseño Sísmico y Criterios generales de la estructuración En: Consejo departamental de Lima. *Estructuración y Diseño de edificaciones de concreto armado*. Ed. Capítulo de Ingeniería Civil. Lima: 1994, p.7

24. BOZZO, M. Redundancia o hiperestatismo estructural En: Editorial Reverte S.A. *Diseño sismo resistente de edificios*. Ed. 1. Barcelona: 2005, p.75. ISBN 84-291-2011-4
25. BLANCO, A. Filosofía del diseño Sísmico y Criterios generales de la estructuración En: Consejo departamental de Lima. *Estructuración y Diseño de edificaciones de concreto armado*. Ed. Capítulo de Ingeniería Civil. Lima: 1994, p.9
26. BOZZO, M. Redundancia o hiperestatismo estructural En: Editorial Reverte S.A. *Diseño sismo resistente de edificios*. Ed. 1. Barcelona: 2005, p.80. ISBN 84-291-2011-4
27. CHARLESON, A. Horizontal structure En: Macmill an Company. *Seismic Gesign for Architects*. Ed.1. Hungary: 2008, p.49. ISBN 978-0-7506-8550-4
28. CHARLESON, A. Horizontal structure En: Macmill an Company. *Seismic Gesign for Architects*. Ed.1. Hungary: 2008, p.50. ISBN 978-0-7506-8550-4
29. CHARLESON, A. Horizontal structure En: Macmill an Company. *Seismic Gesign for Architects*. Ed.1. Hungary: 2008, p.51. ISBN 978-0-7506-8550-4
30. BLANCO, A. Filosofía del diseño Sísmico y Criterios generales de la estructuración En: Consejo departamental de Lima. *Estructuración y Diseño de edificaciones de concreto armado*. Ed. Capítulo de Ingeniería Civil. Lima: 1994, p.13
31. HARMSEN, T. Cimentaciones En: Pontificia universidad católica del Perú. *Diseño de Estructuras de concreto Armando*. Ed.3, Lima: 2002, p.317
32. HARMSEN, T. Cimentaciones En: Pontificia universidad católica del Perú. *Diseño de Estructuras de concreto Armando*. Ed.3, Lima: 2002, p.249

33. BLANCO, A. Filosofía del diseño Sísmico y Criterios generales de la estructuración En: Consejo departamental de Lima. *Estructuración y Diseño de edificaciones de concreto armado*. Ed. Capítulo de Ingeniería Civil. Lima: 1994, p.25
34. BLANCO, A. Filosofía del diseño Sísmico y Criterios generales de la estructuración En: Consejo departamental de Lima. *Estructuración y Diseño de edificaciones de concreto armado*. Ed. Capítulo de Ingeniería Civil. Lima: 1994, p.15
35. HARMSEN, T. Cimentaciones En: Pontificia universidad católica del Perú. *Diseño de Estructuras de concreto Armado*. Ed.3, Lima: 2002, p.299
36. BLANCO, A. Filosofía del diseño Sísmico y Criterios generales de la estructuración En: Consejo departamental de Lima. *Estructuración y Diseño de edificaciones de concreto armado*. Ed. Capítulo de Ingeniería Civil. Lima: 1994, p.11
37. INDECI. Glosario de términos. En: Instituto nacional de defensa civil. *Compendio estadístico del indeci*. [en línea]. Ed. 2012. Perú: 2011, p.563. [Consultado 19 mayo 2019]. Disponible en: [https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2019/01/comp\\_2011.pdf](https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2019/01/comp_2011.pdf)
38. INDECI. Glosario de términos. En: Instituto nacional de defensa civil. *Compendio estadístico del indeci*. [en línea]. Ed. 2012. Perú: 2011, p.563. [Consultado 19 mayo 2019]. Disponible en: [https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2019/01/comp\\_2011.pdf](https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2019/01/comp_2011.pdf)
39. NORMA TECNICA PERUANA. Estudios. *Norma técnica E.050 suelos y cimentaciones*. [en línea]. Perú: 2018, p.24. [Consultado 11 junio 2019]. Disponible en: [https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/300082/d231803\\_opt.pdf](https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/300082/d231803_opt.pdf)

40. ALCANTARA, D. Topografía y sus aplicaciones. En: E. Delfín, coord. Ed. 1era. México: D.F, 2014, pp. 1-377. ISBN 978-607-438-943-2
41. NORMA TECNICA PERUANA. Peligro sísmico. *Norma técnica E.030 Diseño sismo resistente*. [en línea]. Perú: 2019, p.7. [ consultado 5 de junio 2019]. Disponible en:  
[https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/299950/d289856\\_opt.pdf](https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/299950/d289856_opt.pdf)
42. BLANCO, A. Filosofía del diseño Sísmico y Criterios generales de la estructuración En: Consejo departamental de Lima. *Estructuración y Diseño de edificaciones de concreto armado*. Ed. Capítulo de Ingeniería Civil. Lima: 1994, p.1.
43. NORMA TECNICA PERUANA. Elementos no estructurales, apéndices y equipos. *Norma técnica E.030 Diseño sismo resistente*. [en línea]. Perú: 2019, p.29. [ consultado 6 de junio 2019]. Disponible en:  
[https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/299950/d289856\\_opt.pdf](https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/299950/d289856_opt.pdf)
44. EYZAGUIRRE, C. Presupuesto. En: Empresa editora macro. *Costos y Presupuestos para Edificaciones*. Ed. 1. Lima: 2010, p.141. ISBN 978-612-4034-73-2
45. CAPECO. Costo de hora hombre. En: Colección del constructor. *Costo y Presupuesto en edificación*. Ed.1. Lima: 2014, p.95.
46. EYZAGUIRRE, C. Presupuesto. En: Empresa editora macro. *Costos y Presupuestos para Edificaciones*. Ed. 1. Lima: 2010, p. 51. ISBN 978-612-4034-73-2
47. CAPECO. Costo de hora hombre. En: Colección del constructor. *Costo y Presupuesto en edificación*. Ed.1. Lima: 2014, p.15.

48. CAPECO. Costo de hora hombre. En: Colección del constructor. *Costo y Presupuesto en edificación*. Ed.1. Lima: 2014, p.92.
49. MAYA, E. *Métodos y técnicas de investigación* [en línea]. ed. 1, México: Delegación Coyoacán, 2014. [Fecha de consulta 15 de mayo 2019]. VOL.P.13, ISBN 978-97032-5432-3. Disponible en: [https://arquitectura.unam.mx/uploads/8/1/1/0/8110907/metodos\\_y\\_tecnicas.pdf](https://arquitectura.unam.mx/uploads/8/1/1/0/8110907/metodos_y_tecnicas.pdf)
50. HERNANDEZ, R.; FERNANDEZ, C. *Metodología de la investigación* [en línea]. ed.1, México: Mares Jesús, 2014. [Fecha de consulta 9 abril 2019]. P.4, ISBN 978-607-15-0291-9. Disponible en: [https://www.esup.edu.pe/descargas/dep\\_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%20ta%20Edici%C3%B3n.pdf](https://www.esup.edu.pe/descargas/dep_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%20ta%20Edici%C3%B3n.pdf)
51. MAYA, E. *Métodos y técnicas de investigación* [en línea]. ed. 1, México: Delegación Coyoacán, 2014. [Fecha de consulta 15 de mayo 2019]. P.17, ISBN 978-97032-5432-3. Disponible en: [https://arquitectura.unam.mx/uploads/8/1/1/0/8110907/metodos\\_y\\_tecnicas.pdf](https://arquitectura.unam.mx/uploads/8/1/1/0/8110907/metodos_y_tecnicas.pdf)
52. HERNANDEZ, R.; FERNANDEZ, C. *Metodología de la investigación* [en línea]. ed. 5, México: Mares Jesús, 2014. [Fecha de consulta 9 abril 2019]. P. 83, ISBN 978-607-15-0291-9. Disponible en: [https://www.esup.edu.pe/descargas/dep\\_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%20ta%20Edici%C3%B3n.pdf](https://www.esup.edu.pe/descargas/dep_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%20ta%20Edici%C3%B3n.pdf)
53. HERNANDEZ, R.; FERNANDEZ, C. *Metodología de la investigación* [en línea]. ed. 5, México: Mares Jesús, 2014. [Fecha de consulta 9 abril 2019]. P. 121, ISBN 978-607-15-0291-9. Disponible en: [https://www.esup.edu.pe/descargas/dep\\_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%20ta%20Edici%C3%B3n.pdf](https://www.esup.edu.pe/descargas/dep_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%20ta%20Edici%C3%B3n.pdf)
54. NORMA TECNICA PERUANA. Peligro sísmico. *Norma técnica E.030 Diseño sismo resistente*. [en línea]. Perú: 2019, p.4. [ consultado 5 de junio 2019].

- Disponible en:  
[https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/299950/d289856\\_opt.pdf](https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/299950/d289856_opt.pdf)
55. MINAM. *Mapa de vulnerabilidad Física del Perú* [en línea]. Ed. 1, Perú: Biblioteca Nacional, 2011. [consultado en 8 de junio 2019]. P. 19. Disponible en:  
<http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/pdf/esp/doc1851/doc1851-contenido.pdf>
56. NORMA TECNICA PERUANA. Peligro sísmico. *Norma técnica E.030 Diseño sismo resistente*. [en línea]. Perú: 2019, p.4. [consultado 5 de junio 2019].  
Disponible en:  
[https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/299950/d289856\\_opt.pdf](https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/299950/d289856_opt.pdf)
57. IGP. Instituto Geofísico del Perú [en línea]. [Fecha de consulta: 25 abril 2019].  
Disponible en: <https://www.igp.gob.pe/version-anterior/conceptos-basicos>
58. HERNANDEZ, R.; FERNANDEZ, C. *Metodología de la investigación* [en línea]. ed. 5, México: Mares Jesús, 2014. [Fecha de consulta 7 abril 2019]. P. 174, ISBN 978-607-15-0291-9. Disponible en:  
[https://www.esup.edu.pe/descargas/dep\\_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf](https://www.esup.edu.pe/descargas/dep_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf)
59. HERNANDEZ, R.; FERNANDEZ, C. *Metodología de la investigación* [en línea]. ed. 5, México: Mares Jesús, 2014. [Fecha de consulta 7 abril 2019]. P. 175, ISBN 978-607-15-0291-9. Disponible en:  
[https://www.esup.edu.pe/descargas/dep\\_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf](https://www.esup.edu.pe/descargas/dep_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf)
60. HERNANDEZ, R.; FERNANDEZ, C. *Metodología de la investigación* [en línea]. ed. 5, México: Mares Jesús, 2014. [Fecha de consulta 13 abril 2019]. P. 580, ISBN 978-607-15-0291-9. Disponible en:  
[https://www.esup.edu.pe/descargas/dep\\_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf](https://www.esup.edu.pe/descargas/dep_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf)

61. HERNANDEZ, R.; FERNANDEZ, C. *Metodología de la investigación* [en línea]. ed. 5, México: Mares Jesús, 2014. [Fecha de consulta 13 abril 2019]. P. 200, ISBN 978-607-15-0291-9. Disponible en: [https://www.esup.edu.pe/descargas/dep\\_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf](https://www.esup.edu.pe/descargas/dep_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf)
62. HERNANDEZ, R.; FERNANDEZ, C. *Metodología de la investigación* [en línea]. ed. 5, México: Mares Jesús, 2014. [Fecha de consulta 15 abril 2019]. P. 250, ISBN 978-607-15-0291-9. Disponible en: [https://www.esup.edu.pe/descargas/dep\\_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf](https://www.esup.edu.pe/descargas/dep_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf)
63. HERNANDEZ, R.; FERNANDEZ, C. *Metodología de la investigación* [en línea]. ed. 5, México: Mares Jesús, 2014. [Fecha de consulta 15 abril 2019]. P. 439, ISBN 978-607-15-0291-9. Disponible en: [https://www.esup.edu.pe/descargas/dep\\_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf](https://www.esup.edu.pe/descargas/dep_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf)
64. HERNANDEZ, R.; FERNANDEZ, C. *Metodología de la investigación* [en línea]. ed. 5, México: Mares Jesús, 2014. [Fecha de consulta 15 abril 2019]. P. 200, ISBN 978-607-15-0291-9. Disponible en: [https://www.esup.edu.pe/descargas/dep\\_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf](https://www.esup.edu.pe/descargas/dep_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf)
65. HERNANDEZ, R.; FERNANDEZ, C. *Metodología de la investigación* [en línea]. ed. 5, México: Mares Jesús, 2014. [Fecha de consulta 15 abril 2019]. P.201, ISBN 978-607-15-0291-9. Disponible en: [https://www.esup.edu.pe/descargas/dep\\_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf](https://www.esup.edu.pe/descargas/dep_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf)
66. HERNANDEZ, R.; FERNANDEZ, C. *Metodología de la investigación* [en línea]. ed. 5, México: Mares Jesús, 2014. [Fecha de consulta 15 abril 2019]. P. 305, ISBN 978-607-15-0291-9. Disponible en: [https://www.esup.edu.pe/descargas/dep\\_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf](https://www.esup.edu.pe/descargas/dep_investigacion/Metodologia%20de%20la%20investigaci%C3%B3n%205ta%20Edici%C3%B3n.pdf)

## **ANEXOS**



### ANEXO 3 – Matriz de operacionalización de variables

TÍTULO		: "PROPUESTA DE DISEÑO DE VIVIENDA SISMORRESISTENTE EN ZONAS DE BAJA CAPACIDAD PORTANTE FRENTE A AUTOCONSTRUCCIONES INFORMALES, SANTA ROSA DE CUMBAZA, TARAPOTO, 2019"				
AUTOR		: LEONARDO ANDRÉ MATOS QUINO				
PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	VARIABLES, DIMENSIONES, INDICADORES E INSTRUMENTO		METODOLOGÍA	
<p><b>Problema general</b></p> <p>¿Cuál es la propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante, frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, ¿2019?</p>	<p><b>Objetivo general</b></p> <p>Proponer un diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.</p>	<p><b>Hipótesis general</b></p> <p>La propuesta de diseño de vivienda será sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.</p>	<p><b>VARIABLE INDEPENDIENTE:</b> VIVIENDA SISMORRESISTENTE</p>		<p><b>METODO:</b></p> <p>MÉTODO CIENTÍFICO</p>	
			<p><b>Problemas específicos</b></p> <p>¿Cuál es el diseño estructural de la propuesta de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, ¿2019?</p>	<p><b>Objetivos específicos</b></p> <p>Determinar el diseño estructural para la propuesta de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.</p>		<p><b>Hipótesis específicas</b></p> <p>El diseño estructural de la propuesta de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante es funcional frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019.</p>
			<p><b>DIMENSIONES</b></p> <p>ESTRUCTURA</p>	<p><b>INDICADORES</b></p> <p>Estabilidad</p> <p>Resistencia</p> <p>Rigidez</p> <p>Tipo de suelo</p> <p>Topografía y pendiente</p> <p>Zonificación</p> <p>Comportamiento estructural y no estructural</p> <p>Mano de obra</p> <p>Materiales</p> <p>Equipos</p>	<p><b>INSTRUMENTOS</b></p> <p>Fichas de Inspección Visual</p> <p>Plataforma Virtual de vulnerabilidad sísmica de Edificaciones - UNI</p> <p>Ensayos de clasificación de suelos SUCS y corte directo.</p>	<p><b>TIPO DE INVESTIGACIÓN</b></p> <p>APLICADA</p>
			<p><b>DIMENSIONES</b></p> <p>ESTRUCTURA</p>	<p><b>INDICADORES</b></p> <p>Estabilidad</p> <p>Resistencia</p> <p>Rigidez</p> <p>Tipo de suelo</p> <p>Topografía y pendiente</p> <p>Zonificación</p> <p>Comportamiento estructural y no estructural</p> <p>Mano de obra</p> <p>Materiales</p> <p>Equipos</p>	<p><b>INSTRUMENTOS</b></p> <p>Fichas de Inspección Visual</p> <p>Plataforma Virtual de vulnerabilidad sísmica de Edificaciones - UNI</p> <p>Ensayos de clasificación de suelos SUCS y corte directo.</p>	
			<p><b>DIMENSIONES</b></p> <p>COSTO</p>	<p><b>INDICADORES</b></p> <p>Mano de obra</p> <p>Materiales</p> <p>Equipos</p>	<p>Costos y Presupuestos \$10</p>	<p><b>DISEÑO DE INVESTIGACIÓN</b></p> <p>EXPERIMENTAL</p>

## ANEXO 4 – Instrumentos de recolección de datos



# UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

### INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS: FICHA DE REGISTRO DE DATOS

“PROPUESTA DE DISEÑO DE VIVIENDA SISMORRESISTENTE EN ZONAS DE BAJA CAPACIDAD PORTANTE FRENTE A AUTOCONSTRUCCIONES INFORMALES, SANTA ROSA DE CUMBAZA, TARAPOTO, 2019”

**ASUNTO:** FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL

**AUTOR:** Leonardo André Mattos Quino

**Ubicación** : Santa Rosa de Cumbaza

**Distrito** : Tarapoto

**Provincia** : San Martín

**Departamento** : San Martín

#### Tipo de Construcción

Vivienda Autoconstruida

Vivienda Sismorresistente

### 1.- USO

(Porcentaje de Área de acuerdo al uso, TOTAL 100%)

Habitacional	<input type="checkbox"/> Vivienda <input type="checkbox"/> Hotel <input type="checkbox"/> Dormitorio  Porcentaje <input type="text"/> %	Oficina / Comercio	<input type="checkbox"/> Oficinas <input type="checkbox"/> Tienda <input type="checkbox"/> Mercado <input type="checkbox"/> Restaurante  Porcentaje <input type="text"/> %	Salud / Social	<input type="checkbox"/> Hospital <input type="checkbox"/> Clínica <input type="checkbox"/> Asilo <input type="checkbox"/> Estancia Infantil  Porcentaje <input type="text"/> %
Educativo	<input type="checkbox"/> Preescolar <input type="checkbox"/> Primera <input type="checkbox"/> Secundaria <input type="checkbox"/> Superior <input type="checkbox"/> Biblioteca <input type="checkbox"/> Museo  Porcentaje <input type="text"/> %	Reunión	<input type="checkbox"/> Centro Social <input type="checkbox"/> Templo Religioso <input type="checkbox"/> Gimnasia <input type="checkbox"/> Salón baile/Juego <input type="checkbox"/> Cine/Teatro/Auditorio <input type="checkbox"/> Estadio  Porcentaje <input type="text"/> %	Industrial	<input type="checkbox"/> fábrica <input type="checkbox"/> Taller <input type="checkbox"/> Bodega <input type="checkbox"/> Generación Eléctrica <input type="checkbox"/> De combustibles  Porcentaje <input type="text"/> %
<b>TIPO DE VIVIENDA:</b>					
<input type="radio"/> Vivienda Provisional <input type="radio"/> Vivienda Incipiente <input type="radio"/> Consolidada Media <input type="radio"/> Consolidada					
<b>ESTRUCTURA GRUPO:</b>					
<input type="radio"/> Habilitada / en uso <input type="radio"/> Abandonada / desocupada <input type="radio"/> Desalojada por daños					
					<b>N° DE OCUPANTES</b> _____

### 2.- TERRENO Y CIMENTACIÓN

Topografía	<input type="checkbox"/> Planicie <input type="checkbox"/> Ladera de cerro <input type="checkbox"/> Ribera río / lago <input type="checkbox"/> Fondo de valle <input type="checkbox"/> Depósitos lacustres <input type="checkbox"/> Costas	Tipo de suelo	<input type="checkbox"/> Arcilla muy blanda <input type="checkbox"/> Limos o arcillas <input type="checkbox"/> Granular suelto <input type="checkbox"/> Granular compacto <input type="checkbox"/> Roca	Suelo	<input type="checkbox"/> Blando <input type="checkbox"/> Transición <input type="checkbox"/> Firme
Cim. Superficial	<input type="checkbox"/> Zapatas aisladas <input type="checkbox"/> Zapatas corridas <input type="checkbox"/> Cimiento de Piedra <input type="checkbox"/> Losa <input type="checkbox"/> Cajón	Cim. Profunda	<input type="checkbox"/> Pilotes / Pilas prof. _____ m  <input type="checkbox"/> Otro prof. _____ m	Nivel freático : _____ m Pend. Terreno : _____ %	

### 3.- CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

N° de Niveles = _____	<b>Dimension Generales :</b>	<b>Estado de conservación:</b>
N° de sótanos = _____	X = Frente : _____ m	<input type="radio"/> Buena <input type="radio"/> Regular
Año de Construcción : _____	Y = Fondo : _____ m	<input type="radio"/> Mala
Área del terreno : _____ m <sup>2</sup>	Altura Planta Baja = _____ m	<b>Calidad de materiales:</b>
Área Construida : _____ m <sup>2</sup>	Altura entresijos = _____ m	<input type="radio"/> Buena <input type="radio"/> Regular
	N° cajones estacionamiento : _____	<input type="radio"/> Mala
	N° escaleras independientes : _____	
<b>INSTALACIONES</b>		<b>Mano de obra:</b>
<input type="checkbox"/> Agua potable	<input type="checkbox"/> Eléctricas	<input type="radio"/> Buena <input type="radio"/> Regular
<input type="checkbox"/> Alcantarillado	<input type="checkbox"/> Gas	<input type="radio"/> Mala
	<input type="checkbox"/> Otra : _____	

### 4.- CONFIGURACIÓN EN PLANTA Y ELEVACIÓN

<b>Posición de manzana:</b>	<input type="checkbox"/> Esquina	<b>Irregularidad de planta</b>	<input type="checkbox"/> Asimétrico (efectos de torsión)
	<input type="checkbox"/> Medio		<input type="checkbox"/> Aberturas en planta > 20% (área o longitud)
	<input type="checkbox"/> Aislado		<input type="checkbox"/> Longitud entrantes /salientes > 20%
			<input type="checkbox"/> En "L", "T", "H" u otra geometría irregular
<b>Irregularidad en elevación</b>			
<input type="checkbox"/> Planta baja flexible	<input type="checkbox"/> Marcos o muros no llegan a la cimentación	<input type="checkbox"/> Apoyos a diferente nivel (laderas)	<input type="checkbox"/> Sistemas de entresijos inclinados
<input type="checkbox"/> Columnas cortas	<input type="checkbox"/> Reducción de la planta en pisos superiores	<input type="checkbox"/> Grandes masas en pisos superiores	<input type="checkbox"/> Arreglo irregular de ventanas en fachadas
<b>Edificio vecino crítico</b>			
N° de pisos : _____	<input type="checkbox"/> Marcos	<input type="checkbox"/> Sin daño	
Separación : _____ (Junta sísmica)	<input type="checkbox"/> Muros	<input type="checkbox"/> Daño medio	
<input type="checkbox"/> Pisos a diferente altura	<input type="checkbox"/> Otro	<input type="checkbox"/> Daño severo	

### 5.- SISTEMA ESTRUCTURAL

<b>Material predominante:</b>	<input type="checkbox"/> Concreto armado	<input type="checkbox"/> Tabique de arcilla hueco	<input type="checkbox"/> Bahareque (ramas/ lodo)
	<input type="checkbox"/> Concreto prefabricado	<input type="checkbox"/> Paneles con capa de mortero	<input type="checkbox"/> Material Precario
	<input type="checkbox"/> Tabicón de concreto (macizo)	<input type="checkbox"/> Madera	(cartón / desecho)
	<input type="checkbox"/> Bloque de Concreto	<input type="checkbox"/> Piedra	<input type="checkbox"/> Otro :
	<input type="checkbox"/> Ladrillo de barro macizo	<input type="checkbox"/> Adobe	_____
<b>Refuerzo en la mampostería</b>			
<input type="checkbox"/> Sin refuerzo	<input type="checkbox"/> Con refuerzo interior		
<input type="checkbox"/> Mampostería confinada	<input type="checkbox"/> Otro : _____		
<input type="checkbox"/> Mampostería mal confinada (sin refuerzo en puertas / ventanas)			

Sección predominante:		Forma	Material	Sección
Columnas	<input type="checkbox"/>	Rectangular	Concreto	
Trabes Principales	<input type="checkbox"/>	Circular	Acero	
Trabes Secundarias	<input type="checkbox"/>	Tubo circular	Prefabricado	
Diagonales	<input type="checkbox"/>	Secc H / I	Madera	
	<input type="checkbox"/>	Cajón		
	<input type="checkbox"/>	Secc L		
	<input type="checkbox"/>	Armadura		

Estructura principal Vertical							Planos	
Marcos	Acero	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	Concreto	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Contrav.	Conc. prefabricado	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	Cols. y losa plana	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	Madera	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	Acero	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Muros	Concreto	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	Cubre varios pisos	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	Cables	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	De carga mampostería	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	Diaphragma mampost.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	De concreto	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	con vigas de acoplamiento:	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

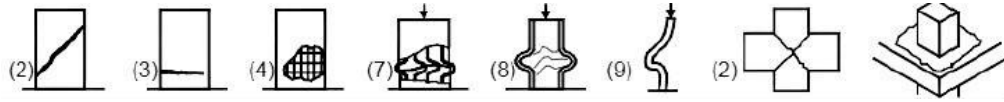
Sistema de piso / techo		
<b>Sistema de piso</b>	<b>Losa de concreto</b>	<b>Cubierta de techo</b>
<input type="checkbox"/> Losa apoyada en trabes	<input type="checkbox"/> Maciza	<input type="checkbox"/> Igual a sistema de piso
<input type="checkbox"/> Losa plana (sin trabes)	<input type="checkbox"/> Aligerada (reticular)	<input type="checkbox"/> Lámina metálica
<input type="checkbox"/> Vigas y piso de madera	<input type="checkbox"/> Prefabricada de concreto	<input type="checkbox"/> Lámina de asbesto/plástico
<input type="checkbox"/> Vigas y enladrillado	<input type="checkbox"/> Vigueta y bovedilla	<input type="checkbox"/> Cartón o desecho
<input type="checkbox"/> Vigas y enladrillado (bóveda catalana)	<input type="checkbox"/> Lámina acanalada con capa de concreto (Losa-acero)	<input type="checkbox"/> Paneles
<input type="checkbox"/> Vigas, largueros y cubierta	Espesor total: _____ cm	<input type="checkbox"/> Madera
<input type="checkbox"/> Armaduras y cubierta	Capa compresión: _____ cm	<input type="checkbox"/> Paja
<input type="checkbox"/> Armaduras 3D		<input type="checkbox"/> Teja
<input type="checkbox"/> Arcos de mampostería		<b>Forma de la cubierta</b>
		<input type="checkbox"/> Techo plano horizontal
		<input type="checkbox"/> Inclinado pendiente: _____ %
		<input type="checkbox"/> Bóveda cilíndrica Ø= _____ m
		<input type="checkbox"/> Cúpula Ø= _____ m

## 6.- EVALUACIÓN DE DAÑOS

Problemas geotécnicos	<input type="checkbox"/> Grietas en el terreno circundante	Colapso total o parcial	<input type="checkbox"/> Techo
	<input type="checkbox"/> Hundimientos diferenciales		<input type="checkbox"/> Planta baja
	<input type="checkbox"/> Deslizamiento de ladera		<input type="checkbox"/> Piso Intermedio
	<input type="checkbox"/> Socavación o Erosión		<input type="checkbox"/> Sección del edificio : _____ %
	<input type="checkbox"/> Licuación de arenas		<input type="checkbox"/> Choque con edificio vecino
	<input type="checkbox"/> Hundimiento (-) o emersión (+) general : _____ cm		<input type="checkbox"/> Colapso total
	<input type="checkbox"/> Inclinación del edificio : _____ %		

### Daños máximos observables

Tipo de daño y características	Columnas	Trabes	Muros		Contraviento	Conexiones
			mampostería	de concreto		
1- Colapso / daño generalizado	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2- Grietas inclinadas (por cortante)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3- Grietas normales al eje (por flexión)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4- Aplastamiento concr. y barras expuestas	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5- Fractura refuerzo longitudinal	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6- Fractura refuerzo transversal o estribos	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7- Pandeo de barras a compresión	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8- Pandeo de placas	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
9- Pandeo global o inestabilidad	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
10- Falla de soldadura	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
11- Falla de conectores (tornillos/remaches)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
12- Corrosión del acero	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Armado del elemento (de concreto)	_____ cm	_____ cm	_____ cm	_____ cm	_____ cm	_____ cm
Distancia entre estribos / aliesadores	_____ cm	_____ cm	_____ cm	_____ cm	_____ cm	_____ cm
Sección del elemento	_____ cm	_____ cm	_____ cm	_____ cm	_____ cm	_____ cm
Ejemplos de datos que se pueden recabar:	$b \times h / \emptyset$	$b \times h / d \times b_r, t_r$	$t, h \times b_c$	$t$	$b \times h / d \times b_r, t_r$	$b \times h$

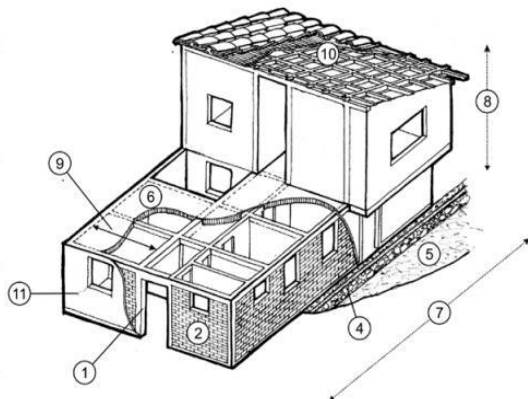


Sistema de piso / techo	<input type="checkbox"/>	Colapso	Porcentaje de elementos dañados en el entrepiso crítico	Clave de entrepiso		
	<input type="checkbox"/>	Grietas alrededor de columnas		Grave	Medio	Clave de entrepiso
	<input type="checkbox"/>	Grietas al centro del claro	Columnas	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
	<input type="checkbox"/>	Grietas sobre las vigas	Trabes	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
	<input type="checkbox"/>	Grietas en las esquinas	Muros concreto X	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
		Anchura de grieta máxima: _____ mm	Muros concreto Y	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
			Muros mampostería X	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
			Muros mampostería Y	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
			Contraventeos	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
			Conexiones	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	

**Daños en otros elementos**

Exteriores	<input type="checkbox"/>	Vidrios	<input type="checkbox"/>	Balcones	<input type="checkbox"/>	Otros : _____
	<input type="checkbox"/>	Torres de anuncios	<input type="checkbox"/>	Pretilos		
	<input type="checkbox"/>	Acabados	<input type="checkbox"/>	Tanques elevad		
	<input type="checkbox"/>	Fachadas	<input type="checkbox"/>	Bardas		

**ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN**



$\leq I_v < 15\%$	<b>Vulnerabilidad baja</b>
$15\% \leq I_v < 35\%$	<b>Vulnerabilidad Media</b>
$I_v \geq 35\%$	<b>Vulnerabilidad Alta</b>

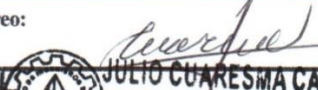
$$I_v = \sum_{i=1}^{11} K_i \cdot W_i$$


- |                                    |                                      |
|------------------------------------|--------------------------------------|
| (1) Sistema estructural            | (7) Configuración en planta          |
| (2) Calidad del sistema resistente | (8) Configuración en elevación       |
| (3) Resistencia estructural        | (9) Distancia máxima entre los muros |
| (4) Posición de la cimentación     | (10) Tipo de cubierta                |
| (5) Suelo y pendiente del terreno  | (11) Estado de conservación          |
| (6) Diafragmas horizontales        |                                      |


**RIESGO REPRESENTATIVO**

<b>RIESGO MUY ALTO</b>	La vivienda podría colapsar total o parcialmente durante un sismo, considerandose un porcentaje de peligro alto por falla estructural y no estructural, haciendo inhabitable el inmueble.
<b>RIESGO ALTO</b>	La vivienda presentaría graves daños durante un sismo, comprometiendo la estabilidad de este. Hallandose fallas estructurales y no estructurales graves.
<b>RIESGO MEDIO</b>	La vivienda presentaría daños no estructurales considerables, pero no comprometería la estabilidad de la estructura que la harían fallar durante el sismo.
<b>RIESGO BAJO</b>	La vivienda presentaría daños mínimos a la estructura, no verificandose daños por fallas de consideración de riesgo estructural.

## ANEXO 5 – Validación de Ficha de Inspección Visual

DATOS	EVALUACIÓN DEL EXPERTO	
Nombres y Apellidos: JULIO CUARESMA CARBAJAL	Rango de evaluación por parámetro 0 — 0,5 — 1	
Registro CIP N°: 67803	Parámetros	Puntaje de Evaluación
Correo:	1	1
Firma:  JULIO CUARESMA CARBAJAL INGENIERO CIVIL Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67803	2	1
	3	1
	4	1
	5	1
	6	1
	Promedio	6

DATOS	EVALUACIÓN DEL EXPERTO	
Nombres y Apellidos: SANTOS RICARDO PADILLA PICHÉN	Rango de evaluación por parámetro 0 — 0,5 — 1	
Registro CIP N°: 51630	Parámetros	Puntaje de Evaluación
Correo: spadilla@ccp.edu.pr	1	1
Firma:  SANTOS RICARDO PADILLA PICHÉN INGENIERO CIVIL CIP 51630	2	1
	3	1
	4	1
	5	1
	6	1
	Promedio	6

DATOS	EVALUACIÓN DEL EXPERTO	
Nombres y Apellidos: ALEX ROGELIO FIGUEROA PINEDA	Rango de evaluación por parámetro 0 — 0,5 — 1	
Registro CIP N°: 35436	Parámetros	Puntaje de Evaluación
Correo: afp345@hotmail.com	1	1
Firma:  ALEX ROGELIO FIGUEROA PINEDA INGENIERO CIVIL C.I.P. N° 35436	2	1
	3	1
	4	1
	5	1
	6	1
	Promedio	6

## ANEXO 6 – Red Acelerográfica – Plataforma Virtual de Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones – UPG-FIC-UNI

**Encuesta de Vulnerabilidad Sísmica**

La Universidad Nacional de Ingeniería, a través de la Red Acelerográfica de la Unidad de Postgrado de la Facultad de Ingeniería Civil (UPG-FIC-UNI), y el Centro Regional de Sismología para América del Sur (CERESIS), les dan la más cordial bienvenida a la **Plataforma Virtual de Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones**, desarrollada por medio de un Convenio Interinstitucional.

**ASPECTOS GEOMÉTRICOS**

**Cantidad de muros**  
Seleccione una opción

Muchos muros confinados

**Muros Muros Confinados**

Muchos muros confinados

La densidad de muros se incrementa cuando hay muros muros confinados en las dos direcciones de la vivienda.

El botón cruz da más información

Nuestro principal objetivo es sensibilizar a la población en general sobre el estado actual de sus viviendas, ya que nuestro país se encuentra ubicado en una zona de alta amenaza sísmica, ocasionando cuantiosas pérdidas materiales y humanas de manera recurrente en edificaciones vulnerables.


Por tal motivo, se ha desarrollado esta plataforma virtual de vulnerabilidad sísmica de edificaciones, aplicando tecnologías de información y comunicación, lo cual permite abarcar una mayor área de investigación con un menor costo de aplicación. La información recopilada, brindará indicadores para que profesionales en gestión y mitigación de riesgos puedan definir los protocolos adecuados de protección civil ante la ocurrencia de sismos severos.

**SI DESEA CONOCER LA VULNERABILIDAD DE SU VIVIENDA ANTE EVENTOS SÍSMICOS DEBE COMPLETAR LA SIGUIENTE ENCUESTA...**

**Ir a encuesta**

Fuente: <https://vulnerabilidad-sismica.uni.edu.pe/vulne>


# ANEXO 6 – Red Acelerográfica – Plataforma Virtual de Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones – UPG-FIC-UNI



Encuesta   Mapa de Vulnerabilidad   Documentación ▾   Metodología ▾   Nosotros ▾   Contáctanos

DATOS GENERALES

**Ubicación de la vivienda**





Google   Datos del mapa ©2020   Condiciones del Servicio   Informar un error en el mapa

Seleccione la ubicación de su vivienda

**Tipo de Suelo**

Seleccione una opción si conoce el tipo de suelo



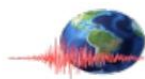
Datos Generales  
Aspectos Estructurales  
Aspectos Geométricos  
Aspectos Constructivos

Fuente: <https://vulnerabilidad-sismica.uni.edu.pe/vulne>



## ANEXO 7 – Red Acelerográfica – Resultado Evaluación de Vulnerabilidad

---



### Resultado de la evaluación de Vulnerabilidad Sísmica de su edificación

#### Datos de la edificación

Ubicación:

Latitud:-6.5247

Longitud:-76.3786

#### Fecha de realización de la encuesta:

29/06/2020 8:19am

El resultado PRELIMINAR obtenido luego de completar la encuesta de vulnerabilidad de su edificación, es que posee **MODERADA VULNERABILIDAD SÍSMICA** de sufrir daños frente a un evento sísmico de gran magnitud, si desea una evaluación más detallada que determine apropiadamente el comportamiento de su edificación ante una sollicitación sísmica, comuníquese con la Red Acelerográfica.

Agradecemos su participación.



**Red Acelerográfica UPG FIC UNI**

<http://www.red-acelerografica-peru.com/>

**Contacto:** Central Telefónica (01) 4811070 Anexo:3909, Lima - Perú

**Email:** red-acelerografica@uni.edu.pe - ceresis.direccionejecutiva@gmail.com

**Ubicación:** Av. Túpac Amaru 210 - Rímac.

## ANEXO 8 – Certificación de estudio de Laboratorio

---



*“Año de la lucha contra la corrupción y la impunidad”*

Cacatachi, 20 de diciembre del 2,019

### CARTA N° 0078-UCV/LAB.MEC.SUELOS Y MATERIALES. – 2019

**ESTUDIANTE.**

**Leonardo André Mattos Quino**

Presente.

**ASUNTO:** Hace Llegar resultados de estudios de mecánica de suelos.

**REF.** : Certificado de estudios.

Tengo el agrado de dirigirme a Usted, así mismo hacerle llegar adjunto los resultados de los estudios de mecánica de suelos de tu proyecto de Investigación titulado: **“Propuesta de diseño de vivienda sismo resistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019”** el cual ha sido solicitado por vuestra persona. Adjunto los certificados de resultados de 3 calicatas.

Es cuanto entrego para los fines que estime conveniente.

Atentamente.

  
Cesar Manuel Flores Celis  
INGENIERO CIVIL  
CIP 116129

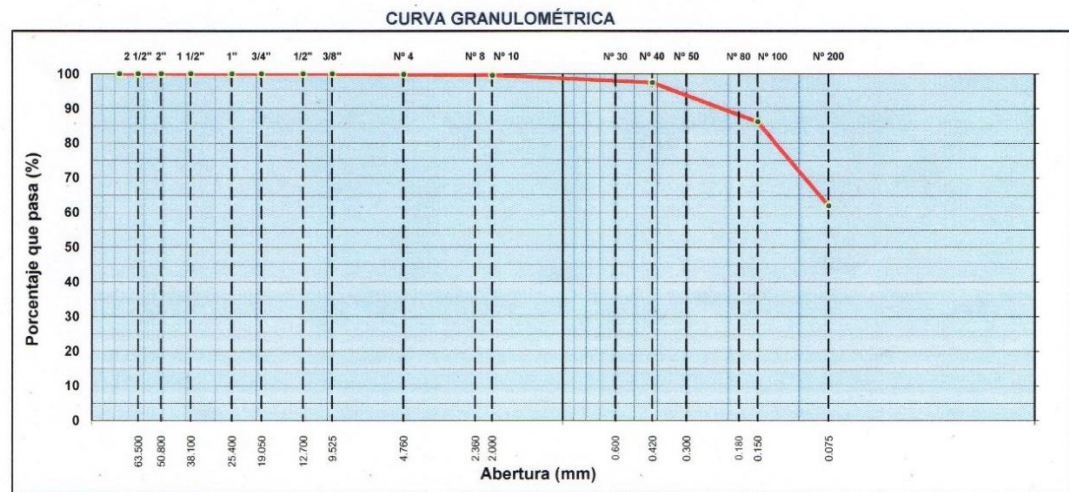
# ANEXO 9 – Análisis granulométrico por tamizado – ASTM D422

Calicata N°1 – Muestra 02



Proyecto :	"Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"	Hecho por :	L.A.M.Q
Tesistas :	Leonardo André Mattos Quino	Jefe de Lab. :	C.F.C
Ubicación :	Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.	Fecha :	19-11-19
Capa :	M-02	Para uso :	Vivienda
Calicata :	C-01		
Profundidad :	0.20-0.90 cm		

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO MTC E 107, E 204 - ASTM D 422 - AASHTO T-11, T-27 Y T-88										
3"	76.200					PESO TOTAL	=	1.000.0	gr	
2 1/2"	63.500					PESO LAVADO	=	816.6	gr	
2"	50.800					LÍMITE LÍQUIDO	=	26.45	%	
1 1/2"	38.100					LÍMITE PLÁSTICO	=	14.84	%	
1"	25.400					ÍNDICE PLÁSTICO	=	11.61	%	
3/4"	19.050					CLASF. AASHTO	=	A-6	(6)	
1/2"	12.700					CLASF. SUCCS	=	CL		
3/8"	9.525					% Grava	=	0.1	%	
1/4"	6.350	0.00	0.00	0.00	100.00	% Arena	=	37.9	%	
# 4	4.750	1.32	0.13	0.13	99.87	% Fino	=	61.9	%	
# 8	2.360	2.28	0.23	0.36	99.64	Malla sup		D10	D30	D60
# 10	2.000	0.39	0.04	0.40	99.60	Malla inf.		0.150	0.150	0.150
#16	1.180	0.83	0.09	0.49	99.51	Yes		0.075	0.075	0.075
#20	0.840	0.83	0.08	0.57	99.43	Y1		61.9	61.9	61.9
# 30	0.600	3.27	0.33	0.90	99.10	Dy		24.307	24.307	24.307
# 40	0.420	15.98	1.60	2.50	97.50	X		0.017	0.030	0.071
# 50	0.300	32.13	3.21	5.71	94.29	Coef. Uniformidad		-		Índice de Consistencia
#60	0.250	22.26	2.23	7.94	92.06	Coef. Curvatura		-		2.3
# 80	0.180	33.81	3.38	11.32	88.68	Pot. de Expansión		Bajo		Estable
# 100	0.150	24.51	2.45	13.77	86.23					
# 200	0.075	243.06	24.31	38.08	61.92					
< # 200	FONDO	619.20	61.92	100.00	0.00					
FINO										
TOTAL		1.000.0								
Descripción suelo: Arcilla arenosa de baja plasticidad										



OBSERVACION: Arcilla inorganica de baja plasticidad con 61.92 % de finos (que pasa la malla N°200) lfmite liquido 26.45 e indice de plastico 11.61



*Leonardo André Mattos Quino*  
INGENIERO CIVIL  
CIP 114129

# ANEXO 9 – Análisis granulométrico por tamizado – ASTM D422

Calicata N°1 – Muestra 03

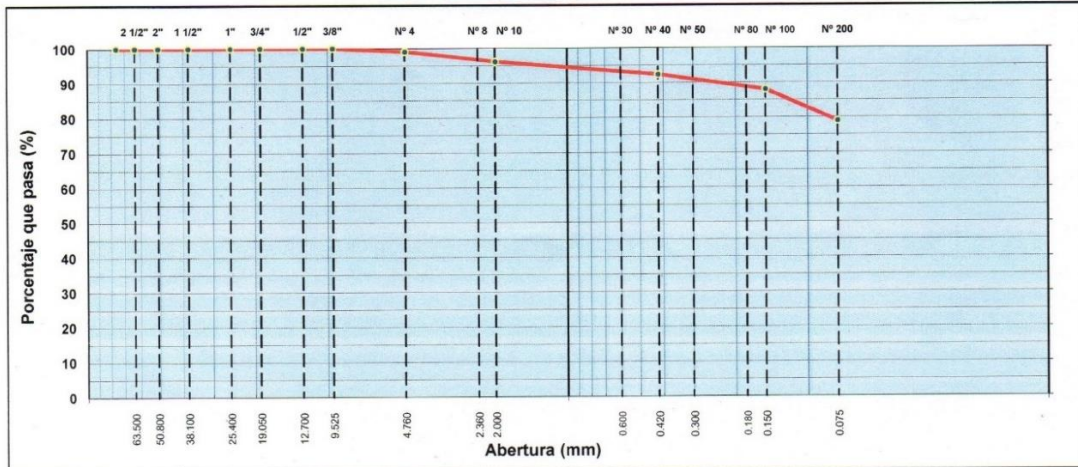


Proyecto :	"Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"	Hecho por :	L.A.M.Q
Tesistas :	Leonardo André Mattos Quino	Jefe de Lab. :	C..F.C
Ubicación :	Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.	Fecha :	19-11-19
Capa :	M-03	Para uso :	Vivienda
Calicata :	C-01		
Profundidad :	0.90-3.00m		

## ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO MTC E 107, E 204 - ASTM D 422 - AASHTO T-11, T-27 Y T-88

TAMIZ	ABERT. mm.	PESO RET.	%RET. PARC.	%RET. AC.	% Q' PASA	ESPECIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA						
3"	76.200						PESO TOTAL	=	1.000.0	gr			
2 1/2"	63.500						PESO LAVADO	=	377.0	gr			
2"	50.800						LIMITE LIQUIDO	=	67.08	%			
1 1/2"	38.100						LIMITE PLÁSTICO	=	22.25	%			
1"	25.400						ÍNDICE PLÁSTICO	=	44.83	%			
3/4"	19.050						CLASF. AASHTO	=	A-7-6	(20)			
1/2"	12.700						CLASF. SUCCS	=	CH				
3/8"	9.525												
1/4"	6.350	0.00	0.00	0.00	100.00								
# 4	4.760	9.10	0.91	0.91	99.09								
# 8	2.360	23.80	2.38	3.29	96.71		% Grava	=	0.9	%			
# 10	2.000	5.39	0.54	3.83	96.17		% Arena	=	20.2	%			
# 16	1.190	15.54	1.55	5.38	94.62								
# 20	0.840	7.35	0.74	6.12	93.88								
# 30	0.600	6.23	0.62	6.74	93.26		% Fino	=	78.9	%			
# 40	0.420	8.82	0.88	7.62	92.38								
# 50	0.300	10.22	1.02	8.65	91.36		Malla sup		0.150	0.150	0.150		
# 60	0.250	8.12	0.81	9.46	90.54		Malla inf.		0.075	0.075	0.075		
# 80	0.180	0.63	0.06	9.52	90.48		Ys		88.016	88.016	88.016		
# 100	0.150	24.64	2.46	11.98	88.02		Yi		78.930	78.930	78.930		
# 200	0.075	90.86	9.09	21.07	78.93		Dy		9.086	9.086	9.086		
< # 200	FONDO	789.30	78.93	100.00	0.00		X		0.0004	0.0018	0.0177		
FINO							Coef. Uniformidad		-			Índice de Consistencia	
TOTAL		1.000.0					Coef. Curvatura		-			1.5	
Descripción suelo:	Arcilla de alta plasticidad con arena							Pot. de Expansión		Alto		Estable	

### CURVA GRANULOMÉTRICA



**OBSERVACION:** Arcilla inorganica de alta plasticidad con 78.93 % de finos (que pasa la malla N°200) limite liquido 67.08 e indice de plastico 44.83



19/11/19  
 Ing. Manuel Flores Celis  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP 148129

# ANEXO 9 – Análisis granulométrico por tamizado – ASTM D422

Calicata N°2 – Muestra 02

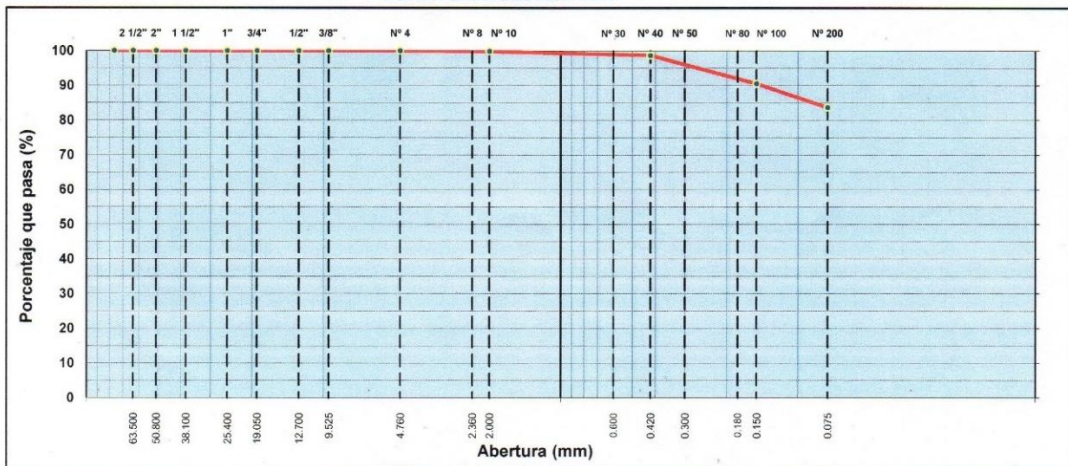


Proyecto :	"Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"	Hecho por : L.A.M.Q
Tesistas :	Leonardo André Mattos Quino	Jefe de Lab. : C..F.C
Ubicación :	Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.	Fecha : 19-11-19
Capa :	M-02	Para uso : Vivienda
Calicata :	C-02	
Profundidad :	0.20-0.90 cm	

## ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO MTC E 107, E 204 - ASTM D 422 - AASHTO T-11, T-27 Y T-88

TAMIZ	ABERT. mm.	PESO RET.	%RET. PARC.	%RET. AC.	% Q' PASA	ESPECIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA
3"	76.200						PESO TOTAL = 1.000.0 gr
2 1/2"	63.500						PESO LAVADO = 299.7 gr
2"	50.800						
1 1/2"	38.100						LÍMITE LÍQUIDO = 54.14 %
1"	25.400						LÍMITE PLÁSTICO = 17.97 %
3/4"	19.050						ÍNDICE PLÁSTICO = 36.17 %
1/2"	12.700						CLASF. AASHTO = A-7-6 [18]
3/8"	9.525						CLASF. SUCCS = CH
1/4"	6.350						
# 4	4.760	0.00	0.00	0.00	100.00		
# 8	2.360	0.56	0.06	0.06	99.94		% Grava = 0.0 %
# 10	2.000	0.64	0.06	0.12	99.88		% Arena = 16.3 %
# 16	1.190	0.88	0.09	0.21	99.79		
# 20	0.840	0.52	0.05	0.26	99.74		
# 30	0.600	1.66	0.17	0.43	99.57		% Fino = 83.7 %
# 40	0.420	8.46	0.85	1.27	98.73		
# 50	0.300	22.98	2.30	3.57	96.43		Malla sup. 0.150 0.150 0.150
# 60	0.250	17.22	1.72	5.29	94.71		Malla inf. 0.075 0.075 0.075
# 80	0.180	1.04	0.10	5.39	94.61		Ys 83.60 90.57 90.57
# 100	0.150	40.36	4.04	9.43	90.57		Yt 83.89 6.89 6.89
# 200	0.075	68.86	6.89	16.32	83.68		Cu 153.364
< # 200	FONDO	836.80	83.68	100.00	0.00		Cc 0.370
FINO							Coef. Uniformidad - Índice de Consistencia
TOTAL		1,000.0					Coef. Curvatura - 1.5
Descripción suelo: Arcilla de alta plasticidad con arena							Pot. de Expansión - Alto Estable

CURVA GRANULOMÉTRICA



OBSERVACION: Arcilla inorgánica de plasticidad con 83.68 % de finos (que pasa la malla N°200), límite líquido 54.14 e índice de plástico 36.17



Manuel Flores Celis  
INGENIERO CIVIL  
CIP 116129

# ANEXO 9 – Análisis granulométrico por tamizado – ASTM D422

Calicata N°2 – Muestra 03

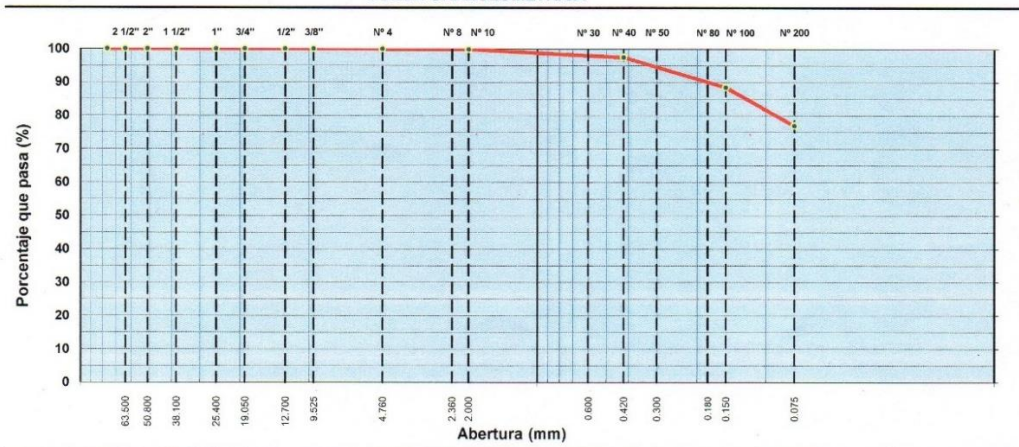


Proyecto :	"Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"	Hecho por : L.A.M.Q
Tesistas :	Leonardo André Mattos Quino	Jefe de Lab. : C..F.C
Ubicación :	Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.	Fecha : 19-11-19
Capa :	M-03	Para uso : Vivienda
Calicata :	C-02	
Profundidad :	0.90 - 3.00 m	

## ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO MTC E 107, E 204 - ASTM D 422 - AASHTO T-11, T-27 Y T-88

TAMIZ	ABERT. mm.	PESO RET.	%RET. PARC.	%RET. AC.	% O' PASA	ESPECIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	
3"	76.200						PESO TOTAL = 1.000.0 gr	
2 1/2"	63.500						PESO LAVADO = 408.3 gr	
2"	50.800						LÍMITE LÍQUIDO = 28.80 %	
1 1/2"	38.100						LÍMITE PLÁSTICO = 14.05 %	
1"	25.400						ÍNDICE PLÁSTICO = 14.75 %	
3/4"	19.050						CLASF. AASHTO = A-6 (9)	
1/2"	12.700						CLASF. SUCCS = CL	
3/8"	9.525							
1/4"	6.350							
# 4	4.750	0.00	0.00	0.00	100.00			
# 8	2.360	0.54	0.05	0.05	99.95		% Grava = 0.0 %	
# 10	2.000	0.41	0.04	0.10	99.90		% Arena = 23.1 %	
#16	1.190	2.26	0.23	0.32	99.68			
#20	0.840	1.38	0.14	0.46	99.54			
# 30	0.600	7.03	0.70	1.16	98.84		% Fino = 76.9 %	
# 40	0.420	13.38	1.34	2.50	97.50			
# 50	0.300	30.68	3.07	5.57	94.43		Malla sup D10 = 0.150	
#60	0.250	19.32	1.93	7.50	92.50		Malla inf D30 = 0.150	
# 80	0.180	2.39	0.24	7.74	92.26		Yes D60 = 0.075	
# 100	0.150	38.36	3.84	11.58	88.42		Yi = 88.43	
# 200	0.075	115.03	11.50	23.08	76.92		Dy = 11.50	
< # 200	FONDO	769.20	76.92	100.00	0.00		Dy = 11.503	
FINO							X = 0.0013	
TOTAL		1.000.0					X = 0.0044	
Descripción suelo: Arcilla de baja plasticidad con arena							Coef. Uniformidad	-
							Coef. Curvatura	2.0
							Pot. de Expansión	Bajo
								Estable

### CURVA GRANULOMÉTRICA



**OBSERVACION:** Arcilla inorganica de baja plasticidad con 76.92 % de finos (que pasa la malla N°200) limite liquido 28.80 e indice de plastico 14.75



19/11/19  
Manuel Flores Celis  
INGENIERO CIVIL  
CIP 115129

# ANEXO 9 – Análisis granulométrico por tamizado – ASTM D422

Calicata N°3 – Muestra 02

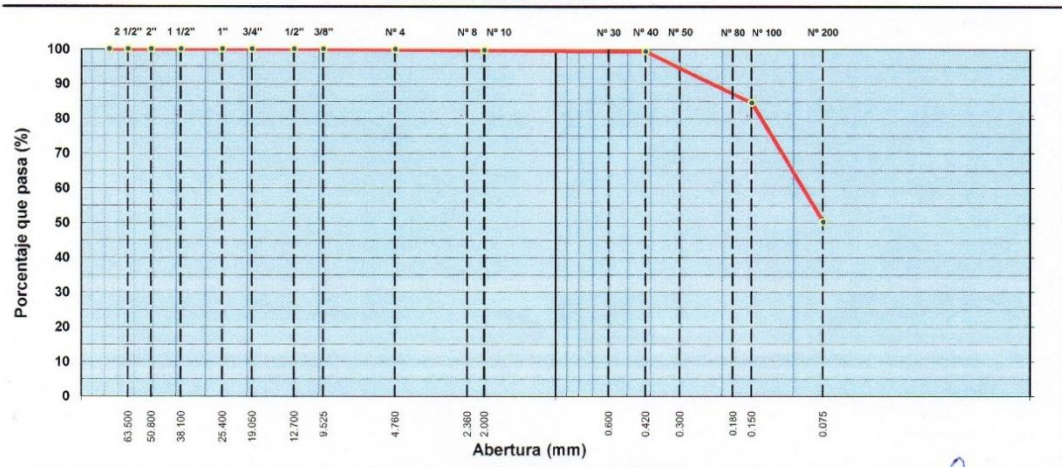


<b>Proyecto</b> :	"Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"	<b>Hecho por</b> :	L.A.M.Q
<b>Tesistas</b> :	Leonardo André Mattos Quino	<b>Jefe de Lab.</b> :	C..F.C
<b>Ubicación</b> :	Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.	<b>Fecha</b> :	19-11-19
<b>Capa</b> :	M-02	<b>Para uso</b> :	Vivienda
<b>Calicata</b> :	C-03		
<b>Profundidad</b> :	1.10 mts		

## ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO MTC E 107, E 204 - ASTM D 422 - AASHTO T-11, T-27 Y T-88

TAMIZ	ABERT. mm.	PESO RET.	%RET. PARC.	%RET. AC.	% Q' PASA	ESPECIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA		
3"	76.200						PESO TOTAL	=	1.000.0 gr
2 1/2"	63.500						PESO LAVADO	=	747.2 gr
2"	50.800						LÍMITE LÍQUIDO	=	0.00 %
1 1/2"	38.100						LÍMITE PLÁSTICO	=	0.00 %
1"	25.400						ÍNDICE PLÁSTICO	=	0.00 %
3/4"	19.050						CLASF. AASHTO	=	A-4 (3)
1/2"	12.700						CLASF. SUCCS	=	ML
3/8"	9.525								
1/4"	6.350	0.00	0.00	0.00	100.00				
# 4	4.750	0.52	0.06	0.06	99.94				
# 8	2.360	1.50	0.15	0.21	99.79		% Grava	=	0.1 %
# 10	2.000	0.32	0.03	0.24	99.76		% Arena	=	49.7 %
#16	1.190	1.40	0.14	0.38	99.62				
#20	0.840	0.77	0.08	0.46	99.54				
# 30	0.600	0.57	0.06	0.52	99.48		% Fino	=	50.3 %
# 40	0.420	0.45	0.04	0.56	99.44				
# 50	0.300	33.92	3.39	3.95	96.05		Malla sup	D10	0.150
#60	0.250	10.91	1.09	5.05	94.95		Malla inf.	D30	0.150
# 80	0.180	47.25	4.72	9.77	90.23			D60	0.150
# 100	0.150	57.09	5.71	15.48	84.52		Ys		84.52
# 200	0.075	342.53	34.25	49.73	50.27		Yi		84.52
< # 200	FONDO	502.70	50.27	100.00	0.00		Cu		2.751
							Cc		0.820
FINO							Coef. Uniformidad	-	Índice de Consistencia
TOTAL		1,000.0					Coef. Curvatura	-	0.0
<b>Descripción suelo:</b> Limo arenoso de baja plasticidad							Pot. de Expansión	Bajo	0.0

### CURVA GRANULOMÉTRICA



**OBSERVACION:** Limo arenoso con baja plasticidad con 50.27 % de finos (que pasa la malla N°200) limite liquido 0.00 e indice de plastico=0.00

Manuel Flores Cui  
INGENIERO CIVIL  
11P 11E119



**ANEXO 10 – Humedad natural – ASTM D2216**

Calicata N°1 – Muestra 02



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES**  
**Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandezf@ucv.edu.pe**  
 CAMPUS UNIVERSITARIO CACATACHI - TARAPOTO - PERÚ



<b>Proyecto</b>	: "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"
<b>Tesistas</b>	: Leonardo André Mattos Quino
<b>Ubicación</b>	: Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.
<b>Capa</b>	: M - 02
<b>Calicata</b>	: C-01
<b>Prof.</b>	: 0.20-0.90 M
<b>Fecha</b>	: 19/11/2019

**HUMEDAD NATURAL : ASTM D - 2216**

LATA	1	2	3	UNIDAD	OBSERVACIONES
PESO DE LATA	89.08	61.68	90.68	grs.	Las muestras fueron preservadas y transportadas de acuerdo a la Norma ASTM 4220.
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	242.95	211.25	240.31	grs.	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	213.49	182.97	212.23	grs.	
PESO DEL AGUA	29.46	28.28	28.08	grs.	
PESO DEL SUELO SECO	124.41	121.29	121.55	grs.	
% DE HUMEDAD	23.68	23.32	23.10	%	
<b>PROMEDIO % DE HUMEDAD</b>	23.37			%	



*Ing. César Mattos Quino Célis*  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP: 14429

**OBSERVACIONES:**  
 Las muestras fueron extraídas por el Tesista.



**ANEXO 10 – Humedad natural – ASTM D2216**

Calicata N°1 – Muestra 03




**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES  
 Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandezf@ucv.edu.pe  
 CAMPUS UNIVERSITARIO CACATACHI - TARAPOTO - PERÚ



<b>Proyecto</b>	: "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"
<b>Tesistas</b>	: Leonardo André Mattos Quino
<b>Ubicación</b>	: Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.
<b>Capa</b>	: M - 03
<b>Calicata</b>	: C-01
<b>Prof.</b>	: 0.20-0.90 M
<b>Fecha</b>	: 19/11/2019

**HUMEDAD NATURAL : ASTM D - 2216**

LATA	1	2	3	UNIDAD	OBSERVACIONES
PESO DE LATA	80.45	62.64	66.26	grs.	Las muestras fueron preservadas y transportadas de acuerdo a la Norma ASTM 4220.
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	229.74	218.44	217.56	grs.	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	189.50	176.92	176.24	grs.	
PESO DEL AGUA	40.24	41.52	41.32	grs.	
PESO DEL SUELO SECO	109.05	114.28	109.98	grs.	
% DE HUMEDAD	36.90	36.33	37.57	%	
<b>PROMEDIO % DE HUMEDAD</b>	36.93			%	



Ingeniero César Mattos Quino  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP: 14128

**OBSERVACIONES:**  
 Las muestras fueron extraídas por el Tesista .

**ANEXO 10 – Humedad natural – ASTM D2216**

Calicata N°2 – Muestra 02



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES**  
 Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandez@ucv.edu.pe  
 CAMPUS UNIVERSITARIO CACATACHI - TARAPOTO - PERÚ



<b>Proyecto</b>	: "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"
<b>Tesistas</b>	: Leonardo André Mattos Quino
<b>Ubicación</b>	: Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.
<b>Capa</b>	: M - 02
<b>Calicata</b>	: C-02
<b>Prof.</b>	: 0.20-0.90 M
<b>Fecha</b>	: 19/11/2019

**HUMEDAD NATURAL : ASTM D - 2216**

LATA	1	2	3	UNIDAD	OBSERVACIONES
PESO DE LATA	63.09	76.15	69.75	grs.	Las muestras fueron preservadas y transportadas de acuerdo a la Norma ASTM 4220.
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	220.47	224.02	227.85	grs.	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	180.83	187.09	188.11	grs.	
PESO DEL AGUA	39.64	36.93	39.74	grs.	
PESO DEL SUELO SECO	117.74	110.94	118.36	grs.	
% DE HUMEDAD	33.67	33.29	33.58	%	
<b>PROMEDIO % DE HUMEDAD</b>	33.51			%	


  
 Ing. César Mattos Flores Celis  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP 117129



**OBSERVACIONES:**  
 Las muestras fueron extraídas por el Testista .

**ANEXO 10 – Humedad natural – ASTM D2216**

Calicata N°2 – Muestra 03



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES**  
 Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandezf@ucv.edu.pe  
 CAMPUS UNIVERSITARIO, CACATACHI - TARAPOTO - PERÚ



<b>Proyecto</b>	: "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"
<b>Tesistas</b>	: Leonardo André Mattos Quino
<b>Ubicación</b>	: Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.
<b>Capa</b>	: M - 03
<b>Calicata</b>	: C-02
<b>Prof.</b>	: 0.20-0.90 M
<b>Fecha</b>	: 19/11/2019

**HUMEDAD NATURAL : ASTM D - 2216**

LATA	1	2	3	UNIDAD	OBSERVACIONES
PESO DE LATA	70.10	74.08	58.06	grs.	Las muestras fueron preservadas y transportadas de acuerdo a la Norma <b>ASTM 4220</b> .
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	229.86	235.12	213.02	grs.	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	200.15	205.03	184.83	grs.	
PESO DEL AGUA	29.71	30.09	28.19	grs.	
PESO DEL SUELO SECO	130.05	130.95	126.77	grs.	
% DE HUMEDAD	22.85	22.98	22.24	%	
<b>PROMEDIO % DE HUMEDAD</b>	22.69			%	



*Ing. César Manuel Torres Celis*  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP: 146724

**OBSERVACIONES:**  
 Las muestras fueron extraídas por el Tesista .

**ANEXO 10 – Humedad natural – ASTM D2216**

Calicata N°3 – Muestra 02



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES  
 Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandezf@ucv.edu.pe  
 CAMPUS UNIVERSITARIO CACATACHI - TARAPOTO - PERU

<b>Proyecto</b>	: "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"
<b>Tesistas</b>	: Leonardo André Mattos Quino
<b>Ubicación</b>	: Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.
<b>Capa</b>	: M - 02
<b>Calicata</b>	: C-03
<b>Prof.</b>	: 0.20-0.90 M
<b>Fecha</b>	: 19/11/2019

  
 Cesar Manuel Flores Celis  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP 14612



<b>HUMEDAD NATURAL : ASTM D - 2216</b>					
LATA	1	2	3	UNIDAD	OBSERVACIONES
PESO DE LATA	73.27	81.99	60.45	grs.	Las muestras fueron preservadas y transportadas de acuerdo a la Norma <b>ASTM 4220</b> .
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA	233.61	242.10	225.24	grs.	
PESO DEL SUELO SECO + LATA	202.39	210.11	193.37	grs.	
PESO DEL AGUA	31.22	31.99	31.87	grs.	
PESO DEL SUELO SECO	129.12	128.12	132.92	grs.	
% DE HUMEDAD	24.18	24.97	23.98	%	
<b>PROMEDIO % DE HUMEDAD</b>	24.37			%	

**OBSERVACIONES:**

Las muestras fueron extraídas por el Tesista .

# ANEXO 11 – Límites de Atterberg – ASTM D4318

Calicata N°1 – Muestra 02



**Proyecto :** "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"

**Tesita :** Leonardo André Mattos Quino

**Ubicación :** Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de

**Capa :** M-02

**Calicata :** C-01

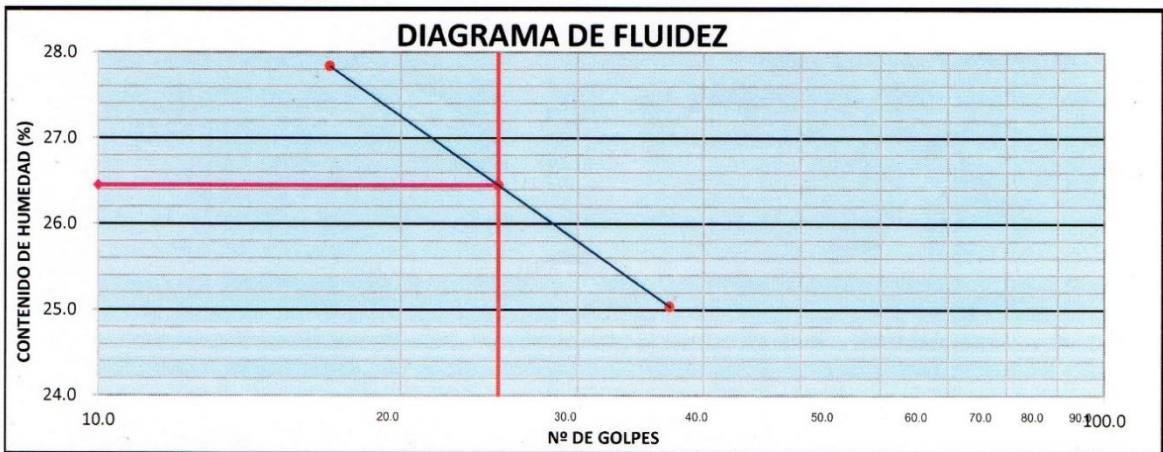
**Prof. :** 0.20-0.90 cm

**Fecha :** 19/11/2019

## LÍMITES DE ATTERBERG MTC E 110 Y E 111 - ASTM D 4318 - AASHTO T-89 Y T-90

LÍMITE LÍQUIDO			
Nº TARRO	1	2	3
TARRO + SUELO HÚMEDO	66.51	68.78	66.50
TARRO + SUELO SECO	58.78	60.89	59.40
AGUA	7.73	7.89	7.10
PESO DEL TARRO	31.01	31.06	31.04
PESO DEL SUELO SECO	27.77	29.83	28.36
% DE HUMEDAD	<b>27.84</b>	<b>26.45</b>	<b>25.04</b>
Nº DE GOLPES	<b>17</b>	<b>25</b>	<b>37</b>

LÍMITE PLÁSTICO			
Nº TARRO	1	2	3
TARRO + SUELO HÚMEDO	53.51	54.68	52.99
TARRO + SUELO SECO	50.54	51.59	49.52
AGUA	2.97	3.09	3.47
PESO DEL TARRO	30.95	28.11	28.11
PESO DEL SUELO SECO	<b>19.59</b>	<b>23.48</b>	<b>21.41</b>
% DE HUMEDAD	<b>15.16</b>	<b>13.16</b>	<b>16.21</b>



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA		OBSERVACIONES
LÍMITE LÍQUIDO	26.45	
LÍMITE PLÁSTICO	14.84	
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	<b>11.61</b>	



*César Manuel Flores Celis*  
INGENIERO CIVIL  
CIP 116179

# ANEXO 11 – Límites de Atterberg – ASTM D4318

Calicata N°1 – Muestra 03

**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES  
 Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandezf@ucv.edu.pe  
 CAMPUS UNIVERSITARIO CACATACHI - TARAPOTO - PERÚ

**Proyecto** : "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"

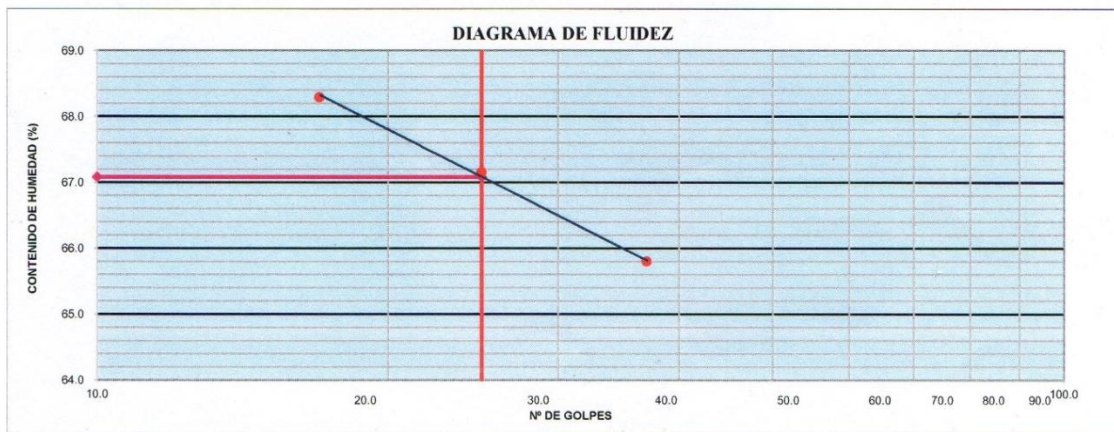
**Tesita** : Leonardo André Mattos Quino  
**Ubicación** : Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.  
**Capa** : M-03  
**Calicata** : C-01  
**Prof.** : 0.90-3.00m  
**Fecha** : 19/11/2019

## LÍMITES DE ATTERBERG MTC E 110 Y E 111 - ASTM D 4318 - AASHTO T-89 Y T-90

LÍMITE LÍQUIDO				
Nº TARRO	1	2	3	
TARRO + SUELO HÚMEDO	57.07	52.33	51.12	
TARRO + SUELO SECO	42.04	39.39	38.79	
AGUA	15.03	12.94	12.33	
PESO DEL TARRO	20.03	20.12	20.05	
PESO DEL SUELO SECO	22.01	19.27	18.74	
% DE HUMEDAD	<b>68.29</b>	<b>67.15</b>	<b>65.80</b>	
Nº DE GOLPES	17	25	37	

LÍMITE PLÁSTICO				
Nº TARRO	1	2	3	
TARRO + SUELO HÚMEDO	51.24	52.39	53.1	
TARRO + SUELO SECO	47.51	48.25	48.88	
AGUA	3.73	4.14	4.22	
PESO DEL TARRO	30.60	29.86	29.86	
PESO DEL SUELO SECO	16.91	18.39	19.02	
% DE HUMEDAD	<b>22.06</b>	<b>22.51</b>	<b>22.19</b>	



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA	OBSERVACIONES
LÍMITE LÍQUIDO	67.08
LÍMITE PLÁSTICO	22.25
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	44.83



**INGENIERO CIVIL**  
 CIP 116129

# ANEXO 11 – Límites de Atterberg – ASTM D4318

Calicata N°2 – Muestra 02

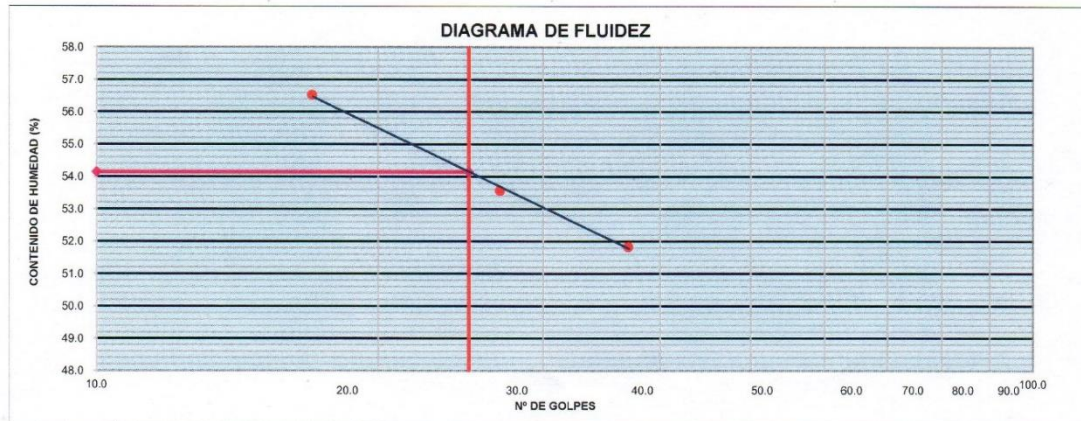


**Proyecto** : "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"  
**Tesita** : Leonardo André Mattos Quino  
**Ubicación** : Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.  
**Capa** : M-02  
**Calicata** : C-02  
**Prof.** : 0.20 - 0.90 cm  
**Fecha** : 19/11/2019

## LÍMITES DE ATTERBERG MTC E 110 Y E 111 - ASTM D 4318 - AASHTO T-89 Y T-90

LÍMITE LÍQUIDO			
Nº TARRO	1	2	3
TARRO + SUELO HÚMEDO	55.43	50.67	55.60
TARRO + SUELO SECO	42.69	39.98	43.46
AGUA	12.74	10.69	12.14
PESO DEL TARRO	20.15	20.02	20.03
PESO DEL SUELO SECO	22.54	19.96	23.43
% DE HUMEDAD	56.52	53.56	51.81
Nº DE GOLPES	17	27	37

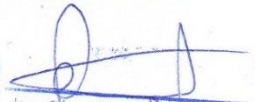
LÍMITE PLÁSTICO			
Nº TARRO	1	2	3
TARRO + SUELO HÚMEDO	52.97	51.59	51.52
TARRO + SUELO SECO	49.89	48.18	48.52
AGUA	3.08	3.41	3
PESO DEL TARRO	31.68	31.01	31.01
PESO DEL SUELO SECO	18.21	17.17	17.51
% DE HUMEDAD	16.91	19.86	17.13



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA	
LÍMITE LÍQUIDO	54.14
LÍMITE PLÁSTICO	17.97
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	36.17

OBSERVACIONES



  
 César Manuel Flores Celis  
 INGENIERO CIVIL  
 CIES 115125

# ANEXO 11 – Límites de Atterberg – ASTM D4318

## Calicata N°2 – Muestra 03



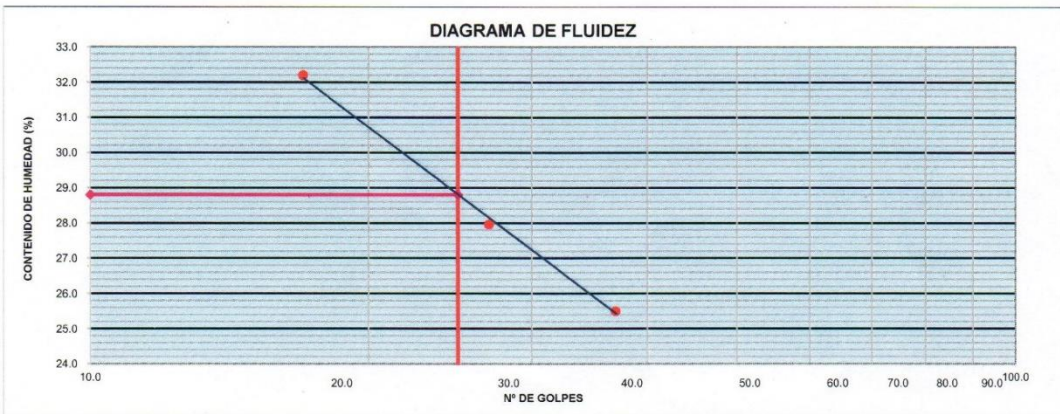
**Proyecto** : "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"  
**Tesita** : Leonardo André Mattos Quino  
**Ubicación** : Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.  
**Capa** : M-03  
**Calicata** : C-02  
**Prof.** : 0.90-3.00 m  
**Fecha** : 19/11/2019

### LÍMITES DE ATTERBERG MTC E 110 Y E 111 - ASTM D 4318 - AASHTO T-89 Y T-90

LÍMITE LÍQUIDO				
Nº TARRO	1	2	3	
TARRO + SUELO HÚMEDO	68.11	70.67	68.55	
TARRO + SUELO SECO	57.73	60.83	59.83	
AGUA	10.38	9.84	8.72	
PESO DEL TARRO	25.49	25.62	25.62	
PESO DEL SUELO SECO	32.24	35.21	34.21	
% DE HUMEDAD	32.20	27.95	25.49	
Nº DE GOLPES	17	27	37	

LÍMITE PLÁSTICO				
Nº TARRO	1	2	3	
TARRO + SUELO HÚMEDO	54.29	45.54	46.1	
TARRO + SUELO SECO	51.15	43.32	43.89	
AGUA	3.14	2.22	2.21	
PESO DEL TARRO	31.55	25.17	28	
PESO DEL SUELO SECO	19.60	18.15	15.89	
% DE HUMEDAD	16.02	12.23	13.91	



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA	
LÍMITE LÍQUIDO	28.80
LÍMITE PLÁSTICO	14.05
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	14.75

OBSERVACIONES



  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP 118429



# ANEXO 11 – Límites de Atterberg – ASTM D4318

Calicata N°3 – Muestra 02

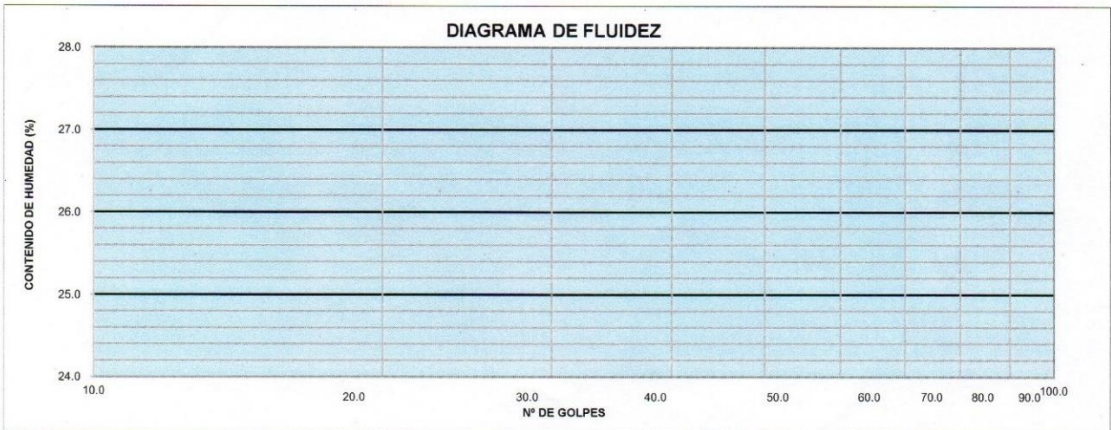


**Proyecto** : "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"  
**Tesita** : Leonardo André Mattos Quino  
**Ubicación** : Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.  
**Capa** : M-02  
**Calicata** : C-03  
**Prof.** : 1.10 mts.  
**Fecha** : 19/11/2019

## LÍMITES DE ATTERBERG MTC E 110 Y E 111 - ASTM D 4318 - AASHTO T-89 Y T-90

LÍMITE LÍQUIDO	
Nº TARRO	<b>NL</b>
TARRO + SUELO HÚMEDO	
TARRO + SUELO SECO	
AGUA	
PESO DEL TARRO	
PESO DEL SUELO SECO	
% DE HUMEDAD	
Nº DE GOLPES	

LÍMITE PLÁSTICO	
Nº TARRO	<b>NP</b>
TARRO + SUELO HÚMEDO	
TARRO + SUELO SECO	
AGUA	
PESO DEL TARRO	
PESO DEL SUELO SECO	
% DE HUMEDAD	
Nº DE GOLPES	



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA	
LÍMITE LÍQUIDO	0.00
LÍMITE PLÁSTICO	0.00
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	0.00

OBSERVACIONES


  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP 156128

# ANEXO 12 – Resultados de clasificación de suelos

## Calicata N°1

Cota As. (m)		Est.	Descripción del Estrato de suelo	AASHTO	SUCS	SÍMBOLO	ESPESOR (m)	HUMEDAD (%)	Observ.
0.00	0.20	I	Turba y otros suelos, altamente orgánicos. , con espesor de 0.00 a 0.20 mt.	-	PT		0.20	-	Muestra no extraída
1.10		II	Arcilla inorganica de baja plasticidad con 61.92 % de finos, (que pasa la malla N°200) limite liquido 26.45 e indice de plastico 11.61	A-6(6)	CL		0.90	23.10	
3.00		III	Arcilla inorganica de alta plasticidad con 78.93 % de finos, (que pasa la malla N°200) limite liquido 67.08 e indice de plastico 44.83	A-7-6-(20)	CH		1.90	36.50	




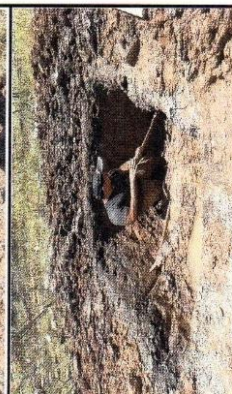
OBSERVACIONES: Del registro de excavación que se muestra se ha extraído las muestras MAB y MIB para los ensayos correspondientes, los mismos que han sido extraídas, colectadas, transportadas y preparadas de acuerdo a las normas vigentes en nuestro país y homologadas con normas ASTM, (registro sin escala)



*Cesar Manuel Flores Celis*  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP 116128

# ANEXO 12 – Resultados de clasificación de suelos

Calicata N°2



 <p><b>UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO</b>          LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES          Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandezf@ucv.edu.pe          CAMPUS UNIVERSITARIO CACATACHI - TARAPOTO - PERÚ</p>				Reviso : Cesar Manuel Flores Celis
<b>Proyecto :</b>		Estudio de Mecánica de suelos "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"		
<b>Ubicación</b>		Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto		
Calicata Cota As. (m)	C-02 Est.	Nivel freático:	Prof. Exc.:	3.00 (m)
		Descripción del Estrato de suelo		
0.00	I	Turba y otros suelos, altamente orgánicos., con espesor de 0.00 a 0.20 mt.		AASHTO - SUCS PT
1.10	II	Arcilla inorgánica de alta plasticidad con 83.68 % de finos, (que pasa la malla N°200) límite líquido 54.14 e índice de plastico 36.17		A-7-6 (18) CH
3.00	III	Arcilla inorgánica de baja plasticidad con 76.92 % de finos, (que pasa la malla N°200) límite líquido 28.80 e índice de plastico 14.75		A-6(9) CL
		ESPESOR (m)	HUMEDAD (%)	Observ.
		0.20	-	Muestra no extraída  
		0.90	33.30	
		1.90	23.00	



  
 Cesar Manuel Flores Celis  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP 11129

# ANEXO 12 – Resultados de clasificación de suelos

Calicata N°3

 <p><b>UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO</b>          LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES          Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandezf@ucv.edu.pe          CAMPUS UNIVERSITARIO CACATACHI - TARAPOTO - PERÚ</p>			
<b>Proyecto :</b>		<b>Reviso :</b> Cesar Manuel Flores Celis	
<b>Ubicación :</b>		Hecho por: Leonardo André Maitos Quino	
"Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"		Fecha : Nov. 2,019	
Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto		Observ.	
Nivel freático: 1.10 m Prof. Exc.: 3.00		ESPESOR (m)	
Descripción del Estrato de suelo		HUMEDAD (%)	
Cota As. (m)		(m)	
Est.		SIMBOLO	
I		PT	
Turba y otros suelos, altamente orgánicos, con espesor de 0.00 a 0.20 mt.		Muestra no extraída	
II		ML	
Limo organico de baja plasticidad con 50.27 % de finos, (que pasa la malla N°200) limite liquido 0.00 e indice de plastico 0.00.		0.20	
III		A-4(3)	
1.30		1.10	
3.00		1.70	
<b>OBSERVACIONES:</b> Del registro de excavación que se muestra se ha extraído las muestras MAB y MIB para los ensayos correspondientes, los mismos que han sido extraídas, colectadas, transportadas y preparadas de acuerdo a las normas vigentes en nuestro país y homologadas con normas ASTM. (registro sin escala)			



Cesar Manuel Flores Celis  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP 111128

# ANEXO 13 – Ensayo de corte directo – ASTM D3080

Calicata N°1



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES  
 Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandezf@ucv.edu.pe  
 CAMPUS UNIVERSITARIO CACATACHI - TARAPOTO - PERÚ

**PROYECTO :** "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019

**TESISTA :** Leonardo André Mattos Quino  
**UBICACIÓN :** Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.  
**FECHA :** 19/11/2019

## ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D3080

Sondaje : C-01

Profundidad : 0.20 - 3.00 m  
 Estado : INALTERADO

Velocidad : 0.5 mm/min  
 Clasificación SUCS: CL-CH

### ESPECIMEN 1

Altura : 20.00 mm  
 Lado : 60.00 mm  
 D. Seca : 1.41 gr/cm<sup>3</sup>  
 Humedad : 15.89 %  
 Esf. Normal : 0.56 kg/cm<sup>2</sup>  
 Esf. Corte : 0.50 kg/cm<sup>2</sup>

### ESPECIMEN 2

Altura : 20.00 mm  
 Lado : 60.00 mm  
 D. Seca : 1.41 gr/cm<sup>3</sup>  
 Humedad : 15.89 %  
 Esf. Normal : 1.11 kg/cm<sup>2</sup>  
 Esf. Corte : 0.61 kg/cm<sup>2</sup>

### ESPECIMEN 3

Altura : 20.00 mm  
 Lado : 60.00 mm  
 D. Seca : 1.41 gr/cm<sup>3</sup>  
 Humedad : 15.89 %  
 Esf. Normal : 1.67 kg/cm<sup>2</sup>  
 Esf. Corte : 0.72 kg/cm<sup>2</sup>

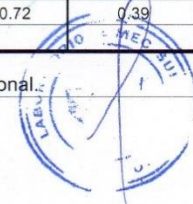
Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado ( $\tau/\sigma$ )
0.00	0.00	0.00
0.03	0.10	0.17
0.06	0.12	0.22
0.12	0.14	0.25
0.18	0.17	0.30
0.30	0.19	0.34
0.45	0.21	0.38
0.60	0.24	0.42
0.75	0.25	0.45
0.90	0.27	0.48
1.05	0.29	0.51
1.20	0.31	0.55
1.50	0.33	0.58
1.80	0.35	0.61
2.10	0.38	0.65
2.40	0.40	0.70
2.70	0.43	0.73
3.00	0.44	0.75
3.60	0.45	0.76
4.20	0.46	0.78
4.80	0.48	0.79
5.40	0.49	0.81
6.00	0.50	0.81

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado ( $\tau/\sigma$ )
0.00	0.00	0.00
0.03	0.11	0.10
0.06	0.13	0.12
0.12	0.15	0.14
0.18	0.17	0.16
0.30	0.21	0.18
0.45	0.23	0.21
0.60	0.25	0.23
0.75	0.28	0.25
0.90	0.31	0.27
1.05	0.33	0.29
1.20	0.35	0.31
1.50	0.38	0.33
1.80	0.40	0.35
2.10	0.43	0.37
2.40	0.45	0.39
2.70	0.48	0.41
3.00	0.50	0.43
3.60	0.52	0.44
4.20	0.56	0.47
4.80	0.58	0.48
5.40	0.60	0.49
6.00	0.61	0.49

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado ( $\tau/\sigma$ )
0.00	0.00	0.00
0.03	0.12	0.07
0.06	0.14	0.08
0.12	0.17	0.10
0.18	0.18	0.11
0.30	0.22	0.13
0.45	0.25	0.15
0.60	0.27	0.16
0.75	0.31	0.18
0.90	0.34	0.20
1.05	0.37	0.22
1.20	0.40	0.23
1.50	0.43	0.25
1.80	0.45	0.26
2.10	0.47	0.27
2.40	0.50	0.29
2.70	0.53	0.31
3.00	0.56	0.32
3.60	0.60	0.34
4.20	0.65	0.36
4.80	0.68	0.38
5.40	0.71	0.39
6.00	0.72	0.39

**OBSERVACIONES:** La muestra ha sido recolectado según normas que se rigen en el ambito nacional.

*Manuel Flores Celis*  
 INGENIERO CIVIL  
 CIP 114138



# ANEXO 13 – Ensayo de corte directo – ASTM D3080

## Calicata N°1 – Resultado

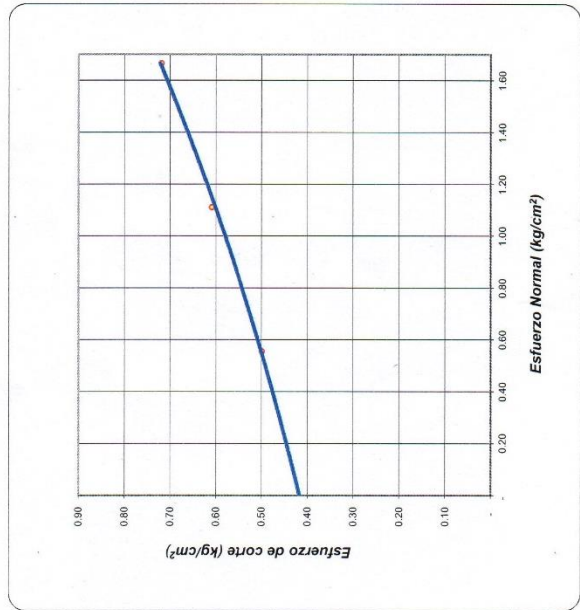
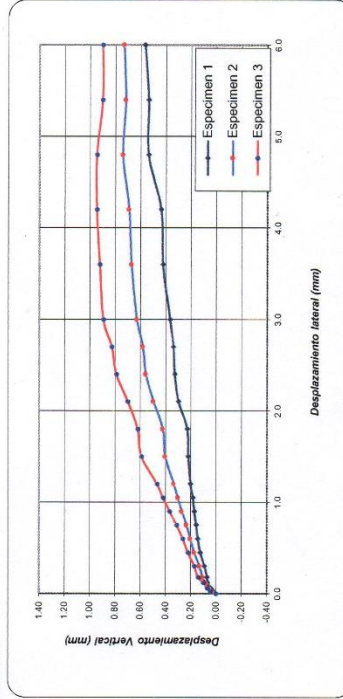
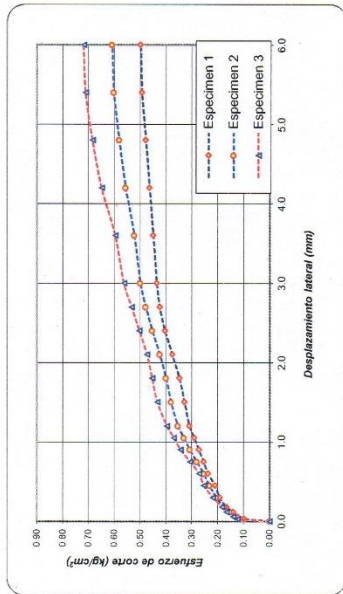


**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
**LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES**  
 Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandezf@ucv.edu.pe  
 CAMPUS UNIVERSITARIO CALATACHI - TARAPOTO - PERÚ



### ENSAYO DE CORTE DIRECTO RESIDUAL

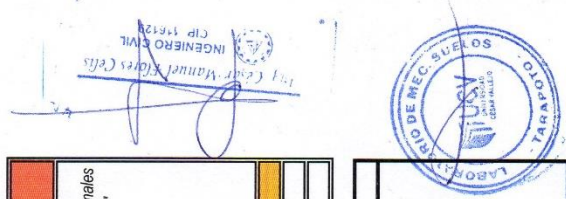
ASTM D3080



ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080			
<b>PROYECTO :</b> "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"			
<b>TESISTA :</b> Leonardo André Matos Quino			
<b>FECHA :</b> Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.			
<b>Sondeje :</b> C-01		<b>Profundidad :</b> 0.20 - 3.00 m	
		<b>Estado :</b> INALTERADO	
Nº ANILLO	1	2	3
<b>Esfuerzo Normal</b>	0.56	1.11	1.67
<b>Esfuerzo de corte</b>	0.50	0.61	0.72

RESULTADOS	
<b>Cohesión (c):</b>	0.20 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Ang. Fricción (φ):</b>	11 °
<b>Factor de seguridad (Fs):</b>	3.00
<b>Prof. Cimentación (Df) :</b>	2.00 m
<b>Ancho de zapata (B) :</b>	1.20 m
<b>Capacidad Portante :</b>	$q_u = 2/3 CN^c + \gamma_1 D_f N_q + 0.50 \gamma_2 B N^c \gamma$

0.734 Kg/cm<sup>2</sup>



# ANEXO 13 – Ensayo de corte directo – ASTM D3080

Calicata N°2



**PROYECTO :** "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019

**TESISTA :** Leonardo André Mattos Quino

**UBICACIÓN :** Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.

**FECHA :** 19/11/2019

## ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D3080

Sondaje : C-02

Profundidad : 0.20 - 3.00 m  
Estado : INALTERADO

Velocidad : 0.5 mm/min  
Clasificación SUCS: CH-CL

ESPECIMEN 1			ESPECIMEN 2			ESPECIMEN 3		
Altura :	20.00 mm		Altura :	20.00 mm		Altura :	20.00 mm	
Lado :	60.00 mm		Lado :	60.00 mm		Lado :	60.00 mm	
D. Seca :	1.44 gr/cm <sup>3</sup>		D. Seca :	1.44 gr/cm <sup>3</sup>		D. Seca :	1.44 gr/cm <sup>3</sup>	
Humedad :	14.99 %		Humedad :	14.99 %		Humedad :	14.99 %	
Esf. Normal :	0.56 kg/cm <sup>2</sup>		Esf. Normal :	1.11 kg/cm <sup>2</sup>		Esf. Normal :	1.67 kg/cm <sup>2</sup>	
Esf. Corte :	0.55 kg/cm <sup>2</sup>		Esf. Corte :	0.65 kg/cm <sup>2</sup>		Esf. Corte :	0.75 kg/cm <sup>2</sup>	

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado ( $\tau/\sigma$ )
0.00	0.00	0.00
0.03	0.09	0.16
0.06	0.11	0.21
0.12	0.13	0.24
0.18	0.15	0.27
0.30	0.18	0.31
0.45	0.20	0.36
0.60	0.25	0.44
0.75	0.26	0.47
0.90	0.28	0.50
1.05	0.32	0.56
1.20	0.34	0.59
1.50	0.35	0.62
1.80	0.38	0.67
2.10	0.41	0.72
2.40	0.43	0.75
2.70	0.46	0.79
3.00	0.48	0.82
3.60	0.50	0.85
4.20	0.52	0.87
4.80	0.53	0.89
5.40	0.54	0.89
6.00	0.55	0.89

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado ( $\tau/\sigma$ )
0.00	0.00	0.00
0.03	0.11	0.09
0.06	0.13	0.11
0.12	0.15	0.13
0.18	0.17	0.15
0.30	0.19	0.17
0.45	0.22	0.20
0.60	0.25	0.23
0.75	0.28	0.25
0.90	0.30	0.27
1.05	0.33	0.30
1.20	0.36	0.32
1.50	0.39	0.34
1.80	0.42	0.37
2.10	0.46	0.40
2.40	0.49	0.42
2.70	0.52	0.45
3.00	0.55	0.47
3.60	0.59	0.50
4.20	0.61	0.51
4.80	0.63	0.52
5.40	0.64	0.52
6.00	0.65	0.52

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado ( $\tau/\sigma$ )
0.00	0.00	0.00
0.03	0.12	0.07
0.06	0.14	0.08
0.12	0.17	0.10
0.18	0.19	0.11
0.30	0.21	0.13
0.45	0.24	0.14
0.60	0.26	0.16
0.75	0.29	0.17
0.90	0.32	0.19
1.05	0.35	0.21
1.20	0.38	0.22
1.50	0.42	0.24
1.80	0.45	0.26
2.10	0.51	0.30
2.40	0.55	0.32
2.70	0.59	0.34
3.00	0.63	0.36
3.60	0.67	0.38
4.20	0.70	0.39
4.80	0.73	0.40
5.40	0.74	0.40
6.00	0.75	0.40

**OBSERVACIONES:**

La muestra ha sido recolectado según normas que se rigen en el ambito nacional.



*Manuel Flores Celis*  
INGENIERO CIVIL  
CIP 116113

# ANEXO 13 – Ensayo de corte directo – ASTM D3080

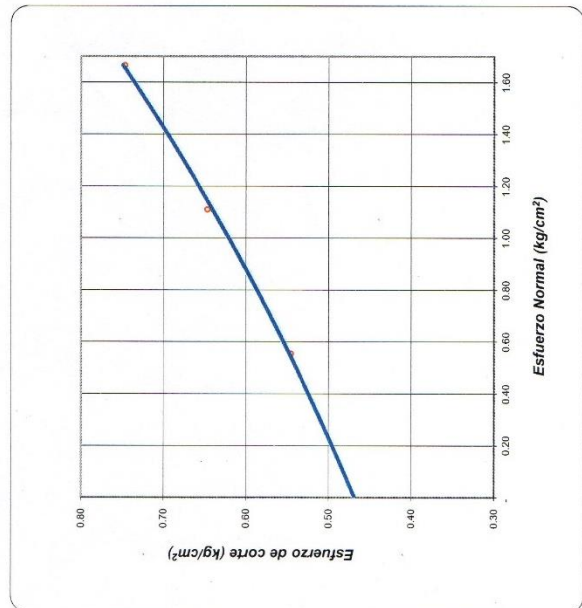
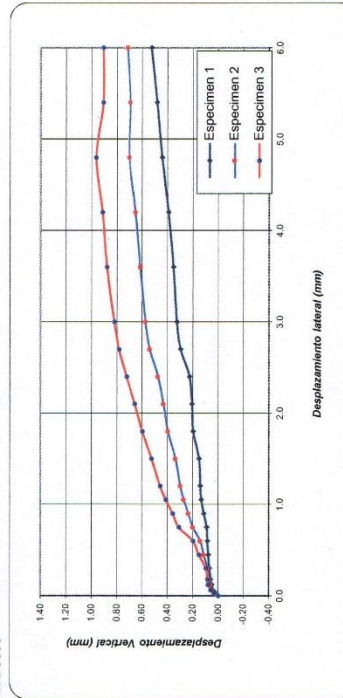
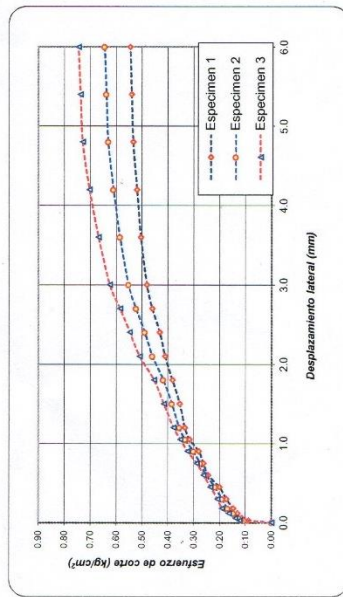
## Calicata N°2 – Resultado



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**  
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES  
 Tel.: (042) 582200 Anx: 3118 - Correo: dfernandezf@ucv.edu.pe  
 CAMPUS UNIVERSITARIO CACATACHI - TARAPOTO - PERÚ



### ENSAYO DE CORTE DIRECTO RESIDUAL ASTM D3080



ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080			
PROYECTO :	"Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"		
TESISTA :	Leonardo Andrés Mafios Quino		
FECHA :	Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.		
Sondaje :	C-02	Profundidad :	0.20 - 3.00 m
		Estado :	INALTERADO
Nº ANILLO	1	2	3
Esfuerzo Normal	0.56	1.11	1.67
Esfuerzo de corte	0.55	0.65	0.75

RESULTADOS	
Cohesión (c):	0.18 kg/cm <sup>2</sup>
Ang. Fricción (φ):	10 °
Factor de seguridad (Fs):	3.00
Prof. Cimentación (DF) :	2.50 m
Ancho de zapata (B) :	1.20 m
Capacidad Portante :	$q_u = 2/3 CN'_c + \gamma_1 D_f N'_q + 0.50 \gamma_2 B N'_q$

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES  
 ING. César Manuel Flores Celis  
 CIP: 15629

0.715 Kg/cm<sup>2</sup>



# ANEXO 13 – Ensayo de corte directo – ASTM D3080

Calicata N°3



**PROYECTO :** "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"  
**TESISTA :** Leonardo André Mattos Quino  
**UBICACIÓN :** Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.  
**FECHA :** 19/11/2019

## ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM - D3080

Sondaje: C-03  
 Muestra: M-III

Profundidad: 1.30-3.00  
 Estado: INALTERADO

Velocidad: 0.5 mm/min  
 Clasificación SUCS: ML

ESPECIMEN 1			ESPECIMEN 2			ESPECIMEN 3		
Altura:	20.00 mm		Altura:	20.00 mm		Altura:	20.00 mm	
Lado:	60.00 mm		Lado:	60.00 mm		Lado:	60.00 mm	
D. Seca:	1.55 gr/cm <sup>3</sup>		D. Seca:	1.55 gr/cm <sup>3</sup>		D. Seca:	1.55 gr/cm <sup>3</sup>	
Humedad:	24.36 %		Humedad:	24.32 %		Humedad:	24.29 %	
Esf. Normal:	0.56 kg/cm <sup>2</sup>		Esf. Normal:	1.11 kg/cm <sup>2</sup>		Esf. Normal:	1.67 kg/cm <sup>2</sup>	
Esf. Corte:	0.22 kg/cm <sup>2</sup>		Esf. Corte:	0.36 kg/cm <sup>2</sup>		Esf. Corte:	0.49 kg/cm <sup>2</sup>	

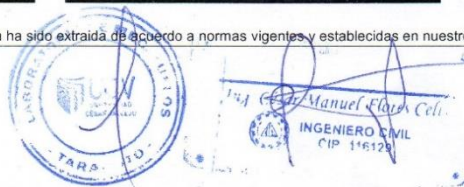
Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado ( $\tau/\sigma$ )
0.00	0.00	0.00
0.03	0.11	0.19
0.06	0.11	0.20
0.12	0.11	0.21
0.18	0.12	0.21
0.30	0.12	0.22
0.45	0.14	0.24
0.60	0.15	0.26
0.75	0.15	0.27
0.90	0.16	0.28
1.05	0.17	0.30
1.20	0.17	0.31
1.50	0.18	0.32
1.80	0.19	0.33
2.10	0.20	0.34
2.40	0.21	0.36
2.70	0.21	0.36
3.00	0.21	0.36
3.60	0.21	0.36
4.20	0.21	0.36
4.80	0.22	0.36
5.40	0.22	0.36
6.00	0.22	0.36

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado ( $\tau/\sigma$ )
0.00	0.00	0.00
0.03	0.11	0.10
0.06	0.12	0.11
0.12	0.13	0.12
0.18	0.14	0.13
0.30	0.16	0.14
0.45	0.18	0.16
0.60	0.19	0.17
0.75	0.20	0.18
0.90	0.21	0.19
1.05	0.22	0.20
1.20	0.23	0.21
1.50	0.25	0.22
1.80	0.26	0.23
2.10	0.28	0.24
2.40	0.29	0.25
2.70	0.30	0.26
3.00	0.31	0.26
3.60	0.32	0.27
4.20	0.34	0.29
4.80	0.35	0.29
5.40	0.35	0.29
6.00	0.36	0.29

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Normalizado ( $\tau/\sigma$ )
0.00	0.00	0.00
0.03	0.11	0.07
0.06	0.13	0.08
0.12	0.15	0.09
0.18	0.17	0.10
0.30	0.19	0.11
0.45	0.22	0.13
0.60	0.23	0.14
0.75	0.24	0.14
0.90	0.26	0.15
1.05	0.27	0.16
1.20	0.29	0.17
1.50	0.31	0.18
1.80	0.33	0.19
2.10	0.36	0.21
2.40	0.37	0.21
2.70	0.39	0.22
3.00	0.41	0.23
3.60	0.43	0.24
4.20	0.47	0.26
4.80	0.48	0.26
5.40	0.48	0.26
6.00	0.49	0.26

OBSERVACIONES:

La muestra ha sido extraída de acuerdo a normas vigentes y establecidas en nuestro país, homologadas con normas internacionales



# ANEXO 13 – Ensayo de corte directo – ASTM D3080

## Resultados



<b>PROYECTO</b>	: "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente frente a autoconstrucciones informales en zonas de baja capacidad portante, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"
<b>TESISTA</b>	: Leonardo André Mattos Quino
<b>UBICACIÓN</b>	: Lote 1, Manzana 7, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto.
<b>FECHA</b>	: 19/11/2019

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE SIN NIVEL FREÁTICO			
DATOS :	DESCRIPCION DE LOS PARAMETROS DE CALCULO	DATOS NORMALES	DATOS CORREGIDOS
$\gamma$	: PESO VOLUMETRICO	1.92	0.00192
$\phi$	: ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	14 °	14 °
<b>Qc</b>	: CAPACIDAD PORTANTE	-	0.60
<b>N'c</b>	: COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA PARA FALLA LOCAL	10.09	10.09
<b>N'q</b>	: COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA PARA FALLA LOCAL	3.43	3.43
<b>N'γ</b>	: COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA PARA FALLA LOCAL	2.13	2.13
<b>Fs</b>	: FACTOR DE SEGURIDAD ( 3 )	3.00	3
<b>Pt</b>	: PRESION DE TRABAJO $Q_e/F$	-	1.80
<b>B</b>	: ANCHO DE ZAPATA	1.00	100
<b>Df</b>	: PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	1.50	150
<b>C</b>	: COHESION	0.09	0.09

### Cimentacion Corrida

$$q_u = 2/3 CN'c + g_1 D_f N'q + 0.50 g_2 B N'g$$

$$q_u = 1.798$$

$$q_{adm} = 0.599 \text{ Kg/cm}^2$$

CASO I SI EL NIVEL FREATICO SE LOCALIZA DE MANERA QUE $0 \leq D_1 \leq D_f$ , EL FACTOR q EN LA ECUACIONES DE LA CAPACIDAD DE CARGA TOMA LA FORMA			
q = sobrecarga efectiva = $D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)$			
DONDE : $\gamma_{sat}$ = peso específico saturado del suelo			
$\gamma_w$ = peso específico del agua			
Además, el valor de $\gamma$ en el último término de las ecuaciones se tiene que ser reemplazado por $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$			
DATOS :		DATOS NORMALES	DATOS CORREGIDOS
$\gamma$	: PESO VOLUMETRICO	1.92	0.00192
$\phi$	: ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	14 °	14 °
<b>Dw</b>	: NIVEL FREÁTICO	1.50	150
<b>N'c</b>	: COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA PARA FALLA LOCAL	10.09	10.0913
<b>N'q</b>	: COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA PARA FALLA LOCAL	3.43	3.42529
<b>N'γ</b>	: COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA PARA FALLA LOCAL	2.13	2.12709
<b>Fs</b>	: FACTOR DE SEGURIDAD ( 3 )	3	3
<b>Pt</b>	: PRESION DE TRABAJO $Q_e/F$	-	1.06
<b>B</b>	: ANCHO DE ZAPATA	1.00	100
<b>Df</b>	: PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	1.50	150
<b>C</b>	: COHESION	0.09	0.09

### Cimentacion Corrida

$$q_u = 2/3 CN'c + g D_f N'q + 0.50 g B N'g$$

$$q_u = 1.064$$

$$q_{adm} = 0.355 \text{ Kg/cm}^2$$



Ing. César Manuel Flores Celis  
INGENIERO CIVIL  
CIP 114299

## ANEXO 14 – Calibración Balanza Electrónica

# METROTEC

## METROLOGÍA & TÉCNICAS S.A.C.

Servicios de Calibración y Mantenimiento de Equipos e Instrumentos de Medición Industriales y de Laboratorio

Área de Metrología  
Laboratorio de Masas

### CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN MT - LM - 690 - 2019

Página 1 de 4


1. Expediente	190568	Este certificado de calibración documenta la trazabilidad a los patrones nacionales o internacionales, que realizan las unidades de la medición de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades (SI).
2. Solicitante	UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO S.A.C.	
3. Dirección	Av. Larco N° 1770 Urb. San Andrés 5ta Etapa, Víctor Larco Herrera - Trujillo - LA LIBERTAD	
4. Equipo de medición	BALANZA ELECTRÓNICA	Los resultados son válidos en el momento de la calibración. Al solicitante le corresponde disponer en su momento la ejecución de una recalibración, la cual está en función del uso, conservación y mantenimiento del instrumento de medición o a reglamento vigente.
Capacidad Máxima	21000 g	
División de escala (d)	0,1 g	
Div. de verificación (e)	1 g	
Clase de exactitud	II	
Marca	AND	METROLOGÍA & TÉCNICAS S.A.C. no se responsabiliza de los perjuicios que pueda ocasionar el uso inadecuado de este instrumento, ni de una incorrecta interpretación de los resultados de la calibración aquí declarados.
Modelo	GF-20K	
Número de Serie	15005451	
Capacidad mínima	5 g	Este certificado de calibración no podrá ser reproducido parcialmente sin la aprobación por escrito del laboratorio que lo emite.
Procedencia	JAPÓN	
Identificación	D04-000596 (*)	
Ubicación	LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES	El certificado de calibración sin firma y sello carece de validez.
5. Fecha de Calibración	2019-11-07	

Fecha de Emisión

Jefe del Laboratorio de Metrología

Sello

2019-11-14

  
Juan C. Quispe Morales  
Licenciado en Física  
CFP N° 0664



Metrología & Técnicas S.A.C.

Av. San Diego de Alcalá Mz F1 Lote 24 - Urb. San Diego - Lima - Perú

Tel.: (511) 540-0642

Cel.: (511) 971 439 272 / 997 846 766 / 942 635 342 / 971 439 282

RPC: 940037490

email: metrologia@metrologiatecnicas.com

ventas@metrologiatecnicas.com

calidad@metrologiatecnicas.com

WEB: www.metrologiatecnicas.com

**6. Método de Calibración**

La calibración se realizó según el método descrito en el PC-011: "Procedimiento de Calibración de Balanzas de Funcionamiento No Automático Clase I y Clase II" del SNM-INDECOPI. Cuarta Edición.

**7. Lugar de calibración**

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES  
Car. Marginal Norte Fernando B. Terry Km 8.5 Sec. Maronilla Mishquiyacucatachi, San Martín - SAN MARTÍN

**8. Condiciones Ambientales**

	Inicial	Final
Temperatura	27,7 °C	27,7 °C
Humedad Relativa	66 %	66 %

**9. Patrones de referencia**

Los resultados de la calibración son trazables a la Unidad de Medida de los Patrones Nacionales de Masa de la Dirección de Metrología - INACAL en concordancia con el Sistema Internacional de Unidades de Medidas (SI) y el Sistema Legal de Unidades del Perú (SLUMP).

Trazabilidad	Patrón utilizado	Certificado de calibración
PESAS (Clase de exactitud E1) DM-INACAL: 180467001	PESAS (Clase de Exactitud: E2)	LM-C-198-2019 / LM-218-2019
PESA (Clase de exactitud E1) HAFNER: 101877-D-K-15192-01-00	PESA (Clase de Exactitud F1)	M-0811-2019
PESA (Clase de exactitud E1) HAFNER: 101876-D-K-15192-01-00	PESA (Clase de Exactitud F1)	M-0810-2019
PESA (Clase de exactitud E1) HAFNER: 101876-D-K-15192-01-00	PESA (Clase de Exactitud F1)	M-0809-2019
PESA (Clase de exactitud E2) DM-INACAL: LM-175-2019	PESA (Clase de Exactitud F1)	M-0808-2019

**10. Observaciones**

- Se adjunta una etiqueta autoadhesiva con la indicación de CALIBRADO.
- (\*) Código indicada en una etiqueta adherido al equipo.

#### 11. Resultados de Medición

##### INSPECCIÓN VISUAL

AJUSTE DE CERO	TIENE	PLATAFORMA	TIENE	ESCALA	NO TIENE
OSCILACIÓN LIBRE	TIENE	SISTEMA DE TRABA	NO TIENE	CURSOR	NO TIENE
		NIVELACIÓN	TIENE		

##### ENSAYO DE REPETIBILIDAD

	Inicial	Final
Temperatura	27,7 °C	27,7 °C

Medición N°	Carga L1 = 10 000,0 g			Carga L2 = 20 000,0 g		
	l (g)	ΔL (g)	E (g)	l (g)	ΔL (g)	E (g)
1	10 000,3	0,07	0,28	20 000,0	0,05	0,00
2	10 000,3	0,07	0,28	20 000,0	0,05	0,00
3	10 000,2	0,06	0,19	20 000,0	0,05	0,00
4	10 000,2	0,06	0,19	20 000,0	0,05	0,00
5	10 000,2	0,06	0,19	20 000,0	0,05	0,00
6	10 000,3	0,07	0,28	20 000,0	0,05	0,00
7	10 000,3	0,07	0,28	20 000,0	0,05	0,00
8	10 000,2	0,06	0,19	20 000,0	0,05	0,00
9	10 000,2	0,06	0,19	20 000,0	0,05	0,00
10	10 000,3	0,07	0,28	20 000,0	0,05	0,00
	Diferencia Máxima		0,09	Diferencia Máxima		0,00
	Error Máximo Permissible		± 2,00	Error Máximo Permissible		± 2,00



##### ENSAYO DE EXCENTRICIDAD

2	5
1	
3	4

Posición de las cargas

	Inicial	Final
Temperatura	27,7 °C	27,7 °C

Posición de la Carga	Determinación del Error en Cero Eo				Determinación del Error Corregido Ec					
	Carga Mínima*	l (g)	ΔL (g)	Eo (g)	Carga L (g)	l (g)	ΔL (g)	E (g)	Ec (g)	
1	1,0 g	1,0	0,05	0,00	7 000,0	7 000,2	0,07	0,18	0,18	
2		1,0	0,05	0,00		7 000,2	0,07	0,18	0,18	
3		1,0	0,05	0,00		7 000,3	0,08	0,27	0,27	
4		1,0	0,05	0,00		7 000,4	0,08	0,37	0,37	
5		1,0	0,05	0,00		7 000,2	0,07	0,18	0,18	
								Error máximo permisible		± 2,00

\* Valor entre 0 y 10g

Metrología & Técnicas S.A.C.

Av. San Diego de Alcalá Mz F1 Lote 24 - Urb. San Diego - Lima - Perú

Tel.: (511) 540-0642

Cel.: (511) 971 439 272 / 997 846 766 / 942 635 342 / 971 439 282

RPC: 940037490

email: metrologia@metrologiatecnicas.com

ventas@metrologiatecnicas.com

calidad@metrologiatecnicas.com

WEB: www.metrologiatecnicas.com

Área de Metrología  
Laboratorio de Masas

**CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN**  
**MT - LM - 690 - 2019**

Página 4 de 4

**ENSAYO DE PESAJE**

Temperatura      Inicial      Final  
27,7 °C      27,7 °C

Carga L (g)	CRECIENTES				DECRECIENTES				e.m.p ** ( ± g)
	l (g)	ΔL (g)	E (g)	Ec (g)	l (g)	ΔL (g)	E (g)	Ec (g)	
1,0	1,0	0,05	0,00						
2,0	2,0	0,05	0,00	0,00	2,0	0,05	0,00	0,00	1,00
10,0	10,0	0,05	0,00	0,00	10,0	0,05	0,00	0,00	1,00
100,0	100,0	0,05	0,00	0,00	100,0	0,05	0,00	0,00	1,00
500,0	500,0	0,05	0,00	0,00	500,0	0,05	0,00	0,00	1,00
1 000,0	1 000,0	0,05	0,00	0,00	1 000,0	0,05	0,00	0,00	1,00
5 000,0	5 000,2	0,07	0,18	0,18	5 000,2	0,07	0,18	0,18	1,00
8 000,0	8 000,3	0,07	0,28	0,28	8 000,2	0,07	0,18	0,18	2,00
12 000,0	12 000,3	0,07	0,28	0,28	12 000,3	0,08	0,27	0,27	2,00
16 000,0	16 000,3	0,07	0,28	0,28	16 000,3	0,08	0,27	0,27	2,00
21 000,0	21 000,1	0,06	0,09	0,09	21 000,1	0,06	0,09	0,09	3,00

\*\* error máximo permisible

Leyenda: L: Carga aplicada a la balanza.  
l: Indicación de la balanza.

ΔL: Carga adicional.  
E: Error encontrado

E<sub>0</sub>: Error en cero.  
E<sub>c</sub>: Error corregido.



Lectura corregida

$$R_{\text{CORREGIDA}} = R + 0,0000203 R$$

Incertidumbre expandida de medición

$$U = 2 \times \sqrt{(0,00475 \text{ g}^2 + 0,0000000008 \text{ R}^2)}$$

**12. Incertidumbre**

La incertidumbre U reportada en el presente certificado es la incertidumbre expandida de medición que resulta de multiplicar la incertidumbre estándar por el factor de cobertura k=2, el cual proporciona un nivel de confianza de aproximadamente 95%.

La incertidumbre expandida de medición fue calculada a partir de los componentes de incertidumbre de los factores de influencia en la calibración. La incertidumbre indicada no incluye una estimación de variaciones a largo plazo.

Fin del documento

Metrología &amp; Técnicas S.A.C.

Av. San Diego de Alcalá Mz F1 Lote 24 - Urb. San Diego - Lima - Perú  
Telf.: (511) 540-0642  
Cel.: (511) 971 439 272 / 997 846 766 / 942 635 342 / 971 439 282  
RPC: 940037490

email: metrologia@metrologiatecnicas.com  
ventas@metrologiatecnicas.com  
calidad@metrologiatecnicas.com  
WEB: www.metrologiatecnicas.com

## INFORME DE MANTENIMIENTO PREVENTIVO

MT - MP - 263 - 2019

Fecha de Emisión: 2019-11-16

- 1. SOLICITANTE** : UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO S.A.C.
- DIRECCIÓN** : Av. Larco N° 1770 Urb. San Andrés 5ta Etapa, Víctor Larco Herrera - Trujillo - LA LIBERTAD
- 2. EQUIPO / INSTRUMENTO** : **BALANZA ELECTRÓNICA**
- Marca** : AND
- Modelo** : EK-610i
- N° de Serie** : P1893722
- Código de Identificación** : D04-000806
- Capacidad** : 600 g
- Resolución** : 0,01 g
- Ubicación** : LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES - Tarapoto - SAN MARTÍN
- Fecha del servicio** : 2019-11-05

**3. DETALLES DEL SERVICIO REALIZADO:**

- Desmontaje general del equipo.
- Limpieza interna de componentes eléctricos y electrónicos.
- Verificación y limpieza de celda de carga.
- Limpieza general de estructura del equipo.
- Ajuste del equipo con pesas patrón.
- Verificación de funcionamiento del equipo.
- La balanza queda operativa.

**4. RECOMENDACIÓN(ES) Y OBSERVACIONES:**

- Limpiar el equipo después de cada ensayo.
- Se recomienda realizar el mantenimiento preventivo antes de cada calibración.

**5. TÉCNICO RESPONSABLE:**

Ángel Julca Machado



## ANEXO 15 – Calibración Cazuela Casagrande

# METROTEC

## METROLOGÍA & TÉCNICAS S.A.C.

Servicios de Calibración y Mantenimiento de Equipos e Instrumentos de Medición Industriales y de Laboratorio

### INFORME DE VERIFICACIÓN MT - IV - 580 - 2019

Área de Metrología  
Laboratorio de Longitud

Página 1 de 3

1. Expediente	190568	Este informe de verificación documenta la trazabilidad a los patrones nacionales o internacionales, que realizan las unidades de la medición de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades (SI).
2. Solicitante	UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO S.A.C.	
3. Dirección	Av. Larco N° 1770 Urb. San Andrés 5ta Etapa, Victor Larco Herrera - Trujillo - LA LIBERTAD	Los resultados son validos en el momento de la verificación. Al solicitante le corresponde disponer en su momento la ejecución de una reevaluación, la cual está en función del uso, conservación y mantenimiento del instrumento de medición o a reglamento vigente.
4. Instrumento de medición	CAZUELA CASAGRANDE	
Marca	FORNEY	METROLOGÍA & TÉCNICAS S.A.C. no se responsabiliza de los perjuicios que pueda ocasionar el uso inadecuado de este instrumento, ni de una incorrecta interpretación de los resultados de la calibración aquí declarados.
Modelo	NO INDICA	
Procedencia	U.S.A.	
Número de Serie	1603	
Código de Identificación	D04-000532 (*)	
Tipo de contador	ANALÓGICO	Este informe de verificación no podrá ser reproducido parcialmente sin la aprobación por escrito del laboratorio que lo emite.
5. Fecha de Verificación	2019-11-09	El certificado de calibración sin firma y sello carece de validez.

Fecha de Emisión

2019-11-14

Jefe del Laboratorio de Metrología

Sello

  
Juan C. Quispe Morales  
Licenciado en Física  
CFP N° 0664



Metrología & Técnicas S.A.C.

Av. San Diego de Alcalá Mz F1 Lote 24 - Urb. San Diego - Lima - Perú

Tel.: (511) 540-0642

Cel.: (511) 971 439 272 / 997 846 766 / 942 635 342 / 971 439 282

RPC: 940037490

email: [metrologia@metrologiatecnicas.com](mailto:metrologia@metrologiatecnicas.com)

[ventas@metrologiatecnicas.com](mailto:ventas@metrologiatecnicas.com)

[calidad@metrologiatecnicas.com](mailto:calidad@metrologiatecnicas.com)

WEB: [www.metrologiatecnicas.com](http://www.metrologiatecnicas.com)



**INFORME DE VERIFICACIÓN  
MT - IV - 580 - 2019**

Área de Metrología  
Laboratorio de Longitud

Página 2 de 3

**6. Método de Verificación**

La Verificación se realizó tomando las medidas del instrumento, según las especificaciones de la norma internacional ASTM D4318 "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit and Plastic Index of Soils."

**7. Lugar de Verificación**

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES  
Car. Marginal Norte Fernando B. Terry Km 8.5 Sec. Maronilla Mishquiyacucatachi, San Martín - SAN MARTÍN

**8. Condiciones ambientales**

	Inicial	Final
Temperatura	27,1 °C	27,2 °C
Humedad Relativa	70 %	70 %

**9. Patrones de referencia**

Trazabilidad	Patrón utilizado	Certificado de calibración
Regla de acero Clase I INACAL DM/LLA-339-2019	Regla de acero de 1000 mm con incertidumbre de 0,1 mm	INACAL DM LLA-399-2018
Magnificador óptico con retícula de medición. INACAL DM/LLA-043-2017		

**10. Observaciones**

- Se colocó una etiqueta autoadhesiva con la indicación de **VERIFICADO**.
- (\*) Código indicado en una etiqueta adherido al instrumento.

**11. Resultados**

El equipo cumple con las especificaciones técnicas siguientes:

**DIMENSIONES DE LA BASE DE GOMA DURA**

Altura (mm)	Profundidad (mm)	Ancho (mm)
50,56	150,60	125,03

**HERRAMIENTA DE RANURADO  
EXTREMO CURVADO**

Espesor (mm)	Borde Cortante (mm)	Ancho (mm)
9,97	2,39	13,31

**DIMENSIONES DE LA COPA**

Radio de la copa (mm)	Espesor de la copa (mm)	Altura desde la guía del elevador hasta la base (mm)
54,00	1,98	47,23



Fin del Documento

## INFORME DE MANTENIMIENTO PREVENTIVO MT - MP - 259 - 2019

Fecha de Emisión: 2019-11-16

**1. SOLICITANTE** : UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO S.A.C.

**DIRECCIÓN** : Av. Larco N° 1770 Urb. San Andrés 5ta Etapa, Víctor Larco Herrera - Trujillo - LA LIBERTAD

**2. EQUIPO / INSTRUMENTO** : EQUIPO LIMITE LIQUIDO Y PLASTICO (Cazuela Casagrande)

**Marca** : FORNEY  
**Modelo** : NO INDICA  
**N° de Serie** : 1603  
**Procedencia** : U.S.A.  
**Identificación** : D04-000532  
**Ubicación** : LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES - Tarapoto - SAN MARTÍN

**Fecha del servicio** : 2019-11-08

### 3. DETALLES DEL SERVICIO REALIZADO:

- Desmontaje general del equipo.
- Limpieza y ajuste de elementos de unión.
- Alineamiento y ajuste de las partes móviles.
- Verificación del buen funcionamiento.
- El instrumento queda operativo

### 4. RECOMENDACIONES:

- Se recomienda mantener el equipo en un ambiente limpio.
- Se recomienda realizar mantenimientos periódicos.

### 5. TÉCNICO RESPONSABLE:

Ángel Julca Machado



**METROTEC****METROLOGÍA & TÉCNICAS S.A.C.**

Servicios de Calibración y Mantenimiento de Equipos e Instrumentos de Medición Industriales y de Laboratorio

**CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN  
MT - LT - 355 - 2019**Área de Metrología  
Laboratorio de Temperatura

Página 1 de 6

<b>1. Expediente</b>	<b>190568</b>
<b>2. Solicitante</b>	<b>UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO S.A.C.</b>
<b>3. Dirección</b>	Av. Larco N° 1770 Urb. San Andrés 5ta Etapa, Víctor Larco Herrera - Trujillo - LA LIBERTAD
<b>4. Equipo</b>	<b>HORNO</b>
<b>Alcance Máximo</b>	De 0 °C a 400 °C
<b>Marca</b>	ECOCELL
<b>Modelo</b>	NO INDICA
<b>Número de Serie</b>	NO INDICA
<b>Procedencia</b>	NO INDICA
<b>Identificación</b>	D04-000726 (*)
<b>Ubicación</b>	LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

Este certificado de calibración documenta la trazabilidad a los patrones nacionales o internacionales, que realizan las unidades de la medición de acuerdo con el Sistema Internacional de Unidades (SI).

Los resultados son válidos en el momento de la calibración. Al solicitante le corresponde disponer en su momento la ejecución de una recalibración, la cual está en función del uso, conservación y mantenimiento del instrumento de medición o a reglamento vigente.

METROLOGÍA & TÉCNICAS S.A.C. no se responsabiliza de los perjuicios que pueda ocasionar el uso inadecuado de este instrumento, ni de una incorrecta interpretación de los resultados de la calibración aquí declarados.

Este certificado de calibración no podrá ser reproducido parcialmente sin la aprobación por escrito del laboratorio que lo emite.

El certificado de calibración sin firma y sello carece de validez.

Descripción	Controlador / Selector	Instrumento de medición
Alcance	0 °C a 400 °C	0 °C a 400 °C
División de escala / Resolución	1 °C	1 °C
Tipo	DIGITAL	TERMÓMETRO DIGITAL

**5. Fecha de Calibración 2019-11-08**

Fecha de Emisión

Jefe del Laboratorio de Metrología

Sello

2019-11-14



**Juan C. Quispe Morales**  
Licenciado en Física  
CFP N° 0664



Metrología &amp; Técnicas S.A.C.

Av. San Diego de Alcalá Mz F1 Lote 24 - Urb. San Diego - Lima - Perú

Telf.: (511) 540-0642

Cel.: (511) 971 439 272 / 997 846 766 / 942 635 342 / 971 439 282

RPC: 940037490

email: metrologia@metrologiatecnicas.com

ventas@metrologiatecnicas.com

calidad@metrologiatecnicas.com

WEB: www.metrologiatecnicas.com

**CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN  
MT - LT - 355 - 2019**

Área de Metrología  
Laboratorio de Temperatura

Página 2 de 6

**6. Método de Calibración**

La calibración se efectuó por comparación directa de acuerdo al PC-018 "Procedimiento para la Calibración de Medios Isotérmicos con Aire como Medio Termostático", 2da edición, publicado por el SNM-INDECOPI, 2009.

**7. Lugar de calibración**

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES  
Car. Marginal Norte Fernando B. Terry Km 8.5 Sec. Maronilla Mishquiyacucatachi, San Martín - SAN MARTÍN

**8. Condiciones Ambientales**

	Inicial	Final
Temperatura	27,2 °C	27,3 °C
Humedad Relativa	70 %	70 %



El tiempo de calentamiento y estabilización del equipo fue de 120 minutos.  
El controlador se seteo en 110 °c

**9. Patrones de referencia**

Trazabilidad	Patrón utilizado	Certificado y/o Informe de calibración
Dirección de Metrología INACAL LT - 104 - 2018	TERMÓMETRO DE INDICACIÓN DIGITAL CON 12 CANALES	LT - 0669 - 2019
Dirección de Metrología INACAL LT - 272 - 2018		

**10. Observaciones**

- Se colocó una etiqueta autoadhesiva con la indicación de **CALIBRADO**.
- (\*) Código indicado en una etiqueta adherido en el equipo.
- La periodicidad de la calibración depende del uso, mantenimiento y conservación del instrumento de medición.

### CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN MT - LT - 355 - 2019

Área de Metrología  
Laboratorio de Temperatura

Página 3 de 6

#### 11. Resultados de Medición

##### PARA LA TEMPERATURA DE 110 °C

Tiempo (min)	Termómetro del equipo (°C)	TEMPERATURAS EN LAS POSICIONES DE MEDICIÓN (°C)										T <sub>prom</sub> (°C)	T <sub>máx</sub> -T <sub>m</sub>
		NIVEL SUPERIOR					NIVEL INFERIOR						
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
00	110	113,0	113,6	113,8	112,8	112,4	106,9	106,9	105,3	106,6	106,3	109,8	8,5
02	110	113,1	113,6	113,8	112,8	112,4	106,9	106,8	105,3	106,5	106,3	109,8	8,5
04	110	113,1	113,5	113,8	112,8	112,4	107,0	106,9	105,4	106,6	106,3	109,8	8,4
06	110	113,1	113,6	113,8	112,8	112,5	106,9	106,9	105,4	106,7	106,4	109,8	8,4
08	110	113,1	113,6	113,8	112,8	112,5	107,0	107,0	105,4	106,7	106,3	109,8	8,4
10	110	113,1	113,6	113,9	112,9	112,5	107,1	107,0	105,4	106,7	106,3	109,9	8,5
12	110	113,0	113,6	113,7	112,8	112,4	107,0	106,7	105,3	106,5	106,3	109,7	8,4
14	110	113,0	113,6	113,7	112,8	112,4	106,9	106,8	105,3	106,7	106,3	109,8	8,4
16	110	113,0	113,6	113,8	112,8	112,4	106,9	106,8	105,3	106,6	106,2	109,7	8,5
18	110	113,0	113,7	113,8	112,8	112,5	107,0	106,9	105,4	106,6	106,4	109,8	8,4
20	110	113,0	113,6	113,8	112,8	112,4	107,0	106,9	105,4	106,7	106,3	109,8	8,4
22	110	113,1	113,6	113,8	112,8	112,5	107,0	107,0	105,4	106,6	106,4	109,8	8,4
24	110	113,1	113,6	113,8	112,8	112,5	107,1	106,9	105,4	106,5	106,3	109,8	8,4
26	110	113,1	113,6	113,8	112,8	112,5	107,0	106,9	105,3	106,6	106,4	109,8	8,5
28	110	113,1	113,6	113,8	112,8	112,5	106,9	106,8	105,4	106,5	106,4	109,8	8,4
30	110	113,1	113,6	113,8	112,8	112,5	106,9	107,0	105,4	106,6	106,3	109,8	8,4
32	110	113,0	113,6	113,8	112,8	112,4	106,9	106,8	105,4	106,5	106,3	109,8	8,4
34	110	113,1	113,6	113,8	112,8	112,5	107,0	106,8	105,4	106,6	106,3	109,8	8,4
36	110	113,0	113,5	113,8	112,8	112,5	107,0	106,8	105,4	106,6	106,2	109,8	8,4
38	110	113,0	113,6	113,8	112,8	112,4	107,0	106,8	105,4	106,7	106,2	109,8	8,4
40	110	113,0	113,6	113,8	112,8	112,5	106,9	106,8	105,4	106,7	106,3	109,8	8,4
42	110	113,1	113,6	113,8	112,8	112,5	107,0	106,9	105,4	106,5	106,4	109,8	8,4
44	110	113,1	113,6	113,8	112,8	112,4	107,0	106,9	105,4	106,6	106,4	109,8	8,4
46	110	113,0	113,5	113,7	112,7	112,5	106,9	106,8	105,3	106,5	106,3	109,7	8,4
48	110	113,1	113,6	113,8	112,8	112,5	107,0	106,9	105,4	106,7	106,4	109,8	8,4
50	110	113,1	113,6	113,8	112,8	112,5	107,0	106,8	105,4	106,7	106,4	109,8	8,4
52	110	113,1	113,6	113,8	112,8	112,5	107,0	106,9	105,4	106,6	106,3	109,8	8,4
54	110	113,0	113,6	113,8	112,8	112,5	107,0	106,8	105,4	106,6	106,4	109,8	8,4
56	110	113,1	113,6	113,8	112,8	112,5	107,0	106,9	105,4	106,6	106,4	109,8	8,4
58	110	113,0	113,6	113,8	112,8	112,5	107,0	106,9	105,4	106,7	106,3	109,8	8,4
60	110	113,0	113,6	113,8	112,8	112,4	106,9	106,8	105,3	106,5	106,3	109,7	8,5
T.PROM	110	113,1	113,6	113,8	112,8	112,5	106,9	106,9	105,4	106,6	106,3	109,8	
T.MAX	110	113,1	113,7	113,9	112,9	112,5	107,1	107,0	105,4	106,7	106,4		
T.MIN	110	113,0	113,5	113,7	112,7	112,4	106,9	106,7	105,3	106,5	106,2		
DTT	0	0,1	0,2	0,2	0,2	0,1	0,2	0,3	0,1	0,2	0,2		



Área de Metrología  
Laboratorio de Temperatura

**CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN  
MT - LT - 355 - 2019**

Página 4 de 6

PARÁMETRO	VALOR ( °C )	INCERTIDUMBRE EXPANDIDA ( °C )
Máxima Temperatura Medida	113,9	0,2
Mínima Temperatura Medida	105,3	0,2
Desviación de Temperatura en el Tiempo	0,30	0,1
Desviación de Temperatura en el Espacio	8,4	0,1
Estabilidad Medida ( ± )	0,15	0,08
Uniformidad Medida	8,48	0,13

- T.PROM : Promedio de la temperatura en una posición de medición durante el tiempo de calibración.  
T.prom : Promedio de las temperaturas en la diez posiciones de medición para un instante dado.  
T.MAX : Temperatura máxima.  
T.MIN : Temperatura mínima.  
DTT : Desviación de Temperatura en el Tiempo.

Para cada posición de medición su "**desviación de temperatura en el tiempo**" DTT está dada por la diferencia entre la máxima y la mínima temperatura en dicha posición.

Entre dos posiciones de medición su "**desviación de temperatura en el espacio**" está dada por la diferencia entre los promedios de temperaturas registradas en ambas posiciones.

Incertidumbre expandida de las indicaciones del termómetro propio del Medio Isothermo : 0,58 °C

La incertidumbre expandida de medición fue calculada a partir de los componentes de incertidumbre de los factores de influencia en la calibración. La incertidumbre indicada no incluye una estimación de variaciones a largo plazo.

La uniformidad es la máxima diferencia medida de temperatura entre las diferentes posiciones espaciales para un mismo instante de tiempo.

La estabilidad es considerada igual a  $\pm 1/2$  DTT.



**Metrología & Técnicas S.A.C.**

Av. San Diego de Alcalá Mz F1 Lote 24 - Urb. San Diego - Lima - Perú  
Telf.: (511) 540-0642  
Cel.: (511) 971 439 272 / 997 846 766 / 942 635 342 / 971 439 282  
RPC: 940037490

email: metrologia@metrologiatecnicas.com  
ventas@metrologiatecnicas.com  
calidad@metrologiatecnicas.com  
WEB: www.metrologiatecnicas.com

Área de Metrología  
Laboratorio de Temperatura

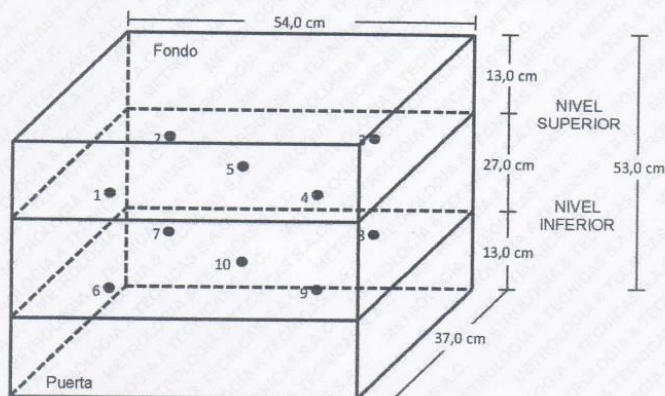
### CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN MT - LT - 355 - 2019

Página 5 de 6

#### DISTRIBUCIÓN DE TEMPERATURAS EN EL EQUIPO TEMPERATURA DE TRABAJO: $110\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$





**DISTRIBUCIÓN DE LOS TERMOPARES**

Los sensores 5 y 10 están ubicados en el centro de sus respectivos niveles.

Los sensores del 1 al 4 y del 6 al 9 se colocaron a 6 cm de las paredes laterales y a 5 cm del fondo y frente del equipo a calibrar.

**12. Incertidumbre**

La incertidumbre reportada en el presente certificado es la incertidumbre expandida de medición que resulta de multiplicar la incertidumbre estándar por el factor de cobertura  $k=2$ , el cual proporciona un nivel de confianza de aproximadamente 95%.

Fin del documento

**METROTEC**

**INFORME DE MANTENIMIENTO PREVENTIVO**

**MT - MP - 258 - 2019**

Fecha de Emisión: 2019-11-16

**1. SOLICITANTE** : **UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO S.A.C.**  
**DIRECCIÓN** : Av. Larco N° 1770 Urb. San Andrés 5ta Etapa, Víctor Larco Herrera - Trujillo - LA LIBERTAD

**2. EQUIPO / INSTRUMENTO** : **CORTE DIRECTO**  
**Marca** : ELE INTERNATIONAL  
**Modelo** : 26-2114/01  
**N° de Serie** : 1885-1-3082  
**Código de Identificación** : D04-000587  
**Capacidad** : 4,5 kN  
**Ubicación** : LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES - Tarapoto - SAN MARTIN  
**Fecha del servicio** : 2019-11-08

**3. DETALLES DEL SERVICIO REALIZADO:**

- Desmontaje general del equipo.
- Limpieza y verificación de componentes eléctricos y/o electrónicos.
- Mantenimiento y lubricación de elementos de transmisión de movimiento.
- Ajuste de elementos de unión.
- Limpieza general de estructura interna y externa del equipo.
- Ajuste y verificación del buen funcionamiento del equipo.
- El equipo queda operativo y listo para su uso.

**4. RECOMENDACIÓN(ES) Y OBSERVACIONES:**

- Mantener limpio el área de trabajo del equipo.
- Realizar mantenimientos preventivos antes de cada calibración.

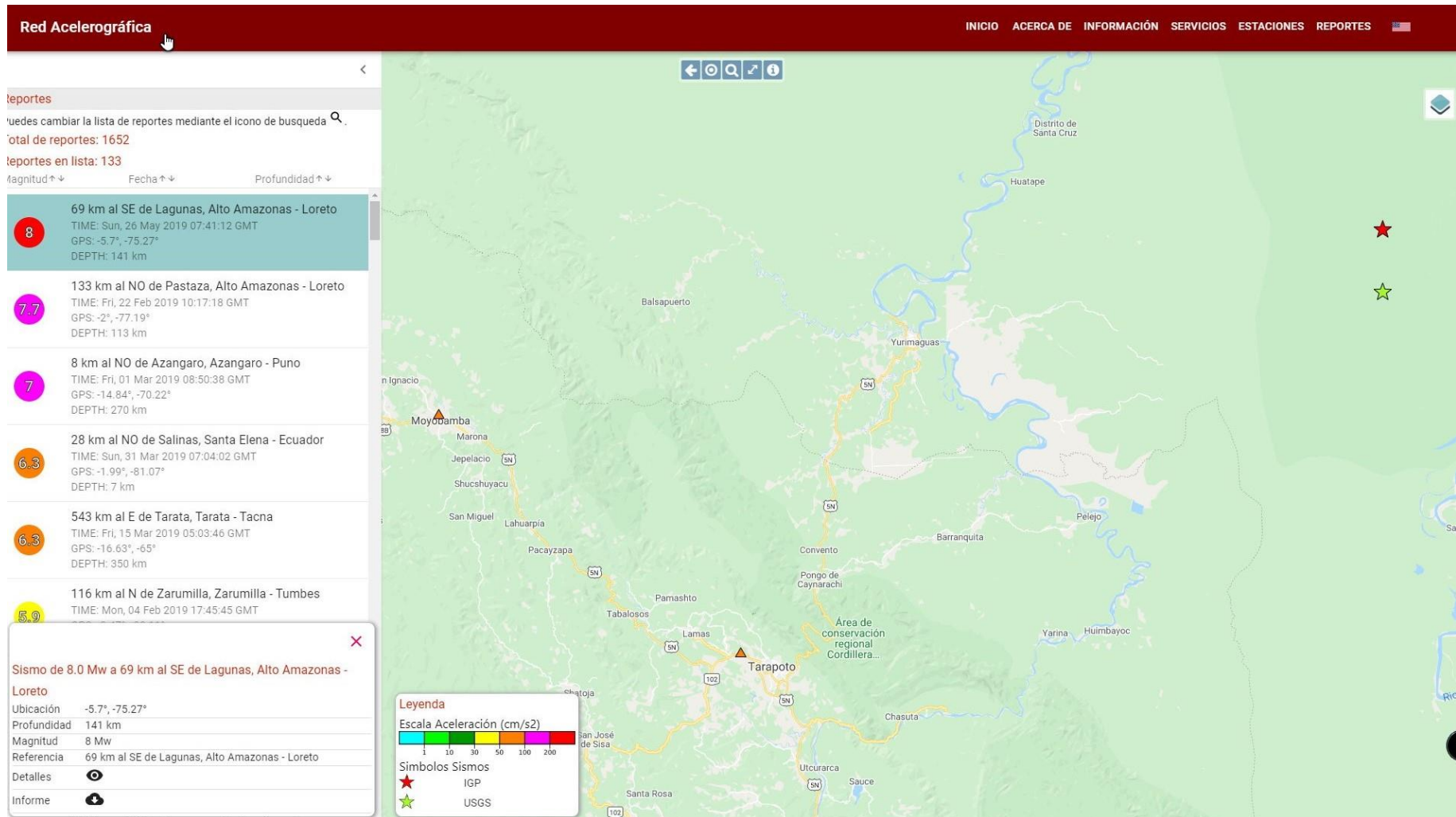
**5. TÉCNICO RESPONSABLE:**

Ángel Julca Machado




**METROLOGÍA Y TÉCNICAS S.A.C.**  
Servicios de Calibración y Mantenimiento de Equipos e Instrumentos de Medición Industriales y de Laboratorio

## ANEXO 18 – Red Acelerográfica – Reporte Alto Amazonas – Loreto




Fuente: <http://www.red-acelerografica-peru.uni.edu.pe/es/simple/reports>

# ANEXO 18 – Red Acelerográfica – Reporte Alto Amazonas - Loreto



## Red Acelerográfica



INICIO ACERCA DE INFORMACIÓN SERVICIOS ESTACIONES REPORTES


Sismo de 8.0 Mw a 69 km al SE de Lagunas, Alto Amazonas - Loreto

**Fecha**  
2019-05-26T07:41:12Z


**Magnitud**  
8

**Estaciones**  
47

**Informe**  
Informe Preliminar.pdf



**RED ACELEROGRAFICA CIP – UNI**  
**SISMO DE LAGUNAS - ALTO AMAZONAS - LORETO**  
**26 DE MAYO DEL 2019**




Fuente: RPP- EFE


**INFORME FINAL**  
ELABORADO POR:  
Jorge Alva Hurtado  
Carmen Ortiz Salas  
José Valverde Agreda  
Jorge Soto Huaman  
Joseph Montero Inga  
Eduardo Vilchez Deza

Lima, 26 de mayo de 2019


**Video de interes**



**Enlaces de interes**



**Instituciones**



**Estaciones**

Codigo	Nombre	Distancia <sup>↑</sup>	PGA (cm/s <sup>2</sup> )	PGV (cm/s)	PSA (cm/s <sup>2</sup> )	Archivo
D851	CIP TARAPOTO	153.34	79.56	10.70	321.99	
BDD5	CIP MOYOBAMBA	192.26	90.16	15.92	277.98	
BE0F	UNTRM	292.26	95.84	13.62	347.86	
C12A	CIP AMAZONAS	294.41	79.01	7.32	241.97	
D875	CIP UCAYALI	307.85	14.62	3.32	46.41	

Rows per page: 5 1-5 of 47 < >

Fuente: <http://www.red-acelerografica-peru.uni.edu.pe/es/page/report/371>

## ANEXO 19 – Validación de planos arquitectónicos



**PIRKON CONTRATISTAS GENERALES SAC**  
VENTAS DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN, PROYECTOS, CONSTRUCCION,  
HABILITACIONES URBANAS, REMODELACIONES, DISEÑO ARQUITECTONICO,  
INSTALACIONES SANITARIAS, ELECTRICAS, MECÁNICAS.

### REVISIÓN DE PLANOS DE ARQUITECTURA

**PIRKON CONTRATISTAS GENERALES S.A.C.** con RUC N° 20508612444, con dirección en Av. Manuel Gonzales Prada Mza. B Lote.06, distrito de Los Olivos – Lima; debidamente representado por su Gerente General **Doña: Josefa Marleny Cusihuallpa Mollenedo**, identificada con D.N.I. N° 23806784.

### HACE CONSTAR

Que, se revisaron los planos por nuestra especialista en arquitectura Josefa Marleny Cusihuallpa Mollenedo verificando el cumplimiento de la norma establecida. Asimismo, no encontrándose observaciones y se aprobó el funcionamiento de este. Haciendo constar la revisión y funcionamiento total en su proyecto de Investigación titulado: **“Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019”** elaborado por el sr. **Leonardo André Mattos Quino**, identificado con D.N.I. N° 75862877, y código de estudiante N° 6700188469.

Se expide el presente documento, para los fines que el interesado crea conveniente.



C. A. P: 5493  
DNI :23809784



Lima, 16 de junio de 2020

## ANEXO 20 – Validación de planos estructurales



**PIRKON CONTRATISTAS GENERALES SAC**  
VENTAS DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN, PROYECTOS, CONSTRUCCION,  
HABILITACIONES URBANAS, REMODELACIONES, DISEÑO ARQUITECTONICO,  
INSTALACIONES SANITARIAS, ELECTRICAS, MECANICAS.

### REVISIÓN DE PLANOS ESTRUCTURALES

**PIRKON CONTRATISTAS GENERALES S.A.C.** con RUC N° 20508612444, con dirección en Av. Manuel Gonzales Prada Mza. B Lote.06, distrito de Los Olivos – Lima; debidamente representado por su Gerente General **Doña: Josefa Marleny Cusihuallpa Mollenedo**, identificada con **D.N.I. N° 23806784**.

### HACE CONSTAR

Que, se revisaron los planos por nuestro especialista en ingeniería estructural Ing. Julio Cuaresma Carbajal, verificando el cumplimiento de la norma establecida. Asimismo, no encontrándose observaciones y se aprobó el funcionamiento de este. Haciendo constar la revisión y funcionamiento total en su proyecto de Investigación titulado: **“Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019”** elaborado por el sr. **Leonardo André Mattos Quino**, identificado con **D.N.I. N° 75862877**, y código de estudiante N° **6700188469**.

Se expide el presente documento, para los fines que el interesado crea conveniente.

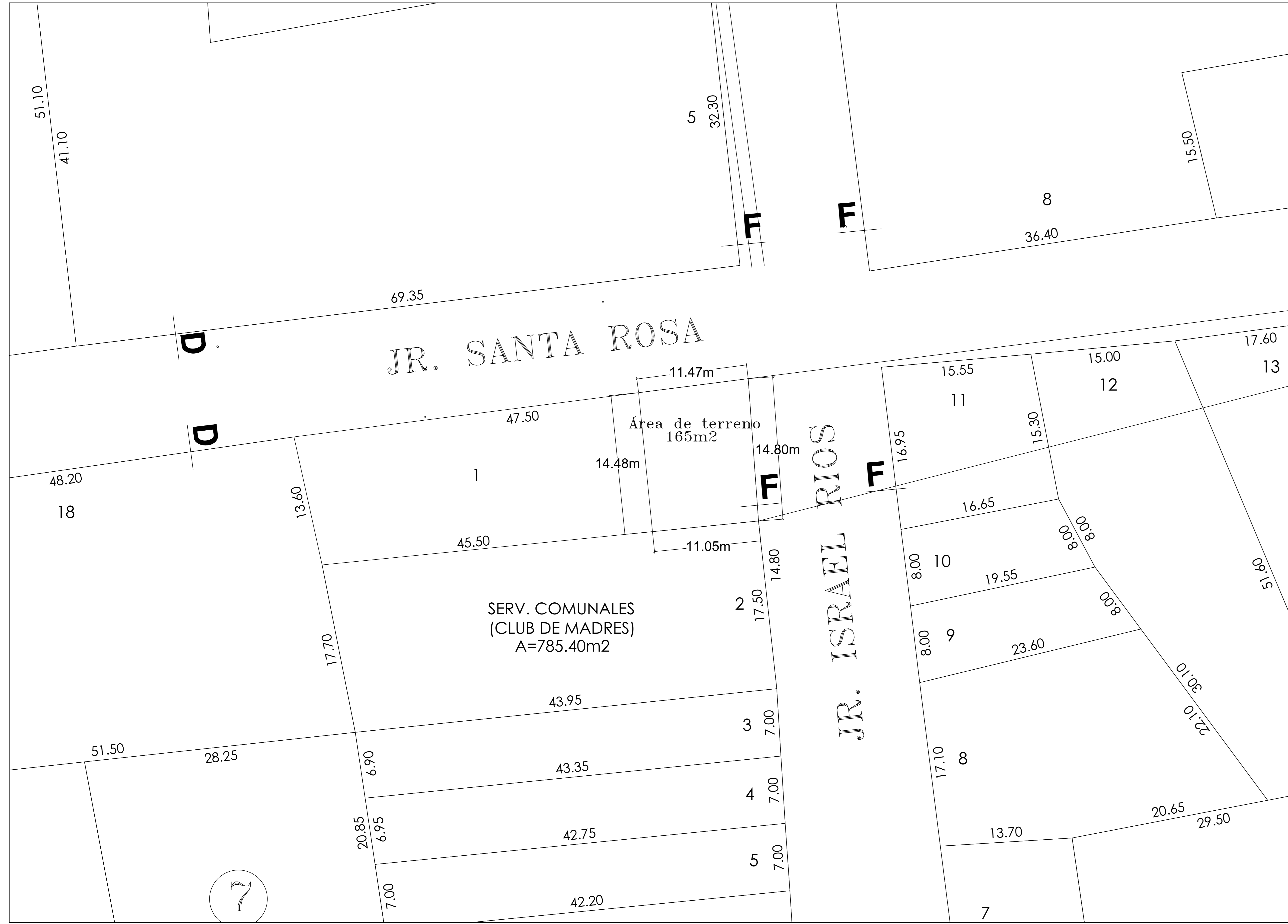
  
**JULIO CUARESMA CARBAJAL**  
INGENIERO CIVIL  
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 67803

C. I. P : 67803

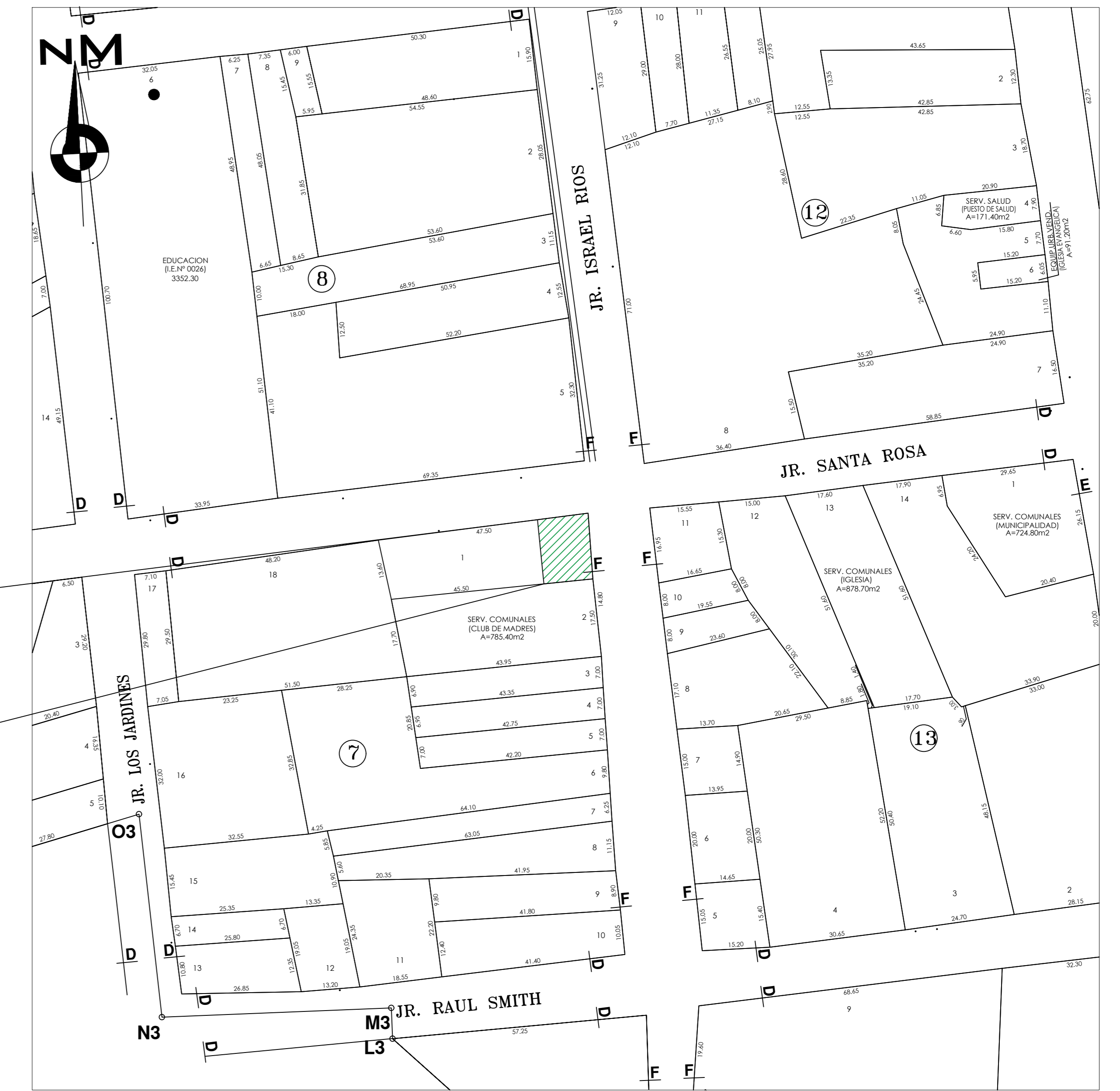
DNI : 25497021

**PIRKON**  
CONTRATISTAS GENERALES S.A.C.  
RUC: 20508612444  
  
GERENTE GENERAL  
Gerente General

Lima, 16 de junio de 2020



PLANO DE LOCALIZACION  
ESCALA 1/500



PLANO DE LOCALIZACION  
ESCALA 1/5000

**DEPARTAMENTO :** SAN MARTÍN  
**PROVINCIA :** SAN MARTÍN  
**DISTRITO :** TARAPOTO  
**SECTOR :** SANTA ROSA DE CUMBAZA  
**URBANIZACIÓN :** SANTA ROSA  
**MANZANA :** 07  
**LOTE :** 01  
**JIRON :** ISRAEL RIOS

**ZONIFICACION :** RDB  
**AREA DE TRATAMIENTO NORMATIVO :** 3

CUADRO COMPARATIVO

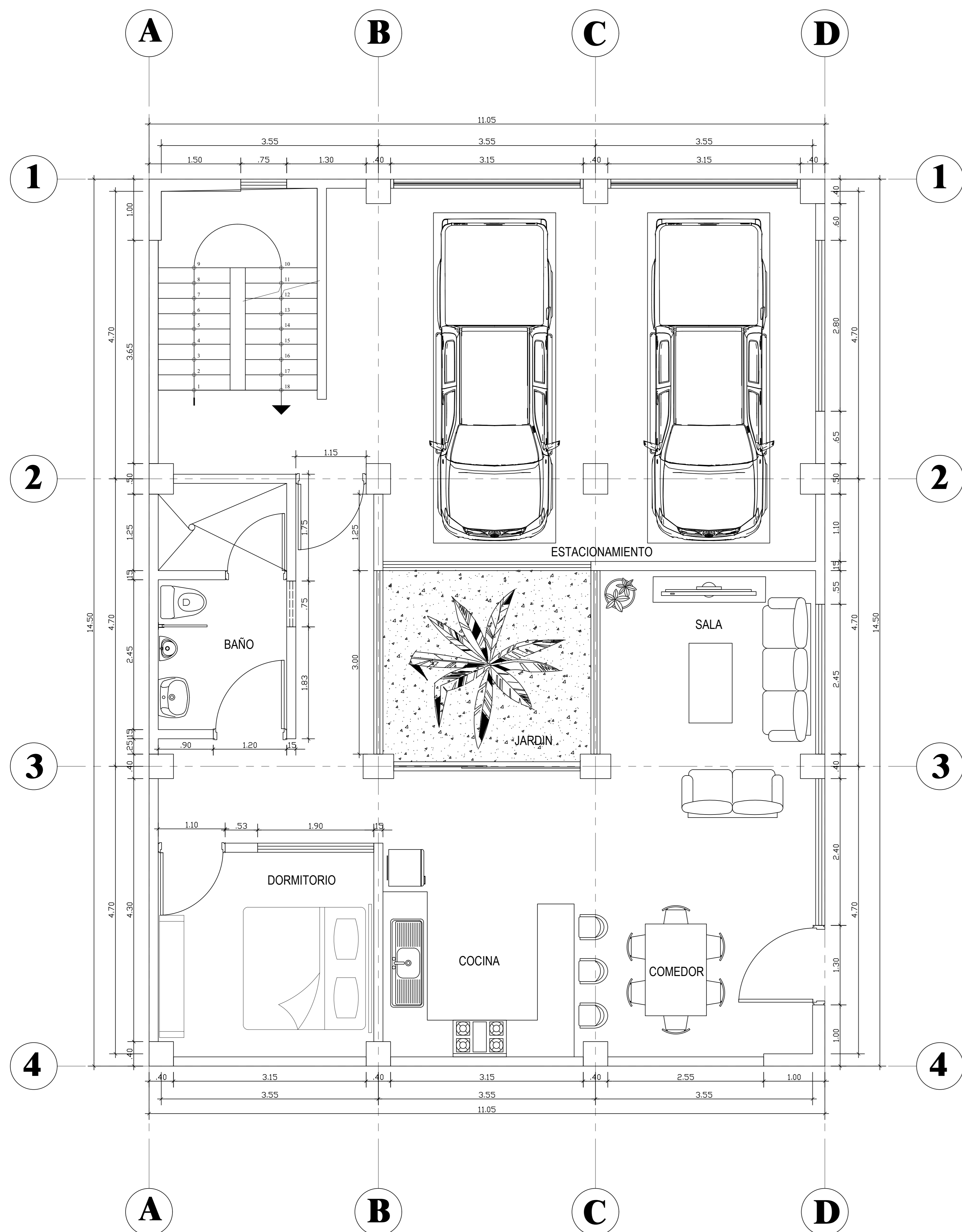
CUADRO DE AREAS

PARAMETROS	R. N. C. Ord. 1015-2007-MML	OBRA	NIVELES	AREA TECHADA (m2.)			TOTAL
				CON DECLARATORIA DE FABRICA	ALERO EXTERNO	AREA TECHADA AMPLIACION	
USOS	VIVIENDA	VIVIENDA	PRIMER PISO			150.195 m2	150.195 m2
DENSIDAD NETA-BRUTA	LA RESULTANTE DEL PROYECTO	LA RESULTANTE DEL PROYECTO	SEGUNDO PISO			150.195 m2	150.195 m2
AREA DEL LOTE NORMATIVO	165.00	165.00	TERCERO PISO			150.195 m2	150.195 m2
COEFICIENTE DE EDIFICACION	LA RESULTANTE DEL PROYECTO	1.00	AZOTEA				
AREA LIBRE	-----	9 %	TOTAL AREA TECHADA			450.585 m2	450.585 m2
ALTURA MAXIMA	-----	3 PISOS + AZOTEA					
RETIRO MINIMO FRONTAL	0 ml.	0 ml.					
ALINEAMIENTO DE FACHADA	-----	-----	AREA DE TERRENO			160.00 m2	160.00 m2
ESTACIONAMIENTO	1C/1.5 VIV.	2C	AREA LIBRE			-----	-----

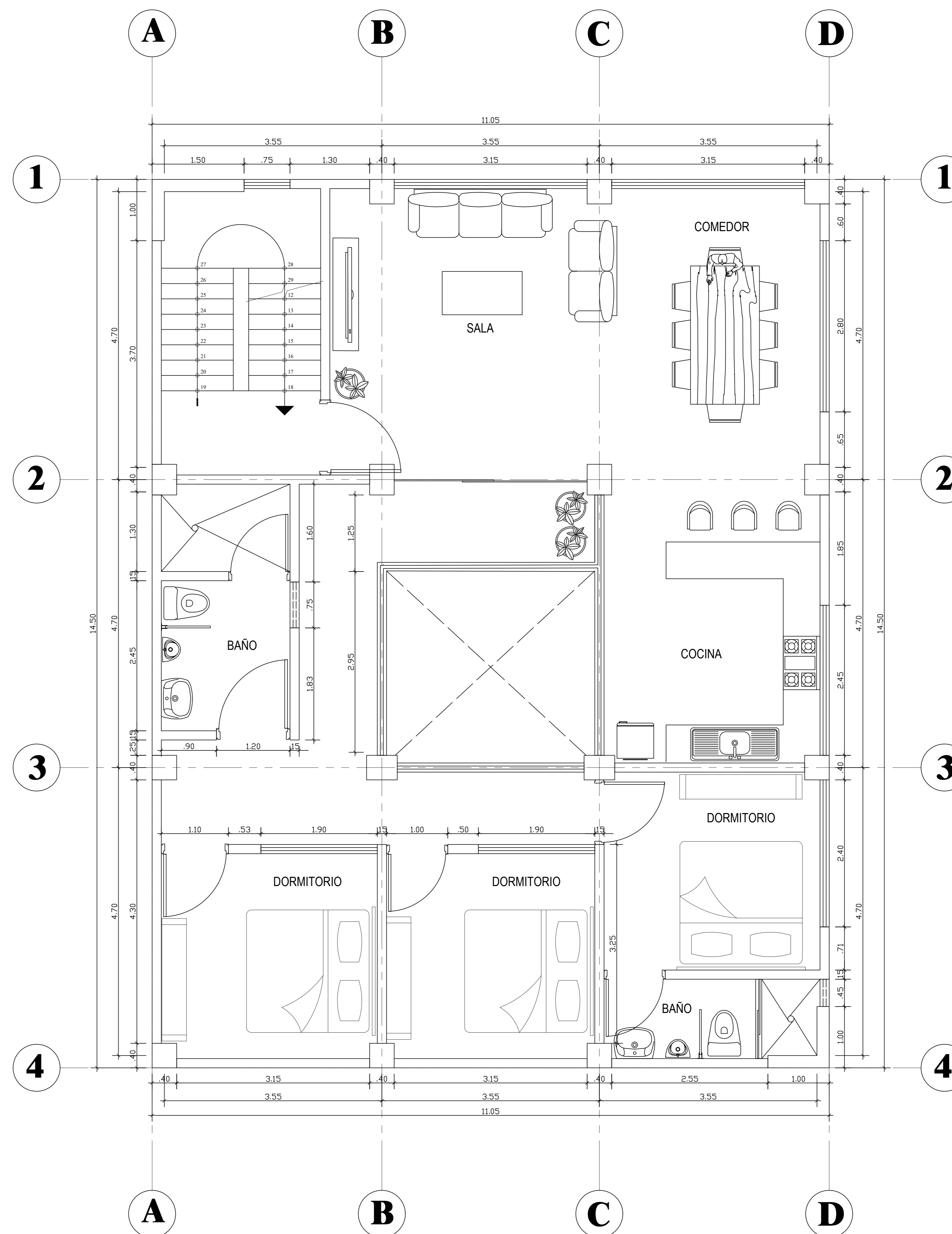
<b>Autor:</b> Leonardo André Mattos Quino  DNI: 75862877 6700188469 ORCID : (0000-0002-9218-0218)	<b>ASESOR:</b> Mg. Minaya Rosario Carlos Danilo  ORCID : (0000-0002-0655-523X)
--	---

<b>OBRA</b> VIVIENDA	<b>LAMINA</b> U-1
<b>ESPECIALIDAD</b> UBICACION	
<b>REVISION N°:</b>	

<b>ESCALA</b> 1/500	<b>DIBUJO</b> LAMQ	<b>REVISADO</b> MCM	<b>FECHA</b> JULIO - 2019
------------------------	-----------------------	------------------------	------------------------------



**PLANTA PRIMER PISO**



**PLANTA SEGUNDO PISO**

OBSERVACIONES	FECHA

TESIS:  
"Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"

UBICACIÓN:  
SANTA ROSA DE CUMBAZA  
JIRON : SANTA ROSA  
LOTE : 1  
MANZANA : 7  
DISTRITO : TARAPOTO  
PROVINCIA : SAN MARTÍN  
DEPARTAMENTO: SAN MARTÍN

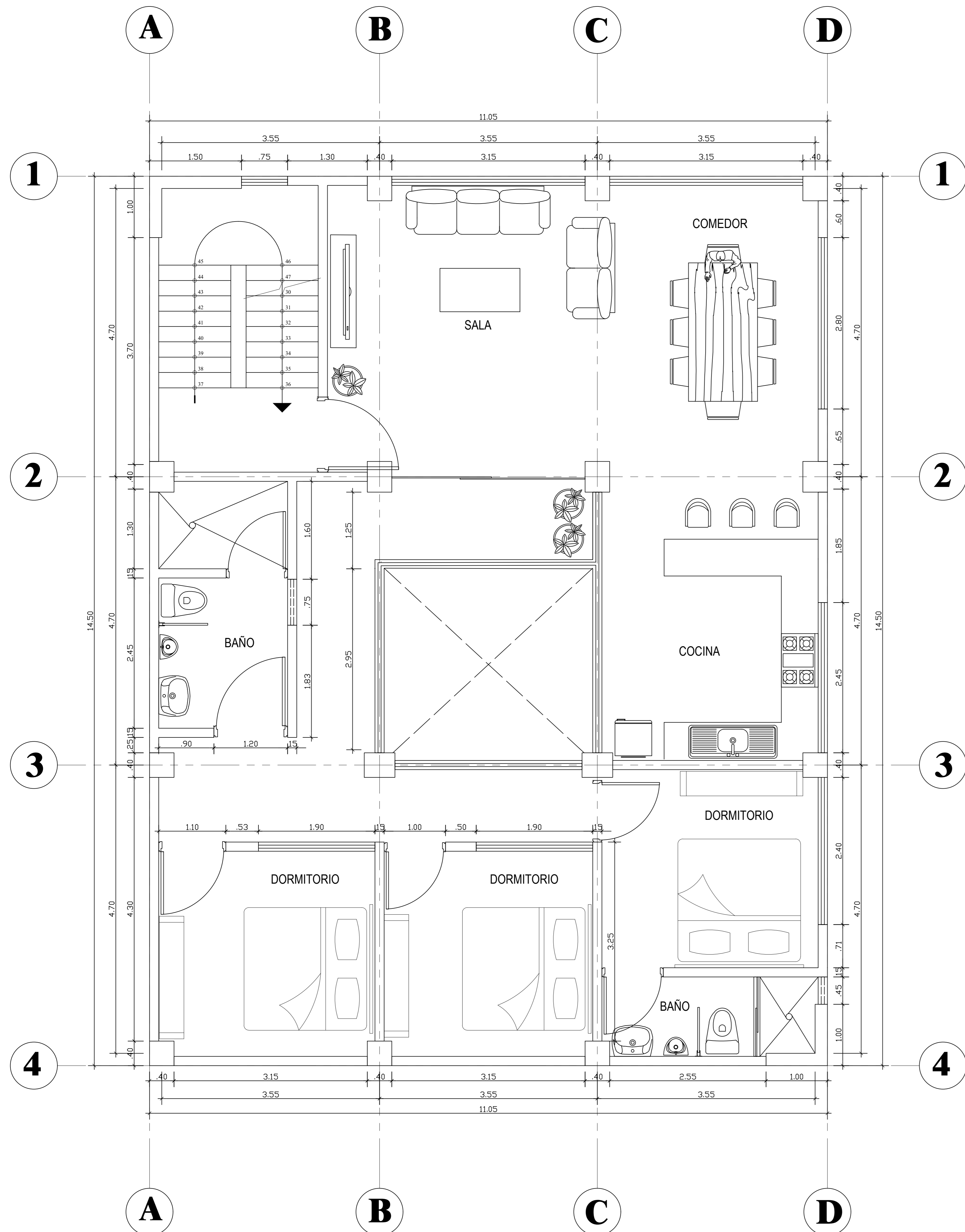
Autor:  
Leonardo André Mattos Quino  
DNI: 75862877  
6700188469  
ORCID : (0000-0002-9218-0218)

ASESOR:  
Mg. Minaya Rosario Carlos Danilo  
ORCID : (0000-0002-0655-523X)

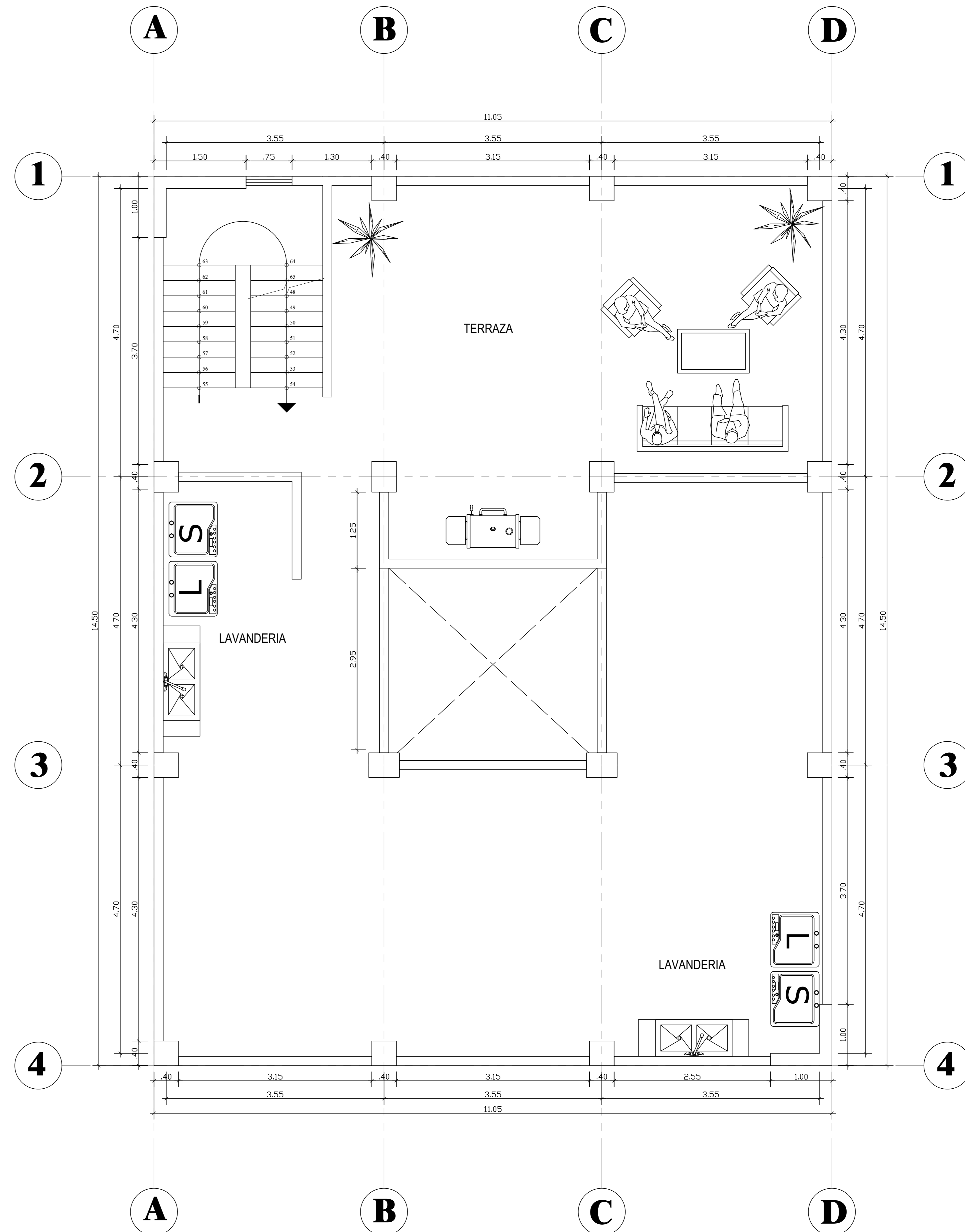
LÁMINA:  
**PLANTAS: 1ER y 2DO**

DIBUJO LAMQ	LÁMINA <b>A-01</b>
REVISADO MCM	FECHA: Junio 2019
ESCALA: 1/50	REVISION Nº:





PLANTA TERCER PISO



PLANTA AZOTEA

OBSERVACIONES	FECHA

TESIS:  
"Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"

UBICACIÓN:  
SANTA ROSA DE CUMBAZA  
JIRON : SANTA ROSA  
LOTE : 1  
MANZANA : 7  
DISTRITO : TARAPOTO  
PROVINCIA : SAN MARTÍN  
DEPARTAMENTO: SAN MARTÍN

Autor:  
Leonardo André Mattos Quino  
DNI: 75862877  
6700188469  
ORCID : (0000-0002-9218-0218)

ASESOR:  
Mg. Minaya Rosario Carlos Danilo  
ORCID : (0000-0002-0655-523X)

LÁMINA:  
**PLANTAS: 1ER y 2DO**

DIBUJO LAMQ	LÁMINA <b>A-02</b>
REVISADO MCM	FECHA: Junio 2019
ESCALA: 1/50	REVISIÓN Nº:

UBICACIONES	FECHA

TESIS:  
"Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"

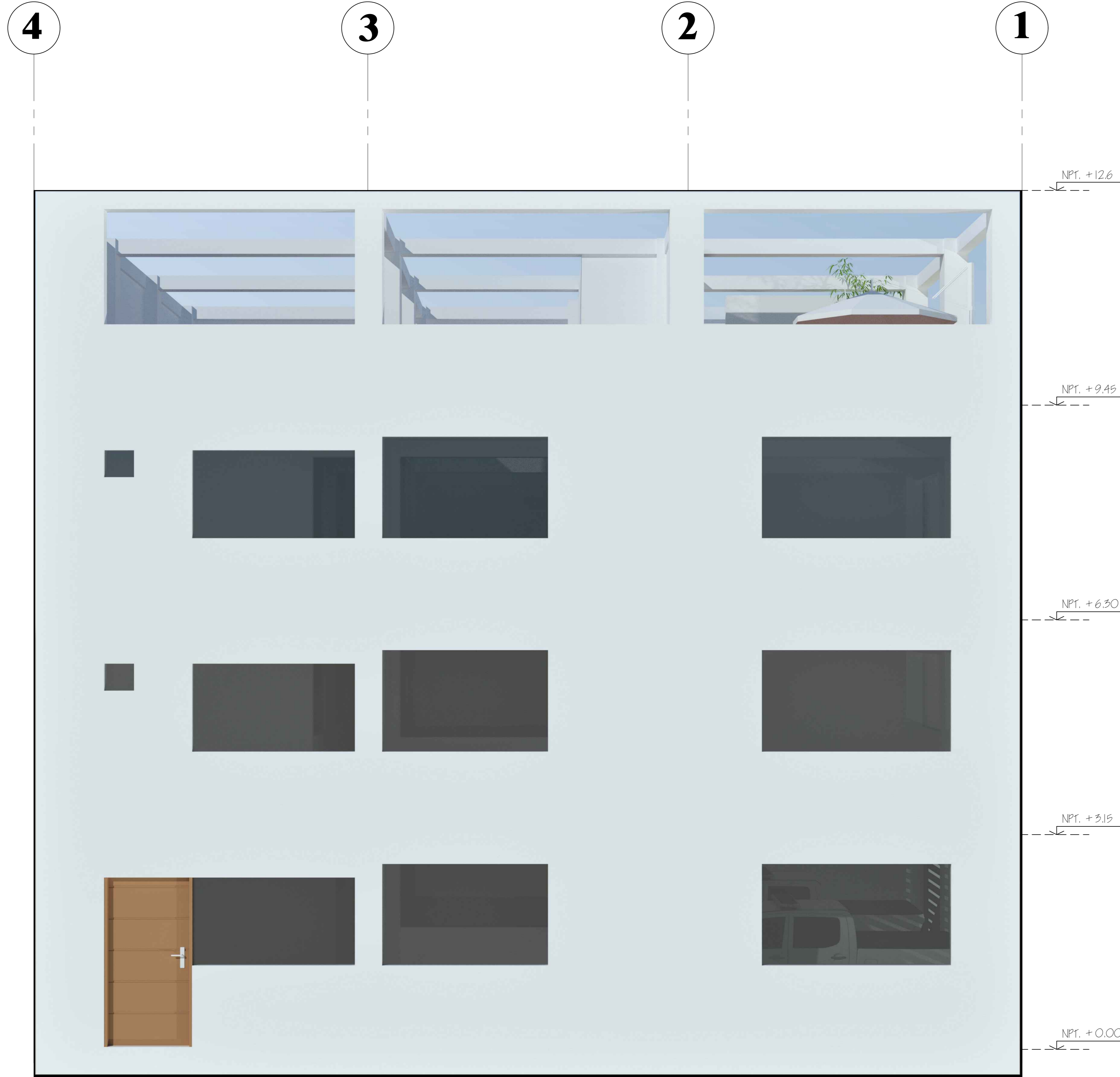
UBICACIÓN:  
SANTA ROSA DE CUMBAZA  
JIRON : SANTA ROSA  
LOTE : 1  
MANZANA : 7  
DISTRITO : TARAPOTO  
PROVINCIA : SAN MARTÍN  
DEPARTAMENTO: SAN MARTÍN

Autor:  
Leonardo André Mattos Quino  
DNI: 75862877  
6700188469  
ORCID : (0000-0002-9218-0218)

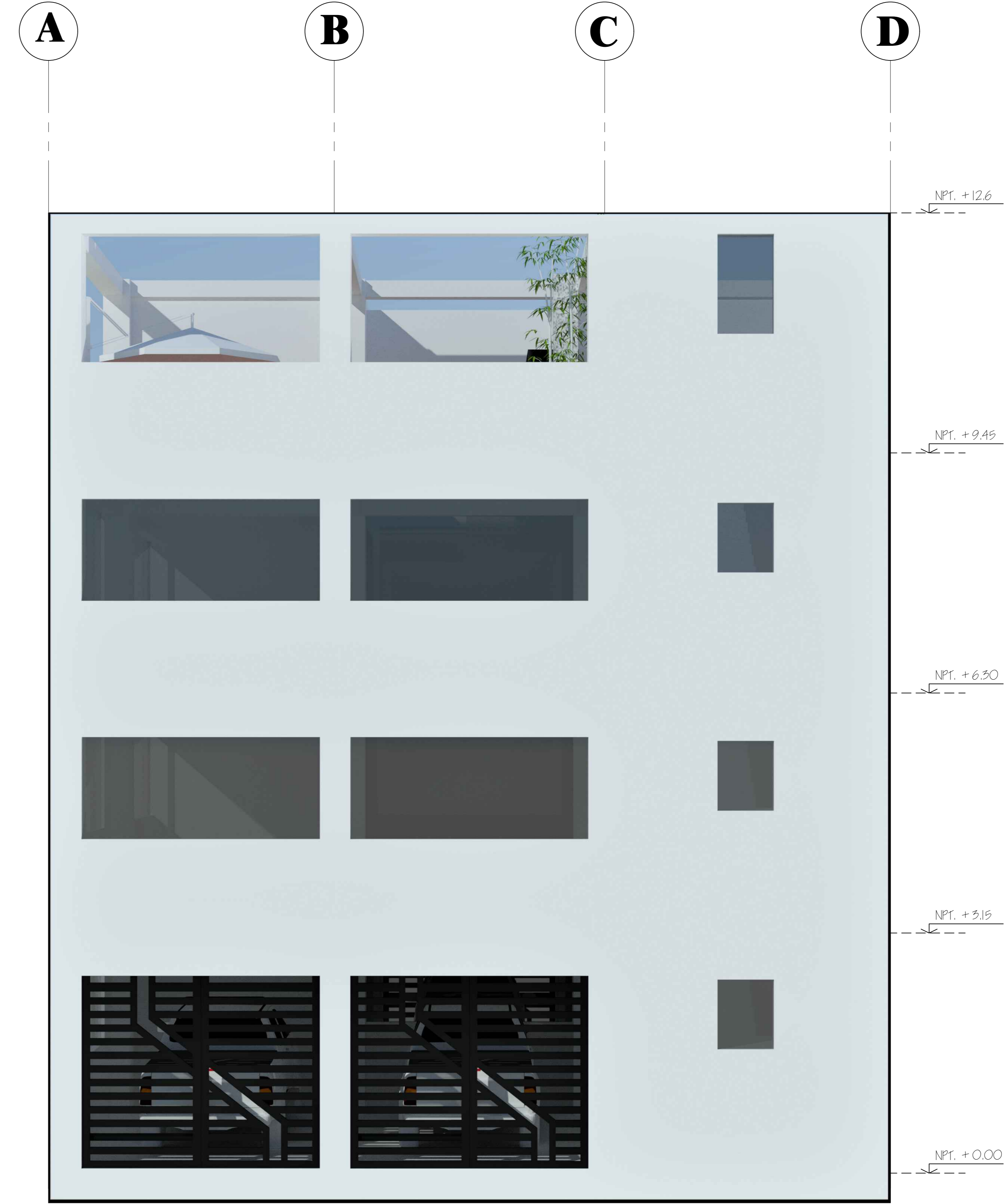
ASESOR:  
Mg. Minaya Rosario Carlos Danilo  
ORCID : (0000-0002-0655-523X)

LÁMINA:  
**ELEVACIÓN**

DIBUJO LAMQ	LÁMINA <b>A-03</b>
REVISADO MCM	FECHA: Junio 2019
ESCALA: 1/50	REVISION Nº:

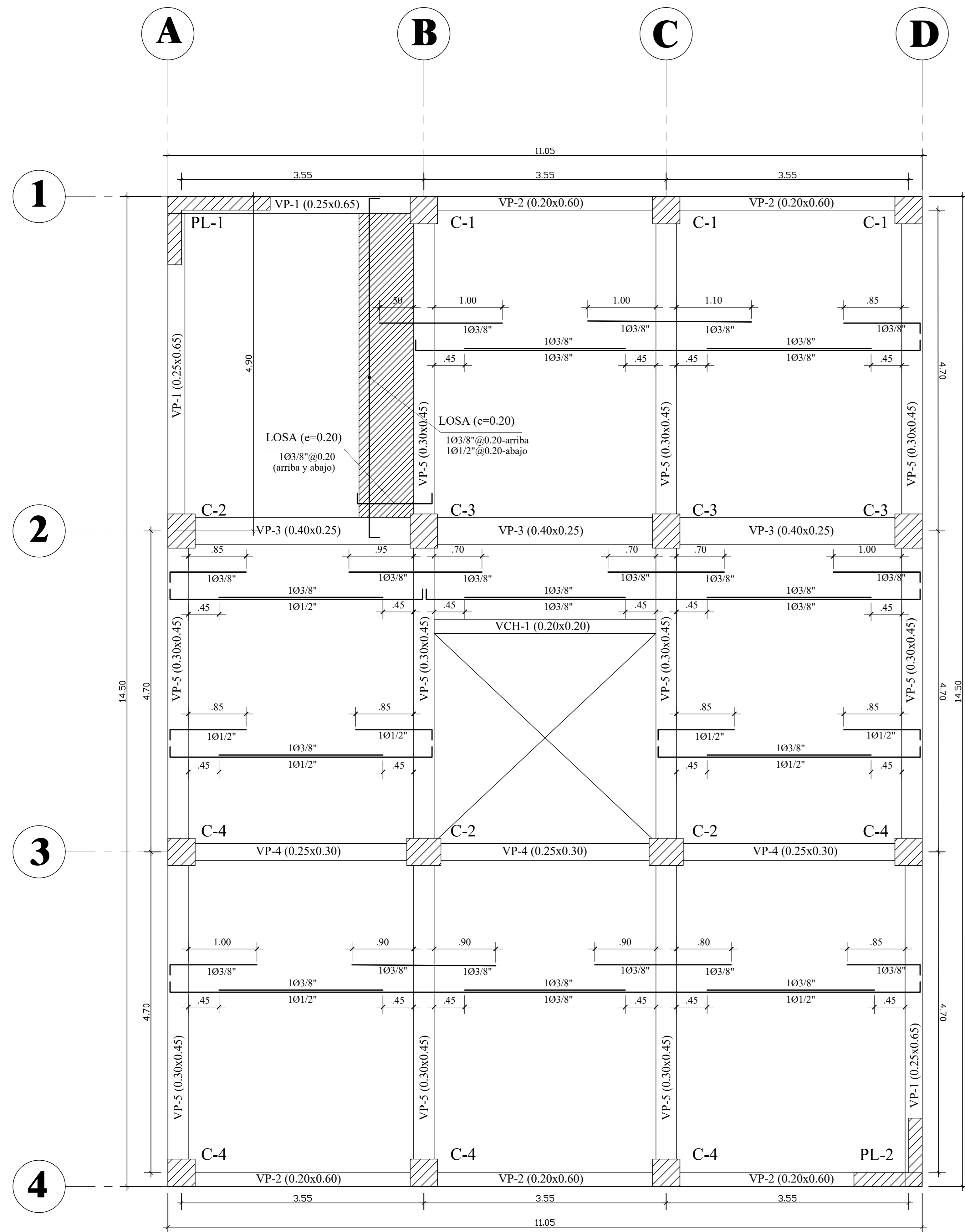


**FACHADA FRONTAL A**  
ESC 1:50

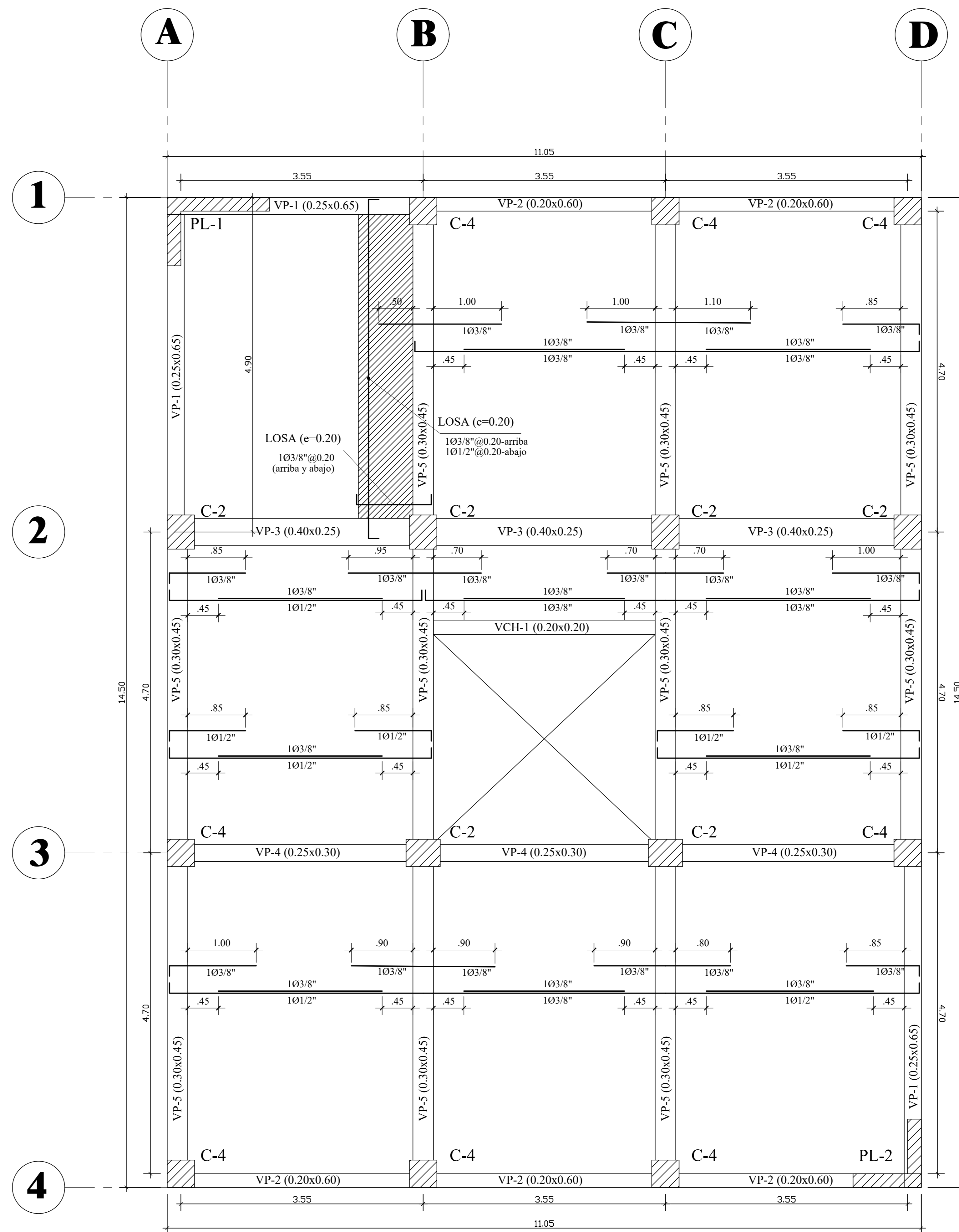


**FACHADA FRONTAL B**  
ESC 1:50





PRIMER NIVEL

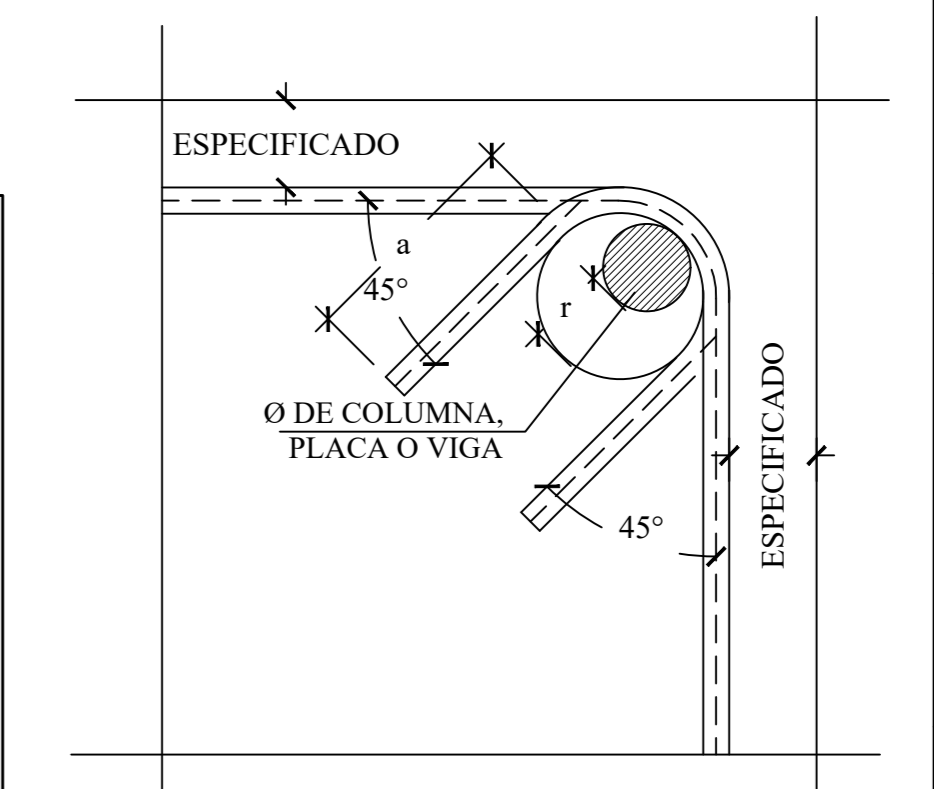


PLANTA SEGUNDO, TERCERO Y AZOTEA

COLUMNA	C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	PL - 1	PL - 2
ACERO Ø	4 Ø 3/4" - 4Ø5/8"	6 Ø 3/4" - 2Ø5/8"	6 Ø 3/4" - 2Ø5/8"	4 Ø 3/4" - 4Ø5/8"	8 Ø 3/4" - 12 Ø 1/2" - 12 Ø 3/8"	12 Ø 3/4" - 12 Ø 3/8"
ESTRIBOS	2 Ø 1/2" 1@.05, 5@.10, resto@.20	2 Ø 1/2" 1@.05, 5@.10, resto@.20	2 Ø 1/2" 1@.05, 5@.10, resto@.20	1 Ø 1/2" 1@.05, 5@.10, resto@.20	4 Ø 3/8" 3 Ø 3/8" @.25	3 Ø 3/8" 1@.05, 4@.10, 1@.15 resto@.25
SECCIONES						
PISO	1º	1º al 3º + Azotea	1º	1º al 3º + Azotea	1º al 3º + Azotea	1º al 3º + Azotea

TRASLAPES Y EMPALMES			
Ø	LOSAS VIGAS (cm)	COLUM (cm)	
6 mm	30	-	
8 mm	40	30	
1/2"	50	40	
5/8"	70	50	
3/4"	70	60	
1"	120	90	

DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS



Ø	r (cm.)	a (cm.)
1/4"	1.3	6.5
3/8"	2.0	10.0
1/2"	2.3	14.0

OBSERVACIONES	FECHA

TESIS:  
"Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"

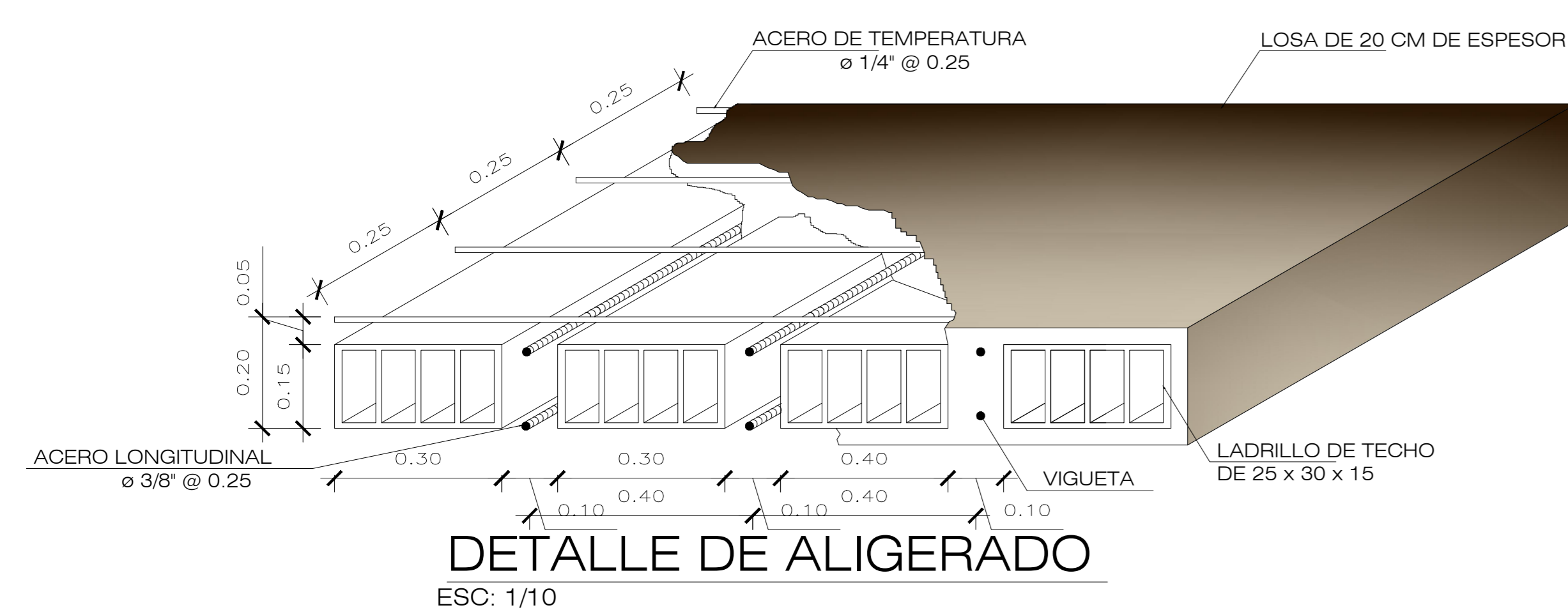
UBICACIÓN:  
SANTA ROSA DE CUMBAZA  
JIRON : SANTA ROSA  
LOTE : 1  
MANZANA : 7  
DISTRITO : TARAPOTO  
PROVINCIA : SAN MARTÍN  
DEPARTAMENTO: SAN MARTÍN

Autor:  
Leonardo André Mattos Quino  
DNI: 75862877  
6700188469  
ORCID : (0000-0002-9218-0218)

ASESOR:  
Mg. Minaya Rosario Carlos Danilo  
ORCID : (0000-0002-0655-523X)

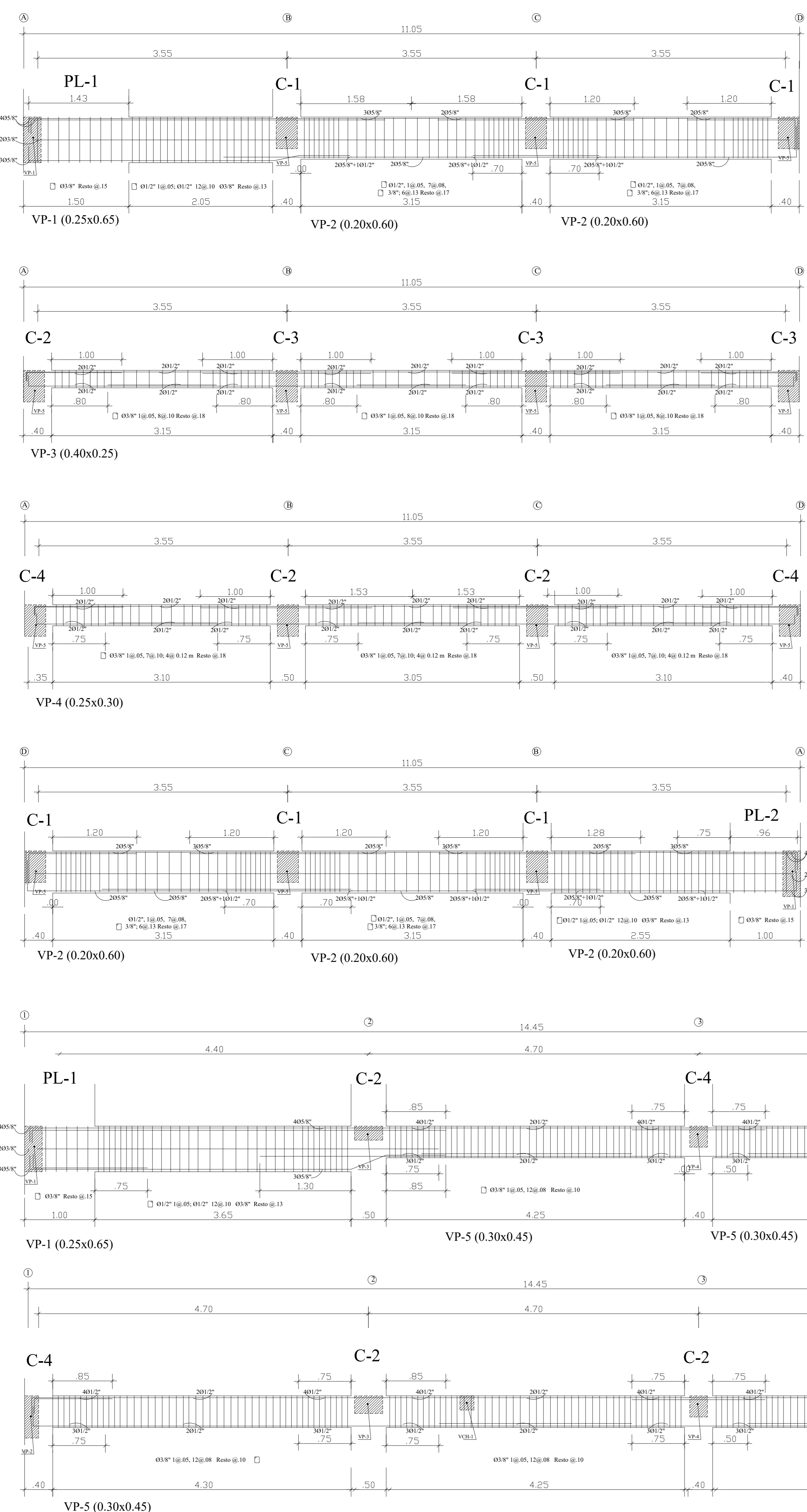
LÁMINA:  
LOSA ALIGERADA - DETALLES COLUMNAS

DIBUJO LAMQ	LÁMINA
REVISADO JCC	<b>E-02</b>
FECHA: Junio 2019	
ESCALA: 1/50	
REVISION Nº:	

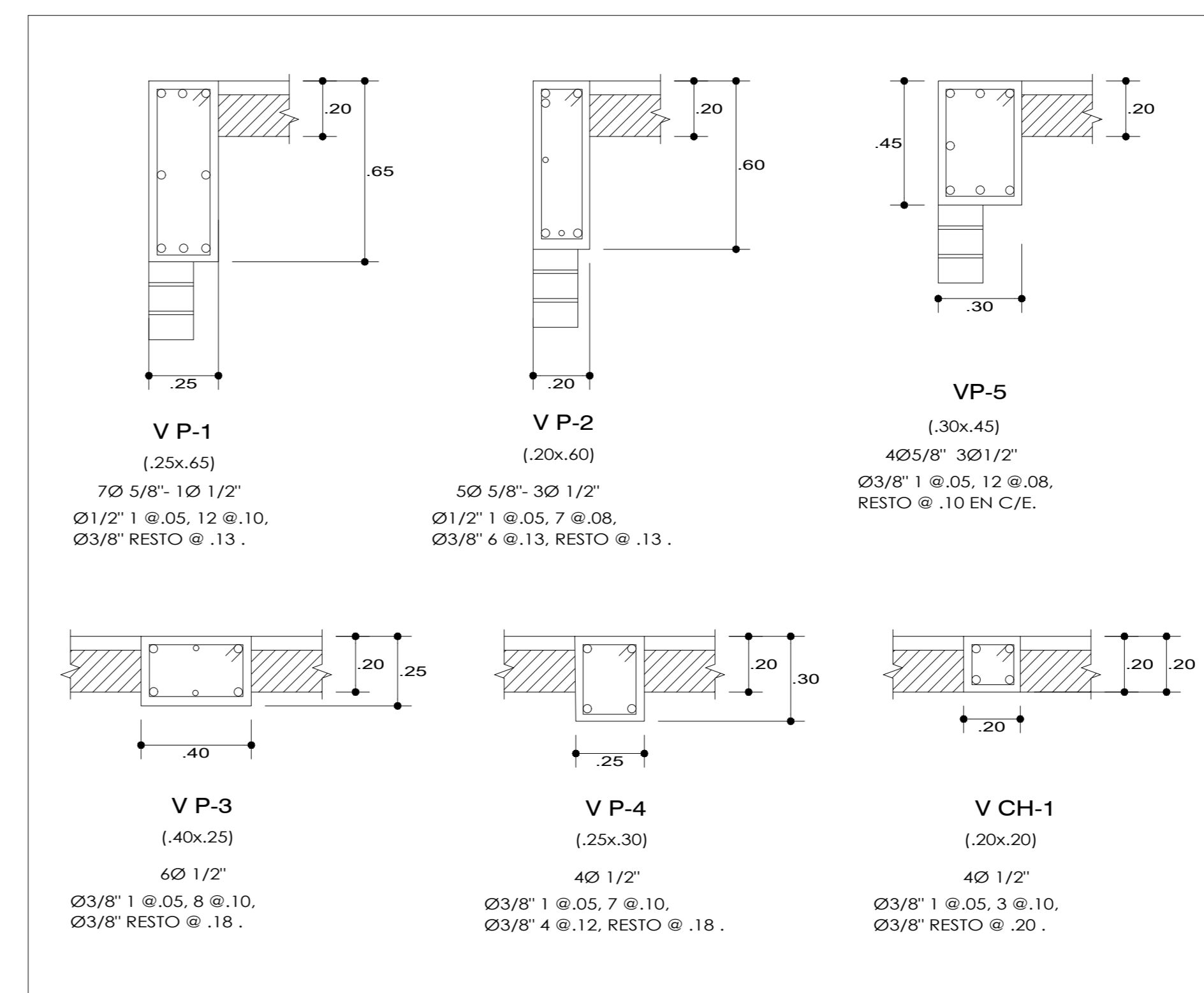


CUADRO DE GANCHOS STANDARD EN VARILLAS DE FIERRO CORRUGADAS

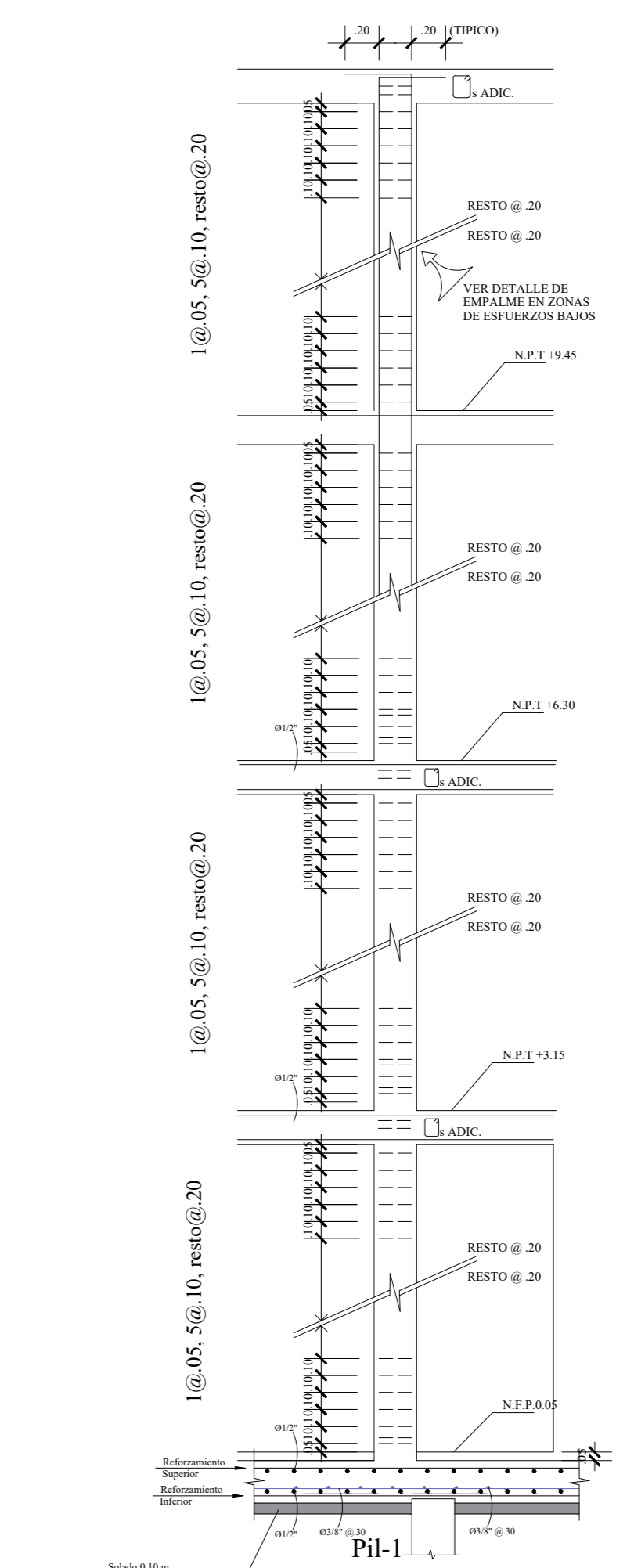
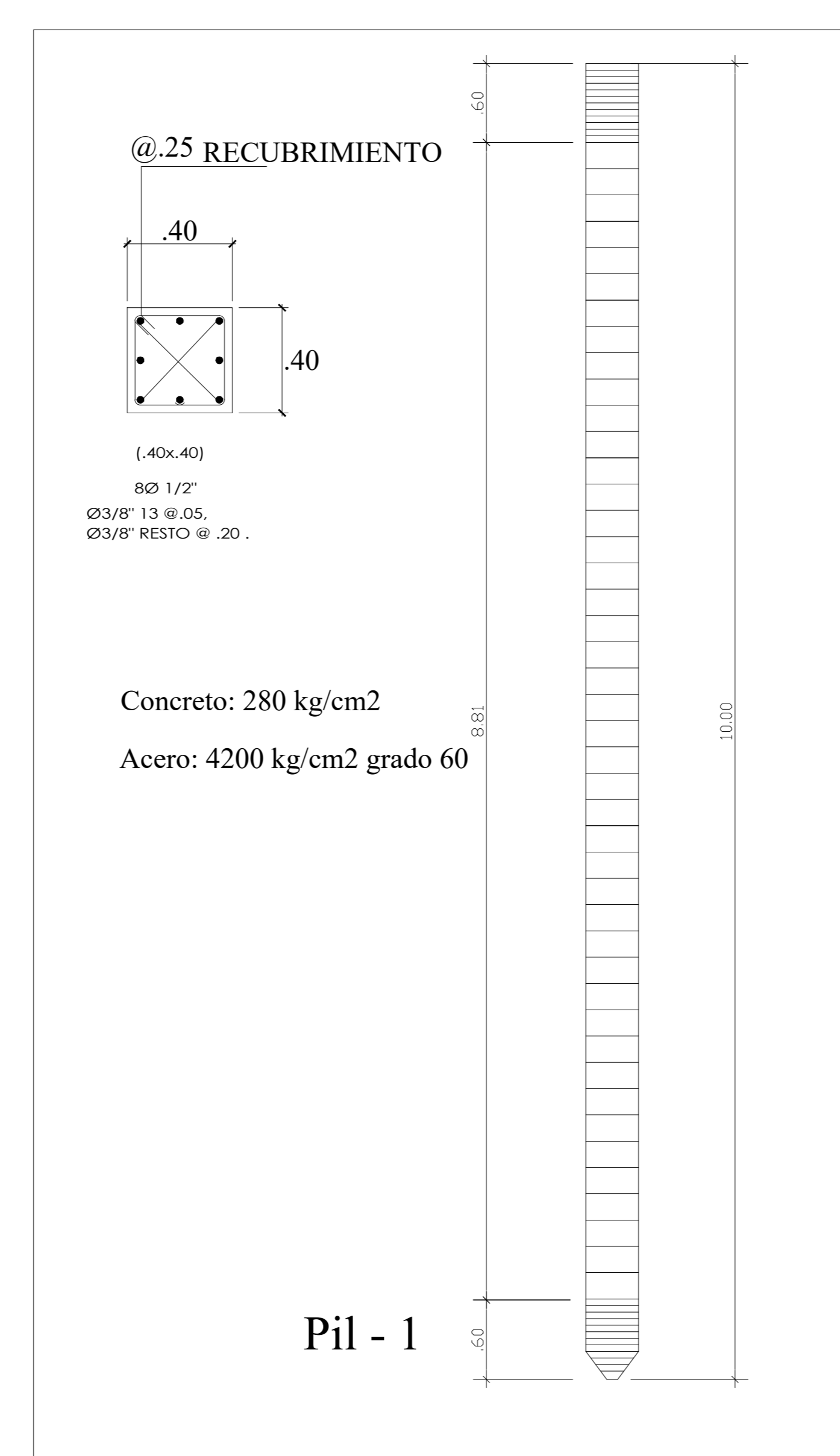
Ø	C(cm)	NOTA:
1/2"	15	EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO EN FORMA LONGITUDINAL EN VIGAS Y LOSA DE CIMENTACION, COLUMNA Y VIGAS, DEBERAN TERMINAR EN GANCHOS STANDARD LOS CUALES SE ALIGERAN EN EL CONCRETO CON LAS DIMENSIONES ESPECIFICADAS EN EL CUADRO MOSTRADO.
3/4"	20	
1"	25	
1 1/4"	35	
1 1/2"	45	



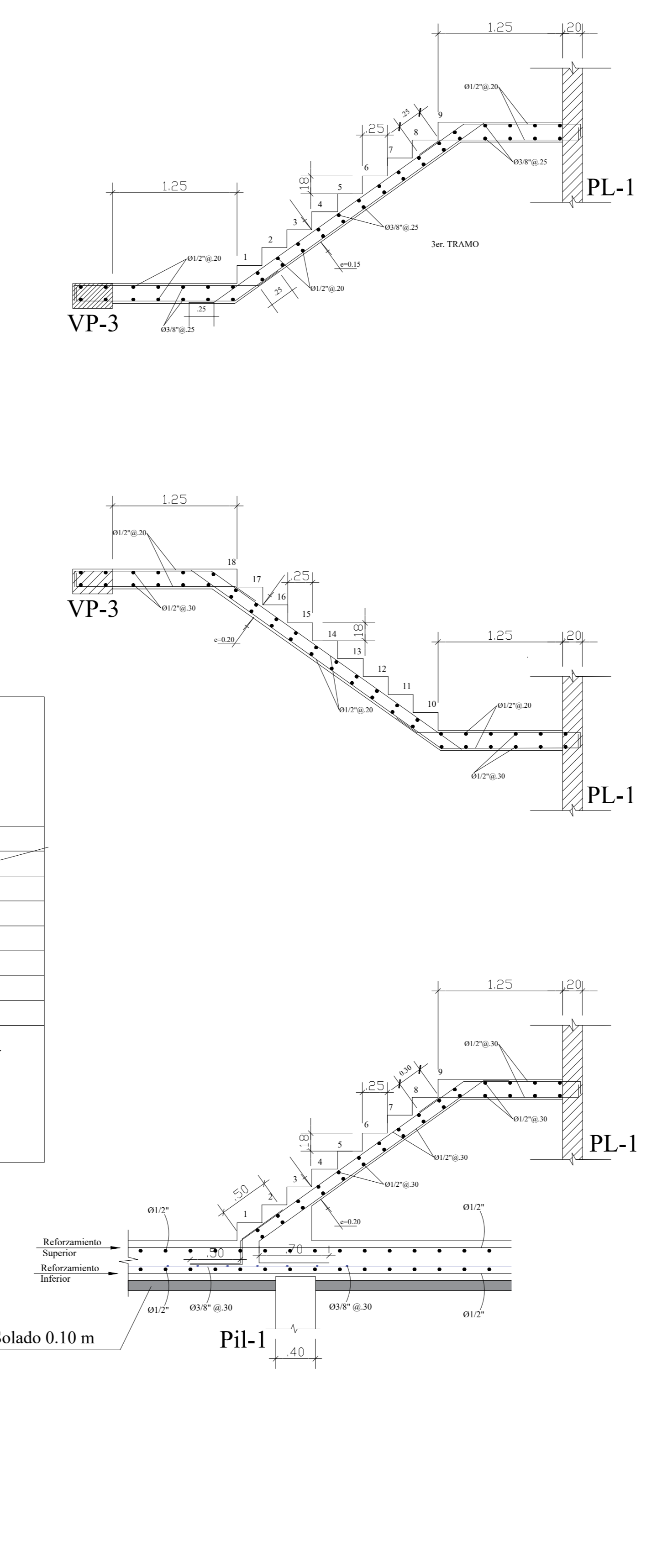
DETALLE DE CORTES DE VIGAS  
escala 1/25



DETALLE TÍPICO DE PILETE PRE-FABRICADO

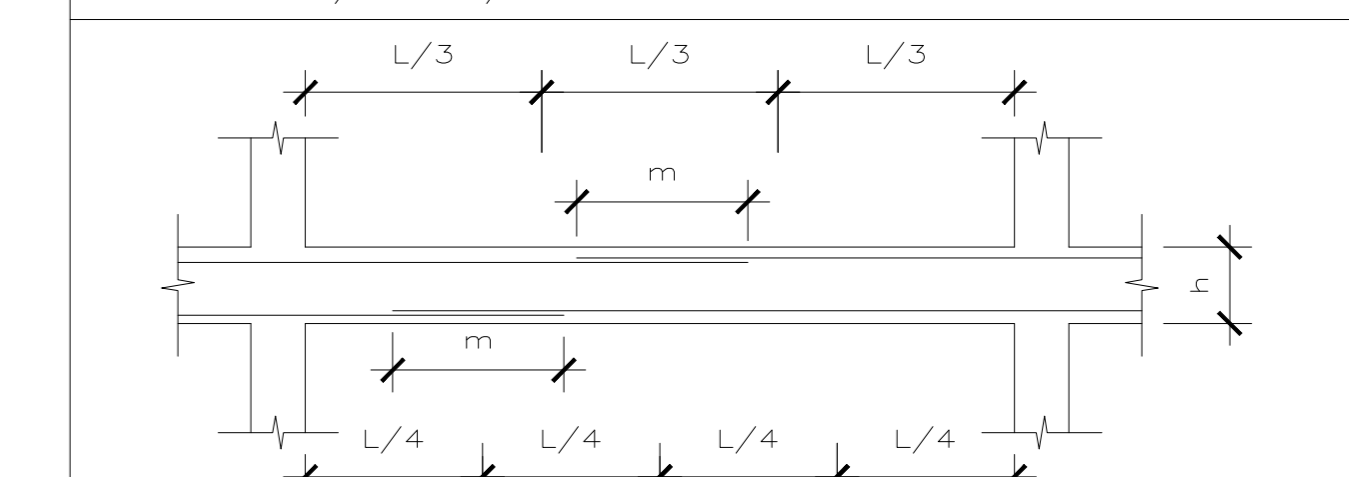


DETALLE TÍPICO DE COLUMNA  
ESCALA : 1/25



TRASLAPES Y EMPALMES PARA VIGAS Y ALIGERADOS

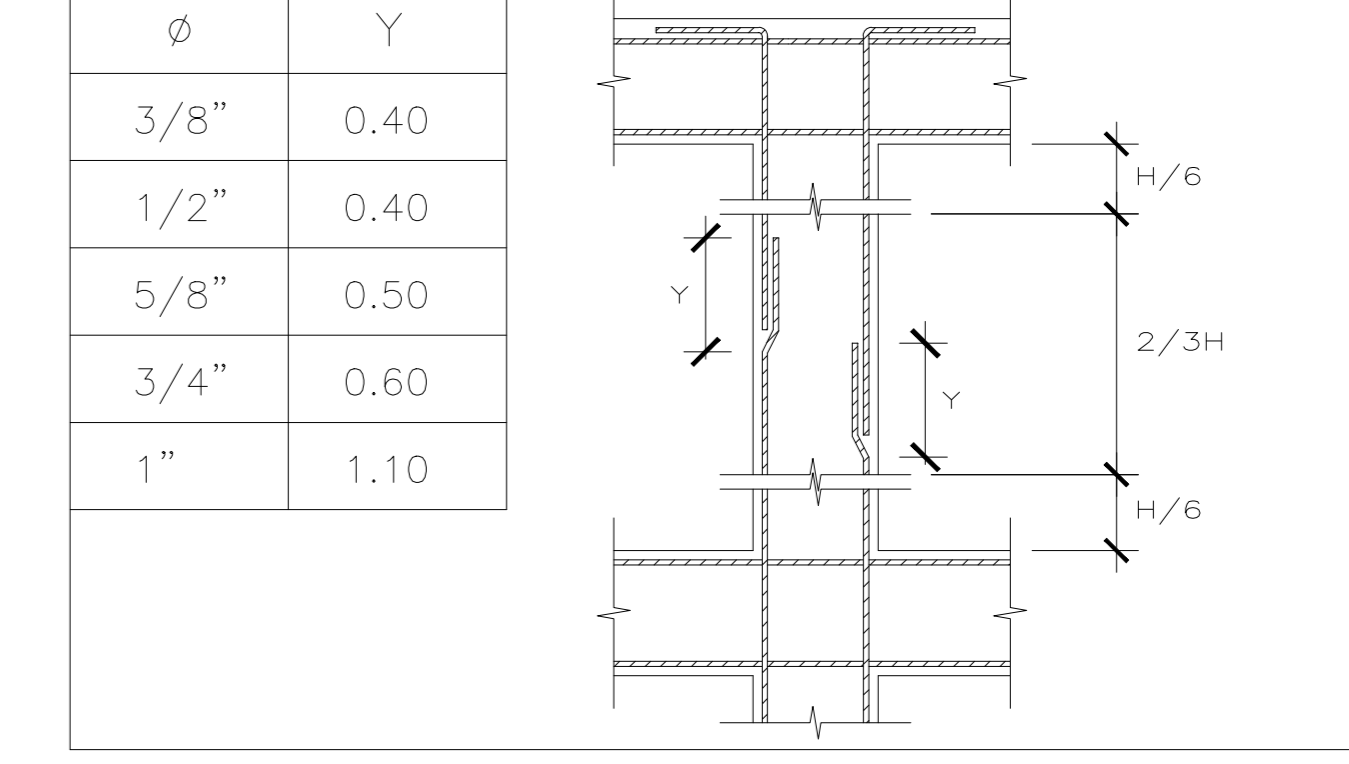
NOTAS  
1.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA DE UNA MISMA SECCION  
2.- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 70 %  
3.- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 CM. PARA FIERRO DE 3/8" Y 35 CM. PARA 1/2" O 5/8"



VALORES DE m

Ø	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR	
	h CUALQUIERA	h < 0.30	h > 0.30	h > 0.30
3/8"	0.40	0.40	0.45	0.45
1/2"	0.40	0.40	0.50	0.50
5/8"	0.50	0.45	0.60	0.60
3/4"	0.60	0.55	0.75	0.75
1"	1.15	1.00	1.30	1.30

EMPALME VERTICAL



OBSERVACIONES	FECHA

TESIS:  
  
"Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019"

UBICACION:  
**SANTA ROSA DE CUMBAZA**  
JIRON : SANTA ROSA  
LOTE : 1  
MANZANA : 7  
DISTRITO : TARAPOTO  
PROVINCIA : SAN MARTÍN  
DEPARTAMENTO: SAN MARTÍN

Autor:  
Leonardo André Mattos Quino  
DNI: 75862877  
6700188469  
ORCID : (0000-0002-9218-0218)

ASESOR:  
  
Mg. Minaya Rosario Carlos Danilo  
ORCID : (0000-0002-0655-523X)

LÁMINA:  
**DETALLES VIGAS - ESCALERA - PILES**

DIBUJO: LAMQ  
REVISADO: JCC  
FECHA: Junio 2019  
ESCALA: 1/50  
LÁMINA:  
**E-03**  
REVISION N°:

## ANEXO 22 – Análisis de Precios Unitarios

### Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0102004** "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cun  
Subpresupuesto **001 Estructuras**

Partida	01.01.01	(010303010501-0102004-01)	EXCAVACION A MANO EN TERRENO NORMAL	Costo unitario directo por:		m3	35.82
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
<b>Mano de Obra</b>							
0101010002	CAPATAZ			hh	0.2000	21.93	4.39
0101010005	PEON			hh	2.0000	14.86	29.72
<b>34.11</b>							
<b>Equipos</b>							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		1.71	1.71
<b>1.71</b>							

Partida	01.01.02	(010601080318-0102004-01)	SOLADO PARA ZAPATAS DE 4" C.H.1:12	Costo unitario directo por:		m2	189.34
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
<b>Mano de Obra</b>							
0101010002	CAPATAZ			hh	0.0200	21.93	0.44
0101010003	OPERARIO			hh	0.2000	18.36	3.67
0101010004	OFICIAL			hh	0.1000	16.53	1.65
0101010005	PEON			hh	0.6000	14.86	8.92
<b>14.68</b>							
<b>Materiales</b>							
0207030001	HORMIGON			m3	0.9000	80.00	72.00
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA			m3	0.1000	7.00	0.70
0213010003	CEMENTO PORTLAND TIPO V			bol	0.2700	34.20	9.23
<b>81.93</b>							
<b>Equipos</b>							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		0.73	0.73
03010600020006	REGLA DE ALUMINIO 2" X 4" X 10"			und	1.0000	90.00	90.00
03012900030002	MEZCLADORA DE TROMPO 9 P3 (8 HP)			hm	0.1000	20.00	2.00
<b>92.73</b>							

Partida	01.01.03	(010105011101-0102004-01)	CONCRETO ZAPATAS f'c=210 kg/cm2	Costo unitario directo por:		m3	494.56
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
<b>Mano de Obra</b>							
0101010003	OPERARIO			hh	0.6400	18.36	11.75
0101010004	OFICIAL			hh	0.6400	16.53	10.58
0101010005	PEON			hh	2.5600	14.86	38.04
<b>60.37</b>							
<b>Materiales</b>							
02070100010002	PIEDRA CHANCADA 1/2"			m3	0.5300	110.00	58.30
02070200010002	ARENA GRUESA			m3	0.5200	50.00	26.00
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA			m3	0.1860	7.00	1.30
0213010003	CEMENTO PORTLAND TIPO V			bol	9.7300	34.20	332.77
<b>418.37</b>							
<b>Equipos</b>							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		3.02	3.02
03012900010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"			hm	0.3200	20.00	6.40
03012900030001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)			hm	0.3200	20.00	6.40
<b>15.82</b>							

Partida	01.01.04	(010107010102-0102004-01)	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60	Costo unitario directo por:		kg	11.89
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
<b>Mano de Obra</b>							
0101010003	OPERARIO			hh	0.0320	18.36	0.59
0101010004	OFICIAL			hh	0.0320	16.53	0.53
<b>1.12</b>							
<b>Materiales</b>							
02040100020001	ALAMBRE NEGRO N° 16			kq	0.2000	6.50	1.30
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60			kq	1.0500	4.20	4.41
<b>5.71</b>							
<b>Equipos</b>							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		0.06	0.06
03013300020002	CIZALLA ELECTRICA DE FIERRO			hm	1.0000	5.00	5.00
<b>5.06</b>							

## ANEXO 22 – Análisis de Precios Unitarios

S10

Página: 2

### Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0102004** "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cun  
Subpresupuesto **001 Estructuras**

Partida	01.01.05	(010104020201-0102004-01)	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	Costo unitario directo por:	m3	52.70	
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>							
0101010004	OFICIAL			hh	0.5714	16.53	9.45
0101010005	PEON			hh	1.1429	14.86	16.98
<b>26.43</b>							
<b>Materiales</b>							
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA			m3	0.0800	7.00	0.56
<b>0.56</b>							
<b>Equipos</b>							
0301100001	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP			hm	0.2857	90.00	25.71
<b>25.71</b>							

Partida	01.02.01	(010105012208-0102004-01)	CIMENTO CORRIDO	Costo unitario directo por:	m3	259.91	
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>							
0101010003	OPERARIO			hh	0.3200	18.36	5.88
0101010004	OFICIAL			hh	0.6400	16.53	10.58
0101010005	PEON			hh	2.5600	14.86	38.04
<b>54.50</b>							
<b>Materiales</b>							
0207010006	PIEDRA GRANDE DE 8"			m3	0.5000	60.00	30.00
0207030001	HORMIGON			m3	0.8300	80.00	66.40
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA			m3	0.1000	7.00	0.70
0213010003	CEMENTO PORTLAND TIPO V			bol	2.9000	34.20	99.18
<b>196.28</b>							
<b>Equipos</b>							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		2.73	2.73
03012900030002	MEZCLADORA DE TROMPO 9 P3 (8 HP)			hm	0.3200	20.00	6.40
<b>9.13</b>							

Partida	01.02.02	(010303010501-0102004-01)	EXCAVACION A MANO EN TERRENO NORMAL	Costo unitario directo por:	m3	35.82	
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>							
0101010002	CAPATAZ			hh	0.2000	21.93	4.39
0101010005	PEON			hh	2.0000	14.86	29.72
<b>34.11</b>							
<b>Equipos</b>							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		1.71	1.71
<b>1.71</b>							

Partida	01.03.01	(010303010503-0102004-01)	EXCAVACION MANUAL PARA LOSA DE CIMENTACIÓN	Costo unitario directo por:	m3	45.74	
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>							
0101010002	CAPATAZ			hh	0.2000	21.93	4.39
0101010005	PEON			hh	2.0000	14.86	29.72
<b>34.11</b>							
<b>Equipos</b>							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES			%mo		11.63	11.63
<b>11.63</b>							

## ANEXO 22 – Análisis de Precios Unitarios

S10

Página: 3

### Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0102004** "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cun  
Subpresupuesto **001 Estructuras**

Partida	01.03.02	(010601080319-0102004-01)	SOLADO E=0.10 M. C.H, 1:12 P/ LOSA DE CIMENTACION	Costo unitario directo por:		m2	65.79
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
<b>Mano de Obra</b>							
0101010002	CAPATAZ		hh	0.0200	21.93	0.44	
0101010003	OPERARIO		hh	0.2000	18.36	3.67	
0101010004	OFICIAL		hh	0.1000	16.53	1.65	
0101010005	PEON		hh	0.6000	14.86	8.92	
<b>14.68</b>							
<b>Materiales</b>							
0207030001	HORMIGON		m3	0.6000	80.00	48.00	
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA		m3	0.0660	7.00	0.46	
0213010003	CEMENTO PORTLAND TIPO V		bol	0.0060	34.20	0.21	
<b>48.67</b>							
<b>Equipos</b>							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		0.44	0.44	
03012900030002	MEZCLADORA DE TROMPO 9 P3 (8 HP)		hm	0.1000	20.00	2.00	
<b>2.44</b>							

Partida	01.03.03	(010313090206-0102004-01)	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSA DE CIMENTACIÓN	Costo unitario directo por:		m2	43.05
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
<b>Mano de Obra</b>							
0101010002	CAPATAZ		hh	0.0571	21.93	1.25	
0101010003	OPERARIO		hh	0.8571	18.36	15.74	
0101010004	OFICIAL		hh	0.8571	16.53	14.17	
0101010005	PEON		hh	0.5714	14.86	8.49	
<b>39.65</b>							
<b>Materiales</b>							
02040100020001	ALAMBRE NEGRO N° 16		kq	0.2600	6.50	1.69	
0204120001	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA		kq	0.1300	4.00	0.52	
<b>2.21</b>							
<b>Equipos</b>							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		1.19	1.19	
<b>1.19</b>							

Partida	01.03.04	(010713000201-0102004-01)	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 CON DOSIFICACION Y ADITIVOS	Costo unitario directo por:		m3	447.86
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
<b>Mano de Obra</b>							
0101010002	CAPATAZ		hh	0.0640	21.93	1.40	
0101010003	OPERARIO		hh	0.6400	18.36	11.75	
0101010004	OFICIAL		hh	0.6400	16.53	10.58	
0101010005	PEON		hh	2.5600	14.86	38.04	
0101010006	OPERADOR DE EQUIPO		hh	0.3200	19.94	6.38	
<b>68.15</b>							
<b>Materiales</b>							
02070200010002	ARENA GRUESA		m3	0.7500	50.00	37.50	
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA		m3	0.1430	7.00	1.00	
0213010003	CEMENTO PORTLAND TIPO V		bol	9.7300	34.20	332.77	
<b>371.27</b>							
<b>Equipos</b>							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		2.04	2.04	
03012900030002	MEZCLADORA DE TROMPO 9 P3 (8 HP)		hm	0.3200	20.00	6.40	
<b>8.44</b>							



# ANEXO 22 – Análisis de Precios Unitarios

S10

Página: 4

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0102004** "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cun

Subpresupuesto **001 Estructuras**

Partida	01.03.05	(010107010104-0102004-01)	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 LOSA DE CIMENTACIÓN	Costo unitario directo por:		kg	6.11
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
<b>Mano de Obra</b>							
0101010002	CAPATAZ		hh	0.0032	21.93	0.07	
0101010003	OPERARIO		hh	0.0320	18.36	0.59	
0101010004	OFICIAL		hh	0.0320	16.53	0.53	
							<b>1.19</b>
<b>Materiales</b>							
02040100020001	ALAMBRE NEGRO N° 16		kq	0.0600	6.50	0.39	
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kq	1.0700	4.20	4.49	
							<b>4.88</b>
<b>Equipos</b>							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		0.04	0.04	
							<b>0.04</b>
Partida	01.03.06	(010104020212-0102004-01)	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO BORDES DE PLATEA DE CIMENTACIÓN	Costo unitario directo por:		m3	52.70
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
<b>Mano de Obra</b>							
0101010004	OFICIAL		hh	0.5714	16.53	9.45	
0101010005	PEON		hh	1.1429	14.86	16.98	
							<b>26.43</b>
<b>Materiales</b>							
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA		m3	0.0800	7.00	0.56	
							<b>0.56</b>
<b>Equipos</b>							
0301100001	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 7 HP		hm	0.2857	90.00	25.71	
							<b>25.71</b>
Partida	01.04.01	(010105011102-0102004-01)	PRESENTACIÓN DE PILOTES Y POSICIONAMIENTO DE GRÚA	Costo unitario directo por:		und	326.15
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
<b>Mano de Obra</b>							
0101010002	CAPATAZ		hh	0.5333	21.93	11.70	
0101010007	OPERADOR DE GRUA		hh	1.3333	5.00	6.67	
0101010010	MANIOBRISTA		hh	2.6667	4.00	10.67	
0101010011	RIGGER		hh	1.3333	5.00	6.67	
0101030007	SOLDADOR		hh	1.3333	5.00	6.67	
							<b>42.38</b>
<b>Materiales</b>							
0201040001	PETROLEO D-2		qal	3.7500	4.00	15.00	
02040100010003	ALAMBRE N° 8		kq	0.5600	2.00	1.12	
0255060001	OXIGENO		m3	2.2200	4.00	8.88	
02550800140002	SOLDADURA		kq	1.7200	4.00	6.88	
0255090003	GAS PROPANO		kq	1.2600	3.00	3.78	
							<b>35.66</b>
<b>Equipos</b>							
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		2.12	2.12	
03012100010004	GRUA DE 20 ton		hm	1.3333	125.00	166.66	
0301270005	MOTOSOLDADORA		hm	1.3333	22.00	29.33	
0301330008	EQUIPO DE OXICORTE		hm	1.3333	3.20	4.27	
0301330009	AMOLADORA		hm	1.3333	3.30	4.40	
0301330010	ESTROBOS		hm	1.3333	1.00	1.33	
0301330011	PLANTILLA DEHINCADO		hm	1.3333	30.00	40.00	
							<b>248.11</b>

## ANEXO 22 – Análisis de Precios Unitarios

S10

Página: 5

### Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0102004** "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cun  
Subpresupuesto **001 Estructuras**

Partida **01.04.02** (010105011104-0102004-01) HINCADO DE PILOTE Y DESMONTAJE DEL SISTEMA Costo unitario directo por: **m1** **40.89**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.0480	21.93	1.05
0101010007	OPERADOR DE GRUA	hh	0.1600	5.00	0.80
0101010010	MANIOBRISTA	hh	0.3200	4.00	1.28
0101010011	RIGGER	hh	0.1600	5.00	0.80
0101030007	SOLDADOR	hh	0.1600	5.00	0.80
<b>4.73</b>					
<b>Materiales</b>					
0201040001	PETROLEO D-2	gal	0.3800	4.00	1.52
<b>1.52</b>					
<b>Equipos</b>					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.24	0.24
03011400020005	MARTILLO DELMAG	hm	0.3200	30.00	9.60
03012100010004	GRUA DE 20 ton	hm	0.1600	125.00	20.00
0301330011	PLANTILLA DE HINCADO	hm	0.1600	30.00	4.80
<b>34.64</b>					

Partida **02.01.01** (010313090205-0102004-01) ENCOFRADO Y DESENCOFRADO PARA COLUMNAS Costo unitario directo por: **m2** **68.81**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	18.36	18.36
0101010004	OFICIAL	hh	1.0000	16.53	16.53
0101010005	PEON	hh	0.4800	14.86	7.13
<b>42.02</b>					
<b>Materiales</b>					
02040100030001	ALAMBRE GALVANIZADO N° 8	kq	0.6500	4.00	2.64
0204120001	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA	kq	1.0000	4.00	4.00
0231010001	MADERA TORNILLO	p2	4.0100	4.50	18.05
<b>24.69</b>					
<b>Equipos</b>					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		2.10	2.10
<b>2.10</b>					

Partida **02.01.02** (010107010103-0102004-01) ACERO CORRUGADO COLUMNA FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 Costo unitario directo por: **kg** **5.88**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>					
0101010003	OPERARIO	hh	0.0320	18.36	0.59
0101010004	OFICIAL	hh	0.0320	16.53	0.53
<b>1.12</b>					
<b>Materiales</b>					
02040100020001	ALAMBRE NEGRO N° 16	kq	0.0200	6.50	0.13
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kq	1.0500	4.20	4.41
<b>4.54</b>					
<b>Equipos</b>					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		0.06	0.06
03013300020002	CIZALLA ELECTRICA DE FIERRO	hm	0.0320	5.00	0.16
<b>0.22</b>					



# ANEXO 22 – Análisis de Precios Unitarios

S10

Página: 7

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0102004** "Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cun

Subpresupuesto **001 Estructuras**

Partida	02.02.03	(010107010105-0102004-01)	ACERO CORRUGADO COLUMNA FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PARA MURO	Costo unitario directo por:	kg	6.06
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.0031	21.93	0.07
0101010003	OPERARIO		hh	0.0308	18.36	0.57
0101010004	OFICIAL		hh	0.0308	16.53	0.51
<b>Materiales</b>						
0204010020001	ALAMBRE NEGRO N° 16		kq	0.0600	6.50	0.39
0204030001	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60		kq	1.0700	4.20	4.49
<b>Equipos</b>						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		0.03	0.03
						<b>0.03</b>