

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN TÉCNICO ECONÓMICA UTILIZANDO GEOMALLAS Y
AFIRMADO EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES, CASO: LOTE 37 DE
LA URB. BRISAS DE OQUENDO – CALLAO**

TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL
DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. CHÁVEZ PEJERREY, DANIEL ERNESTO

Bach. RUÍZ CHÁVEZ, FRANKYE

ASESOR: Mg. TORRES CHUNG, CESAR

LIMA – PERU

2019

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a Dios, por protegerme y guiarme en este camino de formación.

A mis padres Beatriz y Daniel, quienes siempre estuvieron alentándome en mis proyectos personales. Por haberme dado amor incondicional, apoyo constante y la oportunidad de formarme como profesional.

Daniel Ernesto Chávez Pejerrey

Quiero utilizar este espacio para agradecer a Dios por todas sus bendiciones, a mis Padres Lili y Javier que han sabido darme su ejemplo de trabajo y honradez, y a mi futura esposa Donna por su apoyo y paciencia en este proyecto de estudio.

También quiero agradecer a la Universidad Ricardo Palma, directivos y profesores por la organización del programa de Tites en la Carrera de Ingeniería Civil.

Frankye Ruíz Chávez

AGRADECIMIENTO

A nuestros asesores el Mg. Ing. Cesar Torres Chung e Ing. Ciro Rodríguez por otorgarnos su apoyo, al darnos la oportunidad de recurrir a su experiencia, muy importantes para la culminación con éxito de este proyecto de investigación.

A la Universidad Ricardo Palma, por brindarnos sus instalaciones para poder formarnos como profesionales.

Daniel Ernesto Chávez Pejerrey y Frankye Ruíz Chávez

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	xiii
ABSTRACT.....	xiv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.1. Descripción de la realidad problemática	3
1.2. Formulación del problema.....	4
1.2.1. Problema Principal	4
1.2.2. Problemas Secundarios.....	4
1.3. Objetivos de la Investigación	4
1.3.1. Objetivo Principal.....	4
1.3.2. Objetivos Secundarios	4
1.4. Justificación e importancia del estudio.....	4
1.4.1. Conveniencia	4
1.4.2. Relevancia social	5
1.4.3. Implicancia práctica	5
1.5. Limitaciones de la investigación	5
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	6
2.1. Antecedentes de la investigación.....	6
2.1.1. En el ámbito Internacional.....	6
2.1.2. En el ámbito nacional	6
2.2. Bases teóricas	8
2.2.1. Geosintéticos	8
2.2.2. Compactación de suelos	12
2.2.3. Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi.....	19
2.3. Definiciones Conceptuales	21
2.4. Estructura teórica y científica que sustenta la investigación	24
2.4.1. Cimentaciones superficiales para edificaciones	24
2.5. Formulación de Hipótesis	29
2.5.1. Hipótesis Principal.....	29
2.5.2. Hipótesis Secundarias.....	29
2.6.1. Variables independientes.....	29
2.6.2. Variables dependientes.....	29

CAPÍTULO III METODOLOGÍA DEL ESTUDIO	30
3.1. Tipo y nivel.....	30
3.2. Diseño de investigación.....	30
3.3. Población y muestra.....	30
3.3.1. Población	30
3.3.2. Muestra	30
3.4. Técnicas de recolección de datos.....	30
3.4.1. Tipos de técnicas e instrumentos	30
3.4.2. Técnicas de procesamiento y análisis de datos.....	31
CAPÍTULO IV TRABAJO EXPLORATORIO.....	32
4.1. Exploración del subsuelo.....	32
4.1.1. Plano de ubicación del terreno.....	32
4.1.2. Características de edificaciones vecinas.....	32
4.1.3. Características de la obra a cimentar	34
4.1.4. Número de puntos de exploración	36
4.1.5. Tipo de muestra	36
4.1.6. Número de puntos de exploración	37
4.1.7. Profundidad “P” del punto de exploración	37
4.1.8. Ubicación del punto de exploración en el terreno	38
4.1.9. Ejecución de calicata C-1	39
4.2. Ensayos de laboratorio.....	44
4.2.1. Ensayos de análisis granulométrico y límites de Atterberg.....	44
4.2.2. Clasificación SUCS	47
4.2.3. Perfil estratigráfico	47
4.2.4. Cálculo de constantes básicas.....	48
4.2.5. Ensayo de Proctor Modificado	49
4.2.6. Ensayo de corte directo	51
CAPÍTULO V EVALUACIÓN TÉCNICA	54
5.1. Cálculo de la Capacidad de Carga.....	54
5.2. Cálculo de la Capacidad de Carga para el Afirmado	56
5.3. Diseño sismorresistente de la estructura.....	57
5.3.1. Descripción de la Estructura.....	57
5.3.2. Sistema Estructural.....	57
5.3.3. Normatividad Aplicada	57
5.3.4. Procedimiento de Diseño.....	57

5.3.5. Medrado de Cargas.....	58
5.3.6. Análisis sismorresistente	58
5.3.7. Análisis Dinámico Modal Espectral.....	63
5.3.8. Peso de la Edificación para el Cálculo de la Fuerza Sísmica.....	65
5.3.9. Análisis Sísmico Estático	65
5.3.10. Análisis de Resultados (Análisis Dinámico y Estático)	67
5.3.11. Distorsiones de Entrepiso	69
5.3.12. Resultados del diseño sismorresistente de la estructura	71
5.4. Cálculo de zapata más esforzada	75
5.4.1. Cálculo del esfuerzo máximo de diseño para cimentaciones superficiales.....	76
5.5. Verificación preliminar de cimentaciones superficiales para suelo sin mejoramiento.	79
5.6. Verificación preliminar de cimentaciones superficiales para el suelo sin mejoramiento, aumentando las dimensiones en planta de la zapata.....	82
5.7. Verificación preliminar de análisis de cimentaciones superficiales utilizando Afirmado.....	85
5.8. Mejoramiento de suelos con Geomallas	88
5.8.1. Determinación de la tensión	88
5.8.2. Determinación de la resistencia al arrancamiento del refuerzo.....	90
CAPÍTULO VI EVALUACIÓN ECONÓMICA	92
6.1. Costo de Mano de Obra.....	92
6.1.1. Cálculo de los días Laborados en el periodo: 01/06/2019 – 31/05/2020	93
6.1.2. Cálculo de Porcentajes por Leyes y Beneficios Sociales.	94
6.1.3. Porcentajes de Leyes y Beneficios Sociales	96
6.1.4. Costo de Hora Hombre	97
6.2. Análisis de Precios Unitarios.....	97
6.3. Presupuesto para Zapata Z-2, utilizando una Geomalla MacGrid WG 65x65.....	103
6.4. Presupuesto para Zapata Z-2, utilizando una base de Afirmado	103
6.5. Presupuesto para Zapata Z-2, con dimensiones: B = 1.50 m y L = 1.50 m	104
CAPÍTULO VII PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	105
7.1. Resultados de la investigación.....	105
7.1.1. El aumento de la capacidad de carga del suelo del Lote 37 y el Afirmado en relación a el Df.....	106
7.1.2. Se calculó que la zapata más esforzada es la Z-2 (Eje 5 – B)	107
7.1.3. Verificación de factibilidad técnica.....	109
7.1.4. Evaluación económica.....	111

7.1.5. Discusión de evaluación técnico económica	111
CONCLUSIONES	112
RECOMENDACIONES.....	113
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	114
ANEXOS	116
Anexo 1: Matriz de consistencia	117
Anexo 2: Análisis granulométrico por tamizado de muestra M-1	118
Anexo 3: Límite líquido y plástico de muestra M-1.....	120
Anexo 4: Análisis granulométrico por tamizado de muestra M-2	121
Anexo 6: Análisis granulométrico por tamizado de muestra M-3	124
Anexo 7: Análisis granulométrico por tamizado de muestra M-4	126
Anexo 8: Clasificación SUCS - muestra M-1	128
Anexo 9: Clasificación SUCS - muestra M-2	130
Anexo 10: Clasificación SUCS - muestra M-3	131
Anexo 11: Clasificación SUCS - muestra M-4	132
Anexo 12: Ensayo de Proctor Modificado al Afirmado	133
Anexo 13: Ensayo de corte directo a la muestra M-2	135
Anexo 14: Ensayo de corte directo a muestra M-3	137
Anexo 15: Ensayo de corte directo al Afirmado	139
Anexo 16: Planos.....	141
Anexo 17: Ficha Técnica de Geomalla MacGrid WG 65x65	146
Anexo 18: Cotización de Geomalla MacGrid WG 65x65.....	147

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Factores de Capacidad de Carga.....	20
Tabla 2: Clasificación SUCS	47
Tabla 3: Resultados Ensayo de Proctor Modificado.....	50
Tabla 4: Valores de Capacidad de Carga del suelo del lote 37, B=1.20 m.....	54
Tabla 5: Valores de Capacidad de Carga del suelo del lote 37, B=1.50 m.....	55
Tabla 6: Valores de Capacidad de Carga para el Afirmado	56
Tabla 7: Cargas de Servicio	76
Tabla 8: Esfuerzos máximos de diseño de las zapatas evaluadas (σ máx diseño).....	78
Tabla 9: Parámetros para reforzamiento con Geomalla.....	88
Tabla 10: Valores para A1 y A2	89
Tabla 11: Valores de $T_{(N)}$	89
Tabla 12: Comparativo de $T_{(N)}$ con Resistencia a la Tracción de Geomalla MacGrid EGB 40	89
Tabla 13: Longitudes de empotramiento	90
Tabla 14: Valores de FB y FS(P).....	91
Tabla 15: Incremento al Jornal Básico	92
Tabla 16: BUC	93
Tabla 17: Días no laborables en periodo 01/06/2019 – 31/05/2020.....	93
Tabla 18: Incidencia del Salario Dominical	94
Tabla 19: Incidencia por feriados	95
Tabla 20: Porcentajes de Leyes y Beneficios Sociales	96
Tabla 21: Costo de Mano de Obra	97
Tabla 22: APU para excavación a una profundidad de 1.30 m.	97
Tabla 23: APU para excavación a una profundidad de 2.70 m.	98
Tabla 24: APU para suministro de Afirmado	98
Tabla 25: APU para base de Afirmado Compactado.....	98
Tabla 26: APU para instalación de Geomalla MacGrid WG 65x65.....	99
Tabla 27: APU para eliminación de material.....	99
Tabla 28: APU para elaboración y vaciado de concreto $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	100
Tabla 29: APU para encofrado y desencofrado	100
Tabla 30: APU para acero de refuerzo de $\frac{3}{4}$ "	101

Tabla 31: APU para acero de refuerzo de 5/8”	101
Tabla 32: APU para relleno con material propio	102
Tabla 33: APU para solado para zapatas	102
Tabla 34: Presupuesto para Zapata Z-2, utilizando una Geomalla	103
Tabla 35: Presupuesto para Zapata Z-2, utilizando una sub base de Afirmado.....	103
Tabla 36: Presupuesto para Zapata Z-2, B = 1.50 m y L = 1.50 m.....	104
Tabla 37: Costos Directos.....	104
Tabla 38: Df (m) para cada caso	109
Tabla 39: Costos Directos para cada presupuesto	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Geotextil no Tejido.....	9
Figura 2: Geotextil Tejido.....	10
Figura 3: Geomalla Uniaxial (a) Extruida; (b) Soldada.....	11
Figura 4: Geomalla Biaxiales (a) Extruida; (b) Tejida	12
Figura 5: Contenido de humedad Vs Peso unitario (en proceso de compactación)	13
Figura 6: Equipamiento para ensayo de Proctor estándar.....	14
Figura 7: Condición de compactación más económica	18
Figura 8: Tipos de falla de la capacidad de carga.....	21
Figura 9: Tipos de zapatas.	25
Figura 10: Métodos para reforzar losas de cimentación.	26
Figura 11: Tipos de losa de cimentación.	27
Figura 12: Comparativo entre losa de cimentación y zapata aislada	28
Figura 13: Plano de Ubicación.....	32
Figura 14: Colindancia inmediata del terreno.....	33
Figura 15: Colindancia del terreno	33
Figura 16: Edificación cercana	34
Figura 17: Planos (a) Plano de Cimentación (b) Plano del Primer Piso	35
Figura 18: Plano de Corte	35
Figura 19: Tipo de edificación para el número de puntos de exploración.....	36
Figura 20: Tipos de muestra	36
Figura 21: Números de puntos de exploración	37
Figura 22: Plano de Corte y Elevación de Zapata-2	38
Figura 23: Profundidad de Cimentación	38
Figura 24: Excavación (a) Inicio de Excavación (b) Excavación a 1.50 m de Prof.	39
Figura 25: (a) Extracción Mib M-1 (b) Primer estrato 1.20 m de longitud.	39
Figura 26: (a) Muestra M-1 recubierta de fill (b) Extracciones de Mib M-2 y M-3	40
Figura 27: (a) Muestra M-2 recubierta de fill (b) Muestra M-3 recubierta de fill.....	40
Figura 28: (a) Muestra M-4 Mab (b) Calicata a 3.00 m de profundidad	41
Figura 29: (a) Calicata C-1 a 3.00 m de profundidad (b) Muestras embaladas	41
Figura 30: Distancia entre la Cantera y la Urb. Brisas de Oquendo.	42
Figura 31: Obtención de muestra de 30 Kg. de afirmado.....	42

Figura 32: Obtención de muestra de 30 Kg. de afirmado.....	43
Figura 33: Curva Granulométrica de Muestra M-1	44
Figura 34: Límite líquido y plástico de muestra M-1	44
Figura 35: Curva granulométrica de muestra M-2.....	45
Figura 36: Límite líquido de muestra M-2.....	45
Figura 37: Curva granulométrica de muestra M-3.....	46
Figura 38: Curva granulométrica de muestra M-4.....	46
Figura 39: Perfil estratigráfico.	47
Figura 40: Contenido de Humedad	48
Figura 41: Peso específico	48
Figura 42: Gravedad específica	48
Figura 43: (a) Tamizado y divido (b) Modificación de humedad muestral.....	49
Figura 44: (a) Compactación 5 capas de 56 golpes (b) 3 muestras	49
Figura 45: Curva de compactación del Afirmado.....	50
Figura 46: Equipamiento para el ensayo.....	51
Figura 47: Desarrollo y obtención de datos de deformaciones	51
Figura 48: Cohesión y Ángulo de Fricción de Muestra M-2.....	52
Figura 49: Cohesión y Ángulo de Fricción de Muestra M-3.....	52
Figura 50: Cohesión y Ángulo de Fricción de Muestra de Afirmado	53
Figura 51: Valores de Z.	59
Figura 52: Zonas Sísmicas.....	59
Figura 53: Coeficiente de uso e importancia.	60
Figura 54: Factor de suelo $S=1.10$ para un Suelo tipo S_3 y Z_4	60
Figura 55: $T_P=1.0$ y $T_L=1.6$ para un perfil de suelo S_3	61
Figura 56: Valor de $R_0=7$ para un sistema de concreto armado dual.	61
Figura 57: Izquierda: Vista 3D de la estructura, Derecha: Vista en elevación.....	62
Figura 58: Izquierda: Vista en planta del techo 1° piso, Derecha: Vista en planta de techo típico del 2°, 3° y 4° piso	62
Figura 59: Espectro de Aceleraciones - Eje X y Eje Y.....	64
Figura 60: Valores de Aceleración Espectral (S_a), Ejes X e Y.	64
Figura 61: Participación del 100% Carga Muerta más Sobrecarga.	65
Figura 62: Coeficiente de Cortante Basal Eje X – ETABS (Análisis Estático)	66
Figura 63: Coeficiente de Cortante Basal Eje Y – ETABS (Análisis Estático)	67
Figura 64: Caso de Carga Sísmica Amplificada- Dirección X.....	68

Figura 65: Caso de Carga Sísmica Amplificada- Eje Y	68
Figura 66: Cortante Basal Mínima - Eje X e Y.	69
Figura 67: Distorsión Máxima permisible	69
Figura 68: Distorsión de entrepiso en la dirección X	70
Figura 69: Distorsión de entrepiso en la dirección Y	70
Figura 70: Distorsión de entrepiso, Eje X e Y expresada en forma gráfica	70
Figura 71: Cargas de servicio generadas por la estructura 1	72
Figura 72: Cargas de servicio generadas por la estructura 2	73
Figura 73: Izquierda: Vista en planta del techo, Derecha: Visualización de Nodos	74
Figura 74: Mayores cargas de servicio por zapata.....	75
Figura 75: Dimensiones en planta de la zapata.....	77
Figura 76: Caso 1 - Solo Cargas de Gravedad (sin sismo)	79
Figura 77: Caso 2 - Cargas de Gravedad + Sismo X-X.....	80
Figura 78: Caso 3 - Cargas de Gravedad + Sismo Y-Y	81
Figura 79: Caso 1 - Solo Cargas de Gravedad (sin sismo)	82
Figura 80: Caso 2 - Cargas de Gravedad + Sismo X-X.....	83
Figura 81: Caso 3 - Cargas de Gravedad + Sismo Y-Y.....	84
Figura 82: Caso 1 - Solo Cargas de Gravedad (sin sismo), para Afirmado.....	85
Figura 83: Caso 2 - Cargas de Gravedad + Sismo X-X, para Afirmado	86
Figura 84: Caso 3 - Cargas de Gravedad + Sismo Y-Y, para Afirmado	87
Figura 85: Curvas para valores de A_1 y A_2 para Geomallas	88
Figura 86: Curvas para valores de X_0/B y L_0/B	90
Figura 87: Longitudes de empotramiento de la Geomalla.....	91
Figura 88: Df Vs Capacidad de carga del suelo del Lote 37	106
Figura 89: Df Vs Capacidad de carga del Afirmado	106
Figura 90: Zapata más esforzada	107
Figura 91: Ubicación de la zapata más esforzada.....	108
Figura 92: Reforzamiento con Geomalla.....	109
Figura 93: Reforzamiento con Afirmado.....	110
Figura 94: Incrementado dimensiones de zapata	110

RESUMEN

La investigación tuvo por objetivo principal realizar una evaluación técnica – económico de dos alternativas de solución: Geomallas y Afirmado, en cimentaciones superficiales. A fin de realizar un mejoramiento de suelos, con el propósito de que dicho suelo pueda tolerar los esfuerzos transmitidos por la estructura de una edificación para vivienda de 4 pisos. El suelo en estudio está ubicado en el Lote 37 de Urbanización Brisas de Oquendo, Ventanilla – Callao.

Para ello, se desarrolló una metodología de investigación del tipo cuantitativa, tipo y nivel de investigación descriptiva y de orientación aplicada.

La evaluación técnica permitió determinar que ambas alternativas de solución son factibles. Utilizando Geomallas se concluyó que es viable cimenta a un $D_f = 0.70$ m y Afirmado como material de reemplazo, a un $D_f = 1.90$ m.

La evaluación económica permitió determinar que la opción menos costosa es utilizar Afirmado. El Costo Directo por construir la zapata Z-2 utilizando una Geomalla fue de S/. 3,241.98 y utilizando Afirmado S/. 2,599.24.

Por lo tanto, La evaluación técnico económica entre Geomallas y Afirmado permitió determinar que utilizar Afirmado es la mejor opción en cimentaciones superficiales para el caso estudiado.

Palabras claves: Evaluación técnica, Evaluación económica, Geomallas, Afirmado, Cimentaciones superficiales.

ABSTRACT

The main objective of the research was to carry out a technical – economic evaluation of two solution alternatives: Geogrids and Affirmed, in shallow foundations.

For the purpose of improving soils, so that this land can tolerate the efforts transmitted by the structure of a 4 story housing building. The land studied is located in Lot 37 of Urbanization Brisas de Oquendo, Ventanilla - Callao.

For this, a research methodology of the quantitative type, type and level of descriptive research and applied guidance was developed.

The technical evaluation allowed to determine that both solution alternatives are feasible. Using Geogrids, it was concluded that it is feasible to lay at 0.70 meters deep and Affirmed as a replacement material, at 1.90 meters deep.

The economic evaluation allowed to determine that the least expensive option is to use Affirmed. The Direct Cost for building the Z-2 foundation using a Geogrid was S/. 3,241.98 and using Affirmed S/. 2,599.24.

Therefore, the economic technical evaluation between Geogrids and Affirmed allowed to determine that using Affirmed is the best option in surface foundations for the case studied.

Keywords: Technical evaluation, Economic evaluation, Geogrids, Affirmed, Surface foundations.

INTRODUCCIÓN

La tesis “EVALUACIÓN TÉCNICO ECONÓMICA UTILIZANDO GEOMALLAS Y AFIRMADO EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES, CASO: LOTE 37 DE LA URB. BRISAS DE OQUENDO – CALLAO” consiste en hallar la mejor propuesta desarrollando una evaluación técnico económica.

En el capítulo 1, se realiza la descripción de la problemática, se formula el problema, se determina los objetivos de la investigación, la justificación e importancia del estudio y limitaciones de la investigación. Se explica los hechos que concibieron la idea de la tesis, a partir del déficit de datos debido a ausencia de estudios de mecánica de suelos colindantes al Lote 37 y construcciones informales en la Urb. Brisas de Oquendo – Callao.

En el capítulo 2, se desarrolla el marco teórico, en el cual se hace mención de los antecedentes de la investigación, donde se recopila la información bibliográfica en la cual se basa este proyecto. Se presenta figuras, tablas, bases teoricas y formulas que sirvieron como apoyo para realizar las definiciones conceptuales.

En el capítulo 3, se hace mención de la metodología del estudio de la presente tesis como el tipo y nivel de investigación, diseño, población y muestra, como también las técnicas de recolección de datos.

En el capítulo 4, se realiza el trabajo exploratorio de suelo (calicata) cuyo procedimiento esta basado en la Norma Técnica E.50 Suelos y Cimentación 2018. Para lo cual se considera la ubicación del terreno a estudiar, las características de las edificaciones vecinas, el número de puntos de exploración, tipo de exploración, el tipo de muestra, la profundidad del punto de exploración, la ubicación del punto de exploración en el terreno y la ejecución de la calicata C-1. Asi mismo, se desarrolla los ensayos de laboratorio, que comprende los ensayos de: Análisis Granulométrico por Tamizado, Limites liquido y plastico, Proctor Modificado y Corte Directo.

En el capítulo 5, se realiza la evaluación técnica, donde calculamos las capacidades de carga por formula de Terzaghi, el diseño sismoresistente de la estructura cuyo proposito es obtener las caragas de servicio de la estructura y el cálculo de la zapata más esforzada.

En el capítulo 6, se realiza la evaluación económica, que comprende el análisis de precios unitarios: Para la excavación, suministro de afirmado, el relleno con material propio y compactación, eliminación del material producto de la excavación, colocación de Geomalla, dando como resultado dos presupuestos uno por mejoramiento de suelo utilizando material de reemplazo y el otro presupuesto por mejoramiento de suelo utilizando una Geomalla.

En el capítulo 7, se realiza la presentación y discusión de resultados, donde se aprecian gráficos compilatorios de resultados de: cálculo de capacidad carga, zapata más esforzada, verificación preliminar de cimentaciones superficiales como evaluación técnica y costos directos como evaluación económica.

Se realizó las conclusiones y recomendaciones de acuerdo al análisis de los resultados.

CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción de la realidad problemática

La explosión demográfica que viene experimentando el Perú desde hace unas décadas se acentúa en mayor porcentaje en la capital, y adicionalmente en algunos distritos de la Provincia Constitucional del Callao que se ubican en las zonas periféricas, como es el caso del distrito de Ventanilla. Dicha explosión demográfica viene acompañada de necesidades básicas de la población, como son agua potable, luz, carreteras y vivienda.

La necesidad de realizar proyectos de edificación en el distrito de Ventanilla se incrementa con los años, lo que conlleva a los profesionales responsables de la construcción a brindar soluciones técnicas – económicas viables para la edificación de viviendas.

El ingeniero civil al planificar y ejecutar un proyecto de vivienda en el distrito de Ventanilla, debe lidiar con características inherentes del terreno de fundación, como son bajos parámetros de resistencia, es decir: capacidad portante baja y asentamientos de terreno fuera del rango permisible. Generando disminución de la vida útil de las viviendas y posibles daños estructurales. Algunas de las prácticas en ingeniería que se utilizan para solucionar estos problemas son por lo general el reemplazo de material, blando, por un material granular de buenas condiciones, así como también, la de utilizar geosintéticos para mejorar la capacidad portante de los cimientos y reducir asentamientos.

La presente investigación brinda un comparativo entre estas dos alternativas de solución para mejorar las características generales del terreno, sobre el cual se construirá un proyecto de edificación, aportando un criterio de selección en base a análisis técnicos y económicos.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema Principal

¿De qué manera es posible evaluar la mejor opción técnico económica entre Geomallas y Afirmado en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la Urbanización Brisas de Oquendo – Callao?

1.2.2. Problemas Secundarios

a) ¿De qué manera es posible hacer una evaluación técnica entre Geomallas y Afirmado en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao?

b) ¿De qué manera es posible hacer una evaluación económica entre Geomallas y Afirmado en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao?

1.3. Objetivos de la Investigación

1.3.1. Objetivo Principal

Evaluar la mejor opción técnico económica entre Geomallas y Afirmado en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao.

1.3.2. Objetivos Secundarios

a) Evaluar técnicamente las Geomallas y Afirmado en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao.

b) Evaluar económicamente las Geomallas y Afirmado en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao.

1.4. Justificación e importancia del estudio

1.4.1. Conveniencia

Existe la necesidad de brindar soluciones técnicas y económicas para mejoramiento de suelos en terrenos del distrito de Ventanilla.

1.4.2. Relevancia social

El suelo en estudio pertenece a la urbanización Brisas de Oquendo, Ventanilla – Callao, destinada para viviendas. Dichas viviendas se han construido sin estudios minuciosos de la capacidad portante y tipo de suelo. La presente investigación brinda un aporte a los futuros habitantes de la urbanización Brisas de Oquendo para construir una edificación de acuerdo a sus necesidades, asegurando que la vida útil de la vivienda sea la correcta.

1.4.3. Implicancia práctica

La implicancia práctica de esta investigación busca proporcionar herramientas a los profesionales responsables de la elaboración de proyectos de construcción de viviendas con cimentaciones superficiales, con el fin de mejorar la toma de decisiones con respecto al costo-beneficio para dichos proyectos.

1.5. Limitaciones de la investigación

Es característico de la zona que la mayoría de construcciones se hayan realizado informalmente, sin un estudio de suelos. Por lo tanto, no existen estudios de suelos de terrenos colindantes.

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1. En el ámbito Internacional

Egoavil, H. (2012). En su tesis evaluó cómo se comportan las cimentaciones superficiales sobre suelos de capacidad portante baja con geosintéticos (geotextiles y geomallas).

Identificó que no se cuenta con una única metodología de cálculo, recopiló los diferentes métodos analíticos que existen y desarrolló un análisis de los resultados utilizando dichas metodologías.

Precisó la importancia de las materias primas para la elaboración de los geosintéticos, debido a que de eso dependen las propiedades resultantes de los mismos, siendo las principales: resistencia a la tracción, módulo de tracción y factores de reducción. Siendo el módulo de tracción un parámetro muy importante, ya que cuanto más elevado sea, la carga de hundimiento de la cimentación superficial se eleva.

Utilizó 6 metodologías de cálculo de carga de hundimiento en suelos no reforzados y 6 metodologías para suelos reforzados. Todos los cálculos de las metodologías utilizadas demuestran que introducir un componente de reforzamiento de geosintéticos produce un aumento de la carga de hundimiento y que decrezcan las deformaciones.

El uso de programas de equilibrio límite con el fin de calcular la carga de hundimiento arroja resultados similares a los obtenidos utilizando las metodologías analíticas en terrenos multicapas.

2.1.2. En el ámbito nacional

Villanueva, H. (2018). En su tesis analizó la influencia de la interacción de un suelo arenoso en el comportamiento de la estructura de una edificación de 5 pisos de albañilería confinada. Realizó EMS, cálculo de módulo de balasto y capacidad portante del suelo de ventanilla.

Concluyó que la presencia de suelo arenoso aumenta los asentamientos totales en un 80.16% en relación con un suelo rígido, los periodos fundamentales de

vibración se incrementan en un 32.77% en el eje X y en un 7.85% en el eje Y con respecto al suelo rígido.

Mera, J. (2017). En su tesis analizó que la utilización de geomallas se sustenta en que posibilita una administración más eficiente de los recursos en los proyectos y mejora el comportamiento mecánico en suelos blandos y con el fin de reforzamiento de pavimentos.

Evaluó los efectos técnicos – económicos del uso de la geomalla multiaxial para reforzamiento de la subrasante de la carretera Santa Cruz – Bellavista. Adicionalmente exponer el proceso constructivo utilizando geomallas en una vía no pavimentada y analizar su viabilidad económica.

Concluyó que en los tramos reforzados con geomalla el espesor se reduce en un rango entre 5.4 % y 39.2 %, con respecto a los tramos no reforzados, por lo tanto, se reduce el uso de material granular, sin disminuir la capacidad de soporte de tránsito.

Constato que en tramos con CBR mayor a 6 % el afirmado reforzado es menor en un 5.4 % y se aumenta en un 16.49 % el costo total de ejecución.

La utilización de una geomalla multiaxial para reforzamiento es económicamente viable, para los sectores donde el suelo presenta un CBR inferior a 2.5 %. En dichos casos el ahorro vario en un rango entre 10.09 % y 24.48 %, con relación al precio de ejecutar el proyecto con el diseño habitual. Recomienda el uso de la geomalla multiaxial como reforzamiento de la carretera Santa Cruz - Bellavista.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Geosintéticos

2.2.1.1. Introducción

El termino Geosintético comprende dos partes: el prefijo “geo” el cual refiere el uso en proyectos de ingeniería civil, que implica la presencia y/o uso de suelos y el sufijo “sintético” que implica que estos materiales son hechos por el hombre. Existen diversos campos de aplicación de los geosintéticos en el mundo de la construcción y la edificación como son: obras viales, obras hidráulicas, sistema de control de erosión, aplicaciones medio ambientales, entre otras. La producción de los geosintéticos comprende procedimientos principalmente de extrusión, tecnología textil y/o ambas tecnologías: textil y plástica. Los geosintéticos representan una extensa serie de productos, como son geotextiles, geomallas, geomembranas, entre otros, sus características están enfocadas a satisfacer necesidades importantes en la construcción de obras civiles, necesidades de reforzamiento, impermeabilización, filtración, drenaje, etc. La presente investigación se centrará en los geosintéticos cuya finalidad es la de reforzamiento de suelos. Las propiedades primordiales de los geosintéticos que se colocan con propósito de refuerzo son: la resistencia al arrancamiento, fluencia y resistencia a la tracción, siendo esta ultima la más importante. (Egoavil, 2012, p.3)

2.2.1.2. Principales elementos de refuerzo

“Existen una gran variedad de geosintéticos utilizados en el rubro de la construcción, los utilizados principalmente con fin de reforzamiento de suelos son los geotextiles tejidos y las geomallas biaxiales los cuales se detallan a continuación” (Egoavil, 2012, p.4)

a) Geotextil

En su tesis describe que el material tipo manta, de característica flexible de bajo peso y espesor, el cual es utilizado en distintas aplicaciones de obras civiles. Los diferentes polímeros utilizados en la fabricación de las fibras de geotextiles se realizan a partir de los siguientes materiales: polipropileno, poliéster, polietileno y poliamida, los más utilizados son el poliéster y el polipropileno. (Egoavil, 2012, p.5)

Según el desarrollo de manufacturación se clasifican en:

- Geotextil no tejido

Están constituidos por fibras discontinuas o filamentos largos repartidos aleatoriamente, consolidándose esta estructura por distintos sistemas según cual sea el sistema empleado para unir los filamentos o fibras (agujado, termo soldado o resinado). El agujado tiene las fibras unidas mecánicamente a través de una costura por agujas, el termo soldado tiene las fibras unidas por un proceso de calentamiento y el resinado mediante un proceso químico, sus principales aplicaciones son la de separación, protección y filtración, este tipo de geotextil no se utiliza como elemento de refuerzo debido a que no tienen elevada resistencia a la tracción.

En la figura 1, se puede apreciar dos geotextiles los cuales son de poliéster (izquierda) y de polipropileno (derecha). (Egoavil, 2012, p.5)

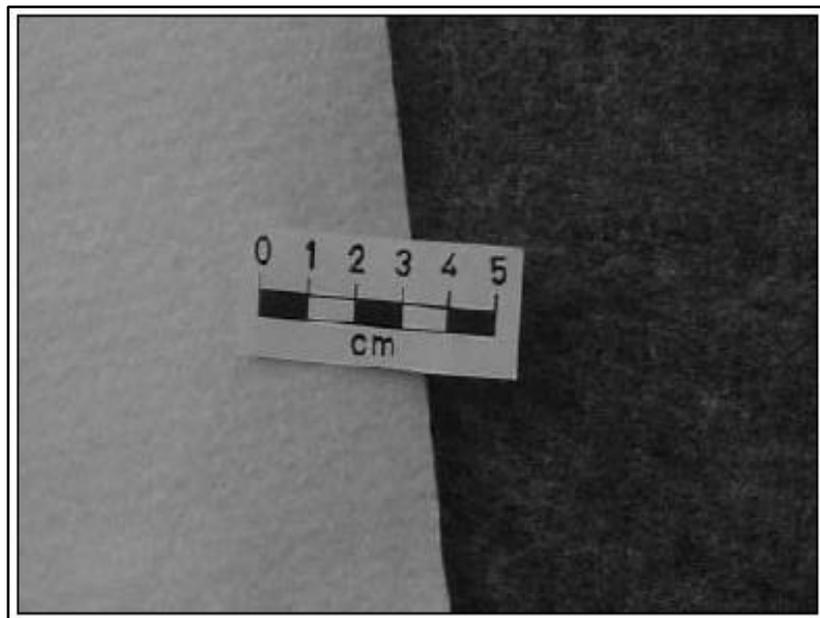


Figura 1: Geotextil no Tejido

Fuente: Fundamentals of Geosynthetic Engineering, Kumar&Hua

- Geotextil Tejido

Son manufacturados por procesos convencionales de tejido, los hilos en dos direcciones perpendiculares entre sí, su principal aplicación es como elemento de refuerzo de suelos. El entrelazamiento de las fibras se presenta de diferentes posiciones. Según el tipo de tejido, los geotextiles se pueden dividir en:

- Geotextiles tejidos por filamentos únicos (monofilamentos).
- Geotextiles tejidos por filamentos múltiples.
- Fibrilados.

Los espesores de los geotextiles tejidos fabricados a partir de monofilamento y filamentos múltiples varían entre 1,0mm y 2,0mm. Este espesor es superior al de los geotextiles tejidos obtenidos a partir de fibras, generalmente inferior a 0,5mm. Actualmente los fibrilados son los componentes de constitución más comunes en la fabricación de los geotextiles tejidos, se puede apreciar este tipo de geotextil en la figura 2.

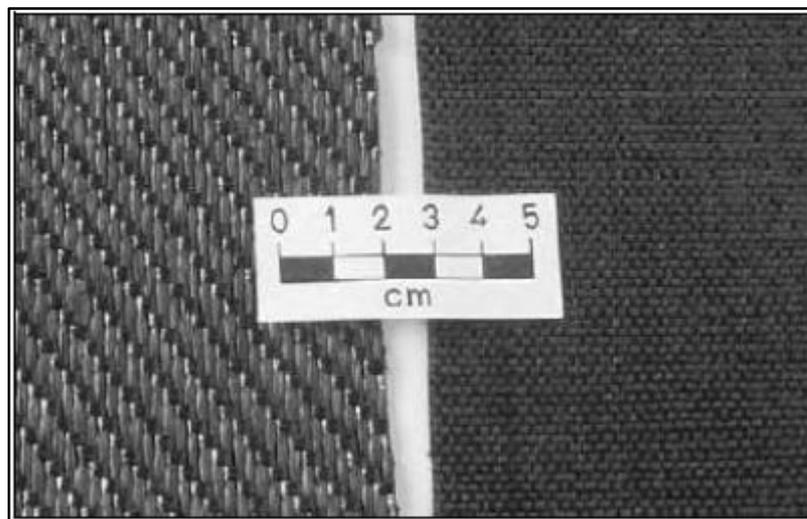


Figura 2: Geotextil Tejido

Fuente: Fundamentals of Geosynthetic Engineering, Kumar&Hua

b) Geomallas

Es un elemento plano y polimérico que tiene la estructura de malla abierta, tiene elementos de resistencia interceptados llamados costillas, en el desarrollo de fabricación las costillas pueden estar unidas ya sea por extrusión, soldadura o entrelazado de sus hilos, de acuerdo a esto las geomallas se denominan como: extruidas, soldadas o tejidas.

Estos geosintéticos pueden ser flexibles o rígidos, las geomallas flexibles son compuestas por filamentos principalmente de poliéster de alto módulo revestidas por un polímero bituminoso, mientras que las geomallas rígidas son extruidas y fabricadas a partir de fibras de polietileno (unidireccionales) o polipropileno (Bidireccionales). (Egoavil, 2012, p.6)

Por lo general, las geomallas son más resistentes que los geotextiles, siendo utilizadas casi exclusivamente como elementos de refuerzo en suelos y se pueden clasificar como:

- Geomalla Uniaxial

La Geomalla Uniaxial tiene gran resistencia a los esfuerzos de tracción en la dirección longitudinal. Se usan en aplicaciones donde se conoce la trayectoria del esfuerzo principal mayor, estas aplicaciones pueden ser en muros y taludes de suelos reforzados.

Los principales polímeros utilizados para la fabricación de geomallas uniaxiales son el Polietileno de Alta Densidad (PEAD) y el Poliéster de Alta Tenacidad (PET). (Egoavil, 2012, p.7)

Los tipos de geomalla uniaxial se muestran en la figura 3.

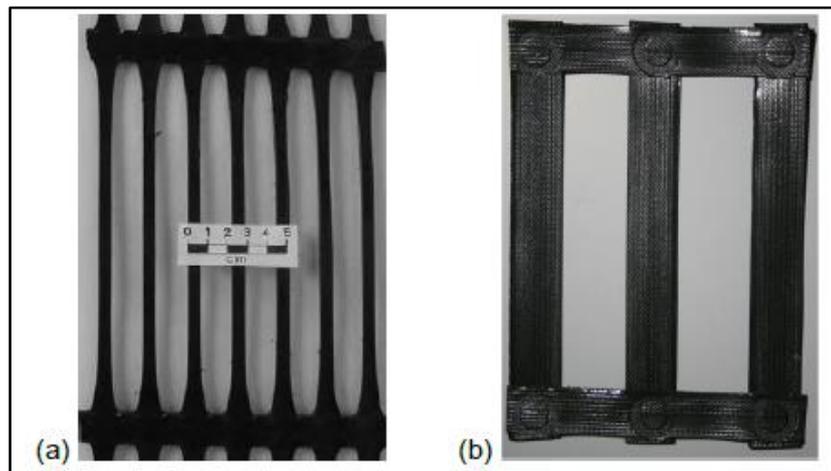


Figura 3: Geomalla Uniaxial (a) Extruida; (b) Soldada

Fuente: Fundamentals of Geosynthetic Engineering, Kumar&Hua

- Geomalla Biaxial

La Geomalla Biaxial tiene gran resistencia a los esfuerzos de tracción en la dirección longitudinal y transversal. Se utilizan en aplicaciones en las cuales los esfuerzos movilizados son esencialmente aleatorios tales como en pavimentos y cimentaciones. Están compuestas por fibras o cintas unidas entre sí, de manera que mantenga su estabilidad dimensional global, resistencia a la tracción y una abertura, sección y forma adecuadas para garantizar una conexión mecánica significativa con el material granular.

En este tipo de geomallas no es solo importante la resistencia de las fibras o cintas; la resistencia de las costillas es importante ya que el suelo penetra a

través de las aberturas transmitiendo carga de los elementos transversales a los longitudinales vía las uniones.

Los principales polímeros utilizados para la elaboración de geomallas uniaxiales son el Polipropileno (PP) y el Poliéster de Alta Tenacidad (PET). (Egoavil, 2012, p.7)

Los tipos de geomalla uniaxial se muestran en la figura 4.

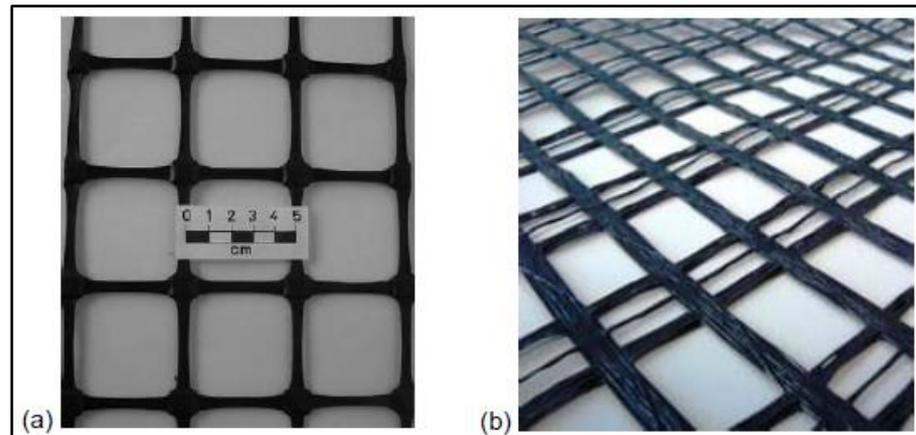


Figura 4: Geomalla Biaxiales (a) Extruida; (b) Tejida

Fuente: Fundamentals of Geosynthetic Engineering, Kumar&Hua

2.2.1.3. Funciones de refuerzo

“El refuerzo se consigue a través del mejoramiento de las propiedades mecánicas del suelo en la que se encuentra insertada, a esta combinación de suelo y geosintético le denominamos suelo reforzado.” (Egoavil, 2012, p.8)

2.2.2. Compactación de suelos

La compactación es el proceso mecánico por el cual se busca la densificación del estrato a trabajar, en múltiples proyectos de construcción se necesitan que los suelos sueltos sean compactados para mejorar la estabilidad volumétrica, la permeabilidad y sus características de resistencia, produciendo así un incremento en la capacidad de carga de las cimentaciones apoyadas en dichos suelos. Para este proceso se utilizan por lo general rodillos de superficie lisa, rodillos neumáticos y rodillos vibratorios, estos últimos se utilizan para la compactación de suelos granulares.

La compactación se mide en función de su peso unitario seco, se debe incluir agua al suelo durante el proceso, ya que este se comporta como elemento aglutinante entre las partículas del suelo.

$$\gamma = \gamma_d (w=0) = \gamma \dots\dots (1)$$

w = contenido de humedad

γ = peso unitario húmedo

γ_d = peso unitario seco

Para $w = 0$, el peso unitario húmedo es igual al peso unitario seco ($\gamma = \gamma_d$).

Al incluir gradualmente el agua en el proceso de compactación, es decir aumentar el contenido de humedad del suelo, el peso unitario aumenta también gradualmente, hasta alcanzar un contenido de humedad óptimo w_2 , al cual se consigue el peso unitario seco máximo. Aumentar el contenido de humedad a un valor más alto que w_2 producirá la disminución del peso unitario seco (figura 5) esto se debe a que el agua reemplazaría el espacio antes ocupado por partículas de suelo. (Das, B., 2001, p.92)

$$\gamma_d (w=w_1) = \gamma_d (w=0) + \Delta\gamma_d \dots\dots (2)$$

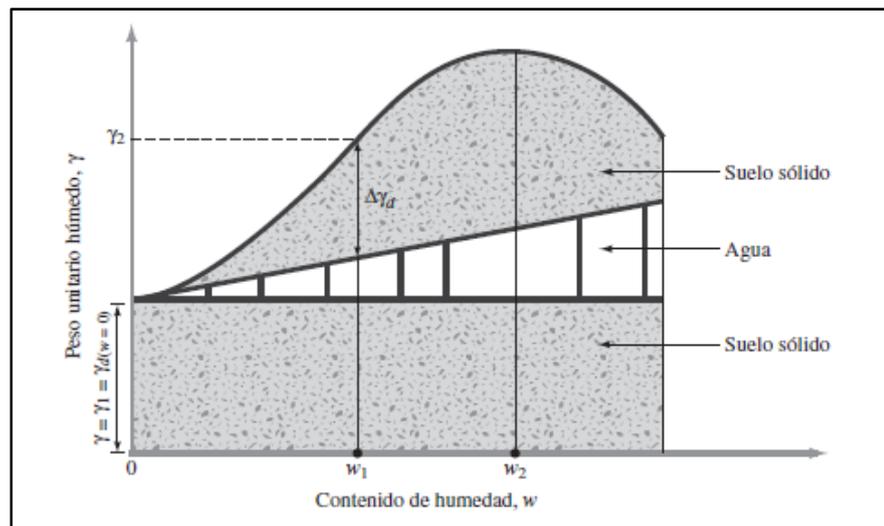


Figura 5: Contenido de humedad Vs Peso unitario (en proceso de compactación)

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das

“El ensayo de laboratorio generalmente utilizado para calcular el peso unitario seco máximo de compactación y el contenido de humedad óptimo se denomina como prueba de Proctor de compactación.” (Das, B., 2001, p.92)

2.2.2.1. Ensayo de Proctor estándar

La muestra de suelo se compacta en un molde, el volumen del molde es de 943.3 cm³ y diámetro de 101.6 mm, según la figura 6a.

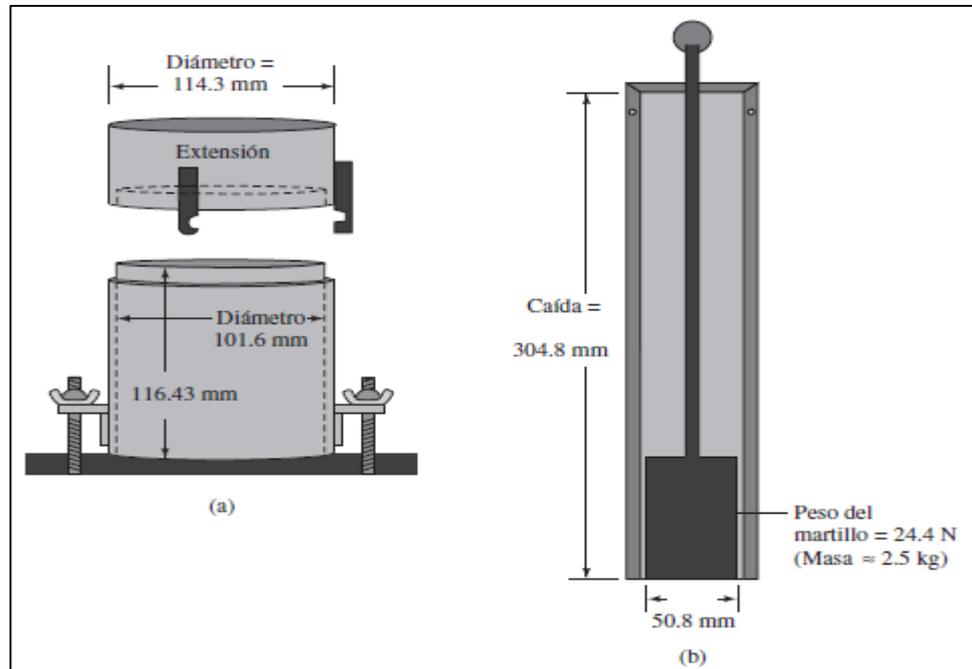


Figura 6: Equipamiento para ensayo de Proctor estándar

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das

En el ensayo, el molde entra en contacto con una extensión en la parte superior y una placa base en la parte inferior, el suelo se mezcla con agua y se compacta progresivamente en tres capas uniformes por un martillo compactador de 2.5 Kg (24.4 N) que apisona 25 golpes por capa, figura 6b.

Se calcula el peso unitario húmedo como:

$$\gamma = \frac{W}{V(m)} \dots\dots (3)$$

$V(m)$ = Volumen del molde = 943.3 cm³

W = Peso del suelo compactado

Se determina el peso unitario húmedo en gabinete y puede calcularse el peso unitario seco γ_d , conociendo el contenido de humedad w (%), como:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w(\%)}{100}} \dots\dots (4)$$

A partir de la ecuación (4) se pueden determinar los diferentes valores de γ_d y de esa manera trazar la gráfica en función de los contenidos de humedad,

con el fin de hallar el peso unitario seco máximo y su correspondiente contenido de humedad óptimo.

“Para un grado de saturación ideal, es decir a un nivel de compactación del 100 %, se obtiene un peso unitario seco máximo teórico” (Das, B., 2001, p.94)

$$\gamma_{cva} = \frac{\gamma_w}{w + \frac{1}{G_s}} \dots\dots (5)$$

γ_{cva} = peso unitario para un 100 % de compactación

γ_w = peso unitario del agua

w = contenido de humedad

G_s = peso específico de sólidos del suelo

“El contenido de humedad tiene gran injerencia el porcentaje de compactación alcanzado al final del proceso, sin embargo, existen otros factores importantes como el esfuerzo de compactación utilizado y que tipo de suelo es el que se va a compactar.” (Das, B., 2001, p.96)

La composición del suelo (su granulometría, tipos de minerales de arcilla, peso específico) tienen una gran relevancia en la unidad de peso seco máximo y el contenido de humedad óptimo.

El esfuerzo de compactación utilizado, E, en la prueba de Proctor estándar posee la siguiente forma:

$$E = \frac{axbxcxd}{e} \dots\dots (6)$$

a = número de golpes por capa

b = número de capas

c = peso del martillo

d = altura de caída del martillo

e = volumen del molde

Para condiciones habituales:

$$a = 25, b = 3, c = 24.4 \text{ N}, d = 0.3048 \text{ m}, e = 943.3 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$E = 591.3 \times 10^3 \text{ N-m/m}^3$$

Al variar el esfuerzo de compactación utilizado, variará también la curva de peso unitario húmedo.

Cuando se incrementa el esfuerzo de compactación, se reduce el contenido óptimo de humedad y se incrementa el peso unitario seco máximo de compactación.

2.2.2.2. Ensayo de Proctor modificado

La industria de la construcción desarrollo maquinaria para optimizar los trabajos de compactación, actualmente se cuentan con rodillos más pesados. Es por eso que el ensayo de Proctor estándar se modificó con el fin de representar mejor las condiciones en campo. Se da uso al mismo molde, sin embargo, se utiliza un martillo compactador de 4.536 Kg (44.5 N) con una caída de 457.2 mm para compactar las 5 capas en las que se distribuye la muestra, manteniendo la cantidad de 25 golpes por capa. (Das, B., 2001, p.98) La energía de compactación, E, para el ensayo de Proctor modificado se calcula de la siguiente manera:

$$E = \frac{axbxcxd}{e} \dots\dots (7)$$

a = número de golpes por capa

b = número de capas

c = peso del martillo

d = altura de caída del martillo

e = volumen del molde

Para condiciones habituales:

$$a = 25, b = 5, c = 44.5 \times 10^{-3} \text{ KN}, d = 0.4572 \text{ m}, e = 943.3 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$E = 2696 \times 10^3 \text{ N-m/m}^3$$

Al realizar este ensayo se incrementa el peso unitario seco máximo del suelo, ya que el esfuerzo de compactación aumenta, lo que produce la disminución del contenido de humedad óptimo.

2.2.2.3. Compactación realizada en campo

Das B., (2001) Define que la compactación se realiza eficientemente utilizando generalmente rodillos. Existen cuatro tipos: Rodillo liso, rodillo neumático de caucho, rodillo compactador y rodillo vibratorio.

Mayormente en las especificaciones para el trabajo con tierra, un requisito es que el ingeniero especialista en suelos debe llegar a un peso unitario seco de campo compactado entre 90 a 95% del peso unitario seco máximo determinado en el laboratorio mediante la prueba Proctor, ya sea estándar o modificada.

Esta especificación es, en realidad, para la compactación relativa R , que puede expresarse como:

$$R(\%) = \frac{\gamma_{d(campo)}}{\gamma_{d(máx-lab)}} \times 100 \dots\dots (8)$$

En la compactación de suelos granulares, pocas veces las especificaciones se escriben en términos de la densidad relativa D_r requerida, tengamos en cuenta que la densidad relativa no debe confundirse con la compactación relativa. Por lo tanto, tenemos:

$$D_r = \left[\frac{\gamma_{d(campo)} - \gamma_{d(mín)}}{\gamma_{d(máx)} - \gamma_{d(mín)}} \right] \left[\frac{\gamma_{d(máx)}}{\gamma_{d(campo)}} \right] \dots\dots (9)$$

Comparando las ecuaciones

$$R = \frac{R_0}{1 - D_r(1 - R_0)} \dots\dots (10)$$

Se espera que el ingeniero especialista en suelos logre un peso unitario seco mínimo independientemente del procedimiento de campo adoptado. La condición de compactación más económica se explica con la ayuda de la figura 7. Las curvas de compactación A , B y C son para el mismo suelo con diferentes esfuerzos de compactación. La curva A representa las condiciones de máximo esfuerzo de compactación que se pueden obtener a partir de los equipos existentes, requeridas para lograr un peso unitario seco mínimo de $\gamma_{d(campo)} = R\gamma_{d(máx)}$. Para lograr esto, el contenido de humedad w debe estar entre w_1 y w_2 .

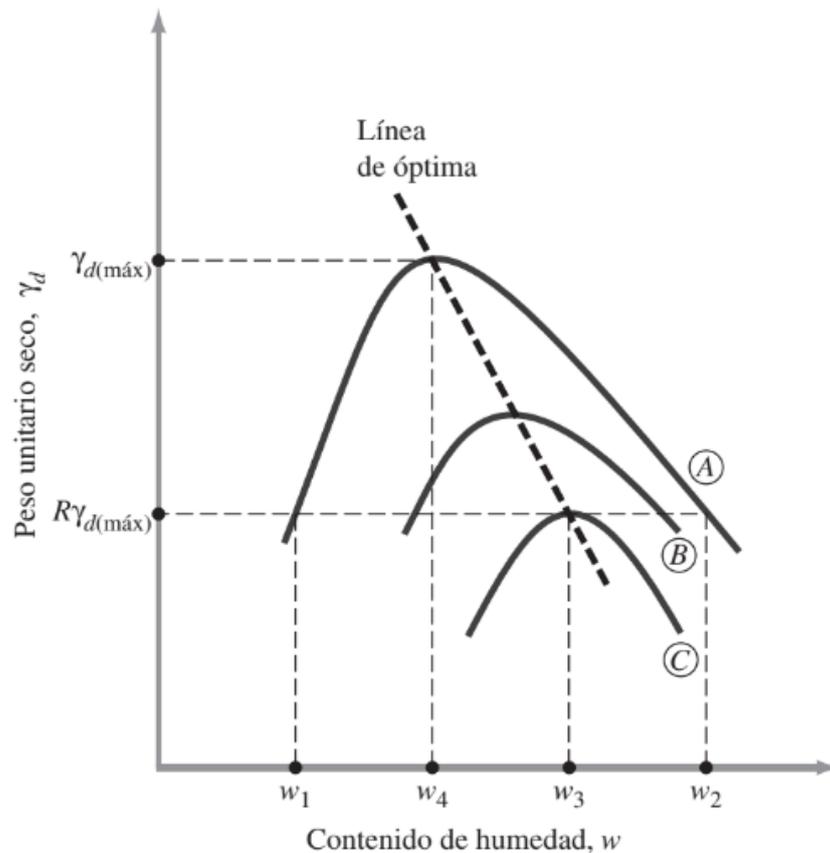


Figura 7: Condición de compactación más económica

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das

Sin embargo, como puede verse en la curva de compactación C, la $\gamma_{d(campo)}$ requerida se puede lograr con un esfuerzo de compactación inferior a un contenido de humedad $w = w_3$. No obstante, en la realización un peso unitario de campo compactado $\gamma_{d(campo)} = R\gamma_{d(máx)}$ no se puede lograr por el esfuerzo mínimo de compactación, ya que no acepta ningún margen para el error teniendo en cuenta la variabilidad de las condiciones de campo. Por lo tanto, debe usarse un equipo con poco más que el esfuerzo mínimo de compactación. La curva de compactación B representa esta condición. Ahora se puede ver en la figura 7 que el contenido de humedad es más económico entre w_3 y w_4 . Tenga en cuenta que $w = w_4$ es el contenido de humedad óptimo para la curva A, que es el esfuerzo máximo de compactación.

2.2.3. Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi

Terzaghi K., (1943). Pionero en establecer criterios para calcular la capacidad última de carga para cimentaciones superficiales. No considera la resistencia al esfuerzo cortante por encima del nivel de cimentación. Utilizando el análisis de equilibrio, determino que la capacidad última de carga para un cimiento corrido se calcula con la siguiente fórmula:

$$q_{\mu} = cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_{\gamma} \dots\dots\dots (11)$$

Donde:

c : Cohesión del suelo

γ : Peso específico del suelo

D_f : Profundidad de desplante de la cimentación

q : $\gamma \cdot D_f$ = sobrecarga efectiva

B : Ancho del cimiento

N_c : Factor de capacidad de carga debido a la cohesión

N_q : Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

N_{γ} : Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

“Terzaghi estableció los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_{γ} utilizando el método de la espiral logarítmica, para un rango de ϕ entre 0° y 50° .” (Beltrán J., Díaz D., 2018, p. 19)

Los valores de N_c , N_q , N_{γ} según el ángulo de fricción se aprecian en la tabla 1. Propone como fórmula de capacidad de carga última de una cimentación continua para falla local:

$$q_{\mu} = \frac{2}{3}cN_c + qN_q + 0.5\gamma BN_{\gamma} \dots\dots\dots (12)$$

Para una cimentación cuadra, para falla por corte lo cal según Nij (2009):

$$q_{\mu} = 0.867cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_{\gamma} \dots\dots\dots (13)$$

Tabla 1: Factores de Capacidad de Carga

ϕ' (grad)	N_c	N_q	N^a_γ	ϕ' (grad)	N_c	N_q	N^a_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Factores de Capacidad de Carga

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das

Terzaghi consideró tres zonas de falla en el suelo, como se muestra en la figura 8, inmediatamente debajo de la zapata consideró una cuña que permanece intacta y que se desplaza hacia abajo junto con la zapata. Continúa a ésta, una zona de corte radial que se extiende desde cada lado de la cuña donde los planos de falla tienen forma de espiral logarítmica. Finalmente, la porción superficial es una forma de corte lineal en la cual el suelo se corta a lo largo de superficies planas.

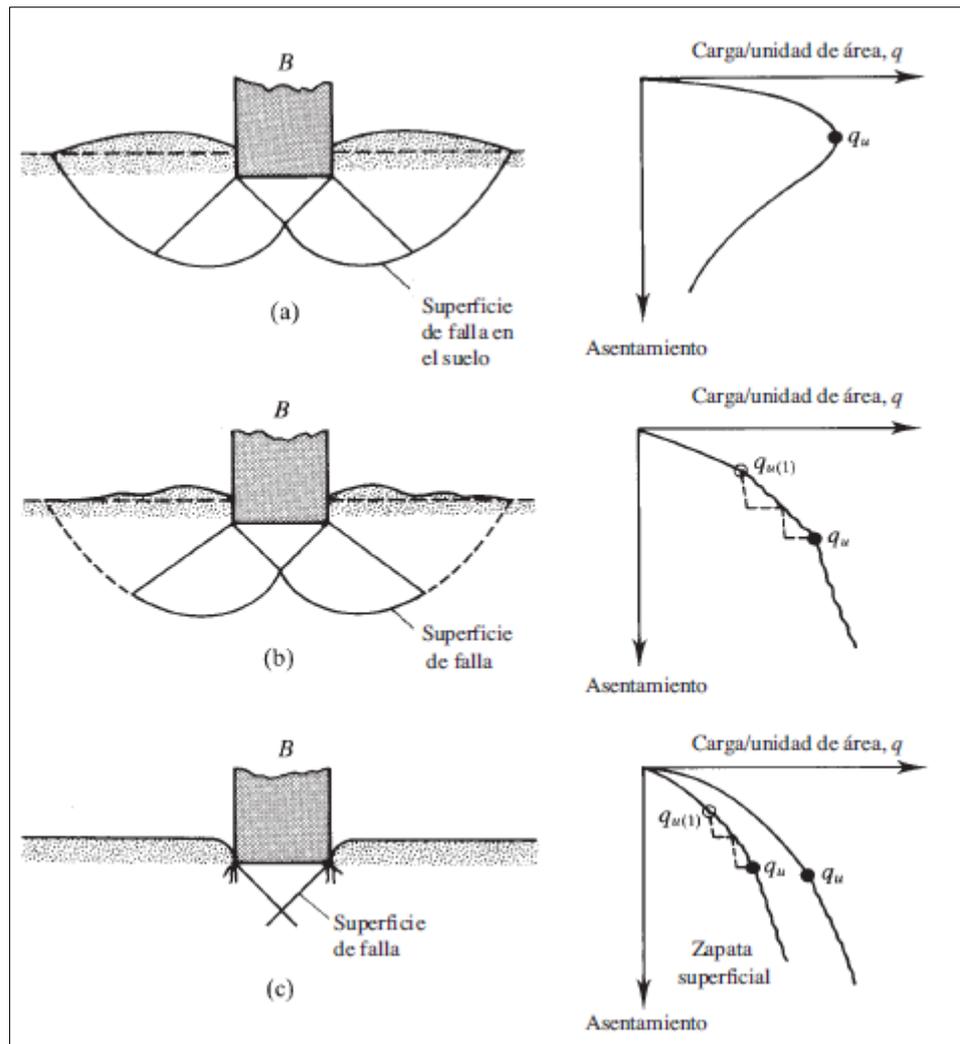


Figura 8: Tipos de falla de la capacidad de carga

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das

2.3. Definiciones Conceptuales

a) Estructura

Se le denomina estructura a la parte de la edificación que recibe y a su vez transmite las cargas por medio de sus elementos al terreno. En el ámbito de la construcción una estructura posee un desempeño óptimo cuando la transmisión de cargas es más directa.

b) Superestructura

Se le denomina superestructura a los elementos que realizan el trabajo de sostenimiento (carga viva y carga muerta) y transmiten las cargas a los elementos de la subestructura.

c) Subestructura

Se le denomina subestructura al grupo de elementos (zapatas, vigas de cimentación, etc.) que transmiten las cargas de la superestructura al terreno.

d) Afirmado

Material granular o procesado que se utiliza como capa compactada para soporte directo de cargas y esfuerzos. Debe poseer la cantidad apropiada de material fino cohesivo para mantener aglutinadas sus partículas.

e) Asentamiento

Movimiento descendente del terreno, debido al sometimiento a cargas que originan modificaciones en las tensiones del suelo. Es posible ser calculado por diferentes procedimientos: consolidación unidimensional, modelo elástico y constitutivos.

f) Calicata

Exploración directa del suelo que se desea estudiar y así realizar un reconocimiento geotécnico.

g) Capacidad portante o capacidad de carga

Aptitud del suelo para tolerar cargas aplicadas sobre él, dichas cargas generan asentamientos permanentes en el terreno. Se conoce que es la máxima presión promedio de contacto entre el suelo y la cimentación tal que no se origine un fallo por cortante y/o asentamientos excesivos.

h) Carga admisible o presión admisible

Presión máxima que la cimentación puede producir al suelo sin que se presenten asentamientos excesivos.

i) Punto de exploración

Lugar geográfico donde se realizan las exploraciones de suelo.

j) Relleno con material de préstamo

Estrato de suelo construido con material seleccionado y compactado.

k) Angulo de fricción interna del material

$\phi = \text{ángulo } \tan(\alpha \tan \phi^*)$

Donde ϕ^* , es el ángulo con la horizontalidad de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en condiciones de trabajo. Esta prueba debe considerar la posibilidad de que el suelo pierda parte de su resistencia.

l) Cohesión, C

Cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no drenadas. (ton/m²)

Se tomará en cuenta que la cohesión de los materiales arcillosos tiende a disminuir con el tiempo, en una proporción que puede alcanzar 30 por ciento en un plazo de un mes.

m) Área de cimentación

Es el área de contacto suelo-losa de cimentación, donde se distribuirán los esfuerzos verticales efectivos desde la cabeza del pilote o columna hasta el estrato de apoyo.

n) Nivel freático

Espacio geométrico delimitado por el nivel del agua subterránea, en donde la presión del agua es la misma que la presión atmosférica. Tiende a ser paralelo al nivel del terreno, sin embargo, en algunos puntos puede variar su profundidad según los cambios en las estaciones del año, que repercute en las variaciones en las precipitaciones, presión atmosférica y fluctuación de las mareas.

o) Geomalla

Malla bidimensional elaboradas de polipropileno que se utilizan para reforzar estructuras de suelo. Un material geosintético utilizado para aumentar la capacidad de carga.

p) Bulbo de presiones

Área del suelo donde se presentan incrementos de carga vertical por efecto de una carga aplicada. Se conforma por isobaras, que son curvas que representan puntos de un mismo valor de esfuerzo.

2.4. Estructura teórica y científica que sustenta la investigación

2.4.1. Cimentaciones superficiales para edificaciones

2.4.1.1. Introducción

Se le denomina cimentación a la parte inferior de una estructura, cuyo trabajo es transmitir cargas de la estructura al terreno sobre el que esta se apoya. Una zapata es la continuación de una columna o muro portante, cuyo propósito es realizar una correcta transmisión de cargas entre la estructura y el suelo. (Peck, R., Thornburn, T., Hanson, W., 1982, p. 90).

“Una cimentación idónea es la que transmite las cargas a través del terreno sin sobrecargarlo, ya que dicho efecto produce asentamientos fuera del rango permitido y falla cortante del suelo, generando daños en la estructura.” (Das, B., 2001, p.221)

Se realiza como método práctico, utilizado por diferentes autores, para calificar a una cimentación como superficial el calcular el cociente entre la profundidad de cimentación (D_f) y Ancho de la cimentación (B), si este valor es menor a 4 se considera a la cimentación como superficial. (Das, B., 2001, p.393)

2.4.1.2. Tipos de cimentaciones superficiales

En relación a qué tipo de estructura se piensa construir y el suelo encontrado, es que se determina el tipo de cimentación necesaria.

- Zapatas

Las zapatas aisladas y combinadas son aquellas que soportan una sola y varias columnas respectivamente, mientras que las zapatas que corresponden a la continuación de muro portante se les denominan zapatas corridas. Una zapata poco convencional es la denominada zapata en voladizo o cantiliver, que se utiliza cuando una columna soporta un muro exterior. Lo descrito se ilustra en la figura 9. (Peck, R., Thornburn, T., Hanson, W., 1982, p. 221).

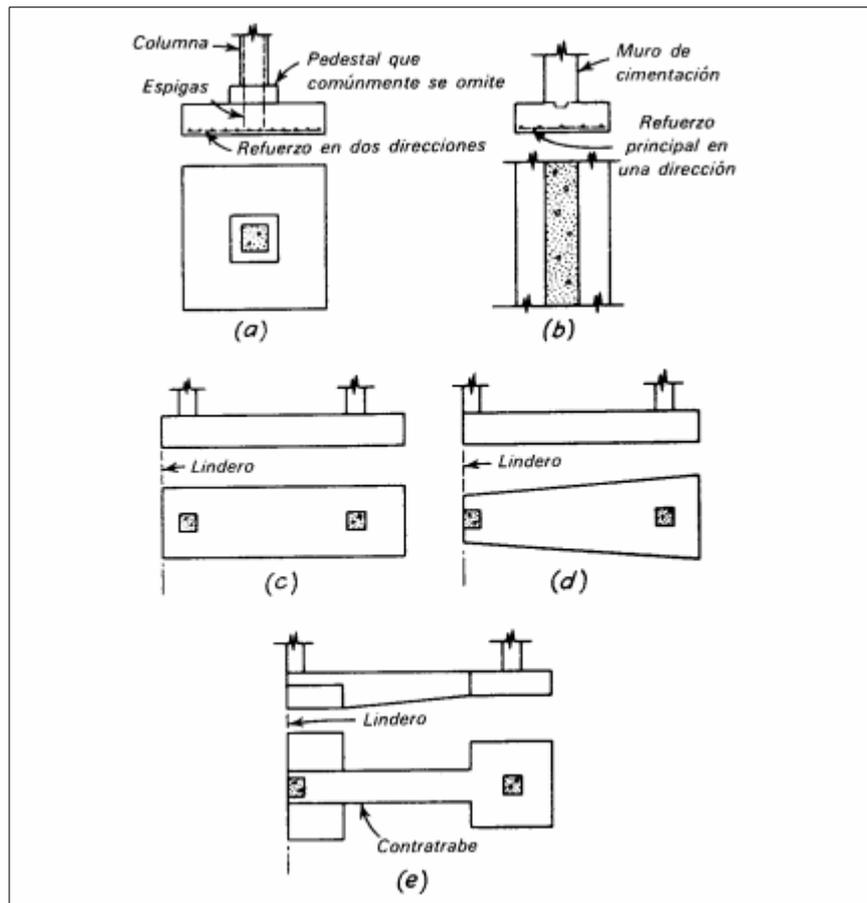


Figura 9: Tipos de zapatas, a) Zapata aislada, b) Zapata corrida, c) y d) Zapatas combinadas, e) Zapata en voladizo.

Fuente: Ingeniería de cimentaciones, Peck & Hanson & Thornburn

- Losas de cimentación

Peck, R., Thornburn, T., Hanson, W. (1982). Son cimentaciones superficiales que también son conocidas como placas de cimentación.

Cuando se proyecta realizar la construcción de una edificación con cargas muy pesadas, y donde se encuentra un suelo con capacidad portante baja, es necesario construir zapatas de mayores dimensiones, si dichas zapatas cubren más de o por lo menos la mitad del área total de la edificación, es muy probable que sea más económico construir una losa de cimentación. Se le denomina losa de cimentación a una zapata combinada que tiene la característica de abarcar toda el área por debajo de la estructura, soportando todas las columnas y muros portantes.

Existen varias consideraciones importantes acerca de las losas de cimentación:

- Se proyectan construir como losas planas sin nervaduras.
- En el caso que el centroide de la losa coincide con el centro de gravedad de cargas, se considera como una presión uniforme a la carga hacia arriba e igual al cociente de la sumatoria de las cargas hacia abajo y su área.
- No se considera el peso de la losa de cimentación en el diseño estructural, ya que se asume que es soportada directamente por el suelo.
- Al no considerarse las fuerzas y momentos cortantes producidos por asentamientos diferenciales, es una práctica común sobredimensionar el acero de la losa como medida de seguridad.
- Cuando existe la posibilidad de que el suelo sea tal que se presenten asentamientos diferenciales grandes y las cargas de las columnas no están simétricamente distribuidas, las losas deben reforzarse para evitar deformaciones excesivas. Esta manera de reforzamiento se realiza utilizando muros divisorios como nervaduras de vigas T conectadas a la losa, construyendo marcos rígidos para la cimentación, como se muestra en la figura 10a y 10b y algunos casos usando la rigidez de una superestructura de concreto armado. Si la losa de es grandes dimensiones, puede ser muy costoso implementar estos procedimientos y en ese caso entrar a tallar la posibilidad de utilizar pilotes.

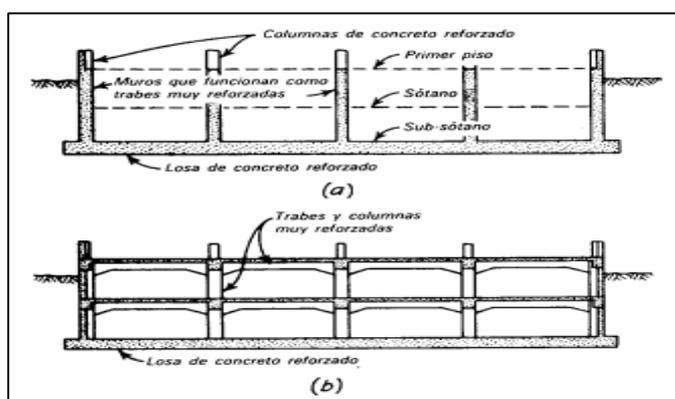


Figura 10: Métodos para reforzar losas de cimentación, a) Uso de muros como vigas T, b) Marcos rígidos.

Fuente: Ingeniería de cimentaciones, Peck & Hanson & Thornburn

Los tipos más comunes de losas de cimentación se muestran en la figura 11 y la figura 12 grafica como varia el Df y B para zapatas aisladas y una losa de cimentación. (Df = profundidad, B = ancho)

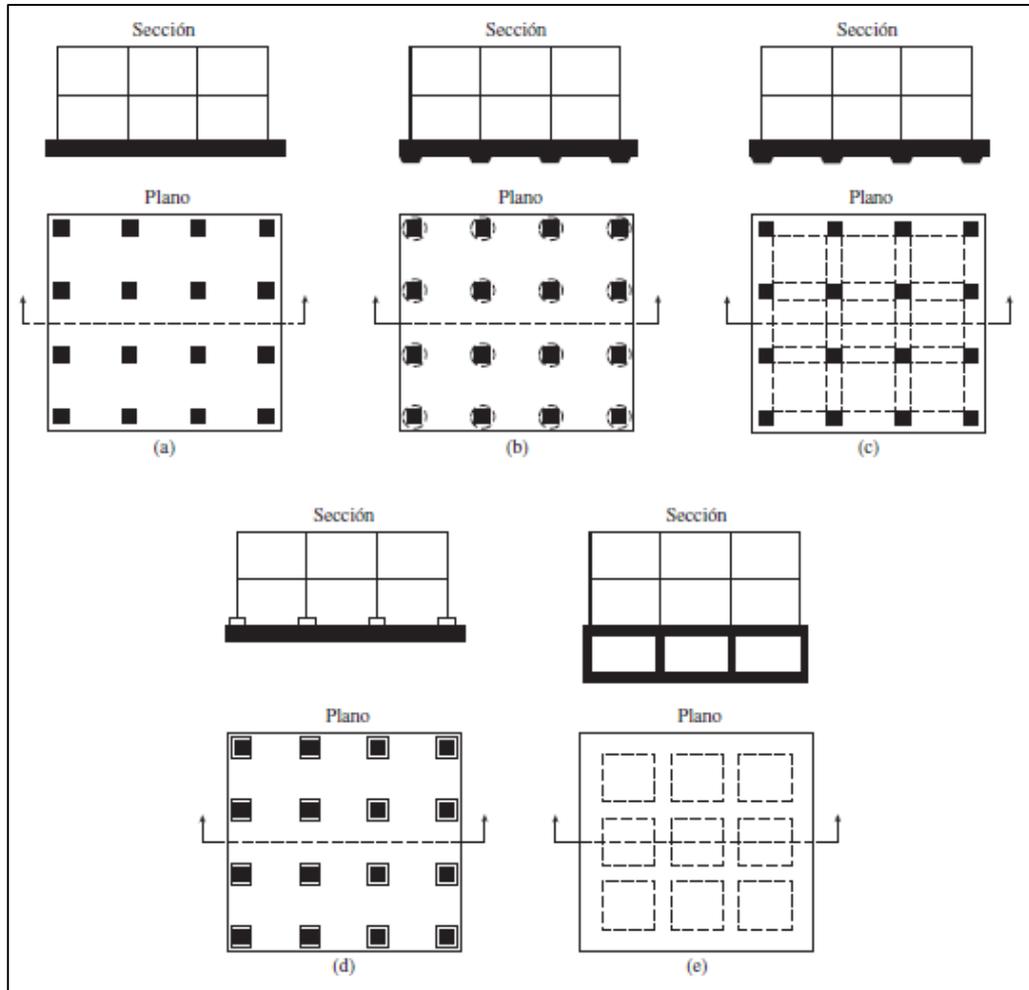


Figura 11: Tipos de losa de cimentación a) Losa de espesor uniforme. b) Losa de mayor espesor bajo columnas. c) Losa con vigas en ambas direcciones. d) Losa con pedestales. e) Losa con muros de sótano como refuerzo.

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das

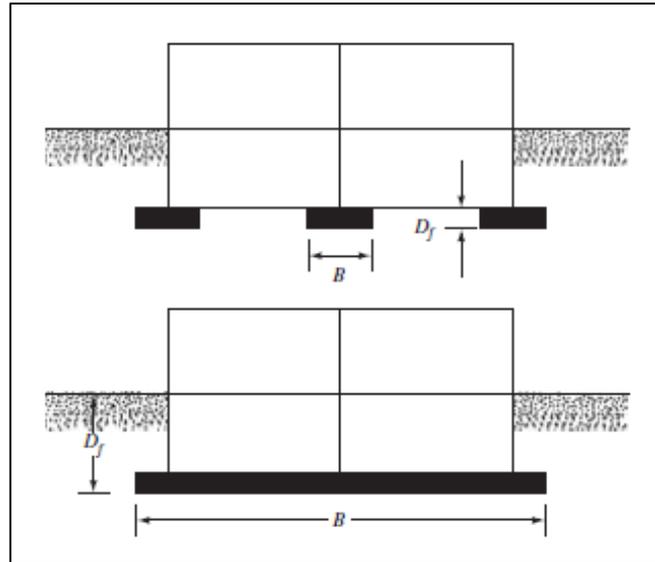


Figura 12: Comparativo entre losa de cimentación y zapata aislada

Fuente: Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M. Das

(Peck, R., Thornburn, T., Hanson, W., 1982) Adicionalmente, se sabe que se utilizan pilotes como cimentación cuando se requiere que la estructura se apoye en un estrato de suelo que se encuentra a mayor profundidad y cuando se proyecta construir una estructura muy pesada. Pueden estar fabricados de concreto, acero y algunos casos madera. Según su funcionamiento relacionado a la forma de transmitir cargas de la estructura al suelo, es que se dividen en dos categorías: pilotes de punta y pilotes de fricción. En el caso de los pilotes de punta, se les denomina así porque transmiten la carga a través de su punta a un espacio firme del subsuelo, mientras que los pilotes de fricción lo realizan a través de los esfuerzos cortantes producidos a lo largo de la superficie lateral del pilote.

A las zapatas aisladas, combinadas, corridas y losas de cimentación se les conoce como cimentaciones superficiales, mientras que a los pilotes se les denomina como cimentaciones profundas. Un criterio importante para clasificar a una cimentación como superficial o profunda es evaluar dentro de que rango se encuentra la razón entre la profundidad de cimentación y su ancho, si esta es menor a 4, se le considera como superficial, si es mayor a 4, se le considera como profunda.

2.5. Formulación de Hipótesis

2.5.1. Hipótesis Principal

La evaluación técnico económica entre Geomallas y Afirmado permitirá determinar la mejor opción en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao.

2.5.2. Hipótesis Secundarias

H1) La evaluación técnica entre Geomallas y Afirmado permite determinar cuál de las dos alternativas de solución es la más adecuada en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao.

H2) La evaluación económica entre Geomallas y Afirmado permite determinar cuál de las dos alternativas de solución es la más adecuada en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao.

2.6. Variables

2.6.1. Variables independientes

- Geomalla
- Afirmado

2.6.2. Variables dependientes

- Evaluación técnica utilizando Geomallas y Afirmado
- Evaluación económica utilizando Geomallas y Afirmado

CAPÍTULO III METODOLOGÍA DEL ESTUDIO

3.1. Tipo y nivel

El tipo de investigación es aplicada, ya que existe intervención por parte de los investigadores en la zona de estudio, también es descriptiva.

3.2. Diseño de investigación

El método de investigación es cuantitativo, ya que se obtienen datos numéricos como conclusiones, los mismos que serán usados como medición para lograr el objetivo de determinar la mejor opción técnica – económica de mejoramiento de suelo para cimentaciones en la urbanización Brisas de Oquendo – Callao.

3.3. Población y muestra

3.3.1. Población

La población de estudio fue el área comprendida por la urbanización Brisas de Oquendo, Ventanilla – Callao, la cual tiene aproximadamente 101,362.00 m² de terreno destinado para área urbana.

3.3.2. Muestra

La muestra, con fines de estudio, fue extraída de la Calle Florida Lote 37 de 140.00 m², urbanización Brisas de Oquendo, Ventanilla – Callao.

3.4. Técnicas de recolección de datos

3.4.1. Tipos de técnicas e instrumentos

3.4.1.1. Técnicas

- Exploración directa del subsuelo (Calicata).
- Ensayos de laboratorio.

3.4.1.2. Instrumentos de recolección de datos

- Investigaciones pasadas.
- Equipos para ensayos de laboratorio de cálculo de parámetros geotécnicos.

3.4.2. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

3.4.2.1. Análisis de laboratorio de muestras extraídas del suelo.

- Contenido de humedad
- Granulometría por tamizado
- Limite líquido y plástico
- Proctor modificado
- Ensayo de corte directo

3.4.2.2. Cálculo de capacidad de carga.

3.4.2.3. Diseño sismorresistente utilizando software ETABS 2016.

3.4.2.4. Verificación preliminar de diseño de cimentaciones superficiales.

3.4.2.5. Diseño utilizando Geomalla.

3.4.2.6. Cálculo del Costo Directo.

CAPÍTULO IV TRABAJO EXPLORATORIO

4.1. Exploración del subsuelo

Basado en el Artículo 6 de la Norma Técnica E.50 Suelos y Cimentaciones 2018, existe obligatoriedad de realizar estudios de mecánica de suelos, por proyectarse la construcción de una vivienda de 4 pisos. Por lo tanto, se realizó una calicata del suelo en estudio. Tal como se muestra en la ubicación de la figura 13.

4.1.1. Plano de ubicación del terreno



Figura 13: Plano de Ubicación

Fuente: Elaboración Propia

4.1.2. Características de edificaciones vecinas

El terreno en estudio posee colindancia con viviendas vecinas de 1 y 3 pisos de altura, existiendo algunas edificaciones cercanas en un radio de 50 m. de hasta 4 pisos de altura destinadas para vivienda como se muestra en la figura 14, 15 y 16.



Figura 14: Colindancia inmediata del terreno

Fuente: Elaboración propia

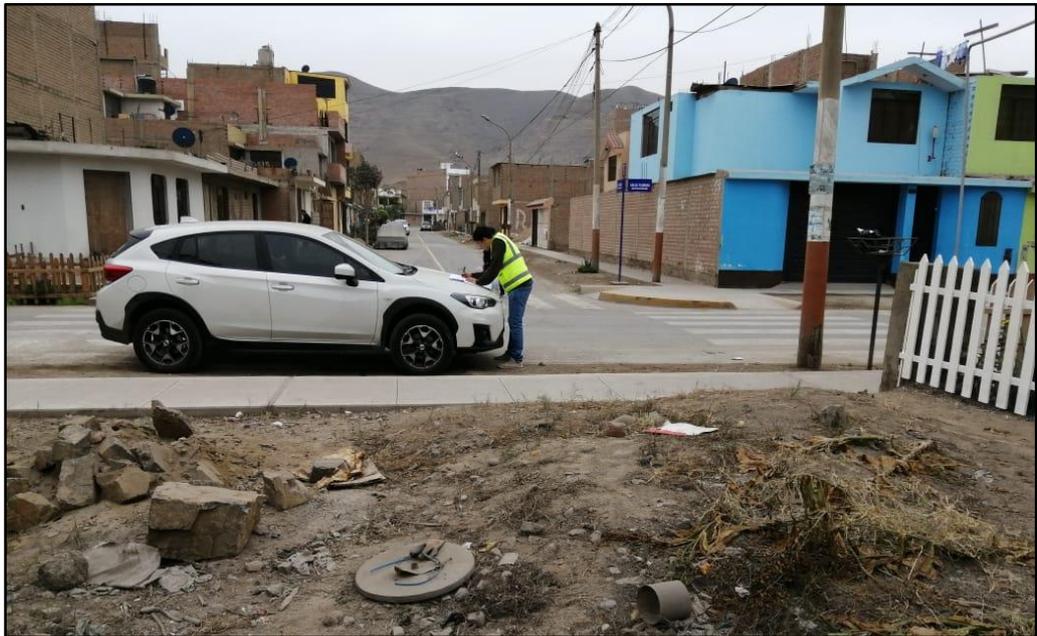


Figura 15: Colindancia del terreno

Fuente: Elaboración propia



Figura 16: Edificación cercana

Fuente: Elaboración propia

4.1.3. Características de la obra a cimentar

La presente investigación se concentró en la evaluación técnico económico, entre dos alternativas de solución, con el propósito de mejorar las condiciones del suelo para cimentar una edificación destinada a vivienda de 4 pisos, cuya estructura está compuesta por pórticos, placas de concreto armado y cimentaciones superficiales (zapatas aisladas), como se muestran en las figuras 17 y 18.

- Uso de la edificación: Vivienda
- Número de pisos: 4.00
- Área del terreno: 140.00 m²
- Área techada del primer piso: 80.00 m²
- Tipo de estructura: Pórticos y placas de concreto armado
- Numero de sótanos: NP

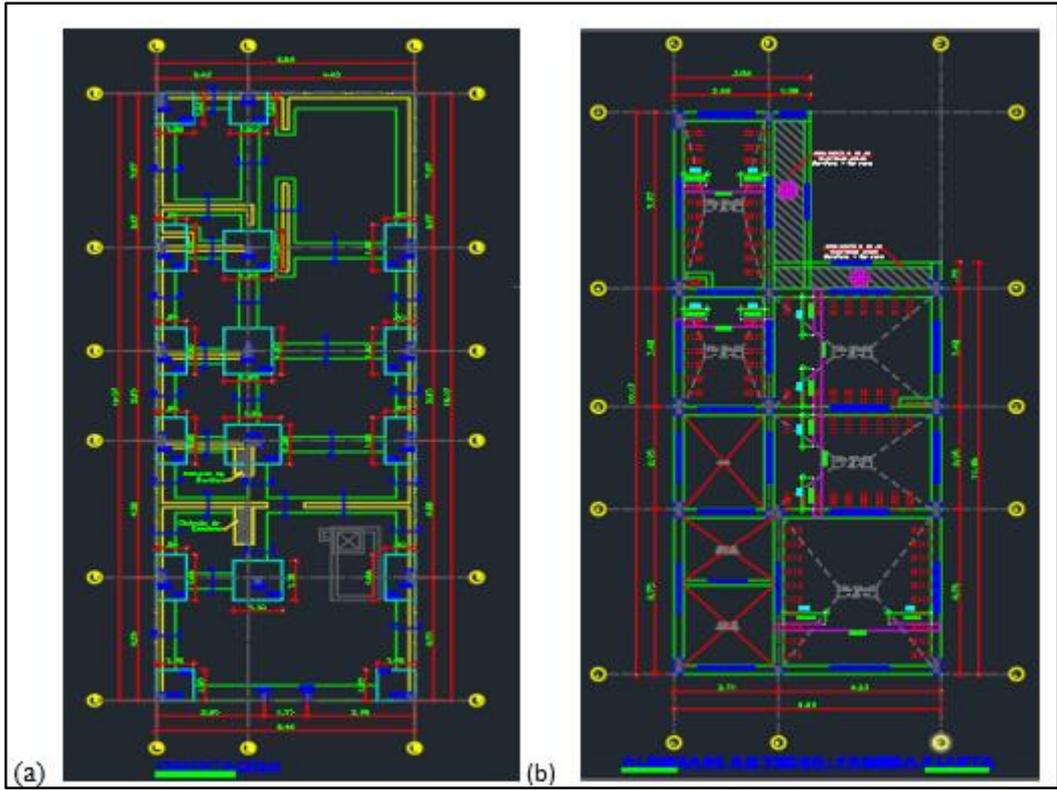


Figura 17: Planos (a) Plano de Cimentación (b) Plano del Primer Piso

Fuente: Elaboración Técnica



Figura 18: Plano de Corte

Fuente: Elaboración Técnica

4.1.4. Número de puntos de exploración

Para determinar la cantidad de puntos de exploración (la cantidad de calicatas) la norma técnica E.50 Suelos y cimentaciones 2018, nos brindó una serie de criterios a considerar dependiendo del tipo de edificación a cimentar (Tabla 1 de la Norma técnica E.50 Suelos y cimentaciones 2018).

Según la figura 19, se caracteriza la edificación como Tipo III.

DESCRIPCIÓN	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS • (m)	NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	> 12
APORTICADA DE ACERO	< 12	III	III	III	II
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	III	III	II	I
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	II	I	---	---
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	I	---	---	---
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	I	I	I	I
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	II	I	I	I
- Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior.					
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES		≤ 9 m de altura	> 9 m de altura		
		II	I		
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA		III			
INSTALACIONES SANITARIAS DE AGUA Y ALCANTARILLADO EN OBRAS URBANAS.		IV			

Figura 19: Tipo de edificación para determinar el número de puntos de exploración

Fuente: Norma técnica E.50 Suelos y cimentaciones 2018, Perú.

4.1.5. Tipo de muestra

Según la norma técnica E.50 Suelos y cimentaciones 2018, existen 4 tipos:

Según se muestra en la figura 20.

TIPO DE MUESTRA	NORMA APLICABLE	FORMAS DE OBTENER Y TRANSPORTAR	ESTADO DE LA MUESTRA	CARACTERÍSTICAS
Muestra inalterada en bloque (Mib)	NTP 339.151 SUELOS. Prácticas normalizadas para la preservación y transporte de suelos	Bloques	Inalterada	Debe mantener inalteradas las propiedades físicas y mecánicas del suelo en su estado natural al momento del muestreo (Aplicable solamente a suelos cohesivos, rocas blandas o suelos granulares finos suficientemente cementados para permitir su obtención).
Muestra inalterada en tubo de pared delgada (Mit)	NTP 339.169 SUELOS. Muestreo geotécnico de suelos con tubo de pared delgada	Tubos de pared delgada		
Muestra alterada en bolsa de plástico (Mab)	NTP 339.151 SUELOS. Prácticas normalizadas para la preservación y transporte de suelos	Con bolsas de plástico	Alterada	Debe mantener inalterada la granulometría del suelo en su estado natural al momento del muestreo.
Muestra alterada para humedad en lata sellada (Mah)	NTP 339.151 SUELOS. Prácticas normalizadas para la preservación y transporte de suelos	En lata sellada	Alterada	Debe mantener inalterado el contenido de agua.

Figura 20: Tipos de muestra

Fuente: Norma Técnica E.50 Suelos y Cimentaciones 2018, Perú.

Para los 3 primeros estratos identificados se obtuvo un tipo de muestra inalterada en bloque (Mib) y para el cuarto y último estrato una muestra alterada (Mab).

4.1.6. Número de puntos de exploración

Se determina en base al tipo de edificación y el área de la edificación que se va a cimentar.

TABLA 6 NÚMERO DE PUNTOS DE EXPLORACION	
Tipo de edificación u obra (Tabla 1)	Número de puntos de exploración (n)
I	uno por cada 225 m ² de área techada del primer piso
II	uno por cada 450 m ² de área techada del primer piso
III	uno por cada 900 m ² de área techada del primer piso*
IV	uno por cada 100 m de instalaciones sanitarias de agua y alcantarillado en obras urbanas
Habilitación urbana para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada hectárea de terreno por habilitar

* Dentro de esta categoría se incluyen las plantas de tratamiento de agua en la que se considera en lugar de área techada, el área en planta de la misma. n nunca será menor de 3.

Figura 21: Números de puntos de exploración

Fuente: Norma técnica E.50 Suelos y cimentaciones 2018, Perú.

Área techada del primer piso: 80.00 m²

Según la figura 21, la cantidad de puntos de exploración necesarios es:
1.00 Und.

4.1.7. Profundidad “P” del punto de exploración

Para una edificación sin sótano, se calcula la profundidad del punto de exploración utilizando la siguiente formula: $P = Df + z$

Df = Longitud vertical desde el nivel de terreno natural (NTN) o desde el nivel de piso terminado (NPT) hasta el nivel de fondo de cimentación (NFC). Se considerará la longitud que resulte menor.

$$Z = 1.5*(B) \dots\dots (19)$$

B = Ancho de la cimentación.

La profundidad del punto de exploración se visualiza en la figura 22 y 23.

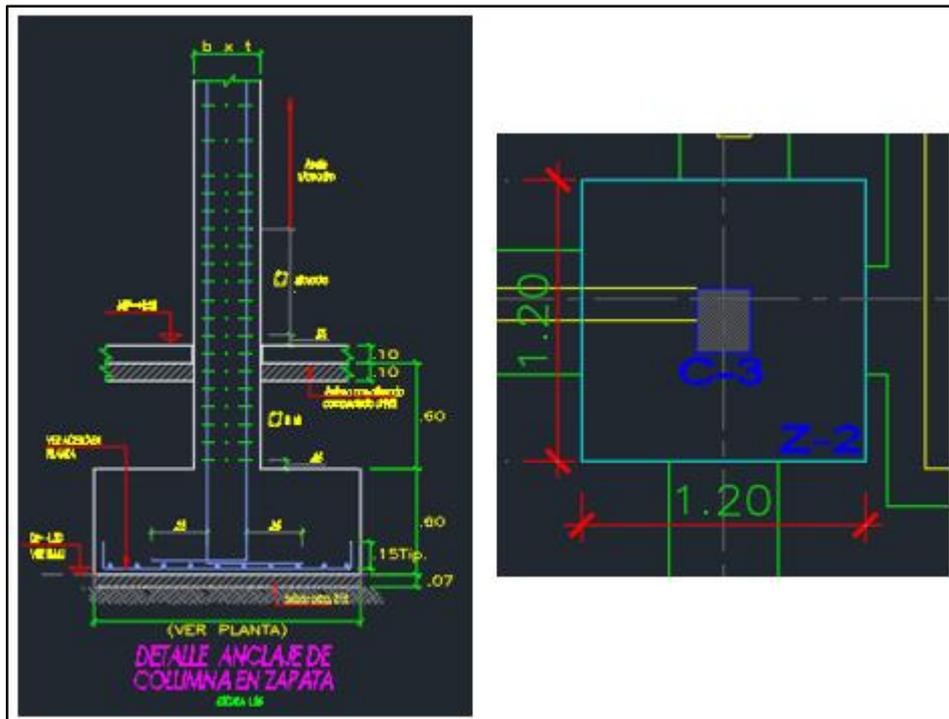


Figura 22: Plano de Corte y Elevación de Zapata-2

Fuente: Elaboración Técnica

$$D_f = 1.20 \text{ m}$$

$$Z = 1.5 * 1.2 = 1.80 \text{ m}$$

$$P = 1.20 + 1.80$$

$P = 3.00 \text{ m}$, profundidad para el punto de exploración.

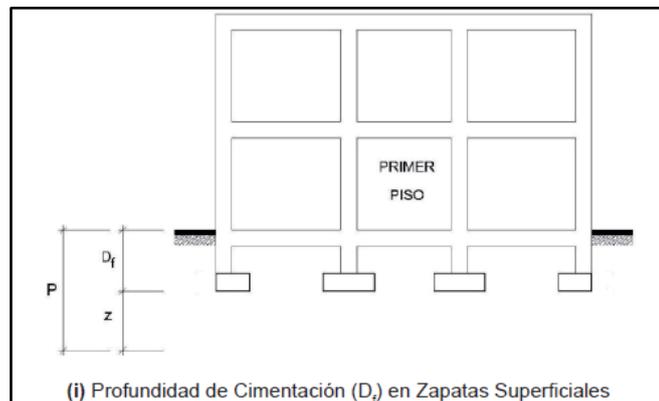


Figura 23: Profundidad de Cimentación

Fuente: Norma técnica E.50 Suelos y cimentaciones 2018, Perú.

4.1.8. Ubicación del punto de exploración en el terreno

Se designó como punto de ubicación para realizar la calicata C-1 al lugar donde potencialmente se ubicaría la zapata Z-2 (Eje 5/Eje B) por ser está la más cargada. Se muestran las figuras 24 - 29 donde se aprecia el proceso.

4.1.9. Ejecución de calicata C-1

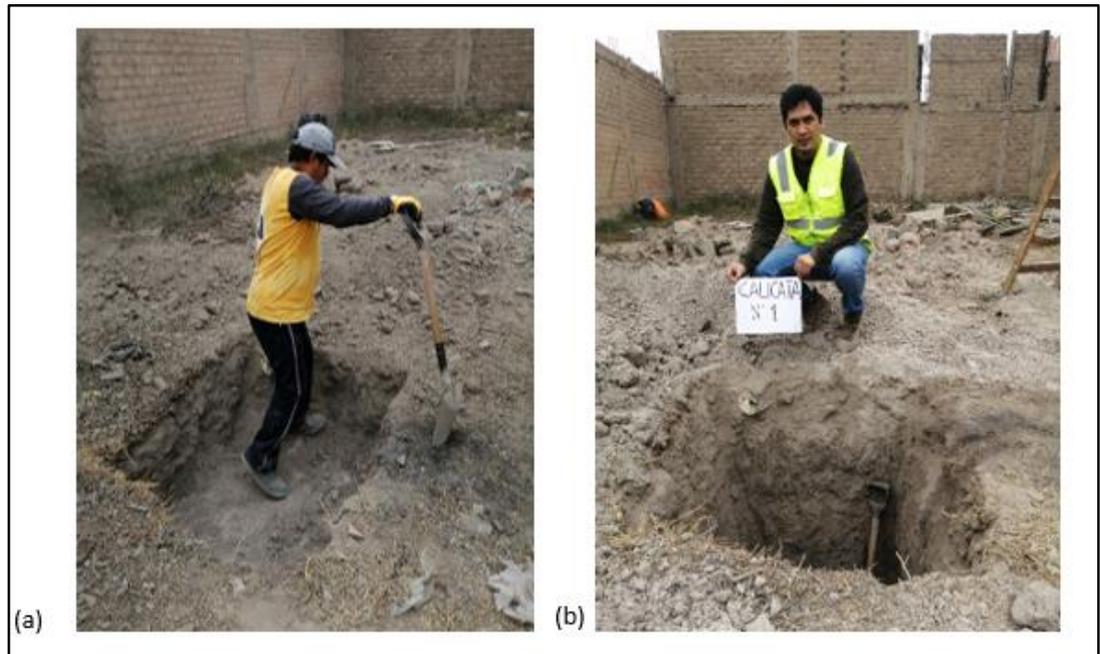


Figura 24: Excavación (a) Inicio de Excavación (b) Excavación a 1.50 m de Prof.

Fuente Elaboración Propia



Figura 25: (a) Extracción Mib M-1 (b) Primer estrato 1.20 m de longitud.

Fuente: Elaboración Propia



Figura 26: (a) Muestra M-1 recubierta de fill (b) Extracciones de Mib M-2 y M-3

Fuente: Elaboración Propia



Figura 27: (a) Muestra M-2 recubierta de fill (b) Muestra M-3 recubierta de fill

Fuente: Elaboración Propia



Figura 28: (a) Muestra M-4 recubierta de fill Mab (b) Calicata a 3.00 m de profundidad

Fuente: Elaboración Propia

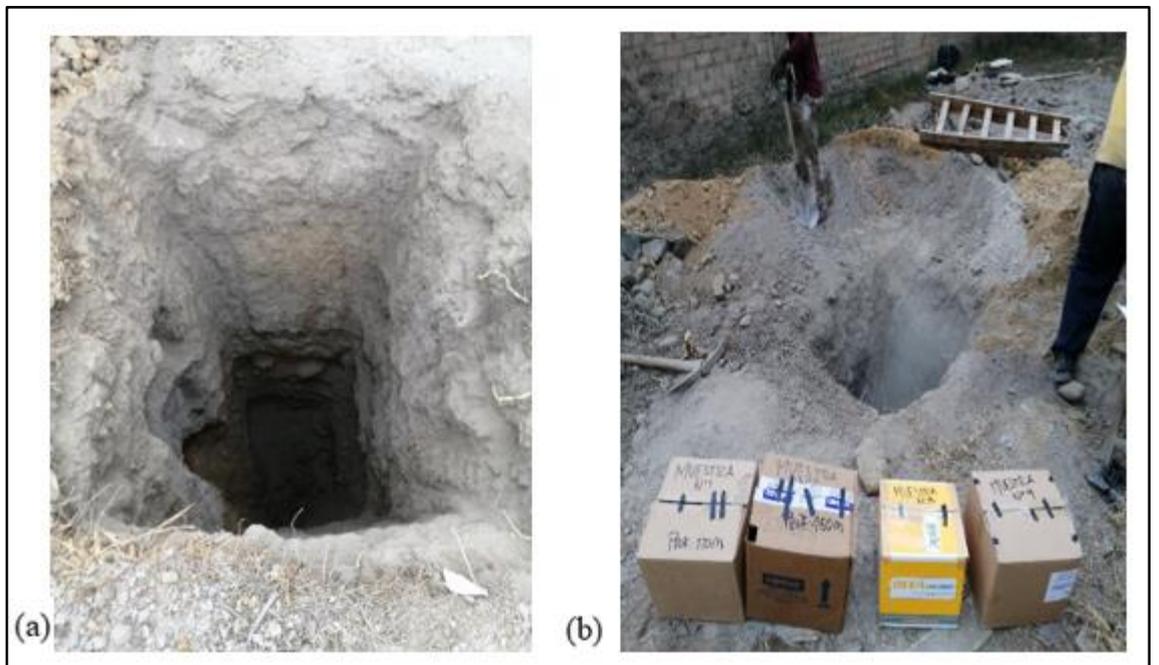


Figura 29: (a) Calicata C-1 a 3.00 m de profundidad (b) Muestras embaladas

Fuente: Elaboración Propia

4.1.10. Obtención de muestra de Afirmado

Se designó al Afirmado como material de reemplazo para cimentaciones superficiales, por ser un material granular que se obtiene por el proceso de trituración y zarandeo, y posee un buen comportamiento para recibir cargas transmitidas por cimentaciones cuando este es sometido a procesos de compactación a un óptimo porcentaje de humedad y energía de compactación.

La muestra para fines de estudio, se obtuvo de una cantera cercana a la Urb. Brisas de Oquendo (Cantera Romana S.A.C), tal como se muestra en la figura 30, 31 y 32.

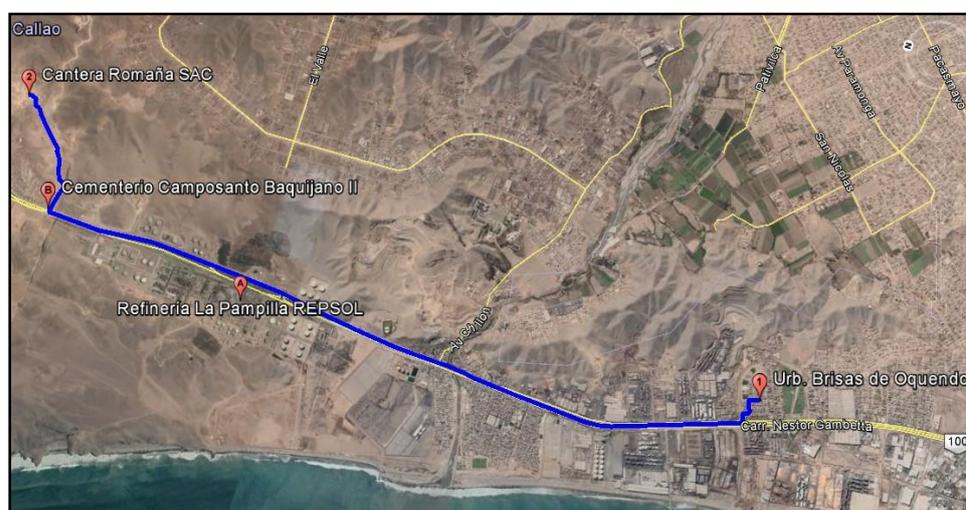


Figura 30: Distancia entre la Cantera y la Urb. Brisas de Oquendo: 7.7 kilómetros.

Fuente: Elaboración propia



Figura 31: Cantera Romana S.A.C. Obtención de muestra de 30 Kg. de afirmado

Fuente: Elaboración Propia

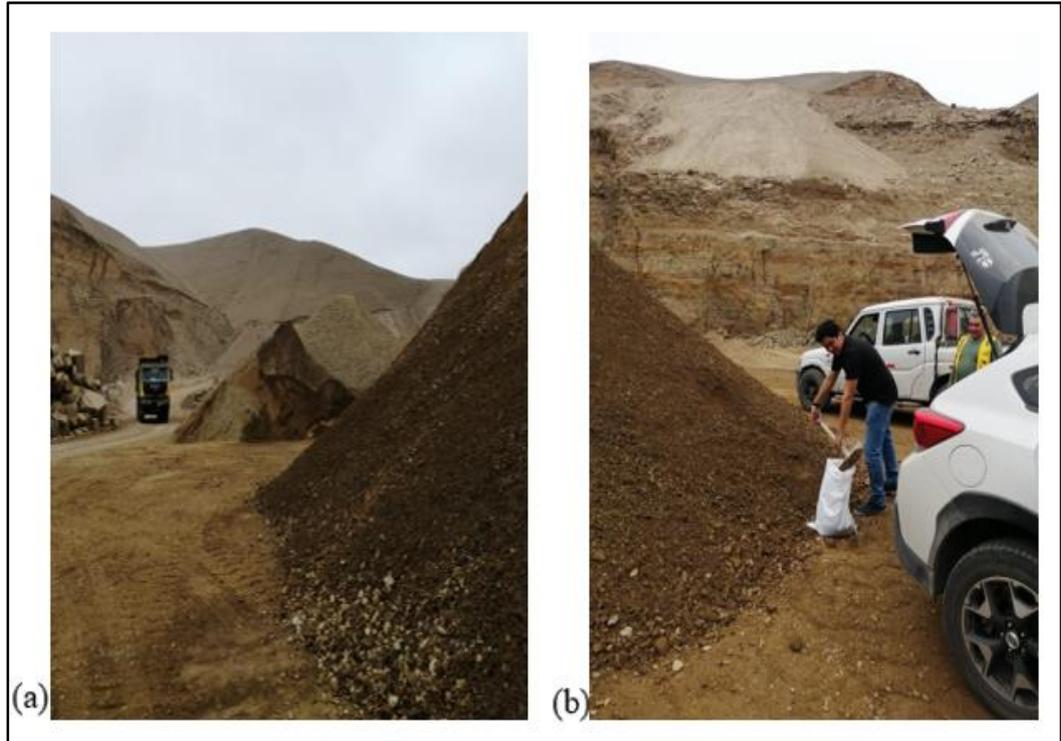


Figura 32: Obtención de muestra de 30 Kg. de afirmado

Fuente: Elaboración Propia

4.2. Ensayos de laboratorio

4.2.1. Ensayos de análisis granulométrico y límites de Atterberg

Se realizó los análisis granulométricos por tamizado a las 4 muestras de suelo y límites de Atterberg a las muestras que correspondían. Los resultados se muestran en las figuras 33 - 38.

▪ Muestra M-1

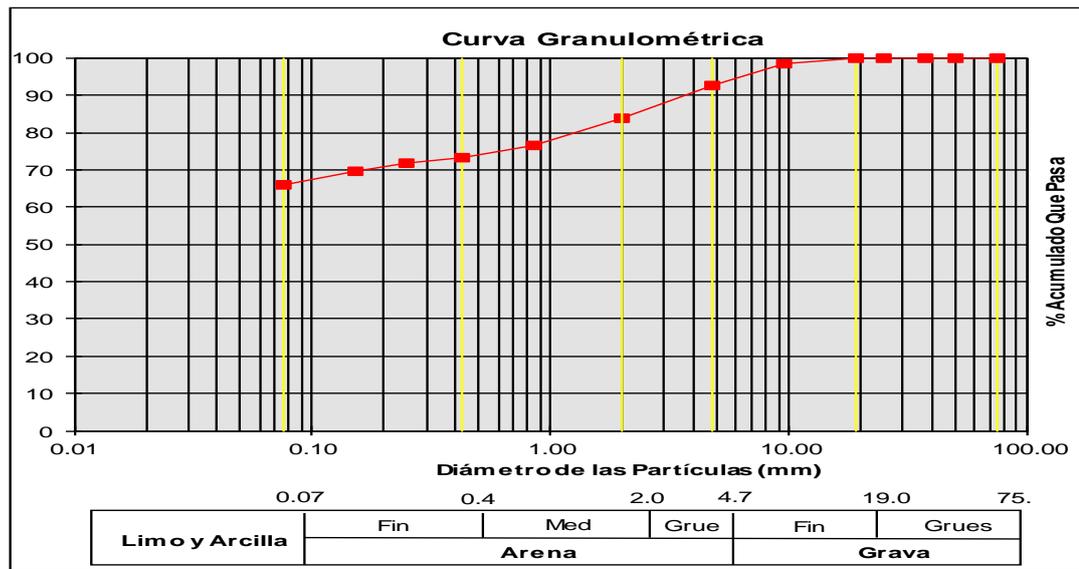


Figura 33: Curva Granulométrica de Muestra M-1

Fuente: Elaboración Propia

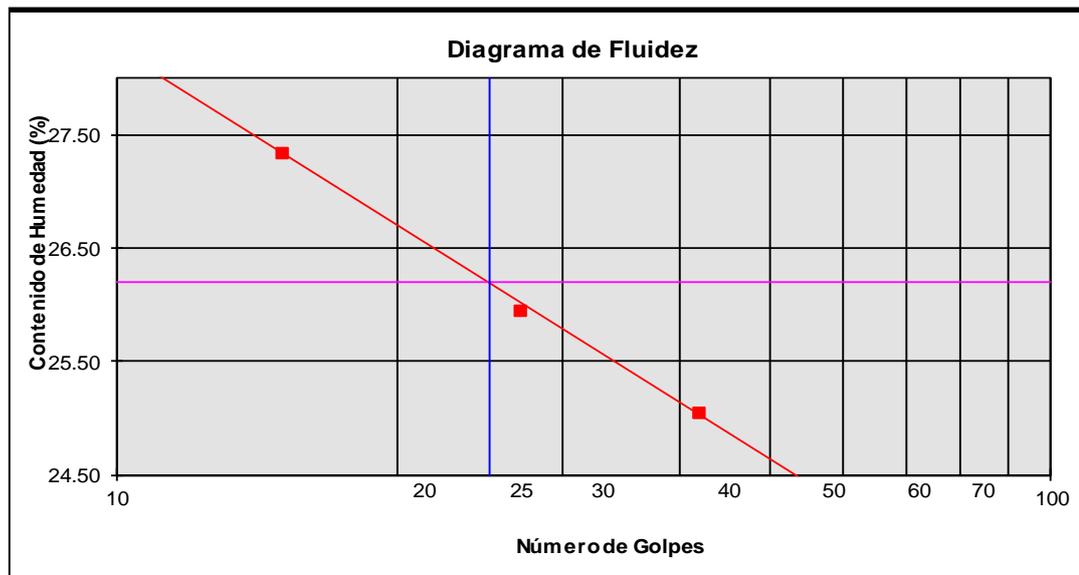


Figura 34: Límite líquido y plástico de muestra M-1

Fuente: Elaboración propia

LL = 26.20 %, LP = 25.11 %, IP = 1.09 %

▪ Muestra M-2

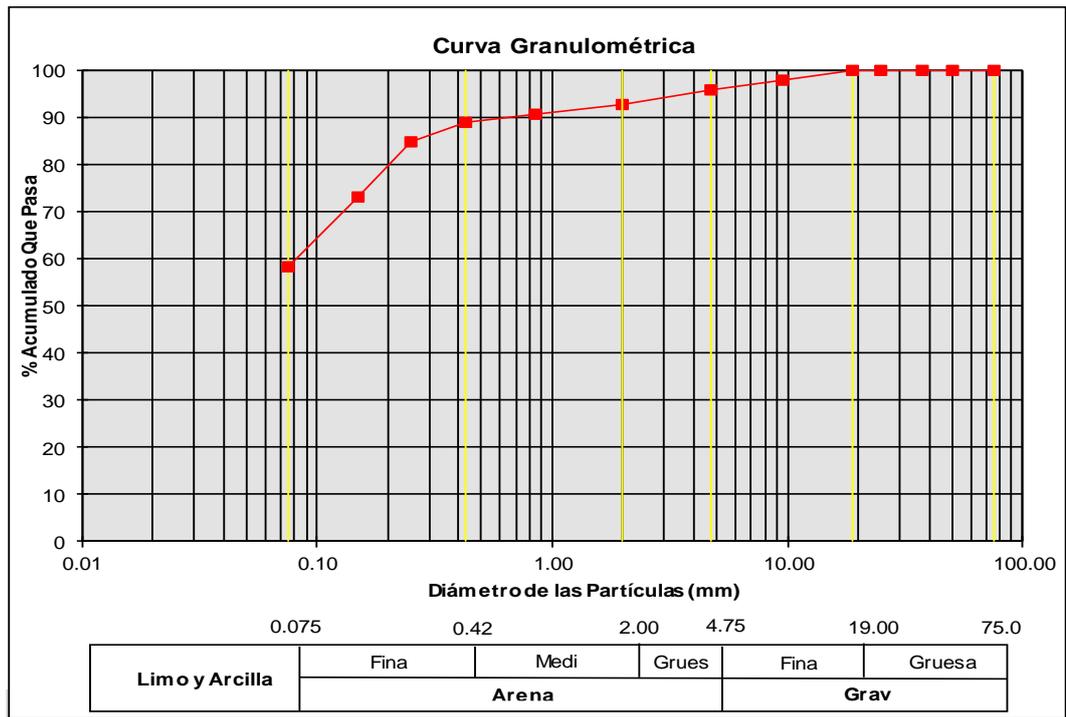


Figura 35: Curva granulométrica de muestra M-2

Fuente: Elaboración propia

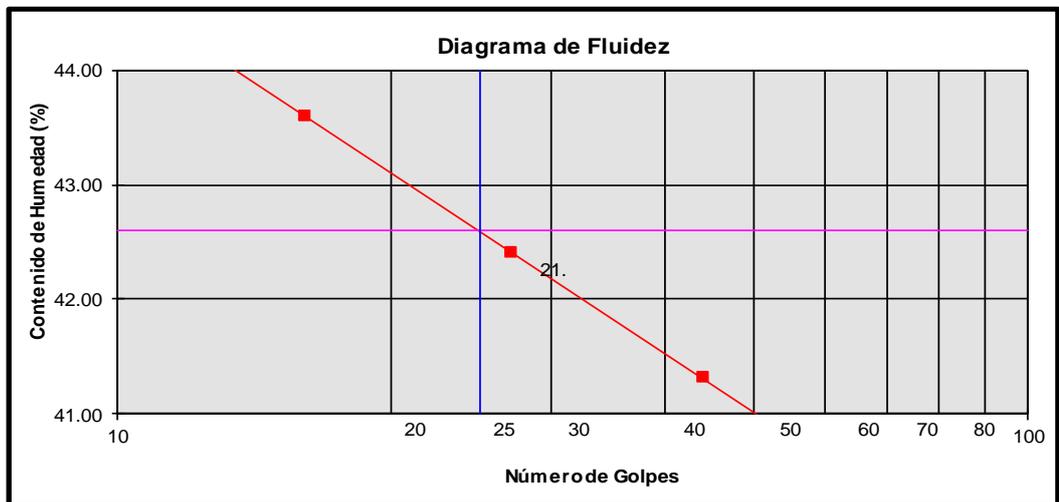


Figura 36: Limite liquido de muestra M-2

Fuente: Elaboración propia

LL = 27.90 %, LP = 26.40 %, IP = 1.50 %

▪ Muestra M-3

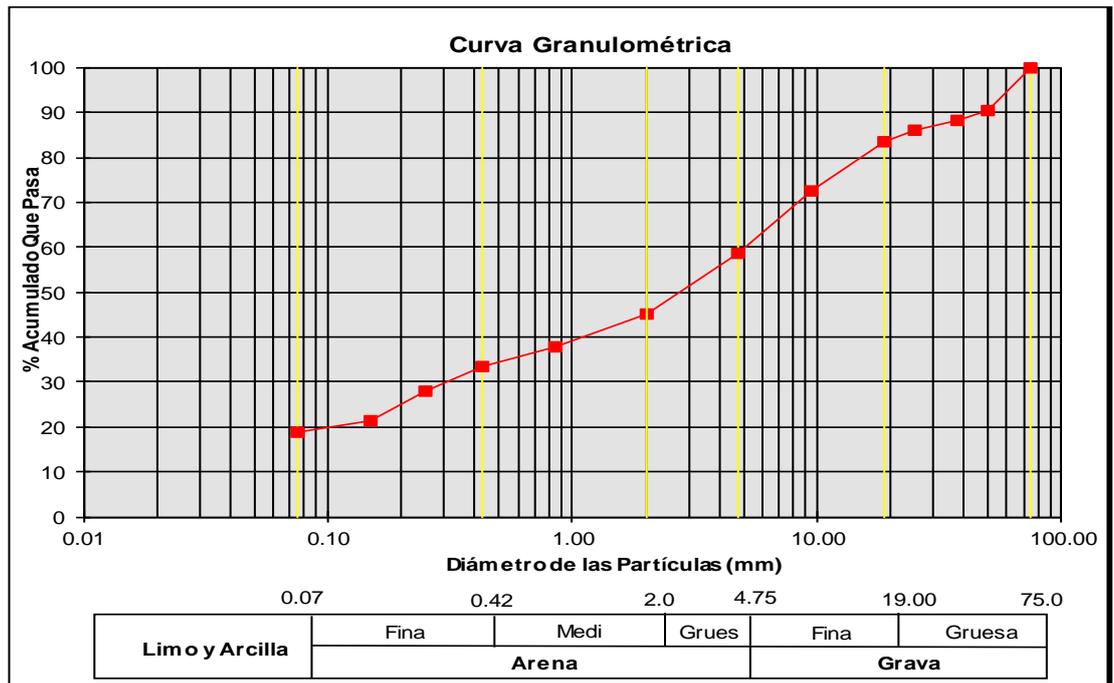


Figura 37: Curva granulométrica de muestra M-3

Fuente: Elaboración propia

▪ Muestra M-4

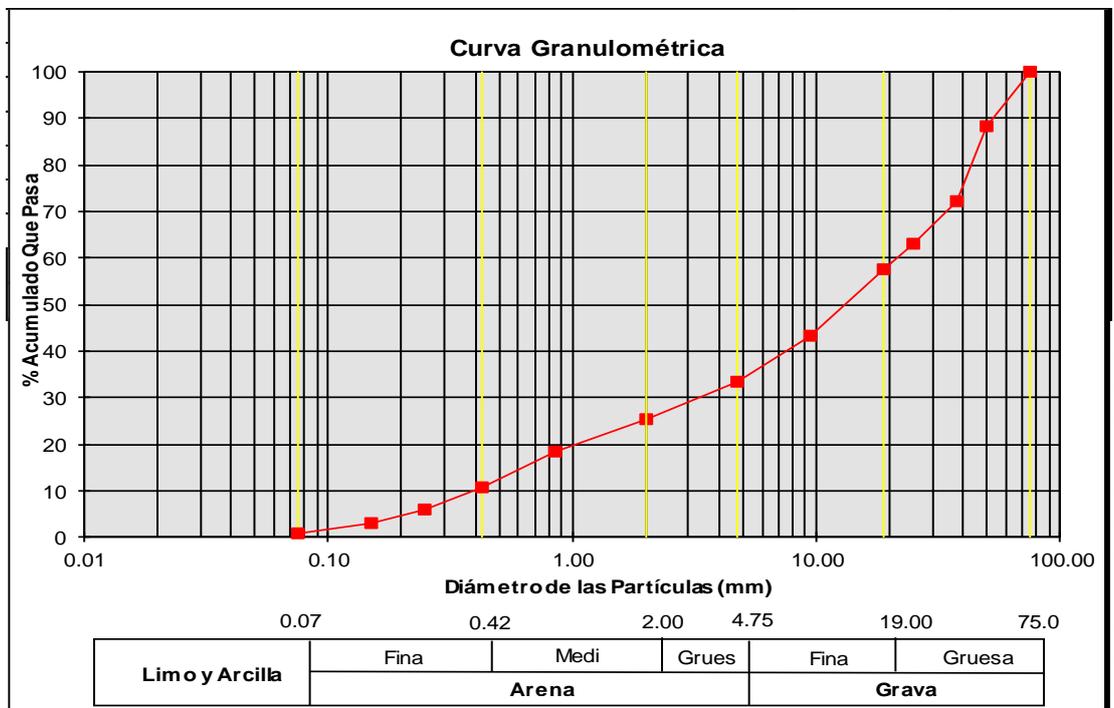


Figura 38: Curva granulométrica de muestra M-4

Fuente: Elaboración propia

4.2.2. Clasificación SUCS

Se presenta la clasificación SUCS en la tabla 2.

Tabla 2: Clasificación SUCS

Estrato	Clasificación SUCS	LL(%)	LP (%)	IP(%)
M-1	ML	26.20	25.11	1.09
M-2	ML	27.90	26.40	1.50
M-3	SM	0.00	0.00	0.00
M-4	GW	0.00	0.00	0.00

Fuente: Elaboración Propia

4.2.3. Perfil estratigráfico

Se compila la información obtenidas por la clasificación SUCS para cada estrato realizando el perfil estratigráfico del suelo figura 39.

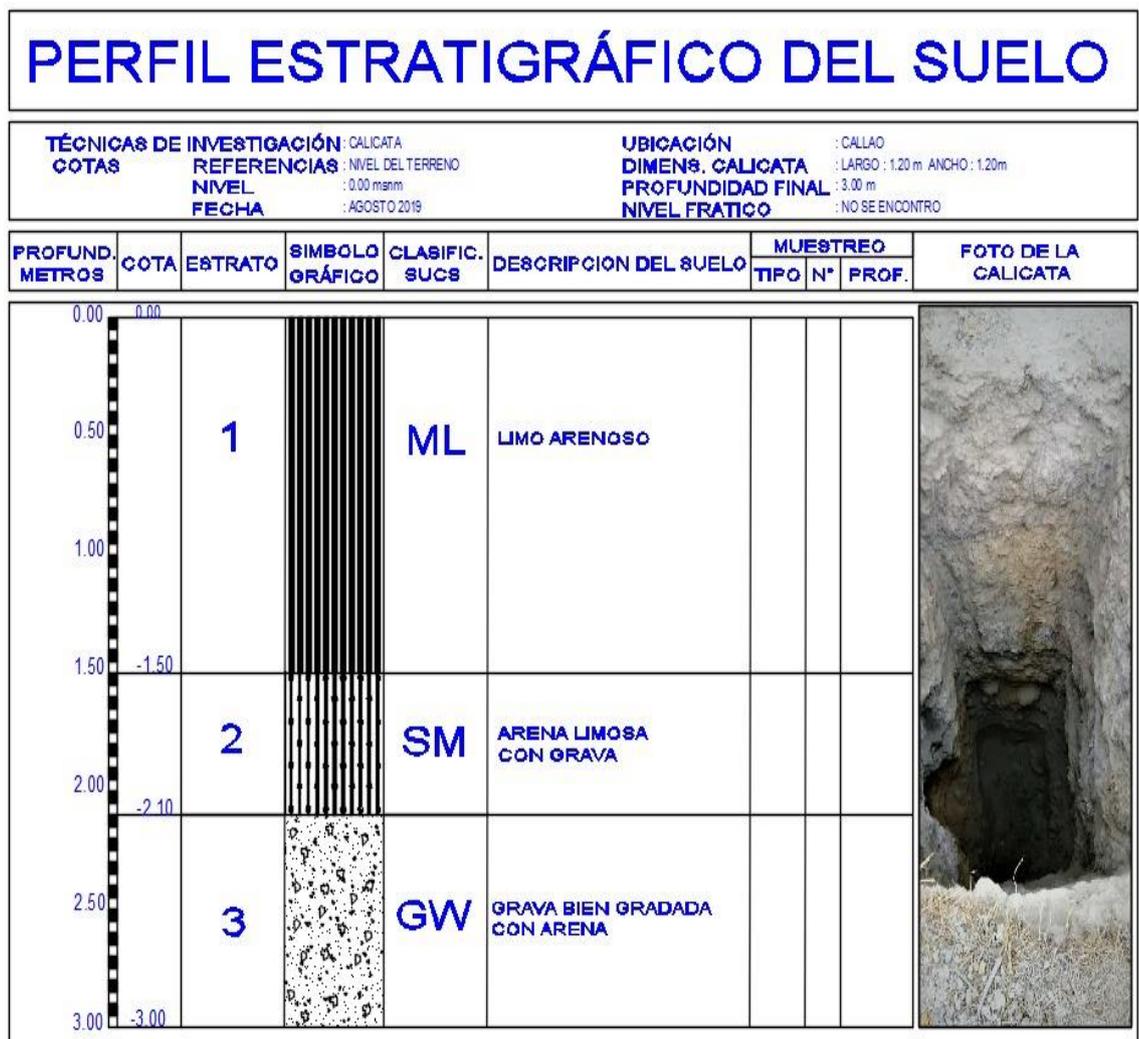


Figura 39: Perfil estratigráfico.

Fuente: Elaboración propia

4.2.4. Cálculo de constantes básicas

Se realizaron los ensayos a cada muestra para obtener sus contenidos de humedad (Figura 40), peso específico natural (Figura 41) y gravedad específica (Figura 42).

Contenido de Humedad (w %)						
N° De Ensayo			1	2	3	4
1.00	N° de Recipiente	gr	R - A	R - B	R - C	R - D
2.00	W Recipiente	gr	32.76	34.35	37.52	32.52
3.00	W Recipiente sw	gr	318.46	258.63	413.95	404.7
4.00	W Recipiente s	gr	303.22	243.49	397.7	394.94
5.00	Ww: 3 - 4	gr	15.24	15.14	16.25	9.76
6.00	Ws: 4 - 2	gr	270.46	209.14	360.18	362.42
7.00	w: 100 * 5/6	%	5.63	7.24	4.51	2.69
8.00	w Promedio	%	5.02			

Figura 40: Contenido de Humedad

Fuente: Elaboración propia

Peso Especifico Natural (γ gr/cc)					
N° De Ensayo			1	2	3
1.00	γ Parafina	gr/cc			0.87
2.00	Constancia de Sifon				1.0015337
3.00	W sw	gr	87.03	122.75	134.50
4.00	W Parafina sw	gr	99.90	144.28	149.57
5.00	V Parafina swa	cc	82	120	88
6.00	W Parafina: 4 - 3	gr	12.87	21.53	15.07
7.00	V Parafina swa efectivo: 5 * 2	cc	0.00	0.00	0.00
8.00	V Parafina: 6/1	cc	14.79	24.75	17.32
9.00	Vswa: 7 - 8	cc	67.21	-24.75	-17.32
10.00	γ : 3/9	gr/cc	1.29	-4.96	-7.76

Figura 41: Peso específico

Fuente: Elaboración propia

Gravedad Especifica (Gs)						
N° De Ensayo			1	2	3	4
1.00	N° de Frasco		1	2	1	3
2.00	W Frasco w	gr	363.68	362.91	363.68	674.62
3.00	W Frasco sv	gr	400.22	390.13	426.47	784.15
4.00	N° de Recipiente		T- 1	T-2	T-4	A
5.00	W Recipiente	gr	205.25	164.11	210.35	116.16
6.00	W Recipiente	gr	263.23	207.63	310.54	289.18
7.00	Ws: 6 - 5	gr	57.98	43.52	100.19	173.02
8.00	Gs: 7 / (2 - 3 + 7)		2.70	2.67	2.68	2.73
9.00	Gs Promedio		2.69			

Figura 42: Gravedad específica

Fuente: Elaboración propia

4.2.5. Ensayo de Proctor Modificado

Se realizó este ensayo a la muestra de afirmado (Anexo 12), obtenida de la cantera Romaña S.A.C., con el fin de obtener la curva de compactación y poder determinar el óptimo porcentaje de humedad y máximo peso específico seco, todo este proceso se muestra en la figura 43, 44 y 45.



Figura 43: (a) Tamizado y dividido en 3 muestras (b) Modificación de humedad muestral

Fuente: Elaboración Propia



Figura 44: (a) Compactación 5 capas de 56 golpes (b) 3 muestras luego de compactación

Fuente: Elaboración Propia

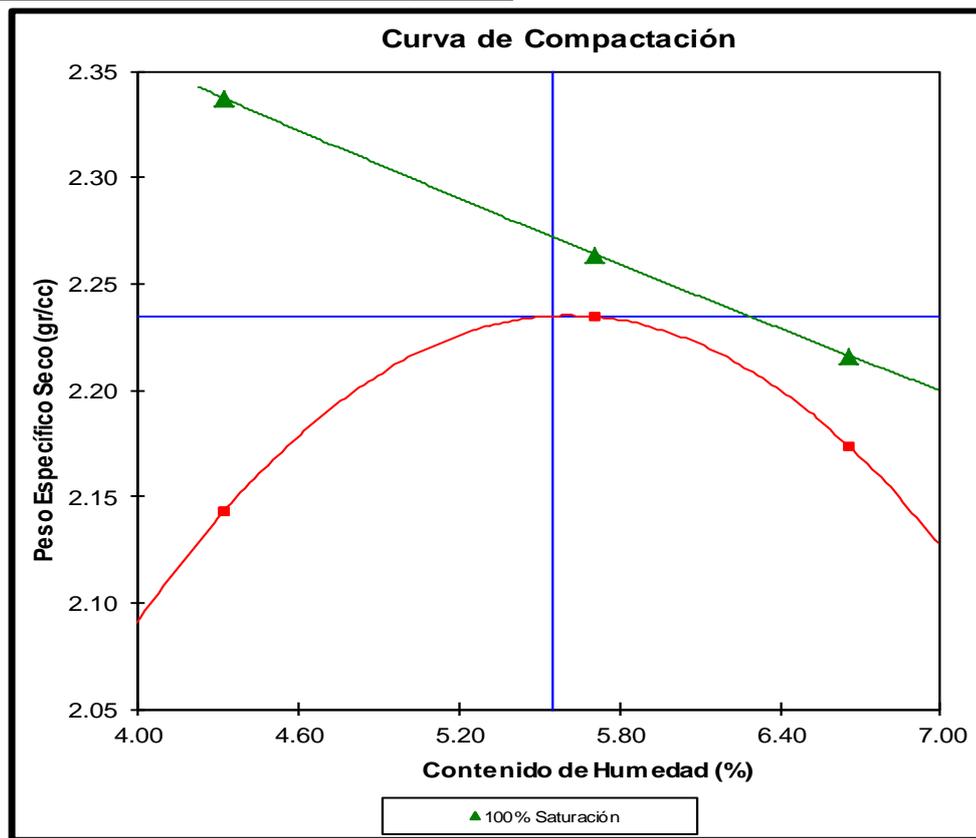


Figura 45: Curva de compactación del Afirmado

Fuente: Elaboración Propia

Del ensayo de Proctor Modificado se obtuvo que para obtener el Peso Específico Seco Máximo (γ_d max) de 2.24 gr/cc se necesita trabajar con un óptimo contenido de humedad del 5.55 %. Según Tabla 3.

Tabla 3: Resultados Ensayo de Proctor Modificado

Descripción	Und	Valor
OCH	(%)	5.55
γ_d max	(gr/cc)	2.24

Fuente: Elaboración propia

4.2.6. Ensayo de corte directo

Realizamos el ensayo para calcular el Angulo de fricción y cohesión de la muestra.

Desarrollamos el proceso tal como se muestran en la figura 46 y 47.



Figura 46: Equipamiento para el ensayo

Fuente: Elaboración Propia

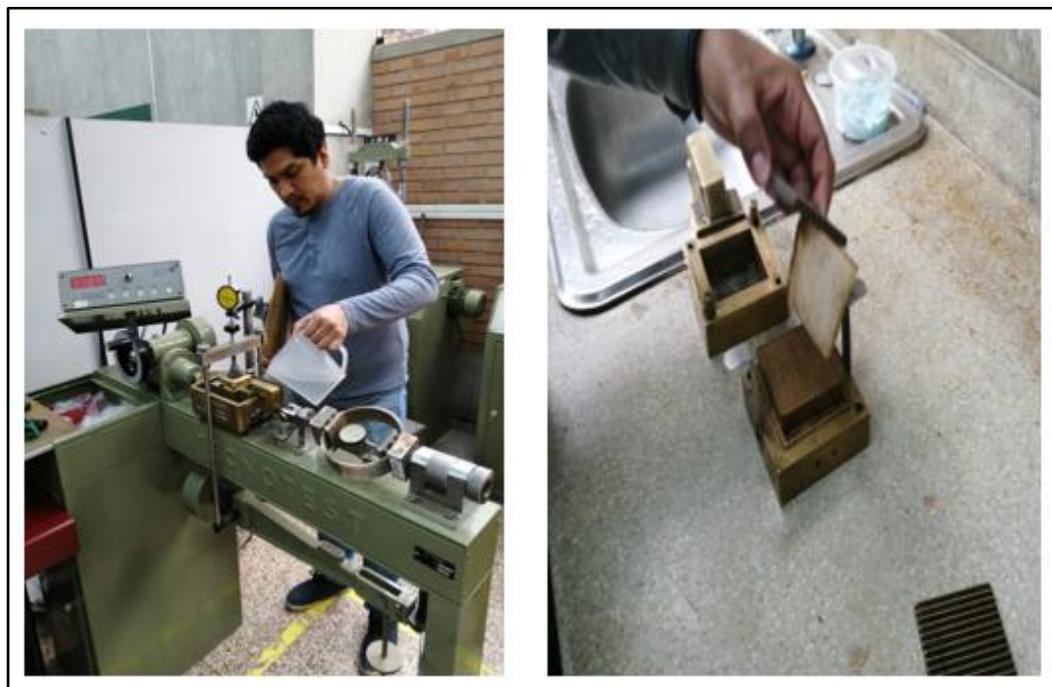


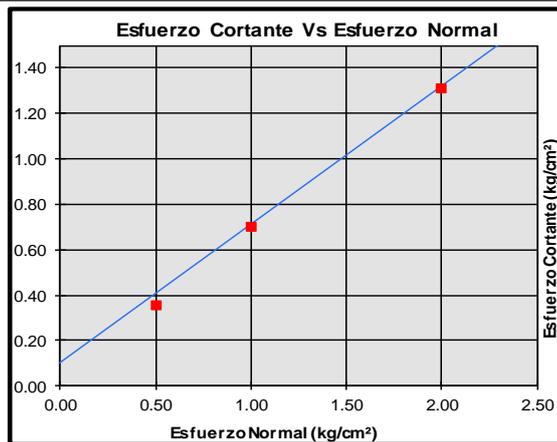
Figura 47: Desarrollo y obtención de datos de deformaciones verticales y horizontales

Fuente: Elaboración Propia

- Ensayo de corte directo a muestra M-2

Los resultados de la M-2 (Anexo 13), son la Cohesión y el Ángulo de Fricción, tal como se muestra en la figura 48.

PARAMETROS DE RESISTENCIA				
ESF. NORMAL (kg/cm ²)	0.50	1.00	2.00	
ESF. CORTANTE (kg/cm ²)	0.35	0.70	1.31	
COHESION (C) (kg/cm ²)				0.10
A.DE FRICCION (Φ) (°)				31.38



PARAMETROS DE RESISTENCIA

COHESION (C)	0.10
A. DE FRICCION (Φ)	31.38

Límite inferior Eje X	0.00
Límite superior Eje X	5.00
Límite inferior Eje Y	0.00
Límite superior Eje Y	4.50
Envolvente	0.00 0.10
	5.00 3.15

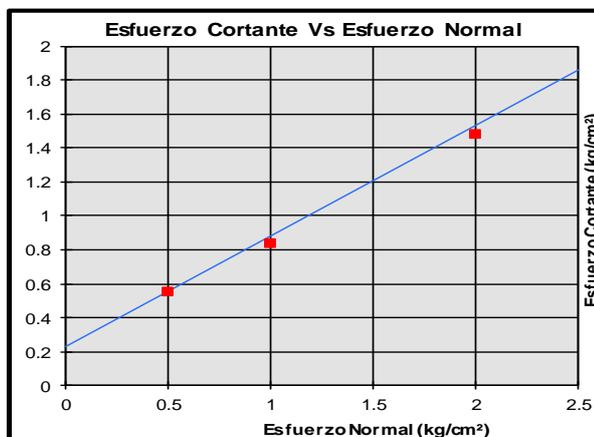
Figura 48: Cohesión y Ángulo de Fricción de Muestra M-2

Fuente: Elaboración Propia

- Ensayo de corte directo a muestra M-3

Los resultados de la M-3 (Anexo 14), son la Cohesión y el Ángulo de Fricción, tal como se muestra en la figura 49.

PARAMETROS DE RESISTENCIA				
ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	0.50	1.00	2.00	-
ESFUERZO CORTANTE (kg/cm ²)	0.55	0.84	1.48	-
COHESION (C) (kg/cm ²)				0.19
ANGULO DE FRICCION (Φ) (°)				32.34



COHESION (C)	0.19
A. DE FRICCION (Φ)	32.34

Límite inferior Eje X	0.00
Límite superior Eje X	4.28
Límite inferior Eje Y	0.00
Límite superior Eje Y	4.50
Envolvente	0.00 0.19
	4.28 2.90

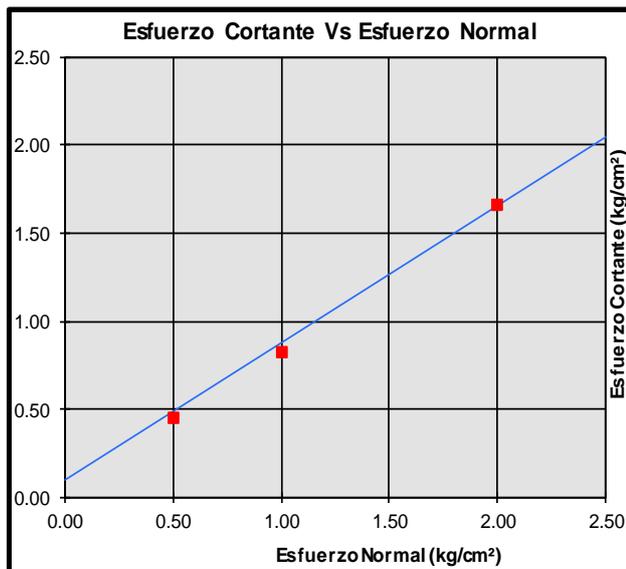
Figura 49: Cohesión y Ángulo de Fricción de Muestra M-3

Fuente: Elaboración Propia

- Ensayo de corte directo a muestra Afirmado

Los resultados de la muestra de afirmado (Anexo 15), son la Cohesión y el Ángulo de Fricción, tal como se muestra en la figura 50.

PARAMETROS DE RESISTENCIA				
ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	0.50	1.00	2.00	-
ESFUERZO CORTANTE (kg/cm ²)	0.45	0.83	1.66	-
COHESION (C) (kg/cm ²)				0.10
ANGULO DE FRICCION (Φ) (°)				37.95



PARAMETROS DE RESISTENCIA

COHESION (C)	0.10
A. DE FRICCION (Φ)	37.95

Límite inferior Eje X	0.00
Límite superior Eje X	10.00
Límite inferior Eje Y	0.00
Límite superior Eje Y	5.00
Envolvente	0.00 0.10
	10.00 7.90

Figura 50: Cohesión y Ángulo de Fricción de Muestra de Afirmado

Fuente: Elaboración Propia

CAPÍTULO V EVALUACIÓN TÉCNICA

5.1. Cálculo de la Capacidad de Carga

Se realizaron los cálculos de capacidad portante del suelo sin mejoramiento para una zapata de $B = 1.20$ m. y $B = 1.50$ m. cómo se muestran en las tablas 4 y 5.

Tabla 4: Valores de Capacidad de Carga del suelo del lote 37, $B=1.20$ m.

Estrato	Df (m)	ϕ	C (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	General			Local			F.General (Kg/cm ²)	F.Local (Kg/cm ²)
					Nq	Nc	N γ	Nq	Nc	N γ		
ML	0.70	31.38	9.81	12.65	25.28	40.41	22.65	9.03	20.03	4.83	2.98	0.95
ML	0.80	31.38	9.81	12.65	25.28	40.41	22.65	9.03	20.03	4.83	3.09	0.99
ML	0.90	31.38	9.81	12.65	25.28	40.41	22.65	9.03	20.03	4.83	3.20	1.03
ML	1.00	31.38	9.81	12.65	25.28	40.41	22.65	9.03	20.03	4.83	3.31	1.07
ML	1.10	31.38	9.81	12.65	25.28	40.41	22.65	9.03	20.03	4.83	3.41	1.11
ML	1.20	31.38	9.81	12.65	25.28	40.41	22.65	9.03	20.03	4.83	3.52	1.14
ML	1.30	31.38	9.81	12.65	25.28	40.41	22.65	9.03	20.03	4.83	3.63	1.18
ML	1.40	31.38	9.81	12.65	25.28	40.41	22.65	9.03	20.03	4.83	3.74	1.22
ML	1.50	31.38	9.81	12.65	25.28	40.41	22.65	9.03	20.03	4.83	3.85	1.26
SM	1.60	32.34	18.63	18.63	28.52	44.04	26.87	9.82	21.16	5.51	7.33	2.32
SM	1.70	32.34	18.63	18.63	28.52	44.04	26.87	9.82	21.16	5.51	7.51	2.39
SM	1.80	32.34	18.63	18.63	28.52	44.04	26.87	9.82	21.16	5.51	7.69	2.45
SM	1.90	32.34	18.63	18.63	28.52	44.04	26.87	9.82	21.16	5.51	7.87	2.51
SM	2.00	32.34	18.63	18.63	28.52	44.04	26.87	9.82	21.16	5.51	8.06	2.57
SM	2.10	32.34	18.63	18.63	28.52	44.04	26.87	9.82	21.16	5.51	8.24	2.64
GW	2.20	36.00	0.00	22.65	47.16	63.53	54.36	13.97	26.77	9.41	10.00	2.71
GW	2.30	36.00	0.00	22.65	47.16	63.53	54.36	13.97	26.77	9.41	10.36	2.82
GW	2.40	36.00	0.00	22.65	47.16	63.53	54.36	13.97	26.77	9.41	10.72	2.93
GW	2.50	36.00	0.00	22.65	47.16	63.53	54.36	13.97	26.77	9.41	11.09	3.04
GW	2.60	36.00	0.00	22.65	47.16	63.53	54.36	13.97	26.77	9.41	11.45	3.14
GW	2.70	36.00	0.00	22.65	47.16	63.53	54.36	13.97	26.77	9.41	11.81	3.25
GW	2.80	36.00	0.00	22.65	47.16	63.53	54.36	13.97	26.77	9.41	12.18	3.36
GW	2.90	36.00	0.00	22.65	47.16	63.53	54.36	13.97	26.77	9.41	12.54	3.47
GW	3.00	36.00	0.00	22.65	47.16	63.53	54.36	13.97	26.77	9.41	12.90	3.57

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5: Valores de Capacidad de Carga del suelo del lote 37, B=1.50 m.

Estrato	Df (m)	ϕ	C (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	General			Local			F.General (Kg/cm ²)	F.Local (Kg/cm ²)
					Nq	Nc	N γ	Nq	Nc	N γ		
ML	0.70	31.38	9.81	12.65	25.28	40.41	22.65	9.03	20.03	4.83	3.10	0.98
ML	0.80	31.38	9.81	12.65	25.28	40.41	22.65	9.03	20.03	4.83	3.21	1.01
ML	0.90	31.38	9.81	12.65	25.28	40.41	22.65	9.03	20.03	4.83	3.31	1.05
ML	1.00	31.38	9.81	12.65	25.28	40.41	22.65	9.03	20.03	4.83	3.42	1.09
ML	1.10	31.38	9.81	12.65	25.28	40.41	22.65	9.03	20.03	4.83	3.53	1.13
ML	1.20	31.38	9.81	12.65	25.28	40.41	22.65	9.03	20.03	4.83	3.64	1.17
ML	1.30	31.38	9.81	12.65	25.28	40.41	22.65	9.03	20.03	4.83	3.75	1.21
ML	1.40	31.38	9.81	12.65	25.28	40.41	22.65	9.03	20.03	4.83	3.86	1.25
ML	1.50	31.38	9.81	12.65	25.28	40.41	22.65	9.03	20.03	4.83	3.97	1.29
SM	1.60	32.34	18.63	18.63	28.52	44.04	26.87	9.82	21.16	5.51	7.54	2.30
SM	1.70	32.34	18.63	18.63	28.52	44.04	26.87	9.82	21.16	5.51	7.72	2.36
SM	1.80	32.34	18.63	18.63	28.52	44.04	26.87	9.82	21.16	5.51	7.90	2.42
SM	1.90	32.34	18.63	18.63	28.52	44.04	26.87	9.82	21.16	5.51	8.08	2.48
SM	2.00	32.34	18.63	18.63	28.52	44.04	26.87	9.82	21.16	5.51	8.26	2.54
SM	2.10	32.34	18.63	18.63	28.52	44.04	26.87	9.82	21.16	5.51	8.44	2.61
GW	2.20	36.00	0.00	22.65	47.16	63.53	54.36	13.97	26.77	9.41	10.50	2.73
GW	2.30	36.00	0.00	22.65	47.16	63.53	54.36	13.97	26.77	9.41	10.86	2.84
GW	2.40	36.00	0.00	22.65	47.16	63.53	54.36	13.97	26.77	9.41	11.23	2.95
GW	2.50	36.00	0.00	22.65	47.16	63.53	54.36	13.97	26.77	9.41	11.59	3.05
GW	2.60	36.00	0.00	22.65	47.16	63.53	54.36	13.97	26.77	9.41	11.95	3.16
GW	2.70	36.00	0.00	22.65	47.16	63.53	54.36	13.97	26.77	9.41	12.32	3.27
GW	2.80	36.00	0.00	22.65	47.16	63.53	54.36	13.97	26.77	9.41	12.68	3.38
GW	2.90	36.00	0.00	22.65	47.16	63.53	54.36	13.97	26.77	9.41	13.04	3.48
GW	3.00	36.00	0.00	22.65	47.16	63.53	54.36	13.97	26.77	9.41	13.41	3.59

Fuente: Elaboración propia

5.2. Cálculo de la Capacidad de Carga para el Afirmado

Utilizando los mismos criterios que se usaron para calcular la capacidad de carga para el suelo sin mejora, se realizaron los cálculos de capacidad de carga para el material de reemplazo (Afirmado) haciendo uso de los datos técnicos obtenidos luego de ensayar la muestra obtenida de la cantera Romaña S.A.C., los resultados se muestran en la tabla 6.

Para el cálculo se utilizó un valor de peso específico de $\gamma = 2.235$ gr/cc, debido a que es el valor que se obtuvo del ensayo de proctor modificado como γ_d max, a un valor de óptimo contenido de humedad de 5.55%.

Tabla 6: Valores de Capacidad de Carga para el Afirmado

Estrato	Df (m)	ϕ	C (kN/m ²)	γ (kN/m ³)	General			Local			σ	σ
					Nq	Nc	N $_{\gamma}$	Nq	Nc	N $_{\gamma}$	F.General (Kg/cm ²)	F.Local (Kg/cm ²)
AFIRMADO	0.70	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	8.17	2.01
AFIRMADO	0.80	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	8.57	2.13
AFIRMADO	0.90	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	8.98	2.24
AFIRMADO	1.00	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	9.38	2.36
AFIRMADO	1.10	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	9.78	2.47
AFIRMADO	1.20	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	10.18	2.58
AFIRMADO	1.30	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	10.58	2.70
AFIRMADO	1.40	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	10.98	2.81
AFIRMADO	1.50	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	11.38	2.93
AFIRMADO	1.60	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	11.78	3.04
AFIRMADO	1.70	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	12.18	3.15
AFIRMADO	1.80	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	12.58	3.27
AFIRMADO	1.90	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	12.98	3.38
AFIRMADO	2.00	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	13.38	3.50
AFIRMADO	2.10	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	13.78	3.61
AFIRMADO	2.20	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	14.19	3.72
AFIRMADO	2.30	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	14.59	3.84
AFIRMADO	2.40	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	14.99	3.95
AFIRMADO	2.50	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	15.39	4.07
AFIRMADO	2.60	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	15.79	4.18
AFIRMADO	2.70	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	16.19	4.30
AFIRMADO	2.80	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	16.59	4.41
AFIRMADO	2.90	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	16.99	4.52
AFIRMADO	3.00	37.95	9.81	21.92	53.80	70.01	65.27	15.32	28.51	10.90	17.39	4.64

Fuente: elaboración propia.

5.3. Diseño sismorresistente de la estructura

El propósito de realizar del diseño sismorresistente de la estructura fue obtener las cargas de servicio generadas por la estructura hacia las cimentaciones, con el propósito de realizar verificaciones preliminares de diseño de zapatas contrastando las tres combinaciones posibles entre cargas estáticas y dinámicas generadas por la estructura y la capacidad portante del suelo que se calculó por formula de Terzaghi, luego de los ensayos de laboratorio respectivos.

Se especifica a continuación los criterios utilizados y el proceso de modelamiento seguido.

5.3.1. Descripción de la Estructura

La estructura tiene una configuración medianamente regular en planta (irregularidad por esquina entrante) y es regular en altura. El primer y segundo nivel forman parte de un departamento dúplex, el tercer y cuarto nivel son departamentos independientes. La altura de entepiso del primer al cuarto nivel es típica e igual a 2.7 metros.

5.3.2. Sistema Estructural

Para el diseño sísmico de la estructura se ha considerado un sistema estructural dual (Pórticos y placas).

5.3.3. Normatividad Aplicada

Se consideraron las siguientes normas:

Reglamento Nacional de Edificaciones:

- Norma E.020 Cargas
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- Norma E.060 Concreto Armado

5.3.4. Procedimiento de Diseño

A nivel general, se verificó el comportamiento de la estructura frente a cargas muertas, vivas y sísmicas mediante la combinación de cargas de la Norma, con este

propósito se generó un modelo matemático para el análisis respectivo, este modelo fue realizado empleando el programa de cálculo estructural ETABS 2016.

5.3.5. Metrado de Cargas

- Carga Muerta

Acabados

La carga muerta de entresijos considerada es de 230 kg/m^2 , debido a tabiquería 100 kg/m^2 , 50 kg/m^2 de acabados y 80 kg/m^2 de peso del ladrillo de techo por m^2 . Entonces, las cargas muertas consideradas se mencionan a continuación:

Tabiquería	100 kg/m^2
Acabados	50 kg/m^2
Ladrillos de techo	80 kg/m^2

- Sobrecargas

La sobrecarga de entresijo es de 200 kg/m^2 en todos los niveles a excepción de la azotea que se consideró 100 kg/m^2 .

Sobrecargas en entresijos (Vivienda)	200 kg/m^2
Sobrecargas en azotea	100 kg/m^2

5.3.6. Análisis sismorresistente

- Parámetros Sísmicos

Para realizar el análisis sísmico de la estructura descrita debemos de tener en cuenta los parámetros sísmicos según la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, los cuales son:

Z: Factor que se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. En la figura 51 y 52 se puede ver los valores que tiene el factor Z según la Norma E. 030. Según la ubicación del proyecto, se utilizó una Zona 4 y un factor de zona $Z=0.45$.

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

Figura 51: Valores de Z.

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2016)

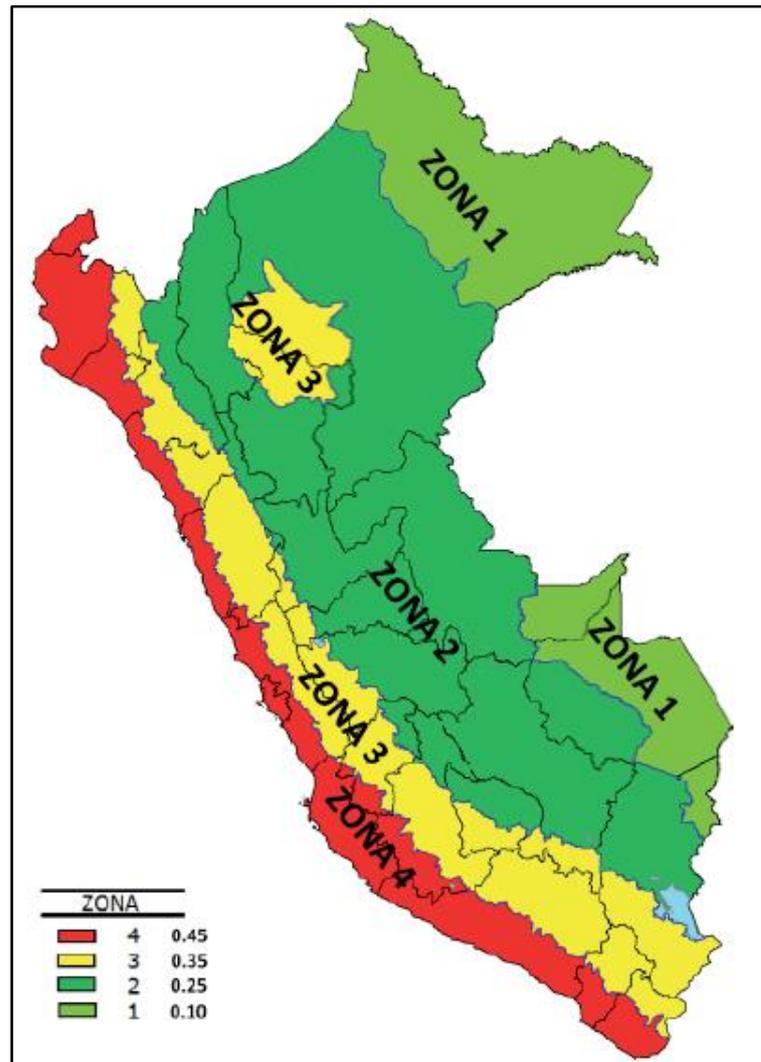


Figura 52: Zonas Sísmicas

Fuente: Norma E.30 Diseño Sismorresistente

Categoría de la edificación y factor U: Según el uso para vivienda de la edificación se tiene una categoría de edificación común y un factor U igual a 1. Ver la figura 53:

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán 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

Figura 53: Coeficiente de uso e importancia.

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2016)

C: Factor de amplificación sísmica. Se define por la siguiente expresión:

$$C=2.5 * (T_p/T); C \leq 2.5 \dots\dots (21)$$

S: Factor suelo. Se define según el tipo de suelo donde está ubicada la estructura. El valor de S, se define según la figura 54:

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

Figura 54: Factor de suelo S=1.10 para un Suelo tipo S₃ y Z₄

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2016)

T_P y T_L : Periodo del suelo. Se define según el tipo de suelo donde está ubicada la estructura. El valor de T_P y T_L , se define según la figura 55:

PERÍODOS “ T_P ” Y “ T_L ”				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Figura 55: $T_P=1.0$ y $T_L=1.6$ para un perfil de suelo S_3

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2016)

R: Coeficiente de reducción sísmica. Se define el sistema estructural de la edificación. Los valores de R se obtienen de la figura 56:

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
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
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Figura 56: Valor de $R_0=7$ para un sistema de concreto armado dual.

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2016)

De acuerdo al análisis realizado en el software Etabs se obtiene la figura 57 y 58.

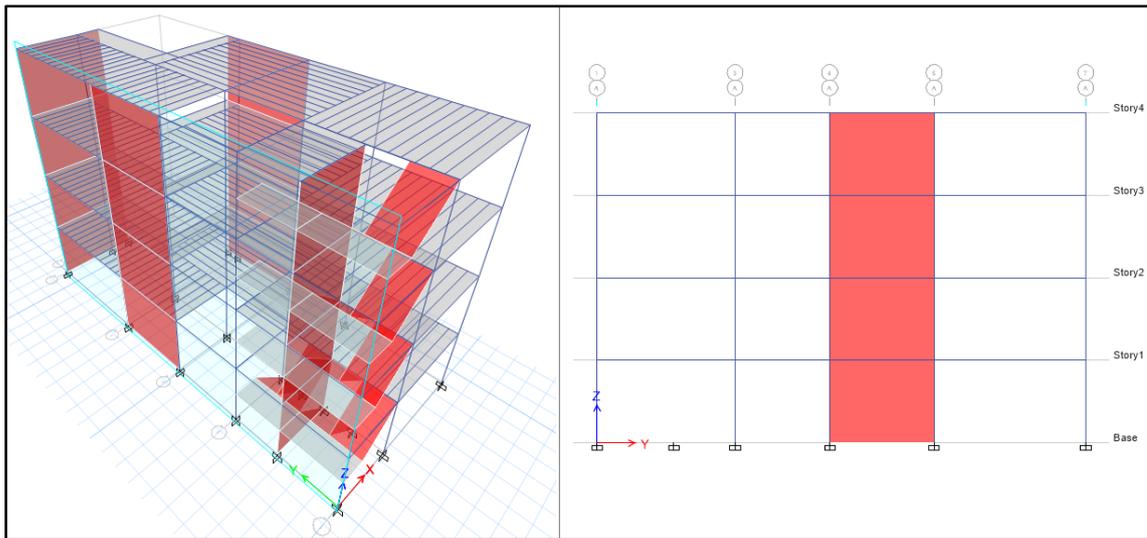


Figura 57: Izquierda: Vista 3D de la estructura, Derecha: Vista en elevación

Fuente: Elaboración Propia (ETABS, 2016)

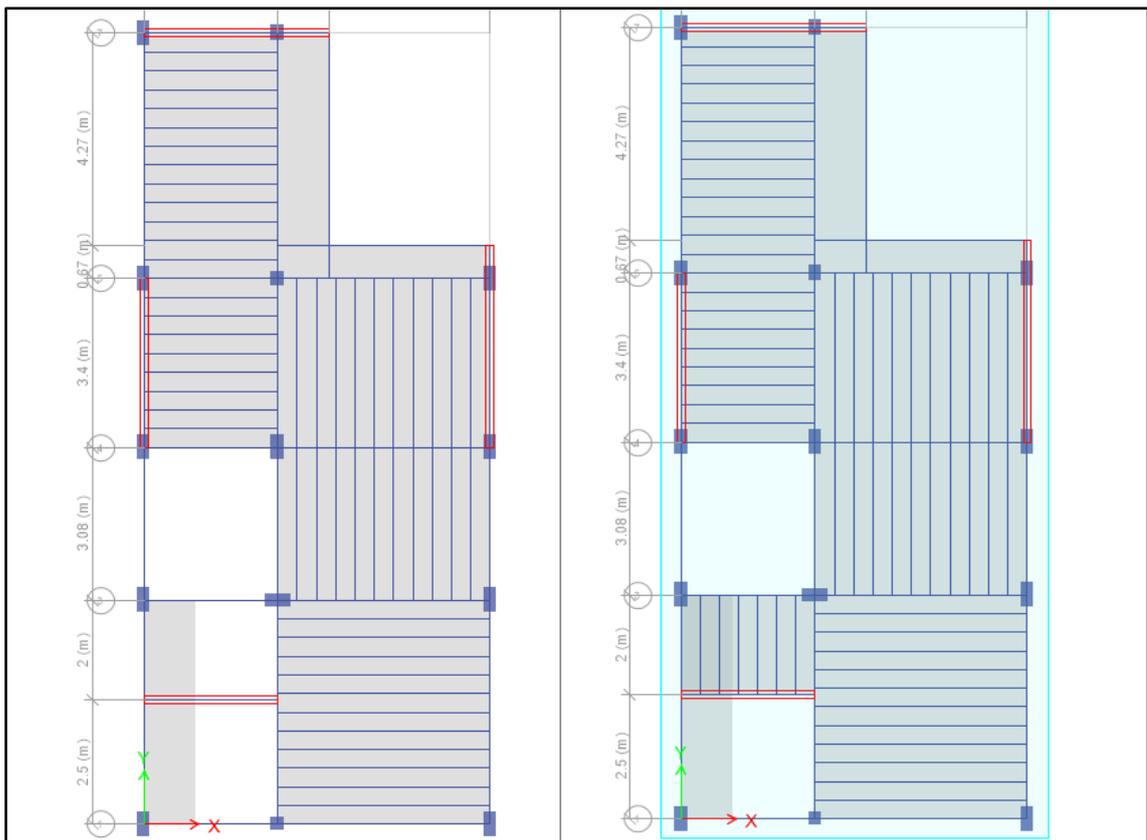


Figura 58: Izquierda: Vista en planta del techo 1° piso, Derecha: Vista en planta de techo típico del 2°, 3° y 4° piso

Fuente: Elaboración propia (ETABS, 2016)

5.3.7. Análisis Dinámico Modal Espectral

Para la edificación, se tiene los siguientes parámetros sísmicos:

Z=0.45	Zona sísmica (Z): Zona sísmica 4
U=1.00	Factor de Uso e Importancia (Categoría C – Edificaciones comunes - Vivienda)
C:	Factor de amplificación sísmica ($T_P=1.0$ segundos; $T_L=1.6$ segundos)
	Para: $T < T_P \rightarrow C=2.5$
	Para: $T_P < T < T_L \rightarrow C=2.5*(T_P/T)$
	Para: $T > T_L \rightarrow C=2.5*(T_P* T_L/T^2)$
S=1.10	Factor de Suelo (Z=0.45; Tipo de suelo: Suelo tipo S3).
$R_0 (EJE X)=7$	Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas. sistema de concreto armado dual
$Ia (EJE X)=1$	Irregularidad en altura (No existe Irregularidad)
$Ip (EJE X)=0.9$	Irregularidad en planta (Existe Irregularidad de Esquina Entrante)
$R_X=6.3$	$R_X=R_0 (EJE X)* Ia (EJE X)* Ip (EJE X) \dots\dots (22)$
$R_0 (EJE Y)=7$	Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas. Sistema de Albañilería Confinada
$Ia (EJE Y)=1$	Irregularidad en altura (No existe Irregularidad)
$Ip (EJE Y)=0.9$	Irregularidad en planta (Existe Irregularidad de Esquina Entrante)
$R_Y=6.3$	$R_Y=R_0 (EJE Y)* Ia (EJE Y)* Ip (EJE Y) \dots\dots (23)$

Para el diseño Sísmorresistente se empleó el Análisis Dinámico Modal Espectral, en cada dirección se consideró el 100% del aporte del sismo en su correspondiente dirección más 2/3 del aporte del sismo en la dirección vertical. (Norma E.030 Diseño Sísmorresistente)

Se analizó la estructura mediante un espectro de respuesta como indica la Norma E.030:

$$S_a = ZUCSg/R \dots\dots (24)$$

El espectro va a ser el mismo para ambas direcciones ya que el coeficiente “R” es el mismo para la dirección X e Y.

En la figura 59 se muestra el gráfico del espectro de diseño.

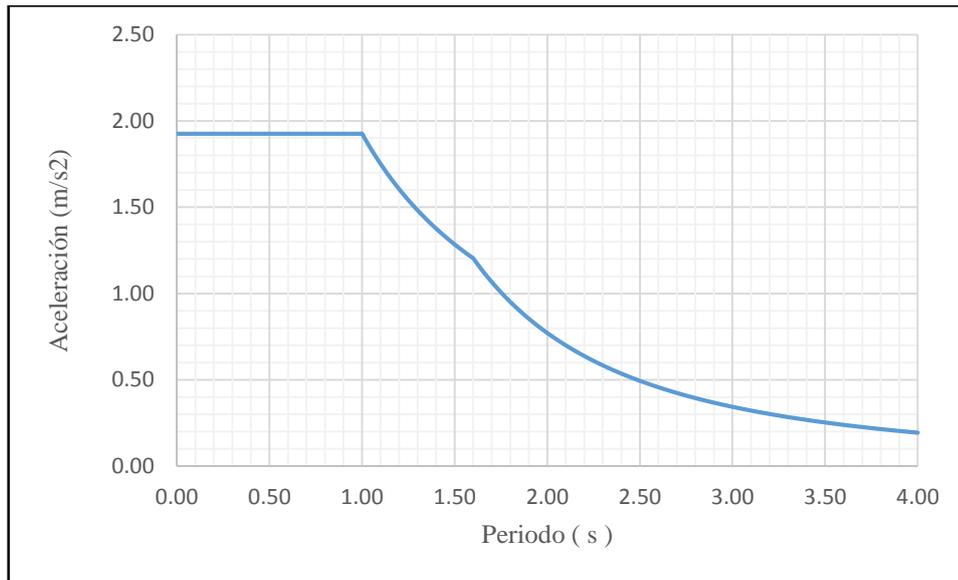


Figura 59: Espectro de Aceleraciones - Eje X y Eje Y

Fuente: Elaboración propia

Los valores de aceleración y periodos se pueden observar en la figura 60.

T (s)	Sax (m/s²)	Say (m/s²)
0.00	1.927	1.927
0.10	1.927	1.927
0.20	1.927	1.927
0.30	1.927	1.927
0.40	1.927	1.927
0.50	1.927	1.927
0.60	1.927	1.927
0.70	1.927	1.927
0.80	1.927	1.927
0.90	1.927	1.927
1.00	1.927	1.927
2.00	0.771	0.771
3.00	0.343	0.343
4.00	0.193	0.193

Figura 60: Valores de Aceleración Espectral (Sa), Ejes X e Y.

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2016)

5.3.8. Peso de la Edificación para el Cálculo de la Fuerza Sísmica

Se considerará la participación del 100% del peso propio y cargas muertas, el 25% de las sobrecargas en los entrepisos, tal como se muestra en la figura 61.

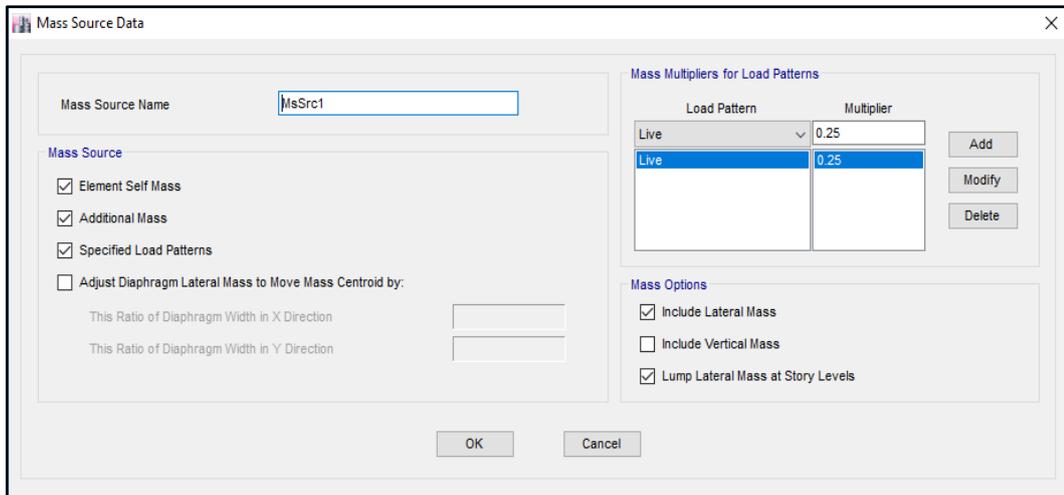


Figura 61: Participación del 100% Carga Muerta (Peso propio) más 25% de Sobrecarga.

Fuente: Elaboración propia

5.3.9. Análisis Sísmico Estático

El objetivo principal es el análisis sísmico dinámico con el espectro de diseño, así que el análisis sísmico estático sólo nos servirá para evaluar la cortante mínima en la base.

Una vez calculado el peso total del edificio, podemos calcular la cortante en la base de una forma sencilla, y es usando el coeficiente de la cortante basal. En la norma peruana, el coeficiente de la cortante basal, C_b , será igual a:

$$V = \frac{ZUSC}{\underbrace{R}_{C_b}} P \quad \dots\dots (25)$$

Es imprescindible conocer el periodo de la estructura, éste fue obtenido de un análisis modal.

Modo 1 - EJE X: 0.221 segundos (Periodo fundamental de la estructura)

Modo 2 - EJE Y: 0.136 segundos

$Z=0.45$ Zona sísmica (Z): Zona sísmica 4
 $U=1.00$ Factor de Uso e Importancia
 $C_X=2.5$ Factor de amplificación sísmica ($T_P=1.0s$; $T_L=1.6s$)
 Para: $T < T_P \rightarrow 0.095 \text{ seg} < 0.4 \text{ seg}$
 $C_Y=2.5$ Factor de amplificación sísmica ($T_P=0.4s$; $T_L=2.5s$)
 Para: $T < T_P \rightarrow 0.221 \text{ seg} < 1.0 \text{ seg}$
 $S=1.10$ Factor de Suelo ($Z=0.45$; Tipo de suelo: Suelo tipo S3).
 $R_{0(EJE X)}=7$ Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas. Sistema de Albañilería Confinada
 $I_{a(EJE X)}=1$ Irregularidad en altura (No existe Irregularidad)
 $I_{p(EJE X)}=0.9$ Irregularidad en planta (Existe Irregularidad de Esquina Entrante)
 $R_X=6.3$ $R_X=R_{0(EJE X)} * I_{a(EJE X)} * I_{p(EJE X)} \dots\dots (26)$

$R_{0(EJE Y)}=7$ Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas. Sistema de Albañilería Confinada
 $I_{a(EJE Y)}=1$ Irregularidad en altura (No existe Irregularidad)
 $I_{p(EJE Y)}=0.9$ Irregularidad en planta (Existe Irregularidad de Esquina Entrante)
 $R_Y=6.3$ $R_Y=R_{0(EJE Y)} * I_{a(EJE Y)} * I_{p(EJE Y)} \dots\dots (27)$

Coeficiente de Cortante Basal (Cb – Eje X) $=0.45 * 1 * 2.5 * 1 / 6.3 = 0.196$
 Coeficiente de Cortante Basal (Cb – Eje Y) $=0.45 * 1 * 2.5 * 1 / 6.3 = 0.196$

Según figura 62 y 63.

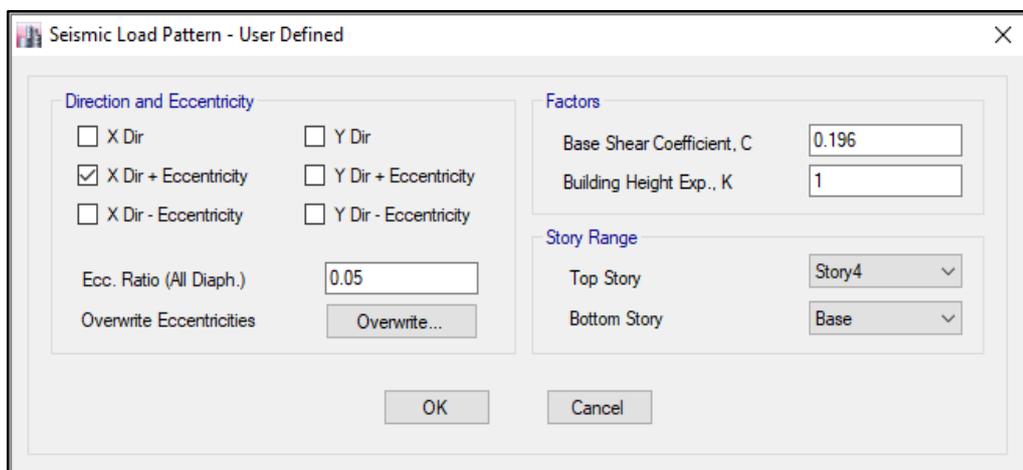


Figura 62: Coeficiente de Cortante Basal Eje X – ETABS (Análisis Estático)

Fuente: Elaboración propia

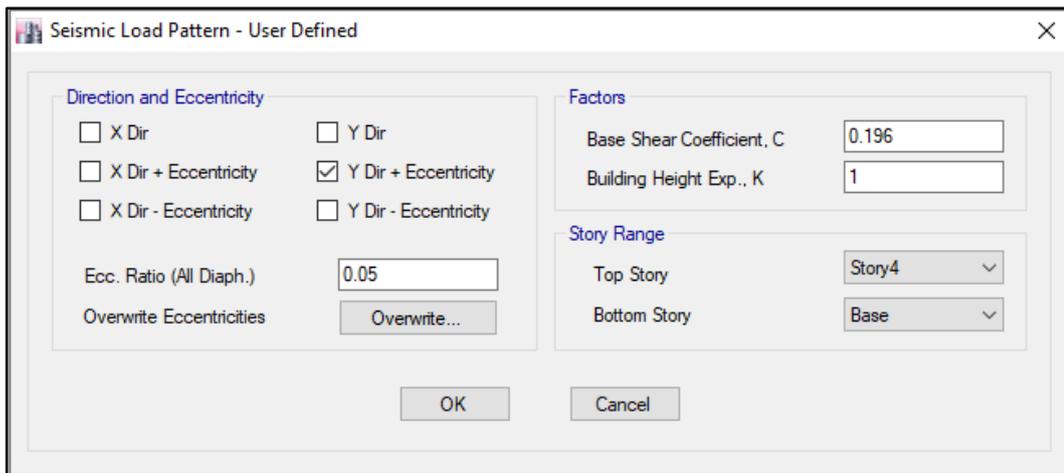


Figura 63: Coeficiente de Cortante Basal Eje Y – ETABS (Análisis Estático)

Fuente: Elaboración propia

5.3.10. Análisis de Resultados (Análisis Dinámico y Estático)

- Fuerza Cortante Mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio del Análisis Dinámico no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado En el Análisis Estático para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares. Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Capítulo 4 - 4.6.4 Fuerza Cortante Mínima.

Una vez realizados los Análisis Dinámico y Estático se comparó las cortantes basales, para el presente proyecto (debido a que la estructura presenta Irregularidad) se corroboró que el Cortante Basal Dinámico fue mayor que el 90% del Análisis Estático en las direcciones X e Y. Para ello, en una primera iteración se calculó un factor de escala de 1.30 en el Eje X y un factor de escala de 1.19 en el Eje Y para el Análisis Dinámico. Para realizar el diseño de las secciones, los casos sísmicos dinámicos fueron escalados por un factor de 1.30 en la dirección “X” y 1.19 en la dirección “Y”. Estos valores escalados se usaron para el diseño por estados límites, según figura 64, 65 y 66.

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO X-Y	1.3
Acceleration	U3	ESPECTRO X-Y	0.8667

Add Delete

Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

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

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms Modify/Show...

OK Cancel

Figura 64: Caso de Carga Sísmica Amplificada- Dirección X

Fuente: Elaboración propia

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECTRO X-Y	1.19
Acceleration	U3	ESPECTRO X-Y	0.7934

Add Delete

Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

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

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms Modify/Show...

OK Cancel

Figura 65: Caso de Carga Sísmica Amplificada- Eje Y

Fuente: Elaboración propia

CORTANTE BASAL EJE X - 2° ITERACIÓN				CORTANTE BASAL EJE Y - 2° ITERACIÓN				
ANÁLISIS ESTÁTICO				ANÁLISIS ESTÁTICO				
TABLE: Base Reactions				TABLE: Base Reactions				
Load Case/Comt	FX tonf	FY tonf		Load Case/Comt	FX tonf	FY tonf		
SX	-48.4936	0		SY	0	-48.4936		
ANÁLISIS DINÁMICO				ANÁLISIS DINÁMICO				
TABLE: Base Reactions				TABLE: Base Reactions				
Load Case/Comt	FX tonf	FY tonf		Load Case/Comt	FX tonf	FY tonf		
SSX Max	43.8018	2.2937		SSY Max	2.0996	43.8806		
CORTANTE BASAL - EJE X				CORTANTE BASAL - EJE Y				
2° ITERACIÓN	VDx	>	90% VEx	Factor	VDy	>	90% VEy	Factor
	43.80		43.64	--	43.88		43.64	--
				1.00				1.00
CUMPLIMIENTO DE CORTANTES - X				CUMPLIMIENTO DE CORTANTES - Y				
	VDx	>	90% VEx		VDy	>	90% VEy	
	43.80		43.64	CUMPLE	43.88		43.64	CUMPLE

Figura 66: Cortante Basal Mínima - Eje X e Y.

Fuente: Elaboración propia

5.3.11. Distorsiones de Entrepiso

Según la figura 67 (Tabla N°11 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente) la distorsión límite máxima para estructuras con sistema estructural concreto armado dual es 0.007 para cada entrepiso. En las figuras 68, 69 y 70, se pueden observar que las distorsiones están por debajo del límite máximo, este requisito es cumplido para los cuatro niveles en ambos ejes, X e Y.

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Figura 67: Distorsión Máxima permisible

Fuente: Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2016)

Del Análisis Dinámico Modal Espectral se tiene:

R _x =	7 ANÁLISIS SÍSMICO EJE X				
PISO	U. Abs X(m)	Δ. Relat X(m)	Altura(m)	Distorsión X	
Story4	0.0039	0.0012	2.70	0.0023	CUMPLE
Story3	0.0027	0.0012	2.70	0.0023	CUMPLE
Story2	0.0015	0.0010	2.70	0.0020	CUMPLE
Story1	0.0005	0.0005	2.70	0.0009	CUMPLE

Figura 68: Distorsión de entrepiso en la dirección X

Fuente: Elaboración propia

R _y =	7 ANÁLISIS SÍSMICO EJE Y				
PISO	U. Abs Y(m)	Δ. Relat Y(m)	Altura(m)	Distorsión Y	
Story4	0.0015	0.0005	2.70	0.0009	CUMPLE
Story3	0.0011	0.0005	2.70	0.0009	CUMPLE
Story2	0.0006	0.0004	2.70	0.0008	CUMPLE
Story1	0.0002	0.0002	2.70	0.0004	CUMPLE

Figura 69: Distorsión de entrepiso en la dirección Y

Fuente: Elaboración propia

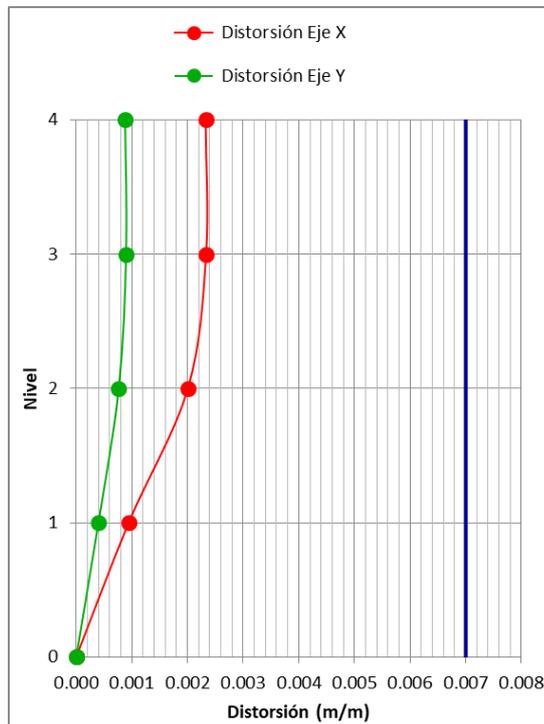


Figura 70: Distorsión de entrepiso, Eje X e Y expresada en forma gráfica

Fuente: Elaboración propia

5.3.12. Resultados del diseño sismorresistente de la estructura

- Por Resistencia:

La estructura satisface las demandas de carga solicitadas.

- Por Rigidez:

- Las distorsiones de la estructura en el eje X (Distorsión Máxima: 0.0023) son menores al máximo permitido por la norma (Drift max=0.007). Por lo tanto, la rigidez es conforme en esa dirección.
- Las distorsiones de los pisos en el eje Y (Distorsión Máxima: 0.0009) son menores al máximo permitido por la norma (Drift max=0.007). Por lo tanto, la rigidez es conforme en esa dirección.
- La estructura presenta adecuada rigidez en ambos ejes por lo cual aprueba la evaluación en lo que respecta a distorsiones límite.
- Se concluye que la estructura posee las características óptimas demandadas por el Reglamento Nacional de Construcción.

- En la figura 71 y 72 se aprecian las cargas y momentos de servicio generadas por la estructura.

Story	Joint Label	Load Case/Combo	FZ	MX	MY
			tonf	tonf-m	tonf-m
Base	5	Dead	6.7523	-0.0894	0.1815
Base	5	Live	0.6188	-0.0240	0.0374
Base	5	SSX Max	10.2451	0.4765	0.6578
Base	5	SSY Max	3.6358	0.5430	0.0564
Base	6	Dead	14.8398	-0.3371	-0.1993
Base	6	Live	3.2332	-0.1218	-0.0595
Base	6	SSX Max	2.5716	0.2705	0.6060
Base	6	SSY Max	1.0822	0.4663	0.0384
Base	7	Dead	9.8174	-0.0183	0.0288
Base	7	Live	1.6564	-0.0051	0.0137
Base	7	SSX Max	14.7203	0.0612	0.3642
Base	7	SSY Max	6.7273	0.0951	0.0148
Base	8	Dead	8.5116	-0.0543	0.1515
Base	8	Live	1.1839	-0.0113	0.0261
Base	8	SSX Max	10.9390	0.5319	0.0863
Base	8	SSY Max	0.3643	0.5674	0.1771
Base	9	Dead	20.2855	0.2570	-0.3050
Base	9	Live	5.0383	0.0922	-0.1085
Base	9	SSX Max	1.5484	0.3641	0.4973
Base	9	SSY Max	1.7050	0.5773	0.0068
Base	10	Dead	19.9168	-0.0101	0.2344
Base	10	Live	4.3806	-0.0052	0.1097
Base	10	SSX Max	8.3847	0.1097	1.7169
Base	10	SSY Max	4.1543	0.3973	0.0690
Base	11	Dead	21.3418	-0.2050	0.0020
Base	11	Live	2.7319	-0.0491	0.0009
Base	11	SSX Max	11.6726	1.5184	0.6529
Base	11	SSY Max	31.5100	3.2850	0.0307
Base	12	Dead	24.1769	-0.1250	0.1798
Base	12	Live	6.2543	-0.0475	0.0743
Base	12	SSX Max	1.2889	0.0650	0.5137
Base	12	SSY Max	1.1040	0.5520	0.0114
Base	13	Dead	17.6799	-0.0078	-0.5105
Base	13	Live	4.4521	-0.0064	-0.1785
Base	13	SSX Max	11.3341	2.2509	0.6494
Base	13	SSY Max	5.1271	3.7546	0.0262
Base	14	Dead	18.5019	0.3459	-0.0208
Base	14	Live	2.5478	0.1156	0.0060
Base	14	SSX Max	16.4068	0.2585	3.5245
Base	14	SSY Max	5.7211	0.6373	0.6383
Base	15	Dead	5.5013	0.2605	-0.0060
Base	15	Live	0.8689	0.0730	-0.0015
Base	15	SSX Max	7.6816	0.0168	0.1002
Base	15	SSY Max	1.4765	0.1281	0.0182

Figura 71: Cargas de servicio generadas por la estructura 1

Fuente: Elaboración propia

Story	Joint Label	Load Case/Combo	FZ	MX	MY
			tonf	tonf-m	tonf-m
Base	16	Dead	29.0989	-0.1576	0.1173
Base	16	Live	7.2439	-0.0358	0.0335
Base	16	SSX Max	0.7263	0.0199	0.2536
Base	16	SSY Max	1.4906	0.1719	0.0218
Base	17	Dead	20.0886	-0.2765	0.0941
Base	17	Live	2.8756	-0.0628	0.0317
Base	17	SSX Max	18.2822	1.4707	0.5128
Base	17	SSY Max	32.9924	3.2463	0.0523
Base	18	Dead	8.1801	0.0213	-0.2626
Base	18	Live	1.2936	0.0069	-0.0737
Base	18	SSX Max	8.1758	0.2992	0.2713
Base	18	SSY Max	11.8081	0.4993	0.0139
Base	19	Dead	18.4732	0.0121	2.4644
Base	19	Live	3.1513	-0.0003	0.4574
Base	19	SSX Max	38.2358	0.0583	3.8244
Base	19	SSY Max	3.3012	0.0155	0.5289
Base	20	Dead	21.8867	-0.0428	-0.1840
Base	20	Live	3.6650	-0.0127	-0.0226
Base	20	SSX Max	30.2752	0.1147	4.7341
Base	20	SSY Max	2.8004	0.4043	0.1548
Base	21	Dead	19.0456	0.2348	-0.3794
Base	21	Live	2.8717	0.0662	-0.1001
Base	21	SSX Max	28.3851	0.0170	3.0052
Base	21	SSY Max	5.5087	0.1211	0.5505
Base	24	Dead	20.3958	0.2606	-0.2485
Base	24	Live	3.2609	0.0778	-0.0745
Base	24	SSX Max	15.0253	1.5549	0.2664
Base	24	SSY Max	21.8349	2.6261	0.0104
Base	141	Dead	0.6474	0.0167	0.0249
Base	141	Live	0.0920	0.0012	0.0036
Base	141	SSX Max	0.6858	0.0738	0.0853
Base	141	SSY Max	0.8153	0.1647	0.0416
Base	143	Dead	1.8279	-0.0016	0.0422
Base	143	Live	0.3148	-0.0032	0.0055
Base	143	SSX Max	1.6452	0.0306	0.1352
Base	143	SSY Max	2.7473	0.1098	0.0080

Figura 72: Cargas de servicio generadas por la estructura 2

Fuente: Elaboración propia

- En la figura 73 vemos la vista en planta del techo y visualización de nodos.

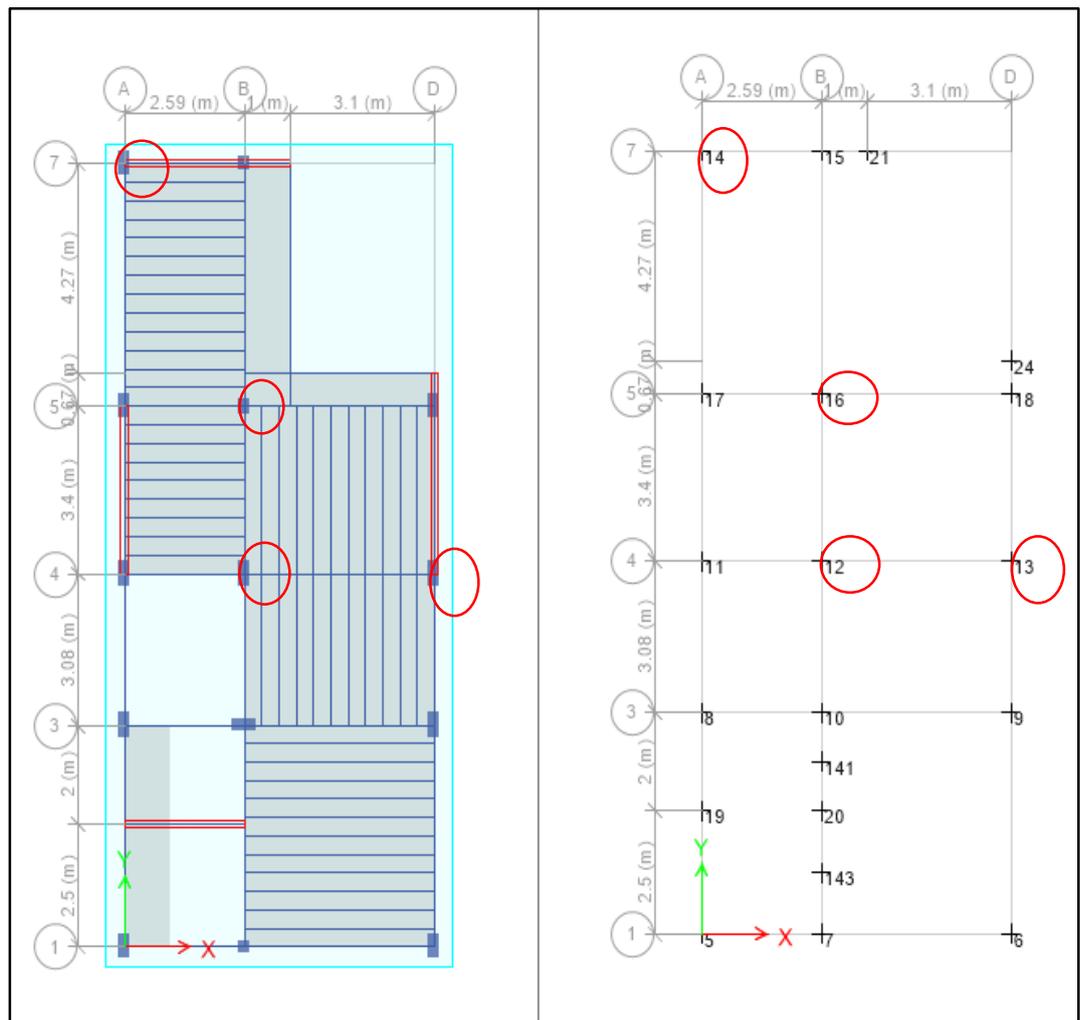


Figura 73: Izquierda: Vista en planta del techo, Derecha: Visualización de Nodos

Fuente: Elaboración propia

5.4. Cálculo de zapata más esforzada

Se seleccionaron las zapatas:

- Z-1, Joint label 14, ubicada en el cruce de los ejes 7 y A (figura 73)
- Z-2, Joint label 16, ubicada en el cruce de los ejes 5 y B (figura 73)
- Z-3, Joint label 12, ubicada en el cruce de los ejes 4 y B (figura 73)
- Z-4, Joint label 13, ubicada en el cruce de los ejes 4 y D (figura 73)

Se designaron estas zapatas para ser evaluadas y se calculó el esfuerzo máximo de diseño para cada una, con el propósito de determinar cuál cimentación se esfuerza más por efecto de la estructura. El criterio de selección fue de acuerdo a sus altas cargas de servicio obtenidas mediante el modelamiento figura 74.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Com	FZ	MX	MY
				tonf	tonf-m	tonf-m
Base	12	15	Dead	24.1769	-0.1250	0.1798
Base	12	15	Live	6.2543	-0.0475	0.0743
Base	12	15	SSX Max	1.2889	0.0650	0.5137
Base	12	15	SSY Max	1.1040	0.5520	0.0114
Base	13	17	Dead	17.6799	-0.0078	-0.5105
Base	13	17	Live	4.4521	-0.0064	-0.1785
Base	13	17	SSX Max	11.3341	2.2509	0.6494
Base	13	17	SSY Max	5.1271	3.7546	0.0262
Base	14	19	Dead	18.5019	0.3459	-0.0208
Base	14	19	Live	2.5478	0.1156	0.0060
Base	14	19	SSX Max	16.4068	0.2585	3.5245
Base	14	19	SSY Max	5.7211	0.6373	0.6383
Base	16	23	Dead	29.0989	-0.1576	0.1173
Base	16	23	Live	7.2439	-0.0358	0.0335
Base	16	23	SSX Max	0.7263	0.0199	0.2536
Base	16	23	SSY Max	1.4906	0.1719	0.0218

Figura 74: Mayores cargas de servicio por zapata

Fuente: elaboración propia

Se asumió un valor de $D_f = 1.60$ m, $\gamma_{\text{suelo}} = 1.29$ kg/cm³ y $\sigma_{\text{adm}} = 2.32$ kg/cm² para los 4 casos, a fin de calcular y comparar los σ_u máx de diseño para cada zapata y se determinó cual se la zapata que se esfuerza en mayor medida.

5.4.1. Cálculo del esfuerzo máximo de diseño para cimentaciones superficiales.

Procedimiento que se siguió para el cálculo del esfuerzo máximo de diseño (σ máximo de diseño) de cada zapata es el siguiente:

- a) Parámetros que intervienen en el cálculo:
 - Resistencia a la compresión del concreto: $f'c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$
 - Peso específico del concreto: $\gamma_c = 2.40 \text{ ton/ m}^3$
 - Peso específico del suelo: $\gamma_{\text{suelo}} = \text{Varia según cada estrato (ton/ m}^3)$
 - Distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación: D_f .
 - Peralte de la zapata: $h = 0.60 \text{ m}$
 - Sobrecarga: $S/C = 0.50 \text{ ton/ m}^2$
- b) Se utilizaron las cargas y momentos en servicio aplicadas en la zapata

Tabla 7: Cargas de Servicio

	FZ (Peso) ton	MXX ton-m	MYY ton-m
CM	Varia	Varia	Varia
CV	Varia	Varia	Varia
SSX	Varia	Varia	Varia
SSY	Varia	Varia	Varia

Fuente: Elaboración propia. (ETABS 2016)

El predimensionamiento de la zapata se basa en obtener un área necesaria para transmitir esfuerzos menores al esfuerzo admisible del terreno. Si solamente se consideran cargas de gravedad, sin considerar cargas sísmicas (Meza J., 2014):

$$\text{Área} = \frac{(P_{CM} + P_{CV})(1 + \%P_P)}{\sigma_{adm}}$$

Si consideramos cargas de gravedad y cargas sísmicas:

$$\text{Área} = \frac{(P_{CM} + P_{CV})(1 + \%P_P) + P_{CS}}{1.3\sigma_{adm}}$$

Donde:

Para: σ adm igual o mayor 4 kg/cm^2 (Suelo bueno), $\% P_P = 5 \%$

Para: σ adm igual o mayor 2.5 kg/cm^2 (Suelo intermedio), $\% P_P = 7.5 \%$

Para: σ adm igual o mayor 1 kg/cm^2 (Suelo malo), $\% P_P = 10 \%$

P_{CM} es el peso debido a la carga muerta, P_{CV} es el peso debido a carga viva, P_P es el peso propio de la zapata y P_{CS} es el peso debido a la carga sísmica.

c) Capacidad portante del suelo: σ_{adm} = Varía según cada estrato kg/cm^2

$$q_{neto} = q_{adm} - Y * D_f - \text{Sobrecarga}$$

d) Datos de la zapata: Figura 75.

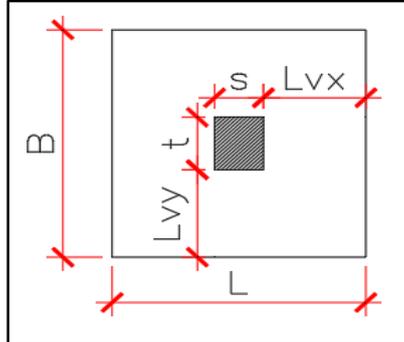


Figura 75: Dimensiones en planta de la zapata

Fuente: Elaboración propia

e) Peso de la zapata

$$Y_c \times L \times B \times h \text{ (ton)} \dots\dots\dots (29)$$

f) Peso del material de relleno

$$[Y_s \times [(B \times L) - (t \times s)] \times (D_f - h)] \text{ (ton)} \dots\dots\dots (30)$$

g) Peso total 1: Peso de la zapata + Peso del material de relleno (ton).. (31)

h) Combinaciones de fuerzas y momentos

$$P = [CM \text{ (Para FZ)} + CV \text{ (Para FZ)} + \text{Peso total 1}] \text{ (ton)} \dots\dots\dots (32)$$

$$A = B \times L \text{ (m}^2\text{)} \dots\dots\dots (33)$$

▪ Caso 1, considerando solo cargas de gravedad:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_{xx}}{LB^2} \pm \frac{6M_{yy}}{L^2B} \dots\dots\dots (34)$$

De las cuatro combinaciones posibles, el valor máximo ($\sigma_{\text{máx}}$) debe ser menor que el σ_{neto} y el valor mínimo ($\sigma_{\text{mín}}$) debe ser mayor a cero.

$$\sigma_{\text{máx}} < \sigma_{neto}$$

$$\sigma_{\text{mín}} > 0$$

Se calcula el: $\sigma_{u1} = 1.55 \times \sigma_{\text{máx}}$ (ton), amplificando con un factor de 1.55 la presión del suelo calculada (Morocho, 2016).

▪ Caso 2, considerando cargas de gravedad + Sismo X-X:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_{xx}}{LB^2} \pm \frac{6M_{yy}}{L^2B} \dots\dots\dots (35)$$

$$\sigma_{\text{máx}} < \sigma_{neto}$$

$$\sigma_{\text{mín}} > 0$$

Se calcula el: $\sigma_2 = 1.25 \times \sigma_{\text{máx}}$ (ton), amplificando con un factor de 1.25 la presión del suelo calculada (Morocho, 2016).

- Caso 3, considerando cargas de gravedad + Sismo Y-Y:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_{xx}}{LB^2} \pm \frac{6M_{yy}}{L^2B} \quad \dots (36)$$

$$\sigma_{\text{máx}} < \sigma_{\text{neto}}$$

$$\sigma_{\text{mín}} > 0$$

Se calcula el: $\sigma_3 = 1.25 \times \sigma_{\text{máx}}$ (ton), amplificando con un factor de 1.25 la presión del suelo calculada (Morocho, 2016).

- i) $\sigma_{\text{máx diseño}} = \text{Valor máximo entre } \sigma_1, \sigma_2 \text{ y } \sigma_3 \text{ (ton/ m}^2\text{)}.$

Con el procedimiento anterior especificado se procedió a calcular el esfuerzo máximo de diseño para las 4 zapatas probablemente más esforzadas.

Tabla 8: esfuerzos máximos de diseño de las zapatas evaluadas ($\sigma_{\text{máx diseño}}$)

Zapata	Ubicación	$\sigma_{\text{u máx diseño}}$ ton/m ²
Z-1 (1.25x1.3)	Ejes 7 y A	42.31
Z-2 (1.2x1.2)	Ejes 5 y B	45.10
Z-2 (1.2x1.2)	Ejes 4 y B	39.11
Z-4 (1.0x1.5)	Ejes 4 y D	38.44

Fuente: Elaboración propia

Se concluyó que la Z-2, ubicada entre los ejes 5 y B, es la cimentación que presenta el esfuerzo más crítico de toda la estructura.

5.5. Verificación preliminar de cimentaciones superficiales para suelo sin mejoramiento.

El procedimiento que se utilizó para la verificación preliminar es el mismo que se utilizó en el sub capítulo “5.4.1. Cálculo del esfuerzo máximo de diseño para cimentaciones superficiales.” Figuras 76, 77 y 78.

- Verificación variando el Df

Estrato	Df (m)	σ_{neto} (Ton/m ²)	Caso 1. Solo cargas de gravedad (Sin sismo)			
			$\sigma_{\text{máx}}$ (Ton/m ²)	Verificación $\sigma_{\text{máx}} < \sigma_{\text{neto}}$	$\sigma_{\text{mín}}$ (Ton/m ²)	Verificación $\sigma_{\text{máx}} > 0$
ML	0.70	8.10	28.00	NO CUMPLE	25.61	CUMPLE
ML	0.80	8.36	28.12	NO CUMPLE	25.73	CUMPLE
ML	0.90	8.62	28.24	NO CUMPLE	25.85	CUMPLE
ML	1.00	8.88	28.36	NO CUMPLE	25.97	CUMPLE
ML	1.10	9.14	28.48	NO CUMPLE	26.09	CUMPLE
ML	1.20	9.40	28.61	NO CUMPLE	26.22	CUMPLE
ML	1.30	9.66	28.73	NO CUMPLE	26.34	CUMPLE
ML	1.40	9.92	28.85	NO CUMPLE	26.46	CUMPLE
ML	1.50	21.32	29.34	NO CUMPLE	26.95	CUMPLE
SM	1.60	19.70	29.67	NO CUMPLE	27.28	CUMPLE
SM	1.70	20.14	29.85	NO CUMPLE	28.71	CUMPLE
SM	1.80	20.57	30.03	NO CUMPLE	27.64	CUMPLE
SM	1.90	21.00	30.21	NO CUMPLE	27.82	CUMPLE
SM	2.00	21.43	30.39	NO CUMPLE	28.00	CUMPLE
SM	2.10	21.86	30.57	NO CUMPLE	28.18	CUMPLE
GW	2.20	21.56	31.38	NO CUMPLE	28.99	CUMPLE
GW	2.30	22.41	31.60	NO CUMPLE	29.21	CUMPLE
GW	2.40	23.25	31.81	NO CUMPLE	29.42	CUMPLE
GW	2.50	24.10	32.03	NO CUMPLE	29.64	CUMPLE
GW	2.60	24.94	32.25	NO CUMPLE	29.86	CUMPLE
GW	2.70	25.78	32.47	NO CUMPLE	30.08	CUMPLE
GW	2.80	26.63	32.69	NO CUMPLE	30.30	CUMPLE
GW	2.90	27.47	32.91	NO CUMPLE	30.52	CUMPLE

Figura 76: Caso 1 - Solo Cargas de Gravedad (sin sismo)

Fuente: Elaboración propia

Estrato	Df (m)	σ_{neto} (Ton/m ²)	Caso 2. Cargas de gravedad + Sismo X-X			
			$\sigma_{m\acute{a}x}$ (Ton/m ²)	Verificación $\sigma_{m\acute{a}x} < \sigma_{neto}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (Ton/m ²)	Verificación $\sigma_{m\acute{a}x} > 0$
ML	0.70	8.10	29.05	NO CUMPLE	25.36	CUMPLE
ML	0.80	8.36	29.17	NO CUMPLE	25.48	CUMPLE
ML	0.90	8.62	29.29	NO CUMPLE	25.60	CUMPLE
ML	1.00	8.88	29.41	NO CUMPLE	25.73	CUMPLE
ML	1.10	9.14	29.54	NO CUMPLE	25.85	CUMPLE
ML	1.20	9.40	29.66	NO CUMPLE	25.97	CUMPLE
ML	1.30	9.66	29.78	NO CUMPLE	26.09	CUMPLE
ML	1.40	9.92	29.90	NO CUMPLE	26.22	CUMPLE
ML	1.50	21.32	30.39	NO CUMPLE	26.70	CUMPLE
SM	1.60	19.70	30.73	NO CUMPLE	27.04	CUMPLE
SM	1.70	20.14	30.91	NO CUMPLE	27.22	CUMPLE
SM	1.80	20.57	31.09	NO CUMPLE	27.40	CUMPLE
SM	1.90	21.00	31.27	NO CUMPLE	27.58	CUMPLE
SM	2.00	21.43	31.45	NO CUMPLE	27.76	CUMPLE
SM	2.10	21.86	31.63	NO CUMPLE	27.94	CUMPLE
GW	2.20	21.56	32.43	NO CUMPLE	28.74	CUMPLE
GW	2.30	22.41	32.65	NO CUMPLE	28.96	CUMPLE
GW	2.40	23.25	32.87	NO CUMPLE	29.18	CUMPLE
GW	2.50	24.10	33.09	NO CUMPLE	29.40	CUMPLE
GW	2.60	24.94	33.31	NO CUMPLE	29.62	CUMPLE
GW	2.70	25.78	33.52	NO CUMPLE	29.84	CUMPLE
GW	2.80	26.63	33.74	NO CUMPLE	30.05	CUMPLE
GW	2.90	27.47	33.96	NO CUMPLE	30.27	CUMPLE
GW	3.00	28.32	34.18	NO CUMPLE	30.49	CUMPLE

Figura 77: Caso 2 - Cargas de Gravedad + Sismo X-X

Fuente: Elaboración propia

Estrato	Df (m)	σ_{neto} (Ton/m ²)	Caso 3. Cargas de gravedad + Sismo Y-Y			
			$\sigma_{\text{máx}}$ (Ton/m ²)	Verificación $\sigma_{\text{máx}} < \sigma_{\text{neto}}$	$\sigma_{\text{mín}}$ (Ton/m ²)	Verificación $\sigma_{\text{máx}} > 0$
ML	0.70	8.10	28.41	NO CUMPLE	26.85	CUMPLE
ML	0.80	8.36	28.53	NO CUMPLE	26.97	CUMPLE
ML	0.90	8.62	28.65	NO CUMPLE	27.09	CUMPLE
ML	1.00	8.88	28.77	NO CUMPLE	27.22	CUMPLE
ML	1.10	9.14	28.90	NO CUMPLE	27.34	CUMPLE
ML	1.20	9.40	29.02	NO CUMPLE	27.46	CUMPLE
ML	1.30	9.66	29.14	NO CUMPLE	27.58	CUMPLE
ML	1.40	9.92	29.26	NO CUMPLE	27.71	CUMPLE
ML	1.50	21.32	29.75	NO CUMPLE	28.20	CUMPLE
SM	1.60	19.70	30.09	NO CUMPLE	28.53	CUMPLE
SM	1.70	20.14	30.27	NO CUMPLE	28.71	CUMPLE
SM	1.80	20.57	30.45	NO CUMPLE	28.89	CUMPLE
SM	1.90	21.00	30.63	NO CUMPLE	29.07	CUMPLE
SM	2.00	21.43	30.81	NO CUMPLE	29.25	CUMPLE
SM	2.10	21.86	30.99	NO CUMPLE	29.43	CUMPLE
GW	2.20	21.56	31.79	NO CUMPLE	30.23	CUMPLE
GW	2.30	22.41	32.01	NO CUMPLE	30.45	CUMPLE
GW	2.40	23.25	32.23	NO CUMPLE	30.67	CUMPLE
GW	2.50	24.10	32.44	NO CUMPLE	30.89	CUMPLE
GW	2.60	24.94	32.66	NO CUMPLE	31.11	CUMPLE
GW	2.70	25.78	32.88	NO CUMPLE	31.33	CUMPLE
GW	2.80	26.63	33.10	NO CUMPLE	31.55	CUMPLE
GW	2.90	27.47	33.32	NO CUMPLE	31.76	CUMPLE

Figura 78: Caso 3 - Cargas de Gravedad + Sismo Y-Y

Fuente: Elaboración propia

Existe cumplimiento del σ mínimo, ya que este valor para todos los casos es mayor a cero, lo que asegura que no se generan tracciones en la zapata. Sin embargo, para ningún caso, aun cimentando a una profundidad de 3.00 m sobre el estrato de suelos clasificado como GW, se da cumplimiento al realizar un comparativo entre el σ neto y σ máximo.

5.6. Verificación preliminar de cimentaciones superficiales para el suelo sin mejoramiento, aumentando las dimensiones en planta de la zapata.

Considerando que las dimensiones de la zapata Z-2 Eje 5 – B:

$$B = 1.50 \text{ m}$$

$$L = 1.50 \text{ m}$$

Tenemos los siguientes resultados en las figuras 79, 80 y 81.

Estrato	Df (m)	σ_{neto} (Ton/m ²)	Caso 1. Solo cargas de gravedad (Sin sismo)			
			$\sigma_{\text{máx}}$ (Ton/m ²)	Verificación $\sigma_{\text{máx}} < \sigma_{\text{neto}}$	$\sigma_{\text{mín}}$ (Ton/m ²)	Verificación $\sigma_{\text{máx}} > 0$
ML	0.70	8.35	18.33	NO CUMPLE	17.11	CUMPLE
ML	0.80	8.61	18.45	NO CUMPLE	17.23	CUMPLE
ML	0.90	8.87	18.58	NO CUMPLE	17.35	CUMPLE
ML	1.00	9.13	18.70	NO CUMPLE	17.48	CUMPLE
ML	1.10	9.39	18.83	NO CUMPLE	17.60	CUMPLE
ML	1.20	9.65	18.95	NO CUMPLE	17.73	CUMPLE
ML	1.30	9.91	19.08	NO CUMPLE	17.85	CUMPLE
ML	1.40	10.16	19.20	NO CUMPLE	17.98	CUMPLE
ML	1.50	10.42	19.33	NO CUMPLE	18.10	CUMPLE
SM	1.60	19.41	20.04	NO CUMPLE	18.82	CUMPLE
SM	1.70	19.84	20.22	NO CUMPLE	19.74	CUMPLE
SM	1.80	20.27	20.61	NO CUMPLE	19.18	CUMPLE
SM	1.90	20.71	21.15	NO CUMPLE	19.37	CUMPLE
SM	2.00	21.14	21.64	NO CUMPLE	19.55	CUMPLE
SM	2.10	21.57	21.72	NO CUMPLE	19.74	CUMPLE
GW	2.20	21.72	21.78	NO CUMPLE	20.55	CUMPLE
GW	2.30	22.56	22.00	CUMPLE	20.78	CUMPLE
GW	2.40	23.41	22.22	CUMPLE	21.00	CUMPLE
GW	2.50	24.25	22.45	CUMPLE	21.22	CUMPLE
GW	2.60	25.10	22.67	CUMPLE	21.45	CUMPLE
GW	2.70	25.94	22.89	CUMPLE	21.67	CUMPLE
GW	2.80	26.78	23.12	CUMPLE	21.89	CUMPLE
GW	2.90	27.63	23.34	CUMPLE	22.12	CUMPLE
GW	3.00	28.47	23.56	CUMPLE	22.34	CUMPLE

Figura 79: Caso 1 - Solo Cargas de Gravedad (sin sismo)

Fuente: Elaboración propia

Estrato	Df (m)	σ_{neto} (Ton/m ²)	Caso 2. Cargas de gravedad + Sismo X-X			
			$\sigma_{m\acute{a}x}$ (Ton/m ²)	Verificación $\sigma_{m\acute{a}x} < \sigma_{neto}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (Ton/m ²)	Verificación $\sigma_{m\acute{a}x} > 0$
ML	0.70	8.35	18.92	NO CUMPLE	17.03	CUMPLE
ML	0.80	8.61	19.04	NO CUMPLE	17.16	CUMPLE
ML	0.90	8.87	19.17	NO CUMPLE	17.28	CUMPLE
ML	1.00	9.13	19.29	NO CUMPLE	17.41	CUMPLE
ML	1.10	9.39	19.42	NO CUMPLE	17.53	CUMPLE
ML	1.20	9.65	19.54	NO CUMPLE	17.65	CUMPLE
ML	1.30	9.91	19.67	NO CUMPLE	17.78	CUMPLE
ML	1.40	10.16	19.79	NO CUMPLE	17.90	CUMPLE
ML	1.50	10.42	19.92	NO CUMPLE	18.03	CUMPLE
SM	1.60	19.41	20.63	NO CUMPLE	18.74	CUMPLE
SM	1.70	19.84	20.82	NO CUMPLE	18.93	CUMPLE
SM	1.80	20.27	21.00	NO CUMPLE	19.11	CUMPLE
SM	1.90	20.71	21.18	NO CUMPLE	19.29	CUMPLE
SM	2.00	21.14	21.37	NO CUMPLE	19.48	CUMPLE
SM	2.10	21.57	22.14	NO CUMPLE	19.66	CUMPLE
GW	2.20	21.72	22.37	NO CUMPLE	20.48	CUMPLE
GW	2.30	22.56	22.59	NO CUMPLE	20.70	CUMPLE
GW	2.40	23.41	22.81	CUMPLE	20.93	CUMPLE
GW	2.50	24.25	23.04	CUMPLE	21.15	CUMPLE
GW	2.60	25.10	23.26	CUMPLE	21.37	CUMPLE
GW	2.70	25.94	23.48	CUMPLE	21.60	CUMPLE
GW	2.80	26.78	23.71	CUMPLE	21.82	CUMPLE
GW	2.90	27.63	23.93	CUMPLE	22.04	CUMPLE

Figura 80: Caso 2 - Cargas de Gravedad + Sismo X-X

Fuente: Elaboración propia

Estrato	Df (m)	σ_{neto} (Ton/m ²)	Caso 3. Cargas de gravedad + Sismo Y-Y			
			$\sigma_{m\acute{a}x}$ (Ton/m ²)	Verificación $\sigma_{m\acute{a}x} < \sigma_{neto}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$ (Ton/m ²)	Verificación $\sigma_{m\acute{a}x} > 0$
ML	0.70	8.35	18.65	NO CUMPLE	17.85	CUMPLE
ML	0.80	8.61	18.77	NO CUMPLE	17.97	CUMPLE
ML	0.90	8.87	18.89	NO CUMPLE	18.10	CUMPLE
ML	1.00	9.13	19.02	NO CUMPLE	18.22	CUMPLE
ML	1.10	9.39	19.14	NO CUMPLE	18.35	CUMPLE
ML	1.20	9.65	19.27	NO CUMPLE	18.47	CUMPLE
ML	1.30	9.91	19.39	NO CUMPLE	18.60	CUMPLE
ML	1.40	10.16	19.52	NO CUMPLE	18.72	CUMPLE
ML	1.50	10.42	19.64	NO CUMPLE	18.85	CUMPLE
SM	1.60	19.41	20.36	NO CUMPLE	19.56	CUMPLE
SM	1.70	19.84	20.54	NO CUMPLE	19.74	CUMPLE
SM	1.80	20.27	20.72	NO CUMPLE	19.93	CUMPLE
SM	1.90	20.71	20.91	NO CUMPLE	20.11	CUMPLE
SM	2.00	21.14	21.09	CUMPLE	20.30	CUMPLE
SM	2.10	21.57	21.28	CUMPLE	20.48	CUMPLE
GW	2.20	21.72	22.09	NO CUMPLE	21.30	CUMPLE
GW	2.30	22.56	22.32	CUMPLE	21.52	CUMPLE
GW	2.40	23.41	22.54	CUMPLE	21.74	CUMPLE
GW	2.50	24.25	22.76	CUMPLE	21.97	CUMPLE
GW	2.60	25.10	22.99	CUMPLE	22.19	CUMPLE
GW	2.70	25.94	23.21	CUMPLE	22.41	CUMPLE
GW	2.80	26.78	23.43	CUMPLE	22.64	CUMPLE
GW	2.90	27.63	23.66	CUMPLE	22.86	CUMPLE

Figura 81: Caso 3 - Cargas de Gravedad + Sismo Y-Y

Fuente: Elaboración propia

Si se aumenta las dimensiones de la zapata a un B= 1.50 m y un L= 1.50 m, es factible cimentar a un Df = 2.40 m.

5.7. Verificación preliminar de análisis de cimentaciones superficiales utilizando Afirmado

Tenemos los siguientes resultados en las figuras 82, 83 y 84.

Estrato	Df (m)	σ_{neto} (Ton/m ²)	Caso 1. Solo cargas de gravedad (Sin sismo)			
			$\sigma_{\text{máx}}$ (Ton/m ²)	Verificación $\sigma_{\text{máx}} <$ σ_{neto}	$\sigma_{\text{mín}}$ (Ton/m ²)	Verificación $\sigma_{\text{máx}} > 0$
AFIRMADO	0.70	18.72	28.00	NO CUMPLE	25.61	CUMPLE
AFIRMADO	0.80	19.74	28.12	NO CUMPLE	25.73	CUMPLE
AFIRMADO	0.90	20.75	28.24	NO CUMPLE	25.85	CUMPLE
AFIRMADO	1.00	21.76	28.36	NO CUMPLE	25.97	CUMPLE
AFIRMADO	1.10	22.77	28.48	NO CUMPLE	26.09	CUMPLE
AFIRMADO	1.20	23.79	28.61	NO CUMPLE	26.22	CUMPLE
AFIRMADO	1.30	24.80	28.73	NO CUMPLE	26.34	CUMPLE
AFIRMADO	1.40	25.81	28.85	NO CUMPLE	26.46	CUMPLE
AFIRMADO	1.50	26.82	28.97	NO CUMPLE	26.58	CUMPLE
AFIRMADO	1.60	27.83	29.10	NO CUMPLE	26.71	CUMPLE
AFIRMADO	1.70	28.85	29.22	NO CUMPLE	26.83	CUMPLE
AFIRMADO	1.80	29.86	29.34	CUMPLE	26.95	CUMPLE
AFIRMADO	1.90	30.87	29.46	CUMPLE	27.07	CUMPLE
AFIRMADO	2.00	31.88	29.59	CUMPLE	27.19	CUMPLE
AFIRMADO	2.10	32.90	29.71	CUMPLE	27.32	CUMPLE
AFIRMADO	2.20	33.91	29.83	CUMPLE	27.44	CUMPLE
AFIRMADO	2.30	34.92	29.95	CUMPLE	27.56	CUMPLE
AFIRMADO	2.40	35.93	30.07	CUMPLE	27.68	CUMPLE
AFIRMADO	2.50	36.95	30.20	CUMPLE	27.81	CUMPLE
AFIRMADO	2.60	37.96	30.32	CUMPLE	27.93	CUMPLE
AFIRMADO	2.70	38.97	30.44	CUMPLE	28.05	CUMPLE
AFIRMADO	2.80	39.98	30.56	CUMPLE	28.17	CUMPLE
AFIRMADO	2.90	40.99	30.69	CUMPLE	28.30	CUMPLE

Figura 82: Caso 1 - Solo Cargas de Gravedad (sin sismo), para Afirmado

Fuente: Elaboración propia

Estrato	Df (m)	σ_{neto} (Ton/m ²)	Caso 2. Cargas de gravedad + Sismo X-X			
			$\sigma_{\text{máx}}$ (Ton/m ²)	Verificación $\sigma_{\text{máx}} < \sigma_{\text{neto}}$	$\sigma_{\text{mín}}$ (Ton/m ²)	Verificación $\sigma_{\text{máx}} > 0$
AFIRMADO	0.70	18.72	29.05	NO CUMPLE	25.36	CUMPLE
AFIRMADO	0.80	19.74	29.17	NO CUMPLE	25.48	CUMPLE
AFIRMADO	0.90	20.75	29.29	NO CUMPLE	25.60	CUMPLE
AFIRMADO	1.00	21.76	29.41	NO CUMPLE	25.73	CUMPLE
AFIRMADO	1.10	22.77	29.54	NO CUMPLE	25.85	CUMPLE
AFIRMADO	1.20	23.79	29.66	NO CUMPLE	25.97	CUMPLE
AFIRMADO	1.30	24.80	29.78	NO CUMPLE	26.09	CUMPLE
AFIRMADO	1.40	25.81	29.90	NO CUMPLE	26.22	CUMPLE
AFIRMADO	1.50	26.82	30.03	NO CUMPLE	26.34	CUMPLE
AFIRMADO	1.60	27.83	30.15	NO CUMPLE	26.46	CUMPLE
AFIRMADO	1.70	28.85	30.27	NO CUMPLE	26.58	CUMPLE
AFIRMADO	1.80	29.86	30.39	NO CUMPLE	26.70	CUMPLE
AFIRMADO	1.90	30.87	30.52	CUMPLE	26.83	CUMPLE
AFIRMADO	2.00	31.88	30.64	CUMPLE	26.95	CUMPLE
AFIRMADO	2.10	32.90	30.76	CUMPLE	27.07	CUMPLE
AFIRMADO	2.20	33.91	30.88	CUMPLE	27.19	CUMPLE
AFIRMADO	2.30	34.92	31.00	CUMPLE	27.32	CUMPLE
AFIRMADO	2.40	35.93	31.13	CUMPLE	27.44	CUMPLE
AFIRMADO	2.50	36.95	31.25	CUMPLE	27.56	CUMPLE
AFIRMADO	2.60	37.96	31.37	CUMPLE	27.68	CUMPLE
AFIRMADO	2.70	38.97	31.49	CUMPLE	27.81	CUMPLE
AFIRMADO	2.80	39.98	31.62	CUMPLE	27.93	CUMPLE
AFIRMADO	2.90	40.99	31.74	CUMPLE	28.05	CUMPLE
AFIRMADO	3.00	42.01	31.86	CUMPLE	28.17	CUMPLE

Figura 83: Caso 2 - Cargas de Gravedad + Sismo X-X, para Afirmado

Fuente: Elaboración propia

Estrato	Df (m)	σ_{neto} (Ton/m ²)	Caso 3. Cargas de gravedad + Sismo Y-Y			
			$\sigma_{\text{máx}}$ (Ton/m ²)	Verificación $\sigma_{\text{máx}} < \sigma_{\text{neto}}$	$\sigma_{\text{mín}}$ (Ton/m ²)	Verificación $\sigma_{\text{máx}} > 0$
AFIRMADO	0.70	18.72	28.41	NO CUMPLE	26.85	CUMPLE
AFIRMADO	0.80	19.74	28.53	NO CUMPLE	26.97	CUMPLE
AFIRMADO	0.90	20.75	28.65	NO CUMPLE	27.09	CUMPLE
AFIRMADO	1.00	21.76	28.77	NO CUMPLE	27.22	CUMPLE
AFIRMADO	1.10	22.77	28.90	NO CUMPLE	27.34	CUMPLE
AFIRMADO	1.20	23.79	29.02	NO CUMPLE	27.46	CUMPLE
AFIRMADO	1.30	24.80	29.14	NO CUMPLE	27.58	CUMPLE
AFIRMADO	1.40	25.81	29.26	NO CUMPLE	27.71	CUMPLE
AFIRMADO	1.50	26.82	29.38	NO CUMPLE	27.83	CUMPLE
AFIRMADO	1.60	27.83	29.51	NO CUMPLE	27.95	CUMPLE
AFIRMADO	1.70	28.85	29.63	NO CUMPLE	28.07	CUMPLE
AFIRMADO	1.80	29.86	29.75	CUMPLE	28.20	CUMPLE
AFIRMADO	1.90	30.87	29.87	CUMPLE	28.32	CUMPLE
AFIRMADO	2.00	31.88	30.00	CUMPLE	28.44	CUMPLE
AFIRMADO	2.10	32.90	30.12	CUMPLE	28.56	CUMPLE
AFIRMADO	2.20	33.91	30.24	CUMPLE	28.68	CUMPLE
AFIRMADO	2.30	34.92	30.36	CUMPLE	28.81	CUMPLE
AFIRMADO	2.40	35.93	30.49	CUMPLE	28.93	CUMPLE
AFIRMADO	2.50	36.95	30.61	CUMPLE	29.05	CUMPLE
AFIRMADO	2.60	37.96	30.73	CUMPLE	29.17	CUMPLE
AFIRMADO	2.70	38.97	30.85	CUMPLE	29.30	CUMPLE
AFIRMADO	2.80	39.98	30.97	CUMPLE	29.42	CUMPLE
AFIRMADO	2.90	40.99	31.10	CUMPLE	29.54	CUMPLE
AFIRMADO	3.00	42.01	31.22	CUMPLE	29.66	CUMPLE

Figura 84: Caso 3 - Cargas de Gravedad + Sismo Y-Y, para Afirmado

Fuente: Elaboración propia

Aun mejorando los estratos de suelo y reemplazándolo por un material como el afirmado se da cumplimiento a las verificaciones a partir de un Df de 1.90 m.

5.8. Mejoramiento de suelos con Geomallas

5.8.1. Determinación de la tensión

En la tabla 9 presentamos los parámetros de reforzamiento con Geomallas.

Tabla 9: Parámetros para reforzamiento con Geomalla

Parametro	Cantidad	Und	Descripción
q ₀	93.16	KPa	Capacidad Portante
q _R	442.28	KPa	Presión Transmitida
N	4.00		Numero de capas de Geomalla
ΔH	0.15	m	Espaciamiento entre capas de Geomallas
B	1.20	m	Ancho de la cimentación
γ	12.65	KN/m ³	Peso específico del suelo de fundación
Ø	31.38	°	Ángulo de fricción del suelo de fundación
CDS	0.90		Coeficiente de interacción
δ	28.24	°	Ángulo de fricción entre suelo - geomalla
Df	0.70	m	Profundidad de cimentación
LDR	1.00		Razón de densidad lineal del refuerzo

Fuente: Elaboración propia

Se utilizaron dichos parámetros para calcular el esfuerzo a tracción necesaria de la geomalla T(N) utilizando la siguiente formula:

$$T_{(N)} = \frac{1}{N} [q_0 \left(\frac{q_R}{q_0} - 1 \right) (A_1 B - A_2 \Delta H)] \dots\dots\dots (37)$$

Donde los valores de A₁ y A₂ se obtuvieron contrastando los valores de Z/B con sus respectivas curvas: Según figura 85.

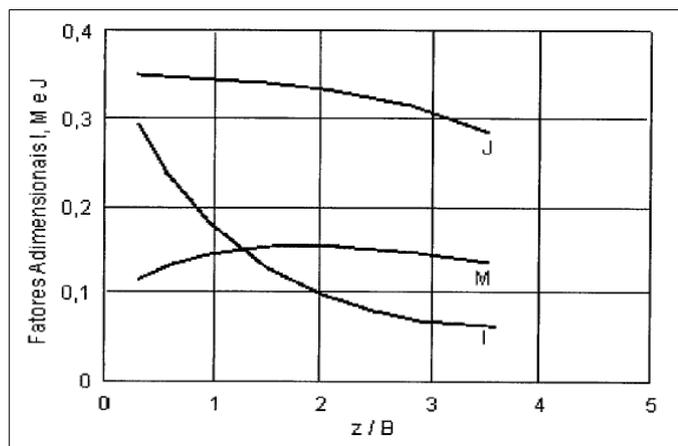


Figura 85: Curvas para valores de A₁ y A₂ para Geomallas

Fuente: Studies on foundations on reinforced soil beds, Binquet y Lee.1975

$$J = A_1, M = A_2, I = A_3$$

Resultados de la interpretación de la figura 85, para obtener los valores de A_1 y A_2 se encuentran en la tabla 10.

Tabla 10: Valores para A_1 y A_2

Capa N°	Z(m)	Z/B	A_1	A_2
1	0.15	0.13	0.350	0.343
2	0.30	0.25	0.349	0.313
3	0.45	0.38	0.348	0.285
4	0.60	0.50	0.347	0.260

Fuente: Elaboración propia

Con los valores de A_1 y A_2 se procedió a calcular los valores de $T(N)$ utilizando la fórmula 37: Los resultados se presentan en la tabla 11.

Tabla 11: Valores de $T(N)$

Capa N°	$T(N)$ (KN/m)
1	32.117
2	32.429
3	32.696
4	32.920

Fuente: Elaboración propia

Debido a que los valores de $T(N)$ que se calcularon se encuentran en el rango de: [32 – 33] KN/m, se optó por utilizar una Geomalla tejida de denominación MacGrid WG 65x65 de 65 kN/m de resistencia nominal y una resistencia de 33 kN/m al 5 % de deformación.

Tabla 12: Comparativo de $T(N)$ con Resistencia a la Tracción de Geomalla MacGrid EGB 40

Capa N°	$T(N)$ (KN/m)	Resistencia a Tracción (KN/m) 5% de deformación	FS
1	32.117	33.00	1.028
2	32.429	33.00	1.018
3	32.696	33.00	1.009
4	32.920	33.00	1.002

Fuente: Elaboración propia

De la tabla 12, se observó que el Facto de Seguridad (FS) que se obtiene por el cociente entre los valores de $T(N)$ y la resistencia a la tracción de la Geomalla al 5 % de deformación es mayor a 1.

5.8.2. Determinación de la resistencia al arrancamiento del refuerzo

Se realizó utilizando la siguiente formula:

$$F(B) = 2 \tan \delta (LRD) [A_3 B q_0 \left(\frac{q_R}{q_0} \right) + \gamma (L_0 - X_0) (z + D_f)] \dots (38)$$

Los valores para longitud de empotramiento se obtuvieron utilizando la figura 86.

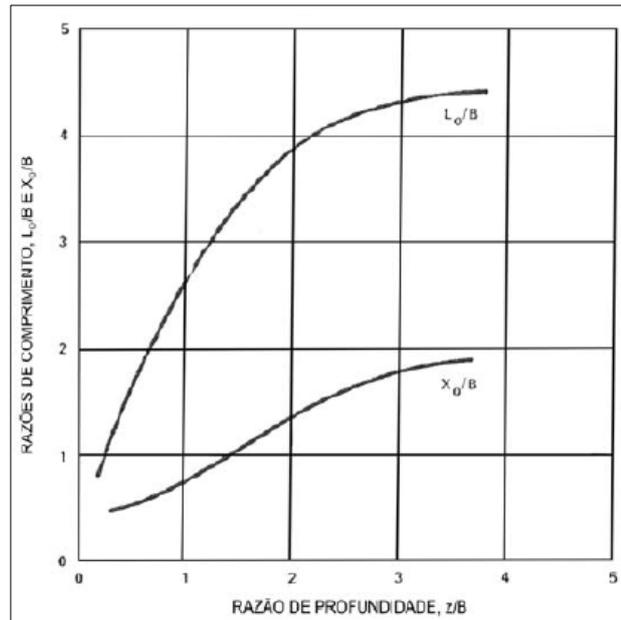


Figura 86: Curvas para valores de X_0/B y L_0/B

Fuente: Studies on foundations on reinforced soil beds, Binquet y Lee.1975

Los valores de longitud de empotramiento finales se compilaron en la Tabla 13:

Tabla 13: Longitudes de empotramiento

Valor	N° DE CAPAS			
	1	2	3	4
Z/B	0.13	0.25	0.38	0.50
Xo/B	0.63	0.62	0.62	0.64
Lo/B	0.56	0.95	1.30	1.63
B(m)	1.20	1.20	1.20	1.20
Xo(m)	0.76	0.74	0.75	0.77
Lo(m)	0.67	1.14	1.56	1.95
Z(m)	0.15	0.30	0.45	0.60
ΔH	0.15	0.15	0.15	0.15
Z+Df	0.85	1.00	1.15	1.30

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14: Valores de FB y FS(P)

	Valores			
FB(KN/m)	56.82	66.73	77.52	88.89
T(N)(KN/m)	32.12	32.43	32.70	32.92
FS(P)=FB/T(N)	1.77	2.06	2.37	2.70
FS(P)>1.5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia

De la tabla 14, se observó que el Factor de Seguridad FS(P) que se obtiene por el cociente entre los valores de FB y el esfuerzo a la tracción de la Geomalla calculado es mayor a 1.

Según figura 87, donde se muestran las diferentes longitudes de empotramiento que componen la utilización de la cimentación con Geomalla.

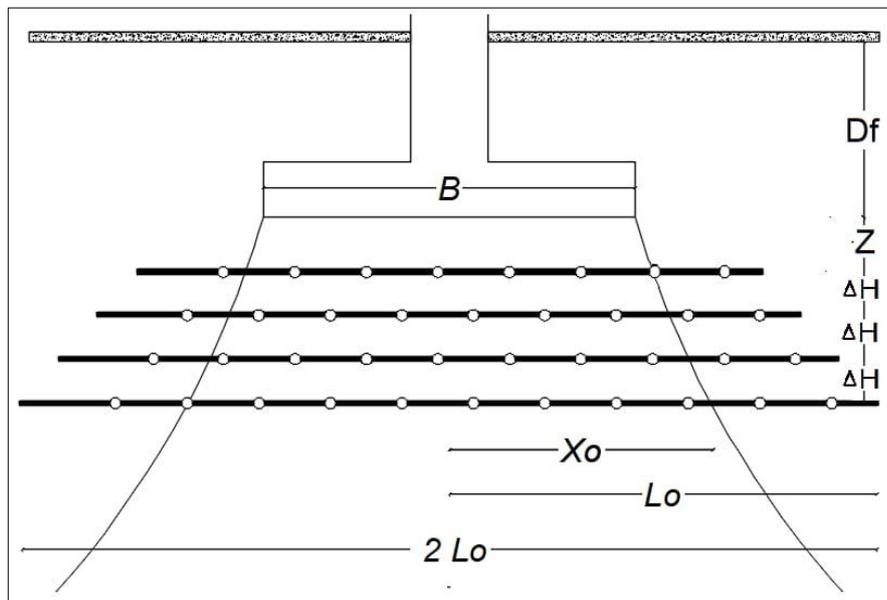


Figura 87: Longitudes de empotramiento de la Geomalla

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO VI EVALUACIÓN ECONÓMICA

La evaluación económica se realizó elaborando tres presupuestos para la construcción de la zapata Z-2, ubicada entre los ejes 5 y B del plano de cimentaciones (Anexos: Planos):

- Conservando las dimensiones en planta de la zapata Z-2:
 - Considerando el reforzamiento utilizando una Geomalla Biaxial MacGrid WG 65x65.
 - Considerando el reemplazo de material con Afirmado.
- Aumentando las dimensiones en planta de la zapata Z-2

Para la elaboración del presupuesto se consideró análisis de precios unitarios, para cada una de las partidas que intervienen en la construcción del cimiento: Excavación, eliminación, relleno con material de préstamo, proceso de compactación, colocación de geomallas, acero de refuerzo, concreto y encofrado.

6.1. Costo de Mano de Obra

Los costos por mano de obra que intervinieron en la evaluación económica, se tipifican según la caracterización siguiente:

- Operario
- Oficial
- Peón
- Capataz: 1.30 del Jornal Básico del Operario

Producto de las negociaciones entre la Federación de Trabajadores en Construcción Civil del Perú (FTCCP) y la Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO) se registró un incremento al Jornal Básico (Tabla 15) con vigencia a la fecha en que se realizó el presente estudio (01/06/2019 – 31/05/2020).

Tabla 15: Incremento al Jornal Básico

Del 01.06.2019 al 31.05.2020	
CATEGORIAS	S/.
OPERARIO	S/. 3.10
OFICIAL	S/. 1.70
PEÓN	S/. 1.60

Fuente: Federación de Trabajadores en Construcción Civil del Perú

La Bonificación Unificada de Construcción (Tabla 16) otorga bonificaciones por: Desgaste de herramientas, agua potable, vestimenta y especialización, esta última únicamente se le adjudica al operario.

Tabla 16: BUC

Categoría	BUC (%)
Operario	32.00
Oficial	30.00
Peón	30.00

Fuente: Elaboración propia

La bonificación adjudicada por concepto de Movilidad asume un valor por pasaje acumulados de S/. 7.20 por día. Registrándose a la fecha en que se realizó la presente investigación un incremento de S/. 0.80 producto de las negociaciones entre la FTCCP y CAPECO.

6.1.1. Cálculo de los días Laborados en el periodo: 01/06/2019 – 31/05/2020

En la tabla 17 se aprecia el proceso de cálculo de los días no laborados durante el periodo.

Tabla 17: Días no laborables en periodo 01/06/2019 – 31/05/2020

Sem.	Feriado	Fecha	Día	Hrs.	Feriado	Dom.	DNL
1	San Pedro y San Pablo	29/06/2019	sábado	5.50	0.688	1.00	1.688
2	Fiestas Patrias (28 y 29)	29/07/2019	lunes	8.50	1.063	1.00	2.063
3	Santa Rosa	30/08/2019	viernes	8.50	1.063	1.00	2.063
4	Combate de Angamos	8/10/2019	martes	8.50	1.063	1.00	2.063
5	Día de Construcción Civil	25/10/2019	viernes	8.50	1.063	1.00	2.063
6	Día de Todos los Santos	1/11/2019	viernes	8.50	1.063	1.00	2.063
7	Inmacula Concepción	8/12/2019	domingo	0.00	-	1.00	1.000
8	Navidad	25/12/2019	miércoles	8.50	1.063	1.00	2.063
9	Año Nuevo	1/01/2020	miércoles	8.50	1.063	1.00	2.063
10	Semana Santa (Jue y Vie)	18/04/2020	Jue y Vie	17.00	2.125	1.00	3.125
11	Día del Trabajo	1/05/2020	viernes	8.50	1.063	1.00	2.063
12-52	Semanas Comunes				-	41.000	41.000
				Total	11.313	52.000	63.313

Fuente: Elaboración propia

Días laborados en el período = 365 – 63.313

Días laborados en el período = 301.688

6.1.2. Cálculo de Porcentajes por Leyes y Beneficios Sociales.

6.1.2.1. Compensación por tiempo de servicio

Se consideró 12 % por concepto de liquidación y 3 % por utilidades, es decir 15 % del Jornal Básico.

6.1.2.2. Régimen de prestaciones de salud

Se considero el 9 % como aporte equivalente al empleador.

6.1.2.3. Seguro complementario contra todo riesgo

Tasa para ESSALUD del 1.30 % y 1.70 % para la ONP o con cualquier empresa de seguros.

6.1.2.4. Incidencia del salario dominical

En la tabla 18 se aprecia el proceso de cálculo de la incidencia del Salario Dominical.

Tabla 18: Incidencia del Salario Dominical

Semana	Feriado	Fecha	Día	Horas	Días laborados en la semana	Jornal Dominical	Incidencia (%)
1	San Pedro y San Pablo	29/06/2019	sábado	5.50	5.31	1.000	18.83%
2	Fiestas Patrias (28 y 29)	29/07/2019	lunes	8.50	5.00	1.000	20.00%
3	Santa Rosa	30/08/2019	viernes	8.50	5.00	1.000	20.00%
4	Combate de Angamos	8/10/2019	martes	8.50	5.00	1.000	20.00%
5	Día de Construcción Civil	25/10/2019	viernes	8.50	5.00	1.000	20.00%
6	Día de Todos los Santos	1/11/2019	viernes	8.50	5.00	1.000	20.00%
7	Inmacula Concepción	8/12/2019	domingo	0.00	6.00	1.000	16.67%
8	Navidad	25/12/2019	miércoles	8.50	5.00	1.000	20.00%
9	Año Nuevo	1/01/2020	miércoles	8.50	5.00	1.000	20.00%
10	Semana Santa (Jue y Vie)	18/04/2020	Jue y Vie	17.00	4.00	1.000	25.00%
11	Día del Trabajo	1/05/2020	viernes	8.50	5.00	1.000	20.00%
							220.50%
41 Semanas Comunes							683.33%
							903.83%
Incidencia promedio							17.38%

Fuente: Elaboración propia

6.1.2.5. Vacaciones

Por decreto legislativo No 713, Art. 10, determina que los trabajadores poseen el derecho a 30 días de descanso por cada 260 días de labor efectiva.

Días laborados = 260

Incidencia = $30 \times 100 / 260 = 11.54 \%$

6.1.2.6. Gratificaciones por fiestas patrias y navidad

Incidencia = $2 \times 40 \text{ jornales} / 301.688 = 26.52 \%$

6.1.2.7. Jornales por feriados no laborados

En la tabla 19 se aprecia el proceso de cálculo del índice de feriados.

Tabla 19: Incidencia por feriados

Feriado	Fecha	Día	Días
San Pedro y San Pablo	29/06/2019	sábado	0.69
Fiestas Patrias (28 y 29)	29/07/2019	lunes	1.06
Santa Rosa	30/08/2019	viernes	1.06
Combate de Angamos	8/10/2019	martes	1.06
Día de Construcción Civil	25/10/2019	viernes	1.06
Día de Todos los Santos	1/11/2019	viernes	1.06
Inmacula Concepción	8/12/2019	domingo	0.00
Navidad	25/12/2019	miércoles	1.06
Año Nuevo	1/01/2020	miércoles	1.06
Semana Santa (Jue y Vie)	18/04/2020	Jue y Vie	2.13
Día del Trabajo	1/05/2020	viernes	1.06
		Días feriados	11.31
		Domingos	52.00
		Días del año	365.00
		Diferencia	301.69
		Incidencia (Días feriados/Diferencia)	3.75%

Fuente: Elaboración propia

6.1.2.8. Asignación escolar

Incidencia = $3 \times 30 / 301.688 = 29.83 \%$

6.1.2.9. Incidencia de Overol

Costo de overol = S/. 90.00

Numero de overoles = 2

Días laborados = 301.688

$$\text{Incidencia diaria} = (2 \times 90) / 301.688 = S/. 0.60$$

6.1.3. Porcentajes de Leyes y Beneficios Sociales

En la tabla 20 se compilaron los porcentajes correspondientes al Jornal Básico y BUC.

Tabla 20: Porcentajes de Leyes y Beneficios Sociales

Item	Descripción	Porcentaje de L.S. y B.S. (%)	
		Jornal Basico	BUC
1.00	Porcentajes Establecidos		
1.01	Indemnización		
	Por tiempo de servicios	12.00	
	Por utilidades	3.00	
1.02	Seguro Complementario de Riesgo		
	Asistenciales (Essalud o EPS)	1.30	1.30
	Económicas (ONP o Seguro privado)	1.70	1.70
1.03	Prestaciones de Salud	9.00	9.00
2.00	Porcentajes Deducidos		
2.01	Dominical	17.38	
2.02	Vacaciones	11.54	
2.03	Gratificaciones Navidad y Fiestas Patrias	26.52	
2.04	Feriados	3.75	
2.05	Escolaridad	29.83	
3.00	Regimen de Prestaciones de Salud (9 %)		
3.01	Dominical sobre el 17.38 %	1.56	
3.02	Vacaciones sobre el 11.54 %	1.04	
3.03	Gratificaciones Navidad y Fiestas Patrias sobre el 21.92 %	2.39	
3.04	Feriados sobre el 3.75 %	0.34	
4.00	Seguro Complementario de Trabajo Contra Todo Riesgo (3 %)		
4.01	Dominical sobre el 17.38 %	0.52	
4.02	Vacaciones sobre el 11.54 %	0.35	
4.03	Gratificaciones Navidad y Fiestas Patrias sobre el 21.92 %	0.80	
4.04	Feriados sobre el 3.75 %	0.11	
	Porcentaje Total de L.S.y B.S.	123.12	12.00

Fuente: Elaboración propia

6.1.4. Costo de Hora Hombre

En la tabla 21 se realiza el cálculo de los costos por hora hombre para cada categoría.

Tabla 21: Costo de Mano de Obra

Descripción	Operario S/.	Oficial S/.	Peon S/.
Remuneración Básica Vigente (RB) (Vigente del 01.06.2019 al 31.05.2020)	70.30	55.40	49.70
Bonificación Unificada de Construcción (BUC) (Vigente del 01.06.2019 al 31.05.2020)	22.50	16.62	14.91
Leyes y Beneficios Sociales Sobre la R.B. 123.12 %	86.55	68.21	61.19
Leyes y Beneficios Sociales Sobre el BUC 12.00 %	8.44	6.65	5.96
Bonificación por Movilidad	8.00	8.00	8.00
Overol	0.60	0.60	0.60
Costo Día Hombre (DH)	196.38	155.47	140.36
Costo Hora Hombre (HH)	24.55	19.43	17.55

Fuente: Elaboración propia

6.2. Análisis de Precios Unitarios

En el rango de tablas del 22 al 33 se aprecian los cálculos de los valores de precios unitarios para cada una de las partidas que intervienen en los tres presupuestos que se elaboraron por la construcción de la zapata Z-2.

Tabla 22: APU para excavación a una profundidad de 1.30 m.

IU	CONCEPTO	Und	Cantidad	P.Unitario	T.Parcial	TOTAL
	EXCAVACION PARA ZAPATAS AISLADAS A UNA PROFUNDIDAD DE 1.30 M (Manual) 0.1cap, 2 pe Jornad 8 h/d			Costo por m ³ =		45.06
				Rendimto= 7.00 m ³ /D Unidad = m ³		
	Cp Op Of Pe Rend. m ³ /D					
	0.1 0 0 2 7.00					
	MANO de OBRA					43.75
47	CAPATAZ	HH	0.11	31.91	3.65	
47	PEON	HH	2.29	17.55	40.10	
	EQUIPO					1.31
37	HERRAMIENTAS MANUALES(%MANO DE OBRA)		3%	43.75	1.31	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23: APU para excavación a una profundidad de 2.70 m.

IU	CONCEPTO	Und	Cantidad	P.Unitario	T.Parcial	TOTAL
	EXCAVACION PARA ZAPATAS AISLADAS A UNA PROFUNDIDAD DE 2.70 M (Manual) 0.1cap, 2 pe Jornada 8 h/d			Costo por m3 :		69.31
				Rendimto= 5.00 m3/D		
				Unidad = m3		
	Cp Op Of Pe Rend. m3/D					
	0.1 0 0 2 5.00					
	MANO de OBRA					67.30
47	CAPATAZ	HH	0.16	31.91	5.11	
47	PEON	HH	3.20	19.43	62.19	
	EQUIPO					2.02
37	HERRAMIENTAS MANUALES(%MANO DE OBRA)		3%	67.30	2.02	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24: APU para suministro de Afirmado

IU	CONCEPTO	Und	Cantidad	P.Unitario	T.Parcial	TOTAL
	SUMINISTRO DE AFIRMADO			Costo por m3 =		35.72
	Jornada 8 h/d					
	Cp Op Of Pe Rend. M3/D					
	0.1 0 0 0 -					
	MANO de OBRA					0.00
47	CAPATAZ	HH	0.00	31.91	0.00	
47	PEON	HH	0.00	19.43	0.00	
	EQUIPO					0.00
37	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBR/ %		3.00	0.00	0.00	
	MATERIALES					35.72
	ALQUILER DE VOLQUETE	M3	1.00	20.12	20.12	
	AFIRMADO DE CANTERA	M3	1.30	12.00	15.60	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 25: APU para base de Afirmado Compactado

IU	CONCEPTO	Und	Cantidad	P.Unitario	T.Parcial	TOTAL
	RELLENO COMPACTADO CON VIBROPISONADOR 3HP MATERIAL PRESTAMO CON AGUA EN CAPAS DE 20 CM Jornada 8 h/d			Costo por M3 :		24.57
				Rendimto= 35 M3/D		
				Unidad = M3		
	Cp Op Of Pe Rend. M3/D					
	0.1 1 0 1 35					
	MANO de OBRA					9.18
47	CAPATAZ	HH	0.02	31.91	0.73	
47	OPERARIO	HH	0.23	19.43	4.44	
47	PEON	HH	0.23	17.55	4.01	
	EQUIPO					15.21
49	VIBROPISONADOR 3HP	HM	0.50	29.87	14.94	
37	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)		3%	9.18	0.28	
	MATERIALES					0.18
39	AGUA	M3	0.10	1.80	0.18	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26: APU para instalación de Geomalla MacGrid WG 65x65

IU	CONCEPTO					UNIDAD	Cantidad	P.Unitario	T.Parcial	TOTAL
	INSTALACIÓN DE GEOMALLA BIAXIAL							Costo	por m ² =	26.65
	Jornada	8 h/d					Rendimto=	30 m ² /Dia		
	Cp	Op	Of	Pe	Rend. M2/D		Unidad =	m ²		
	0.1	1	0	1	30.00					
	MANO de OBRA									12.08
47	CAPATAZ					HH	0.03	31.91	0.85	
47	OPERARIO					HH	0.27	24.55	6.55	
47	PEON					HH	0.27	17.55	4.68	
	EQUIPO									12.31
49	VIBROPISONADOR 4HP					HM	0.40	29.87	11.95	
37	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)						3%	12.08	0.36	
	MATERIALES									2.26
	GEOMALLA BIAXIAL MacGrid EGB 40					M2	0.56	4.04	2.26	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27: APU para eliminación de material

IU	CONCEPTO					Und	Cantidad	P.Unitario	T.Parcial	TOTAL
	ACARREO Y ELIMINACION DE MATERIAL PRODUCTO							Costo	por m ³ =	46.40
	DE LAS EXCAVACIONES							Unidad =	m ³	
	Jornada	8 h/d								
	Cp	Op	Of	Pe	Rend. M3/D					
	0.1	0	0	2	12					
	MANO de OBRA									25.52
47	CAPATAZ					HH	0.07	31.91	2.13	
47	PEON					HH	1.33	17.55	23.39	
	EQUIPO									0.77
37	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)						3%	25.52	0.77	
	MATERIALES									20.12
	ALQUILER DE VOLQUETE					M3	1.00	20.12	20.12	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 28: APU para elaboración y vaciado de concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

IU	CONCEPTO	Und	Cantidad	P.Unitario	T.Parcial	TOTAL
	CONCRETO PARA ZAPATAS				Costo por M3 =	367.44
	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$					
	Jornada		8 h/d			
	Cp	Op	Of	Pe	Rend. M3/D	
	0.2	1	0	2	6	
	MANO de OBRA					88.03
47	CAPATAZ	HH	0.27	31.91	8.51	
47	OPERARIO	HH	1.33	24.55	32.73	
47	PEON	HH	2.67	17.55	46.79	
	EQUIPO					9.58
37	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)		3%	88.03	2.64	
48	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 A 12 P3 - 18 HP	HM	0.40	11.06	4.42	
49	VIBRADOR DE CONCRE. GASOL.2.4" - 4HP	HM	0.40	6.30	2.52	
	MATERIALES					269.83
	ARENA GRUESA DE CANTERA	M3	0.52	48.31	25.12	
	CEMENTO PORTLAND TIPO I "SOL"	BL	9.73	22.20	216.01	
	PIEDRA CHANCADA 1/2"	M3	0.53	54.15	28.70	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 29: APU para encofrado y desencofrado

IU	CONCEPTO	Und	Cantidad	P.Unitario	T.Parcial	TOTAL
	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO				Costo M2	57.86
	Jornada		8 h/d			
	Cp	Op	Of	Pe	Rend. M2/D	
	0.1	1	1	0	14	
	MANO de OBRA					26.96
47	CAPATAZ	HH	0.06	31.91	1.82	
47	OPERARIO	HH	0.57	24.55	14.03	
47	OFICIAL	HH	0.57	19.43	11.11	
	EQUIPO					0.81
37	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)		3%	26.96	0.81	
	MATERIALES					30.09
	CLAVOS	KG	0.15	6.00	0.90	
	MADERA CACHIMBO	P2	7.89	3.70	29.19	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 30: APU para acero de refuerzo de 3/4"

IU	CONCEPTO	Und	Cantid.	P.Unit	T.Parcial	TOTAL
	ACERO PARA ZAPATA			Costo por M3		5.22
	fy = 4200 kg/cm2					
	Jornada		8 h/d			
	Cp	Op	Of	Pe	end. KG/D	
	0.1	1	1	0	250	
	MANO de OBRA					1.51
47	CAPATAZ	HH	0.00	31.91	0.10	
47	OPERARIO	HH	0.03	24.55	0.79	
47	OFICIAL	HH	0.03	19.43	0.62	
	EQUIPO					0.05
37	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)		3%	1.51	0.05	
	MATERIALES					3.66
	ALAMBRE #16	KG	0.06	5.17	0.31	
	FIERRO CORRUGADO	KG	1.07	3.13	3.35	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31: APU para acero de refuerzo de 5/8"

IU	CONCEPTO	Und	Cantidad	P.Unitario	T.Parcial	TOTAL
	ACERO PARA COLUMNA			Costo por M3 =		5.15
	fy = 4200 kg/cm2					
	Jornada		8 h/d			
	Cp	Op	Of	Pe	end. KG/D	
	0.1	1	1	0	250	
	MANO de OBRA					1.51
47	CAPATAZ	HH	0.00	31.91	0.10	
47	OPERARIO	HH	0.03	24.55	0.79	
47	OFICIAL	HH	0.03	19.43	0.62	
	EQUIPO					0.05
37	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)		3%	1.51	0.05	
	MATERIALES					3.60
	ALAMBRE #16	KG	0.06	5.17	0.31	
	FIERRO CORRUGADO	KG	1.07	3.07	3.29	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32: APU para relleno con material propio

IU	CONCEPTO	Und	Cantid.	P.Unita	T.Parcial	TOTAL
	RELLENO CON MATERIAL PROPIO			Costo por M3		24.41
	Jornada		8 h/d			
	Cp	Op	Of	Pe	Rend. M3/D	
	0.1	0	0	1	7	
	MANO de OBRA					23.70
47	CAPATAZ	HH	0.11	31.91	3.65	
47	PEON	HH	1.14	17.55	20.05	
	EQUIPO					0.71
37	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)		3%	23.70	0.71	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 33: APU para solado para zapatas

IU	CONCEPTO	Und	Cantidad	P.Unitario	T.Parcial	TOTAL
	SOLADO PARA ZAPATAS 3" DE ESPESOR			Costo por M2 =		31.60
	Jornada		8 h/d			
	Cp	Op	Of	Pe	Rend. M2/D	
	0.2	1	0	2	27	
	MANO de OBRA					19.56
47	CAPATAZ	HH	0.06	31.91	1.89	
47	OPERARIO	HH	0.30	24.55	7.27	
47	PEON	HH	0.59	17.55	10.40	
	EQUIPO					1.69
37	HERRAMIENTAS MANUALES(% MANO DE OBRA)		3%	19.56	0.59	
48	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 A 12 P3 - 18 HP	HM	0.10	11.06	1.11	
	MATERIALES					10.34
	ARENA GRUESA	M3	0.09	48.31	4.35	
	CEMENTO PORTLAND TIPO I "SOL"	BL	0.27	22.20	5.99	

Fuente: Elaboración propia

6.3. Presupuesto para Zapata Z-2, utilizando una Geomalla MacGrid WG 65x65

Tabla 34: Presupuesto para Zapata Z-2, utilizando una Geomalla MacGrid WG 65x65

Presupuesto para construcción de zapata Z-2 utilizando Geomalla MacGrid WG 65x65						
Ítem	Descripción	Und.	Met.	P.U.	Parcial	Sub Total
A	Zapata Z-2 Eje 5 - B					
1.00	Movimiento de tierras					S/2,511.33
1.01	Excavacion para zapata	m3	20.91	S/45.06	S/942.43	
1.02	Instalación de Geomalla MacGrid WG 65x65	m2	31.94	S/26.65	S/851.16	
1.03	Relleno con material propio	m3	15.14	S/24.41	S/369.65	
1.04	Acarreo y Eliminación de material producto de las excavación	m3	7.50	S/46.40	S/348.09	
2.00	Concreto simple					S/45.50
2.01	Solado para zapata	m2	1.44	S/31.60	S/45.50	
3.00	Concreto armado					S/685.15
3.01	Zapata de Concreto F'c=210 kg/cm2					
3.01.01	Concreto para zapata f'c=210 kg/cm2	m3	0.86	S/367.44	S/317.47	
3.01.02	Encofrado y desencofrado de Zapata	m2	2.88	S/57.86	S/166.63	
3.01.03	Acero para zapatas fy = 4200 kg/cm2	kg	28.16	S/5.22	S/146.89	
3.02	Columna de Concreto F'c=210 kg/cm2					
3.02.01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	0.01	S/367.44	S/2.76	
3.02.02	Encofrado y desencofrado	m2	0.11	S/57.86	S/6.36	
3.02.03	Acero fy = 4200 kg/cm2	kg	8.74	S/5.15	S/45.04	
COSTO DIRECTO						S/3,241.98

Fuente: Elaboración propia

6.4. Presupuesto para Zapata Z-2, utilizando una base de Afirmado

Tabla 35: Presupuesto para Zapata Z-2, utilizando una sub base de Afirmado

Presupuesto para construcción de zapata Z-2 utilizando una sub base de Afirmado						
Ítem	Descripción	Und.	Metrado	P.U.	Parcial	Sub Total
A	Zapata Z-2 Eje 5 - B					
1.00	Movimiento de tierras					S/1,673.32
1.01	Excavacion para zapata	m3	13.07	S/69.31	S/905.80	
1.02	Suministro de afirmado desde cantera Romaña SAC	m3	5.03	S/35.72	S/179.79	
1.03	Conformación y compactación de sub base con Afirmado	m3	3.87	S/24.57	S/95.14	
1.04	Relleno con material propio	m3	8.23	S/24.41	S/201.00	
1.05	Acarreo y Eliminación de material producto de las excavación	m3	6.28	S/46.40	S/291.59	
2.00	Concreto simple					S/45.50
2.01	Solado para zapata	m2	1.44	S/31.60	S/45.50	
3.00	Concreto armado					S/880.43
3.01	Zapata de Concreto F'c=210 kg/cm2					
3.01.01	Concreto para zapata f'c=210 kg/cm2	m3	0.86	S/367.44	S/317.47	
3.01.02	Encofrado y desencofrado de Zapata	m2	2.88	S/57.86	S/166.63	
3.01.03	Acero para zapatas fy = 4200 kg/cm2	kg	28.16	S/5.22	S/146.89	
3.02	Columna de Concreto F'c=210 kg/cm2					
3.02.01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	0.10	S/367.44	S/35.83	
3.02.02	Encofrado y desencofrado	m2	1.43	S/57.86	S/82.74	
3.02.03	Acero fy = 4200 kg/cm2	kg	25.41	S/5.15	S/130.87	
COSTO DIRECTO						S/2,599.24

Fuente: Elaboración propia

6.5. Presupuesto para Zapata Z-2, con dimensiones: B = 1.50 m y L = 1.50 m

Tabla 36: Presupuesto para Zapata Z-2, B = 1.50 m y L = 1.50 m.

Presupuesto para construcción de zapata Z-2 (B=1.50 m y L= 1.50 m)						
Ítem	Descripción	Und.	Met.	P.U.	Parcial	Sub Total
A	Zapata Z-2 Eje 5 - B					
1.00	Movimiento de tierras					S/1,509.19
1.01	Excavación de Zapatas	m3	15.47	S/69.31	S/1,072.20	
1.02	Relleno con material propio	m3	13.82	S/24.41	S/337.22	
1.03	Acarreo y Eliminación de material producto de las excavación	m3	2.15	S/46.40	S/99.76	
2.00	Concreto simple					S/71.09
2.01	Solado para zapata	m2	2.25	S/31.60	S/71.09	
3.00	Concreto armado					S/1,280.82
3.01	Zapata de Concreto F'c=210 kg/cm2					
3.01.01	Concreto para zapata f'c=210 kg/cm2	m3	1.35	S/367.44	S/496.04	
3.01.02	Encofrado y desencofrado de Zapata	m2	3.60	S/57.86	S/208.29	
3.01.03	Acero para zapatas fy = 4200 kg/cm2	kg	48.28	S/5.22	S/251.82	
3.02	Columna de Concreto F'c=210 kg/cm2					
3.02.01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	0.14	S/367.44	S/49.60	
3.02.02	Encofrado y desencofrado	m2	1.98	S/57.86	S/114.56	
3.02.03	Acero fy = 4200 kg/cm2	kg	31.16	S/5.15	S/160.51	
COSTO DIRECTO						S/2,861.10

Fuente: Elaboración propia

Se realizaron tres presupuestos (Tablas 34, 35 y 36), obteniéndose el Costo Directo para cada caso, y se compilaron los resultados en la tabla 37:

Tabla 37: Costos Directos

Presupuesto	Costo Directo
Presupuesto para construcción de zapata Z-2 utilizando Geomalla MacGrid GW 65x65 (B=1.20 m y L= 1.20 m)	S/3,241.98
Presupuesto para construcción de zapata Z-2 utilizando Afirmado (B=1.20 m y L= 1.20 m)	S/2,599.24
Presupuesto para construcción de zapata Z-2 (B=1.50 m y L= 1.50 m)	S/2,861.10

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO VII PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

A partir de los resultados obtenidos, aceptamos la hipótesis principal que determina que la evaluación técnico económica entre Geomallas y Afirmado permitirá determinar la mejor opción en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao.

Los resultados obtenidos guardan relación lo que concluye Villanueva (2018), en “influencia del suelo arenoso en el comportamiento estructural de una edificación de albañilería confinada de 5 pisos en Ventanilla”, donde señala que la presencia de suelos arenosos afecta negativamente a la estructura, por lo tanto, es necesario trabajos de reforzamiento de suelos.

Así mismo, estos resultados coinciden con lo que sostiene Mera (2017), en “Evaluación técnico - económico del uso de geomalla multiaxial como refuerzo en la subrasante de la carretera santa Cruz Bellavista, Distrito Bellavista-Jaén-Cajamarca”, donde determina que al utilizar una Geomalla como reforzamiento reduce el espesor del estrato de soporte, sin disminuir la capacidad de carga.

En el presente capítulo se hace mención a los valores calculados en capítulos anteriores y se presenta únicamente valores finales.

7.1. Resultados de la investigación

Se realizó una calicata (C-1), se extrajeron muestras que fueron ensayadas en laboratorio: Granulometría por tamizado, límites líquidos y plásticos, Proctor Modificado y corte directo (Capítulo IV: 4.1. Exploración del subsuelo), obteniéndose la clasificación SUCS y perfil estratigráfico de suelo. Con los datos obtenidos de los ensayos, se realizaron los cálculos de capacidad de carga por fórmula de Terzaghi para el suelo sin mejoramiento y para el Afirmado, que se obtuvo de la cantera más cercana. Se obtuvo gráficos de incremento de capacidad de carga variando el D_f .

7.1.1. El aumento de la capacidad de carga del suelo del Lote 37 y el Afirmado en relación a el Df

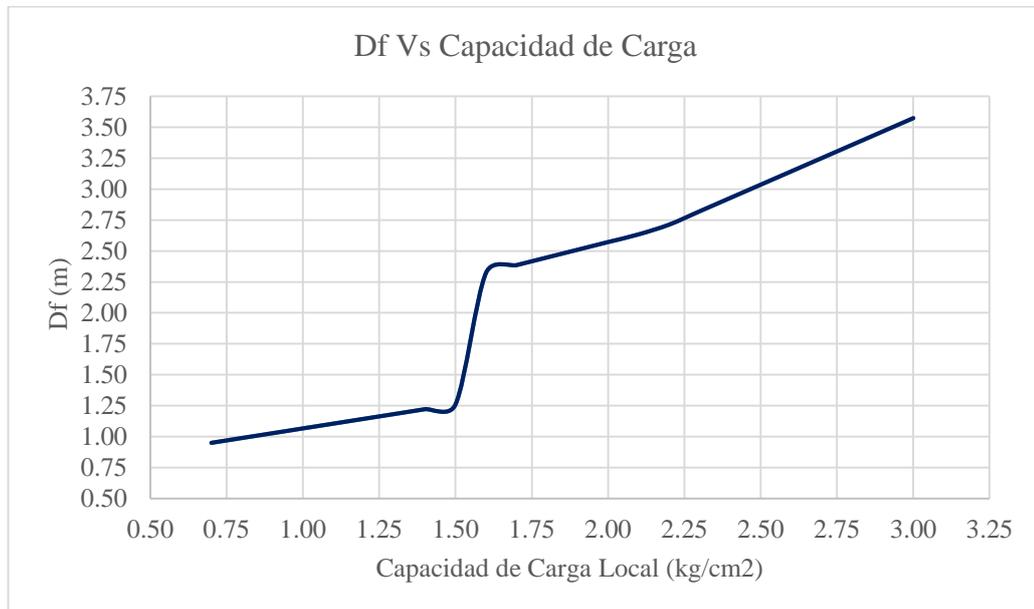


Figura 88: Df Vs Capacidad de carga del suelo del Lote 37

Fuente: Elaboración propia

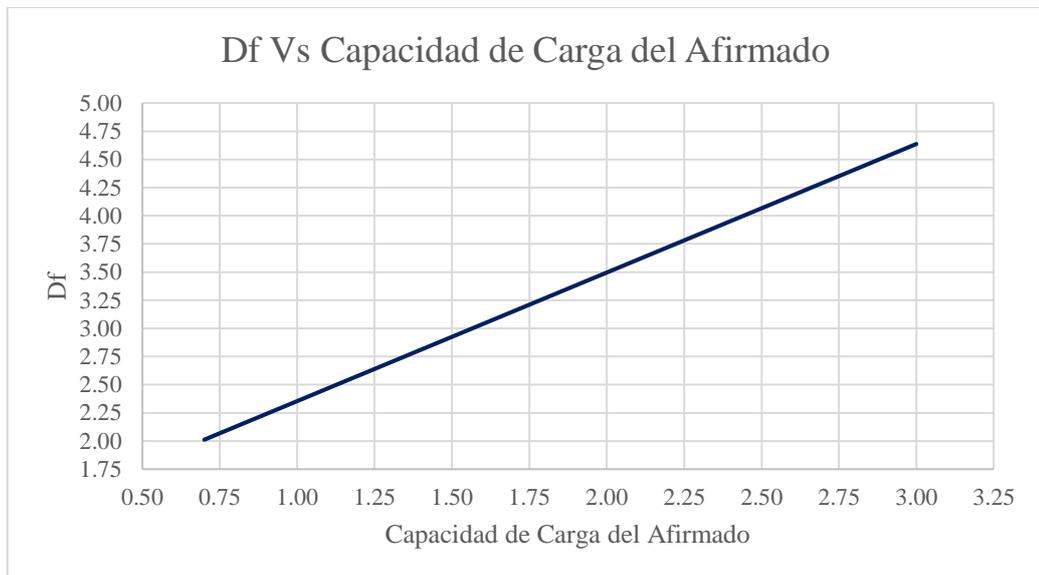


Figura 89: Df Vs Capacidad de carga del Afirmado

Fuente: Elaboración propia

7.1.2. Se calculó que la zapata más esforzada es la Z-2 (Eje 5 – B)

Se realizó el diseño sismorresistente de la estructura, obteniéndose las cargas de servicio, las cuales fueron mayoradas para las 4 posibles zapatas más cargas con el objetivo de determinar cuál zapata es la más esforzada de toda la estructura. Los resultados se aprecian en la figura 90.

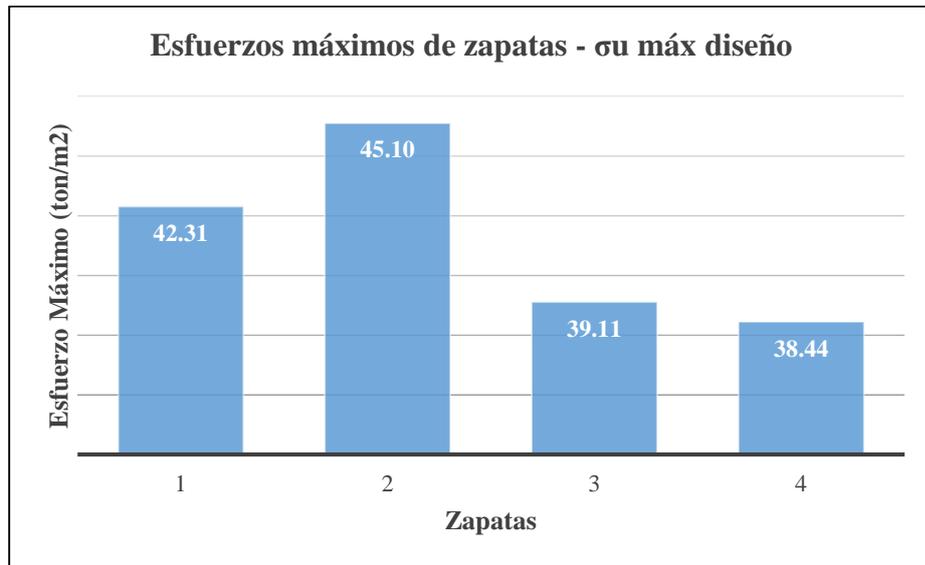


Figura 90: Zapata más esforzada

Fuente: Elaboración propia

Se calculó que la zapata más esforzada es la zapata Z-2 (σ_u máx diseño= 45.10 ton/m²), ubicada entre los ejes 5 y B del plano de cimentaciones el cual se aprecia en la figura 91. Con los datos de dicha zapata, se realizaron las verificaciones preliminares de diseño de cimentaciones para los demás casos en estudio, puesto que, al darse cumplimiento de los comparativos de capacidad de carga neta y esfuerzos máximos para esta zapata, se dedujo que dicho cumplimiento se da en las demás.

Ubicación de la zapata más esforzada en el plano de cimentación

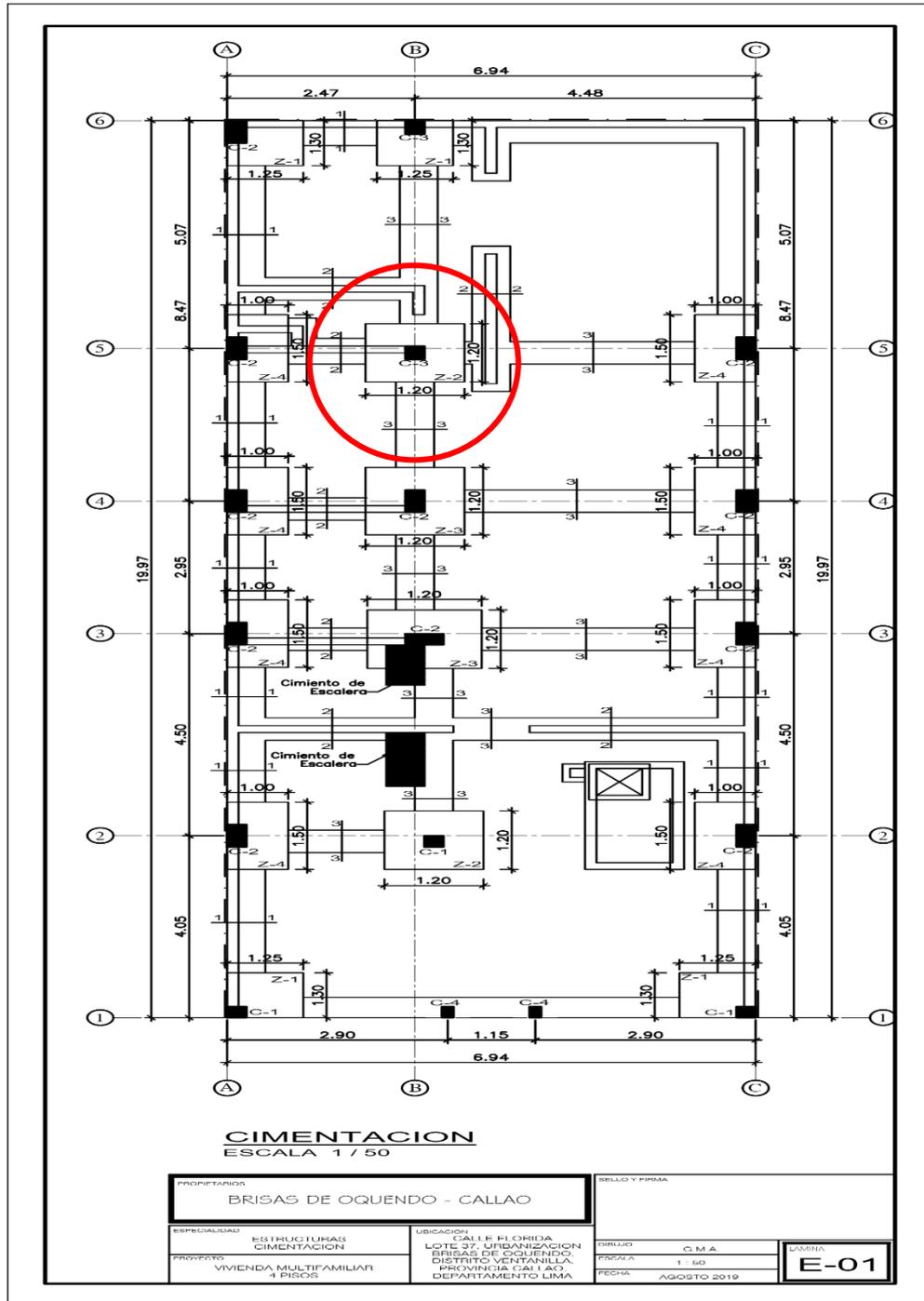


Figura 91: Ubicación de la zapata más esforzada

Fuente: Elaboración propia

7.1.3. Verificación de factibilidad técnica

Se realizaron las evaluaciones técnicas para todos los casos contemplados en el presente proyecto (Tabla 38) siguiendo el procedimiento de comparar las capacidades de carga neta locales con los respectivos esfuerzos máximos y se determinaron a que D_f (m) es viable técnicamente cimentar para cada uno de ellos.

Tabla 38: D_f (m) para cada caso

<i>Caso</i>	<i>D_f (m)</i>
Suelo sin mejoramiento: Z-2 (B=1.20 y B=1.20 m)	No cumple
Suelo con afirmado Z-2: (B=1.20 y B=1.20 m)	1.90
Suelo con Geomalla Z-2: (B=1.20 y B=1.20 m)	0.70
Suelo sin mejoramiento: Z-2 (B=1.50 y B=1.50 m)	2.40

Fuente: Elaboración propia

Para los tres casos viables técnicamente se presentan los resultados gráficamente.

En la figura 92, se aprecia las dimensiones de empotramiento de la Geomalla y dimensiones de la zapata.

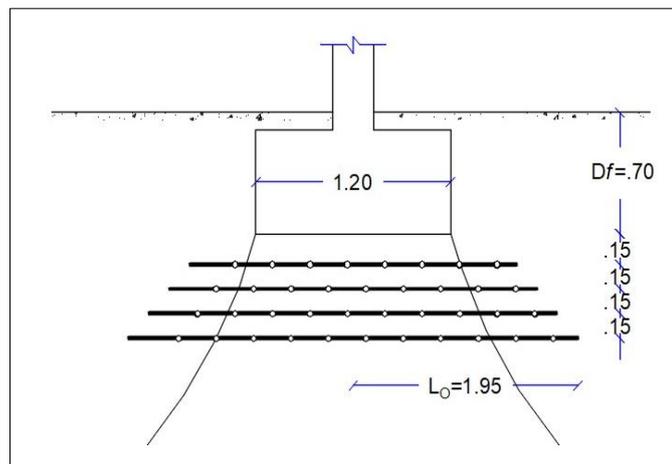


Figura 92: Reforzamiento con Geomalla

Fuente: Elaboración propia

En la figura 93, se aprecia las dimensiones del estrato compuesto por Afirmado compactado y las dimensiones de la zapata.

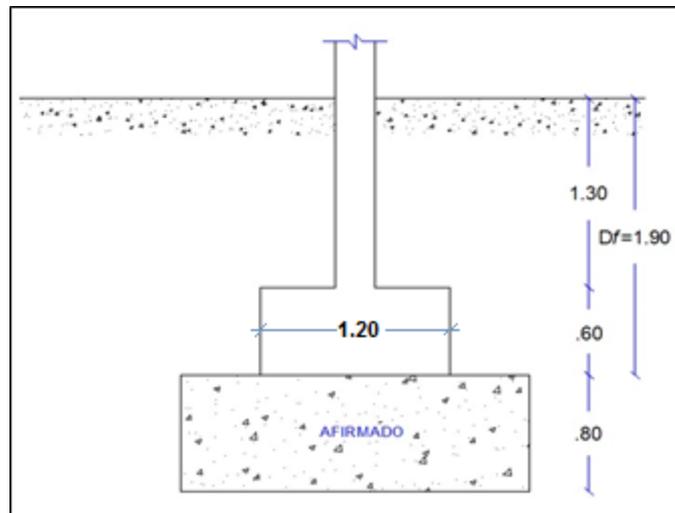


Figura 93: Reforzamiento con Afirmado

Fuente: Elaboración propia

En la figura 94, se aprecia las dimensiones de la zapata cuyo Df y dimensiones fueron incrementadas con el propósito de ser técnicamente correcto.

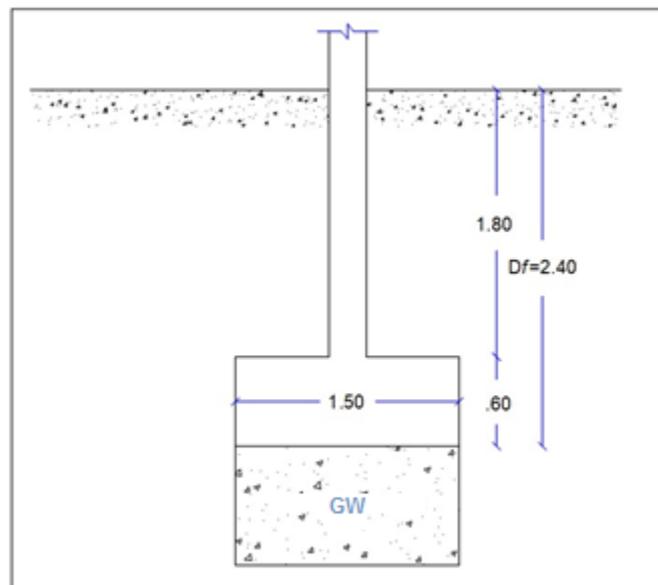


Figura 94: Incrementado dimensiones de zapata

Fuente: Elaboración propia

7.1.4. Evaluación económica

Tabla 39: Costos Directos para cada presupuesto

Presupuesto	Costo Directo
Presupuesto para construcción de zapata Z-2 utilizando Geomalla MacGrid GW 65x65 (B=1.20 m y L= 1.20 m)	S/3,241.98
Presupuesto para construcción de zapata Z-2 utilizando Afirmado (B=1.20 m y L= 1.20 m)	S/2,599.24
Presupuesto para construcción de zapata Z-2 (B=1.50 m y L= 1.50 m)	S/2,861.10

Fuente: Elaboración propia

7.1.5. Discusión de evaluación técnico económica

Una práctica habitual en ingeniería, para evitar realizar un mejoramiento de suelo, es cimentar a un Df mayor e incrementar las dimensiones de la zapata, debido a que se considera como una solución más práctica. Por tal motivo, se realizó una evaluación técnica para tal caso, sin embargo, es importante que la evaluación económica de dicho tipo de solución refleje una disminución en el Costo Directo por los trabajos. De no darse el caso estipulado, como lo fue en la presente investigación, concluimos que se debe descartar dicha alternativa. Puesto que, además de ser una solución más costosa, adicionalmente no se garantiza que las dimensiones de los estratos sean uniformes a lo largo de todo el terreno donde se construirá el proyecto para vivienda.

Por lo tanto, las soluciones técnicas son adecuadas y las económica es la de utilizar Afirmado, como material de reforzamiento de suelos para cimentaciones superficiales

CONCLUSIONES

- 1) La evaluación técnico económica entre Geomallas y Afirmado permitió determinar que utilizar Afirmado para mejoramiento de suelos es la mejor opción en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao.
- 2) La evaluación técnica entre Geomallas y Afirmado permitió determinar que ambas alternativas de solución son factibles en cimentaciones superficiales. Debido a que, utilizando una Geomalla MacGrid WG 65x65 a un $D_f = 0.70$ m: Los valores de T(N) necesarios para soportar la presión transmitida por la estructura, son menores que la resistencia a la tracción al 5 % ofrecida por la Geomalla. Así mismo, el uso de Afirmado como material de reemplazo a un $D_f = 1.90$ m: proporcionó valores de esfuerzos mínimos mayores a cero y valores de esfuerzos máximos menores a la capacidad de carga neta por falla local.
- 3) La evaluación económica entre Geomallas y Afirmado permitió determinar que la opción menos costosa es utilizar Afirmado en cimentaciones superficiales. Esta conclusión se sustentó en que el Costo Directo por construir la zapata Z-2 (Eje 5 – B) es de: S/. 3,241.98 utilizando una Geomalla y S/. 2,599.24 utilizando Afirmado.
- 4) La utilización de una Geomalla MacGrid WG 65x65 permitió reducir en un 25 % el espesor del estrato de apoyo de la zapata Z-2 y evitar tener que trabajar con material de préstamo.
- 5) Si no realiza ningún mejoramiento de suelo y tampoco se incrementan las dimensiones de $B = 1.20$ m y $L = 1.20$ m de la zapata Z-2, no es viable técnicamente cimentar a ningún D_f hasta una profundidad de 3.00 m.
- 6) Se determinó que si se incrementa de las dimensiones de la zapata Z-2 a un $B = 1.50$ m y $L = 1.50$ m, es adecuado técnicamente cimentar a un $D_f = 2.40$ m. El Costo Directo calculado por la construcción de una zapata de dichas características fue de: S/. 2,861.10. Un monto 9.15 % más alto que utilizando Afirmado y 13.31 % más barato si se utiliza una Geomalla.

RECOMENDACIONES

- 1) Antes de realizar cualquier técnica exploratoria de suelo, se debe realizar el modelamiento sismorresistente de la estructura. Debido a que, las cargas que se obtienen producto del modelamiento sirven para realizar una evaluación preliminar de cuales zapatas son las probables más esforzadas y de esa manera realizar la exploración en el o los puntos más críticos.
- 2) A fin de realizar una comparación económica adecuada se debe considerar trabajar con la cantera certificada más cercana, a fin de reducir los valores de precios unitarios.
- 3) Realizar un análisis que evalúe las variaciones deformacionales para futuros proyectos de investigación.
- 4) Se recomienda realizar un estudio que incluya y compare los datos obtenidos por un ensayo de placa de carga y los datos de capacidad de carga obtenidos en la presente investigación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Beltrán, J., Diaz, D. (2018). *Análisis de la capacidad de carga admisible de los suelos de cimentación del Complejo Arqueológico Chan Chan debido al ascenso del nivel freático. (Tesis de Pregrado)*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Chorres, M. (2017). *Uso de geotextiles para la mejora del suelo de las cimentaciones superficiales en suelos arenosos Asentamiento Humano Pachacutec Distrito de Ventanilla*. Lima. (Tesis de Pregrado). Universidad Cesar Vallejos, Lima-Perú.
- Das, B.M. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Ciudad de México, México.
- Egoavil, H. (2012). *Refuerzo de cimentaciones superficiales con geosintéticos*. (Master en Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica). Universidad Nacional de Educación a Distancia, Madrid-España.
- Mera, J. (2017). *Evaluación técnico - económico del uso de geomalla multiaxial como refuerzo en la subrasante de la carretera Santa Cruz. Cajamarca.*(Tesis de Pregrado). Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca-Perú.
- Meza, J. (2014). *Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y un semisótano en la ciudad de Arequipa 2014. (Tesis de Pregrado)*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú.
- Ortega, E., Rodriguez, J. (2005). *Refuerzo de Cimentaciones Superficiales mediante el Uso de Geomallas*. Lima, Perú.

- Morocho, F. (2016). *Diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos 2016. (Tesis de Pregrado)*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Nij, J. (2009). *DGuía práctica para el cálculo de la capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losa de cimentación, pilotes y pilas perforadas 2017. (Tesis de Pregrado)*. Universidad San Carlos de Guatemala. Ciudad de Guatemala, Guatemala.
- Peck, R., Thornburn, T., Hanson, W. (1982). *Ingeniería de Cimentaciones* (2da edición). Ciudad de México, México.
- Rangel, J. (2013). *Cimentacion y mejoramiento del suelo para vivienda*. Sociedad Mexicana de Ingenieria Estructural. Ciudad de México, México.
- Roncal, J. (2017). *Diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de siete pisos en el distrito de San Isidro 2017. (Tesis de Pregrado)*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Sanjay, S., Jian, Y. (2006). *Fundamentals of Geosynthetic Engineering*. Inglaterra, London.
- Villanueva, H., Tello, O. (2018). *Influencia del suelo arenoso en el comportamiento estructural de una edificación de albañilería confinada de 5 pisos en Ventanilla, 2018. (Tesis de Pregrado)*. Universidad Cesar Vallejos, Lima-Perú.

ANEXOS

Anexo 1: Matriz de consistencia

FORMULACION DEL PROBLEMA	PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES	METODOLOGIA
PRINCIPAL	¿De qué manera es posible evaluar la mejor opción técnica económica entre Geomallas y Afirmado en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao?	Evaluar la mejor opción técnico económica entre Geomallas y Afirmado en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao.	La evaluación técnico económica entre Geomallas y Afirmado permitirá determinar la mejor opción en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao.	1. V. Independientes:	Resistencia a la tracción	El método de investigación es cuantitativo, ya que se obtienen datos numéricos como conclusiones, los mismos que serán utilizados para lograr el objetivo de determinar la mejor opción técnica – económica para mejoramiento de suelo de cimentaciones superficiales en la urbanización Brisas de Oquendo – Callao.
				1.1. Geomalla		
SECUNDARIOS	¿De qué manera es posible hacer una evaluación técnica entre Geomallas y Afirmado en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao?	Evaluar técnicamente las Geomallas y Afirmado en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao	La evaluación técnica entre Geomallas y Afirmado permite determinar cuál de las dos alternativas de solución es la más adecuada en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao.	2. V. Dependientes:	Capacidad Portante	
				2.1. Evaluación técnica utilizando Geomallas y Afirmado		
	¿De qué manera es posible hacer una evaluación económica entre Geomallas y Afirmado en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao?	Evaluar económicamente las Geomallas y Afirmado en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao	La evaluación económica entre Geomallas y Afirmado permite determinar cuál de las dos alternativas de solución es la más adecuada en cimentaciones superficiales, Caso: Lote 37 de la urbanización Brisas de Oquendo – Callao.	2.2. Evaluación económica utilizando Geomallas y Afirmado	Analisis de Precios Unitarios.	Costo directo por construcción de zapatas

Anexo 2: Análisis granulométrico por tamizado de muestra M-1

CONTENIDO DE HUMEDAD

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

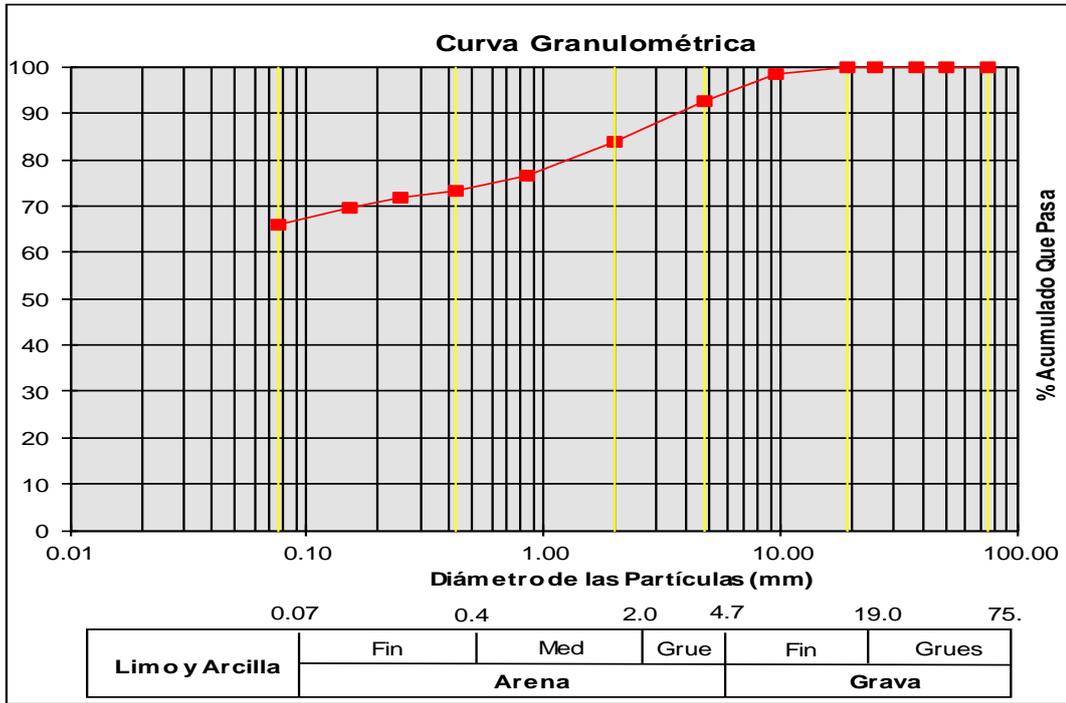
CONTENIDO DE HUMEDAD (ω)		
1	No recipiente	Platillo - A
2	W recipiente (gr)	170.92
3	W recipiente sw (gr)	822.13
4	W recipiente s (gr)	787.42
5	W w : 3-4 (gr)	34.71
6	W s : 4-2 (gr)	616.50
7	ω : $100 \cdot 5/6$ (%)	5.63

ANALISIS GRANULOMETRICO		
8	W recipiente s (lavado) (gr)	382.13
9	W s (lavado) : 8-2 (gr)	211.21
10	W s fino (platillo) (gr)	1.78
11	W Total Parcial Retenido (gr)	210.34
12	ΔW : 9-11 (gr)	0.87
13	W s fino (total) (gr)	407.07
14	% finos : $100 \cdot 13/6$ (%)	66.03
15	Error : $100 \cdot 12/9$ (%)	0.41

D10	(mm)	0.00
D30	(mm)	0.00
D60	(mm)	0.02
Cu		>99
Cc		0.14

Tamiz		P.P. Ret.	P.P. R.C.	%P. R.	%A. R.	%A. Que P.
-	(mm)	(gr)	(gr)	(%)	(%)	(%)
3"	75.000	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.000	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	37.500	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.000	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.000	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	09.500	9.78	9.78	1.59	1.59	98.41
No 004	04.750	34.51	34.51	5.60	7.18	92.82
No 010	02.000	53.17	54.04	8.77	15.95	84.05
No 020	00.850	45.53	45.53	7.39	23.33	76.67
No 040	00.425	19.93	19.93	3.23	26.57	73.43
No 060	00.250	10.28	10.28	1.67	28.24	71.76
No 100	00.150	13.38	13.38	2.17	30.41	69.59
No 200	00.075	21.98	21.98	3.57	33.97	66.03
Platillo		1.78	407.07	66.03	100.00	0.00
Total		210.34	616.50	100.00	-	-

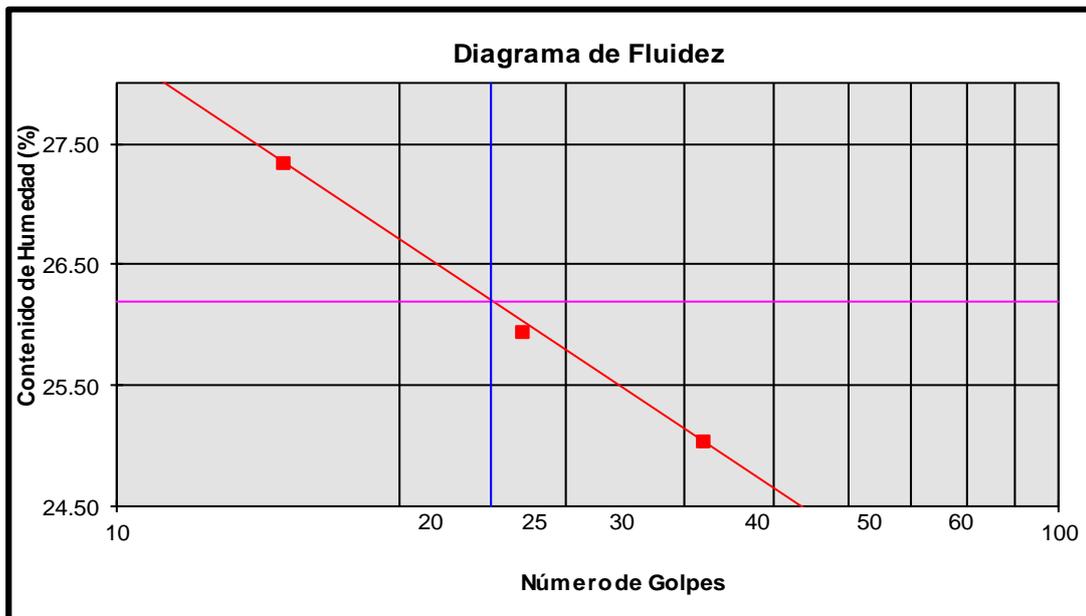
Curva granulométrica de muestra M-1



Anexo 3: Limite líquido y plástico de muestra M-1

No DE ENSAYO	1	2	3
---------------------	----------	----------	----------

LIMITE LIQUIDO (LL)				
1	No recipiente	1	2	3
2	No golpes	15	27	42
3	W recipiente (gr)	19.52	20.66	20.64
4	W recipiente sw (gr)	47.51	46.39	46.80
5	W recipiente s (gr)	41.50	41.09	41.56
6	W w : 4-5 (gr)	6.01	5.30	5.24
7	W s : 5-3 (gr)	21.98	20.43	20.92
8	$\omega : 100*6/7$ (%)	27.34	25.94	25.05
9	LL (%)			26.20



LIMITE PLASTICO (LP)			
1	No recipiente	5	6
2	W recipiente (gr)	20.75	21.05
3	W recipiente sw (gr)	31.74	30.86
4	W recipiente s (gr)	29.48	28.94
5	W w : 3-4 (gr)	2.26	1.92
6	W s : 4-2 (gr)	8.73	7.89
7	LP : $100*5/6$ (%)	25.89	24.33
8	LP promedio (%)		25.11

Anexo 4: Análisis granulométrico por tamizado de muestra M-2

**CONTENIDO DE HUMEDAD
ANALISIS GRANULOMETRICO**

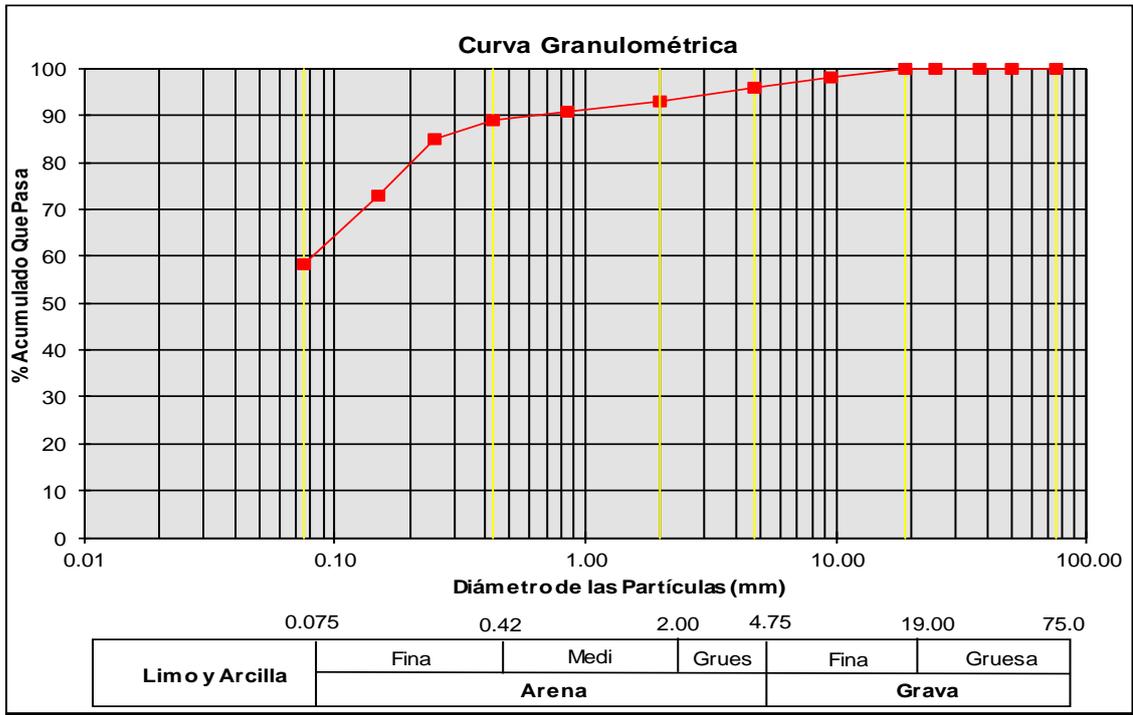
CONTENIDO DE HUMEDAD (ω)		
1	No recipiente	Platillo - B
2	W recipiente (gr)	171.64
3	W recipiente sw (gr)	1034.53
4	W recipiente s (gr)	976.27
5	W w : 3-4 (gr)	58.26
6	W s : 4-2 (gr)	804.63
7	ω : 100*5/6 (%)	7.24

ANALISIS GRANULOMETRICO		
8	W recipiente s (lavado) (gr)	507.78
9	W s (lavado) : 8-2 (gr)	336.14
10	W s fino (platillo) (gr)	2.23
11	W Total Parcial Retenido (gr)	334.96
12	ΔW : 9-11 (gr)	1.18
13	W s fino (total) (gr)	470.72
14	% finos : 100*13/6 (%)	58.50
15	Error : 100*12/9 (%)	0.35

D10	(mm)	0.01
D30	(mm)	0.02
D60	(mm)	0.08
Cu		10.71
Cc		0.62

Tamiz		P. P. R. (gr)	P. P. R. C. (gr)	% P. R. (%)	% A. R. (%)	% A. Que P. (%)
-	(mm)					
3"	75.000	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.000	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	37.500	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.000	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.000	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	09.500	14.79	14.79	1.84	1.84	98.16
No 004	04.750	16.05	16.05	1.99	3.83	96.17
No 010	02.000	25.37	25.37	3.15	6.99	93.01
No 020	00.850	18.49	18.49	2.30	9.28	90.72
No 040	00.425	13.20	13.20	1.64	10.92	89.08
No 060	00.250	33.15	33.15	4.12	15.04	84.96
No 100	00.150	95.27	95.27	11.84	26.88	73.12
No 200	00.075	116.41	117.59	14.61	41.50	58.50
Platillo		2.23	470.72	58.50	100.00	0.00
Total		334.96	804.63	100.00	-	-

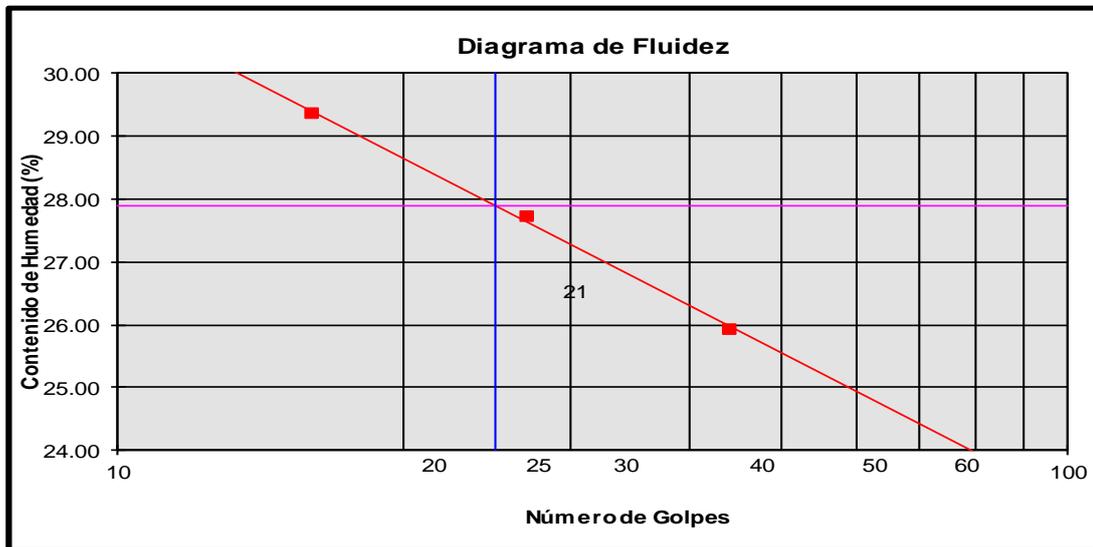
Curva granulométrica de muestra M-2



Anexo 5: Limite líquido y plástico de muestra M-2

No DE ENSAYO	1	2	3
--------------	---	---	---

LIMITE LIQUIDO (LL)			
1	No recipiente	4	5
2	No golpes	16	27
3	W recipiente (gr)	19.52	20.66
4	W recipiente sw (gr)	46.43	47.52
5	W recipiente s (gr)	40.32	41.69
6	W w : 4-5 (gr)	6.11	5.83
7	W s : 5-3 (gr)	20.80	21.03
8	$\omega : 100 \cdot 6/7$ (%)	29.38	27.72
9	LL (%)	27.90	



LIMITE PLASTICO (LP)			
1	No recipiente	7	8
2	W recipiente (gr)	20.60	20.94
3	W recipiente sw (gr)	30.88	30.37
4	W recipiente s (gr)	28.68	28.45
5	W w : 3-4 (gr)	2.20	1.92
6	W s : 4-2 (gr)	8.08	7.51
7	LP : $100 \cdot 5/6$ (%)	27.23	25.57
8	LP promedio (%)	26.40	

Anexo 6: Análisis granulométrico por tamizado de muestra M-3

**CONTENIDO DE HUMEDAD
ANALISIS GRANULOMETRICO**

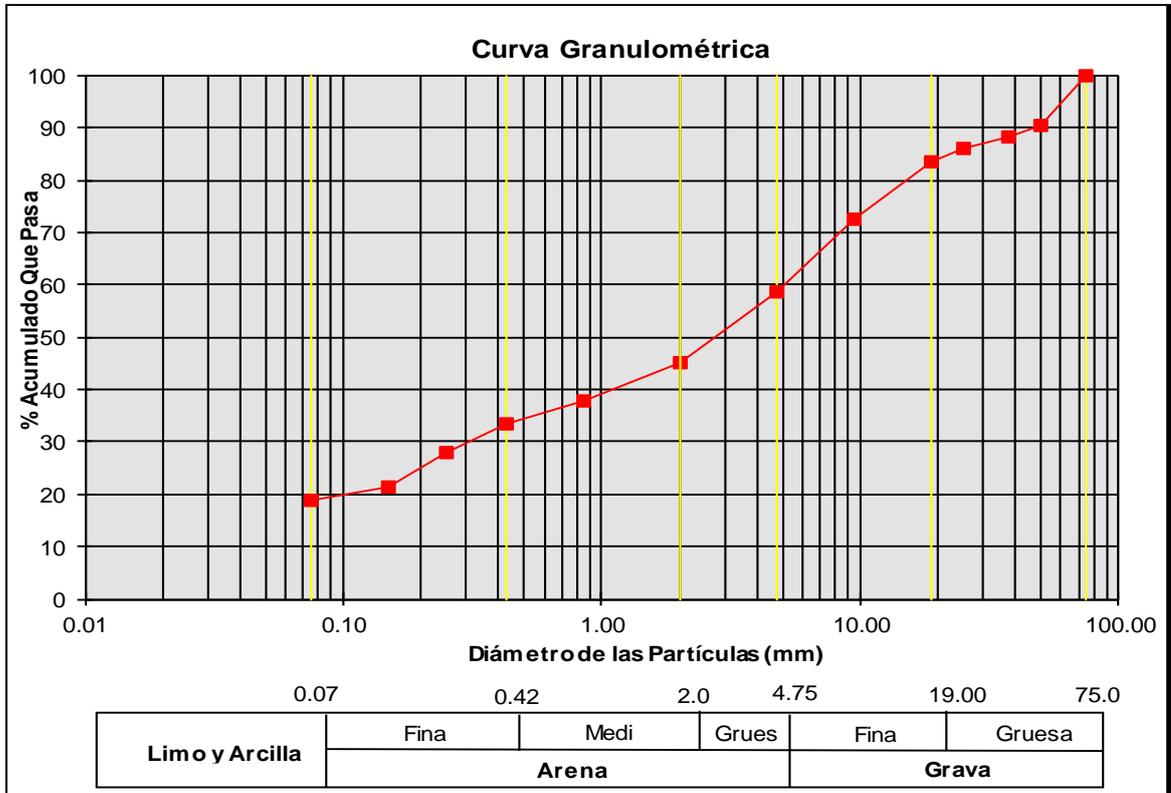
CONTENIDO DE HUMEDAD (ω)		
1	No recipiente	Platillo - C
2	W recipiente (gr)	187.77
3	W recipiente sw (gr)	2768.31
4	W recipiente s (gr)	2656.95
5	W w : 3-4 (gr)	111.36
6	W s : 4-2 (gr)	2469.18
7	ω : 100*5/6 (%)	4.51

ANALISIS GRANULOMETRICO		
8	W recipiente s (lavado) (gr)	2190.49
9	W s (lavado) : 8-2 (gr)	2002.72
10	W s fino (platillo) (gr)	3.05
11	W Total Parcial Retenido (gr)	1999.82
12	ΔW : 9-11 (gr)	2.90
13	W s fino (total) : (gr)	469.51
14	% finos : 100*13/6 (%)	19.01
15	Error : 100*12/9 (%)	0.14

D10	(mm)	0.01
D30	(mm)	0.30
D60	(mm)	5.08
Cu		> 99
Cc		3.56

Tamiz		P. P. Ret.	P. Par. Ret. Corr.	% Par. Ret.	% Ac. Ret.	% Ac. Que P.
-	(mm)	(gr)	(gr)	(%)	(%)	(%)
3"	75.000	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.000	235.33	235.33	9.53	9.53	90.47
1 1/2"	37.500	54.35	54.35	2.20	11.73	88.27
1"	25.000	54.12	54.12	2.19	13.92	86.08
3/4"	19.000	62.07	62.07	2.51	16.44	83.56
3/8"	09.500	270.04	270.04	10.94	27.37	72.63
No 004	04.750	342.60	345.50	13.99	41.37	58.63
No 010	02.000	328.58	328.58	13.31	54.67	45.33
No 020	00.850	186.70	186.70	7.56	62.23	37.77
No 040	00.425	101.94	101.94	4.13	66.36	33.64
No 060	00.250	140.37	140.37	5.68	72.05	27.95
No 100	00.150	163.45	163.45	6.62	78.67	21.33
No 200	00.075	57.22	57.22	2.32	80.99	19.01
Platillo		3.05	469.51	19.01	100.00	0.00
Total		1999.82	2469.18	100.00	-	-

Curva granulométrica de muestra M-3



Anexo 7: Análisis granulométrico por tamizado de muestra M-4

**CONTENIDO DE HUMEDAD
ANALISIS GRANULOMETRICO**

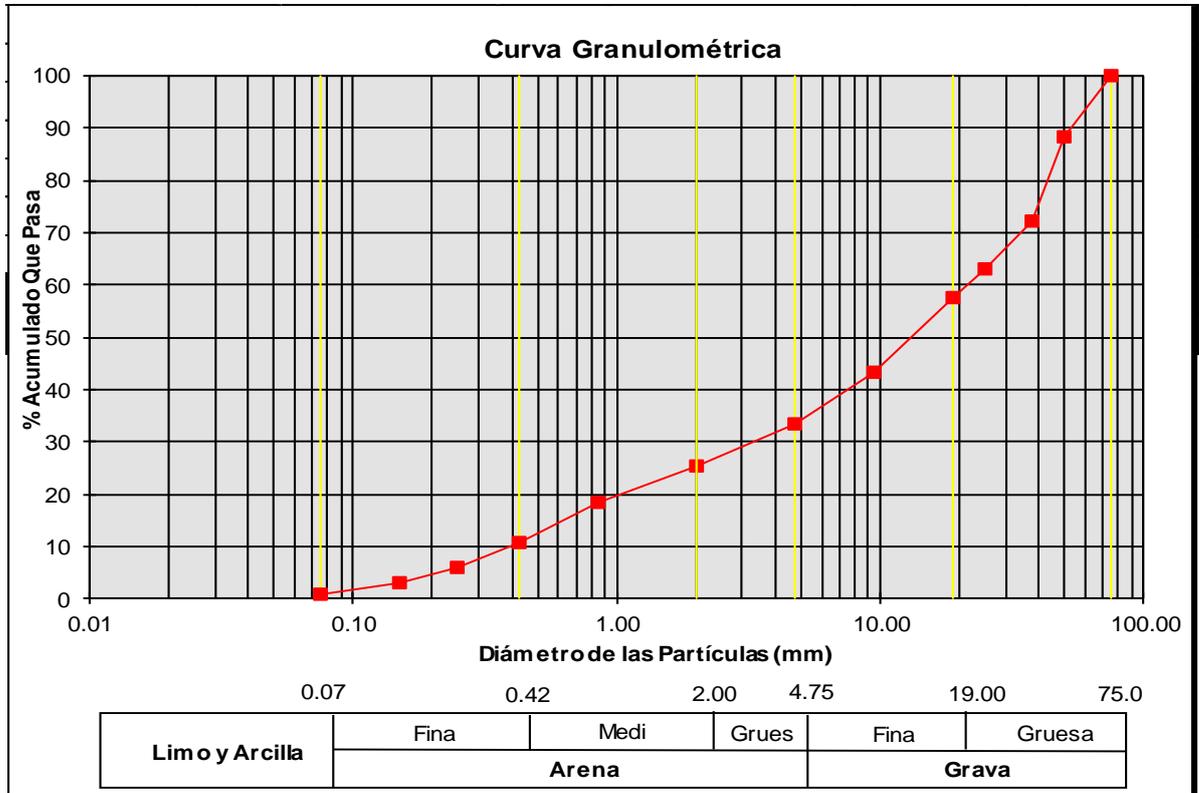
CONTENIDO DE HUMEDAD (ω)		
1	No recipiente	Platillo - D
2	W recipiente (gr)	176.40
3	W recipiente sw (gr)	4928.50
4	W recipiente s (gr)	4804.02
5	W w : 3-4 (gr)	124.48
6	W s : 4-2 (gr)	4627.62
7	ω : 100*5/6 (%)	2.69

ANALISIS GRANULOMETRICO		
8	W recipiente s (lavado) (gr)	4760.98
9	W s (lavado) : 8-2 (gr)	4584.58
10	W s fino (platillo) (gr)	1.70
11	W Total Parcial Retenido (gr)	4581.51
12	ΔW : 9-11 (gr)	3.07
13	W s fino (total) : (gr)	44.74
14	% finos : 100*13/6 (%)	0.97
15	Error : 100*12/9 (%)	0.07

D10	(mm)	0.39
D30	(mm)	3.29
D60	(mm)	21.46
Cu		55.00
Cc		1.29

Tamiz		P. Par. Ret.	P. Par. Ret. Corr.	% P. Ret.	% Ac. Ret.	% Acumulado Que Pasa
-	(mm)	(gr)	(gr)	(%)	(%)	(%)
3"	75.000	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.000	545.10	545.10	11.78	11.78	88.22
1 1/2"	37.500	745.44	748.51	16.17	27.95	72.05
1"	25.000	423.36	423.36	9.15	37.10	62.90
3/4"	19.000	241.31	241.31	5.21	42.32	57.68
3/8"	09.500	667.69	667.69	14.43	56.75	43.25
No 004	04.750	452.32	452.32	9.77	66.52	33.48
No 010	02.000	378.36	378.36	8.18	74.70	25.30
No 020	00.850	320.05	320.05	6.92	81.61	18.39
No 040	00.425	353.34	353.34	7.64	89.25	10.75
No 060	00.250	216.65	216.65	4.68	93.93	6.07
No 100	00.150	140.41	140.41	3.03	96.96	3.04
No 200	00.075	95.78	95.78	2.07	99.03	0.97
Platillo		1.70	44.74	0.97	100.00	0.00
Total		4581.51	4627.62	100.00	-	-

Curva granulométrica de muestra M-4



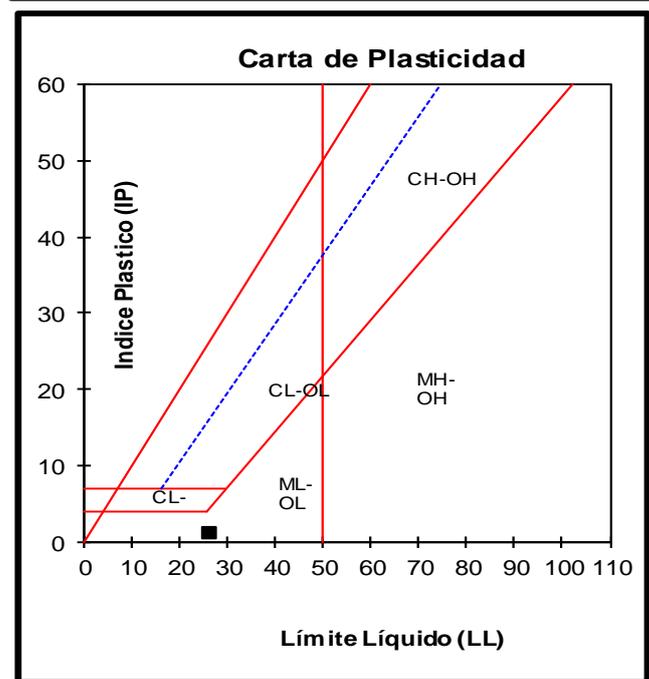
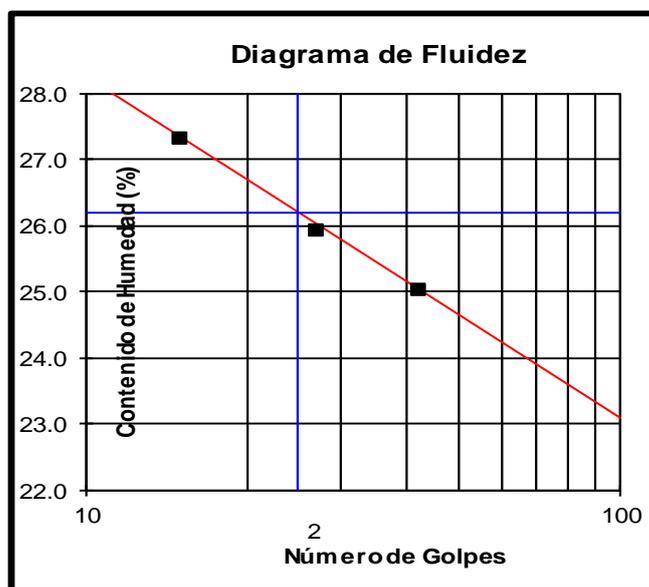
Anexo 8: Clasificación SUCS - muestra M-1

ENSAYOS : ESTANDAR DE CLASIFICACION
 NORMAS : ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487
 INFORME : TESIS
 SOLICITANTE : DANIEL ERNESTO CHAVEZ PEJERREY
 UBICACION : VENTANILLA - CALLAO
 FECHA : 16/09/2019
 TIPO DE EXPLORACION : CALICATA
 No DE EXPLORACION : C-1
 No DE MUESTRA : M-1
 PROF. DEL NIVEL FREATICO (m) : -
 PROF. DEL ESTRATO (m) : 0.00 a 1.20

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	% ACUMULADO QUE PASA	75.000	3"	100.00
		50.000	2"	100.00
		37.500	1 1/2"	100.00
		25.000	1"	100.00
		19.000	3/4"	100.00
		9.500	3/8"	98.41
		4.750	No 004	92.82
		2.000	No 010	84.05
		0.850	No 020	76.67
		0.425	No 040	73.43
		0.250	No 060	71.76
		0.150	No 100	69.59
		0.075	No 200	66.03
D10 (mm)	0.00	Cu	> 99	
D30 (mm)	0.00	Cc	###	
D60 (mm)	0.02			

PESO ESP. RELATIVO DE SOLIDOS (Gs)	2.70
PESO ESPECIFICO NATURAL (gr/cc)	1.29
HUMEDAD NATURAL (ω)	5.63
LIMITE LIQUIDO (LL)	26.20
LIMITE PLASTICO (LP)	25.11
INDICE PLASTICO (IP)	1.09
LIMITE DE CONTRACCION (LC)	0.00

CLASIFICACION S.U.C.S.	ML
------------------------	----



Anexo 9: Clasificación SUCS - muestra M-2

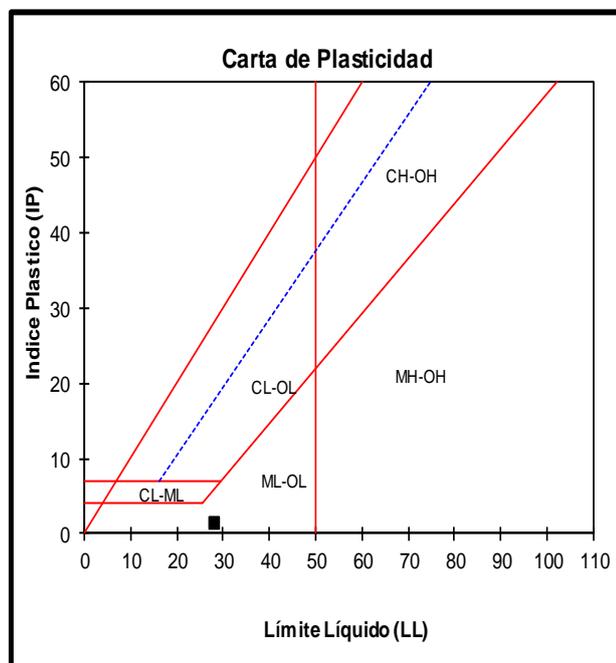
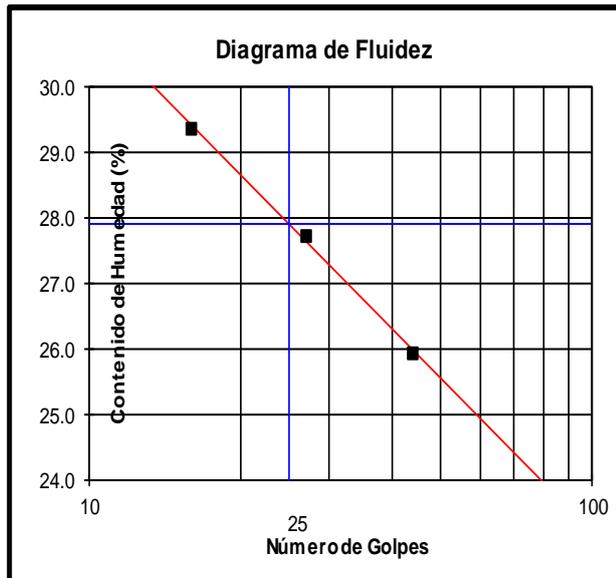
ENSAYOS : ESTANDAR DE CLASIFICACION
 NORMAS : ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487
 INFORME : TESIS
 SOLICITANTE : DANIEL ERNESTO CHAVEZ PEJERREY
 UBICACION : VENTANILLA - CALLAO
 FECHA : SEPTIEMBRE 2019

TIPO DE EXPLORACION : CALICATA
 No DE EXPLORACION : C-1
 No DE MUESTRA : M-2
 PROF. DEL N.F. (m) : -
 PROF. DEL ESTRATO (m) : 1.20 a 1.50

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	% ACUMULADO QUE PASA	75.000	3"	100.00
		50.000	2"	100.00
		37.500	1 1/2"	100.00
		25.000	1"	100.00
		19.000	3/4"	100.00
		9.500	3/8"	98.16
		4.750	No 004	96.17
		2.000	No 010	93.01
		0.850	No 020	90.72
		0.425	No 040	89.08
		0.250	No 060	84.96
		0.150	No 100	73.12
		0.075	No 200	58.50
		D10 (mm)	0.01	Cu
D30 (mm)	0.02	Cc	0.62	
D60 (mm)	0.08			

P. ESP. RELAT. DE SOLIDOS (Gs)	2.67
PESO ESPECIFICO NATURAL (γ) (gr/cc)	1.29
HUMEDAD NATURAL (ω) (%)	7.24
LIMITE LIQUIDO (LL) (%)	27.90
LIMITE PLASTICO (LP) (%)	26.40
INDICE PLASTICO (IP) (%)	1.50
LIMITE DE CONTRACCION (LC) (%)	0.00

CLASIFICACION S.U.C.S.	ML
------------------------	----



Anexo 10: Clasificación SUCS - muestra M-3

ENSAYOS : ESTANDAR DE CLASIFICACION
 NORMAS : ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487

 INFORME : TESIS
 SOLICITANTE : DANIEL ERNESTO CHAVEZ PEJERREY
 UBICACION : VENTANILLA - CALLAO
 FECHA : 16/09/2019

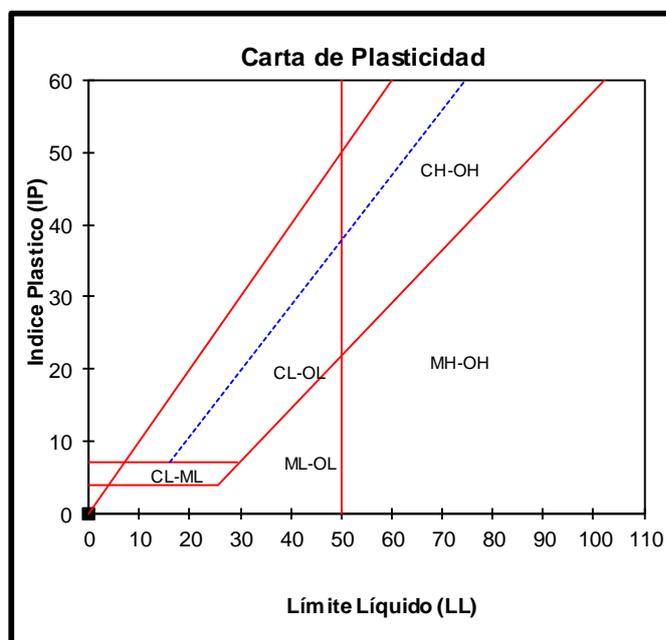
 TIPO DE EXPLORACION : CALICATA
 No DE EXPLORACION : C-1
 No DE MUESTRA : M-3

PROF. DEL N.F. (m) : -
 PROF. DEL ESTRATO (m) : 1.50 a 2.10

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	% ACUMULADO QUE PASA	75.000	3"	100.00
		50.000	2"	90.47
		37.500	1 1/2"	88.27
		25.000	1"	86.08
		19.000	3/4"	83.56
		9.500	3/8"	72.63
		4.750	No 004	58.63
		2.000	No 010	45.33
		0.850	No 020	37.77
		0.425	No 040	33.64
		0.250	No 060	27.95
		0.150	No 100	21.33
		0.075	No 200	19.01
D10 (mm)		0.01	Cu	> 99
D30 (mm)		0.30	Cc	3.56
D60 (mm)		5.08		

PESO ESP. RELATIVO DE SOLIDOS (Gs)	2.68
PESO ESPECIFICO NATURAL (γ) (gr/cc)	1.90
HUMEDAD NATURAL (ω) (%)	4.51
LIMITE LIQUIDO (LL) (%)	0.00
LIMITE PLASTICO (LP) (%)	0.00
INDICE PLASTICO (IP) (%)	0.00
LIMITE DE CONTRACCION (LC) (%)	0.00

CLASIFICACION S.U.C.S.	SM
------------------------	----



Anexo 11: Clasificación SUCS - muestra M-4

ENSAYOS : ESTANDAR DE CLASIFICACION
 NORMAS : ASTM D422 - D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487

INFORME : TESIS
 SOLICITANTE : DANIEL ERNESTO CHAVEZ PEJERREY
 UBICACION : VENTANILLA - CALLAO
 FECHA : 16/09/2019

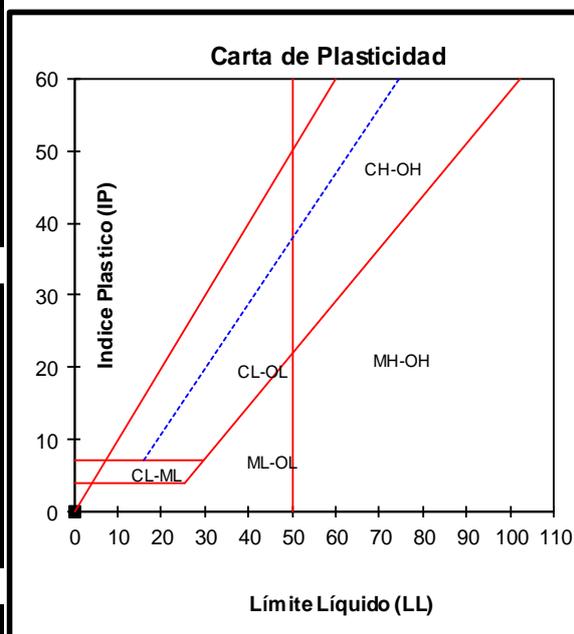
TIPO DE EXPLORACION : CALICATA
 No DE EXPLORACION : C-1
 No DE MUESTRA : M-4

PROF. DEL N.F. (m) : -
 PROF. DEL ESTRATO (m) : 2.10 a 3.00

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO	% ACUMULADO QUE PASA	75.000	3"	100.00
		50.000	2"	88.22
		37.500	1 1/2"	72.05
		25.000	1"	62.90
		19.000	3/4"	57.68
		9.500	3/8"	43.25
		4.750	No 004	33.48
		2.000	No 010	25.30
		0.850	No 020	18.39
		0.425	No 040	10.75
		0.250	No 060	6.07
		0.150	No 100	3.04
		0.075	No 200	0.97
D10 (mm)		0.39	Cu	55.00
D30 (mm)		3.29	Cc	1.29
D60 (mm)		21.46		

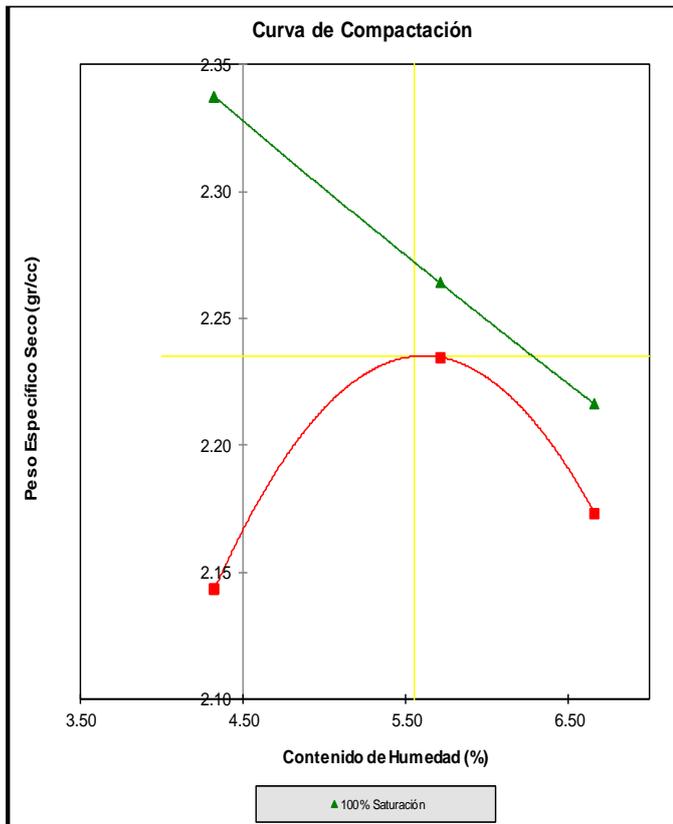
PESO ESP. RELAT. DE SOLIDOS (Gs)	2.73
P.ESPECIFICO NATURAL (γ) (gr/cc)	2.31
HUMEDAD NATURAL (ω) (%)	2.69
LIMITE LIQUIDO (LL) (%)	0.00
LIMITE PLASTICO (LP) (%)	0.00
INDICE PLASTICO (IP) (%)	0.00
LIMITE DE CONTRACCION (LC) (%)	

CLASIFICACION S.U.C.S.	GW
------------------------	----



Anexo 12: Ensayo de Proctor Modificado al Afirmado

P. ESP. R. DE SOLIDOS (Gs)		2.65		
ANALISIS GRANULOMETRICO PRELIMINAR				
Tamiz		P. P. Ret.	% Par. Ret.	% Ac. Ret.
-	(mm)	(gr)	(%)	(%)
3/4"	19	667.56	16.27	16.27
3/8"	9.5	856.16	20.87	37.15
No 004	4.75	862.29	21.02	58.17
Platillo		1715.99	41.83	100.00
Total		4102.00	100.00	-



M. DE COMPACTACION	MODIFICADO - C
---------------------------	-----------------------

CONTENIDO DE HUMEDAD (ω)			
1	No recipiente	112	122
2	W recipiente (gr)	14.37	17.33
3	W recipiente s (gr)	157.08	180.41
4	W recipiente s (gr)	148.45	170.73
5	W w : 3-4 (gr)	8.63	9.68
6	W s : 4-2 (gr)	134.08	153.40
7	ω : 100*5/6 (%)	6.44	6.31
8	ω promedio (%)		6.37

O.C.H. PROBABLE (%)	5.00
----------------------------	-------------

INCREMENTO DE AGUA (ΔVw₁ y ΔVw₂ (1 %))	
9	W sw (gr)
10	W s : (gr)
11	ω (%)
12	ΔVw ₁ : (cc)
13	ΔVw ₂ : (cc)

OCH (%)	5.55
γ_d max (gr/cc)	2.24

No DE ENSAYO	1	2	3
---------------------	----------	----------	----------

PESO ESPECIFICO (γ)				
14	No molde			6
15	V molde (cc)			2151.8000
16	W molde (gr)			6296.00
17	W molde sw (gr)	11107.00	11379.00	11284.00
18	W sw : 17-16 (gr)	4811.00	5083.00	4988.00
19	γ : 18/15 (gr/cc)	2.24	2.36	2.32

CONTENIDO DE HUMEDAD (ω)							
20	No recipiente	118	106	135	113	136	134
21	W recipiente (gr)	16.24	16.10	18.23	18.12	19.91	18.10
22	W recipiente s (gr)	214.42	185.26	227.46	207.51	227.92	252.50
23	W recipiente s (gr)	206.35	178.13	216.57	196.91	214.99	237.80
24	W w : 22-23 (gr)	8.07	7.13	10.89	10.60	12.93	14.70
25	W s : 23-21 (gr)	190.11	162.03	198.34	178.79	195.08	219.70
26	ω : 100*24/25 (%)	4.24	4.40	5.49	5.93	6.63	6.69
27	ω promedio (%)		4.32		5.71		6.66

PESO ESPECIFICO SECO (γ_d)				
28	γ _d : (gr/cc)	2.14	2.23	2.17

PESO ESPECIFICO SECO (100% de saturacion) (γ_d)				
29	γ _d : (gr/cc)	2.34	2.26	2.22

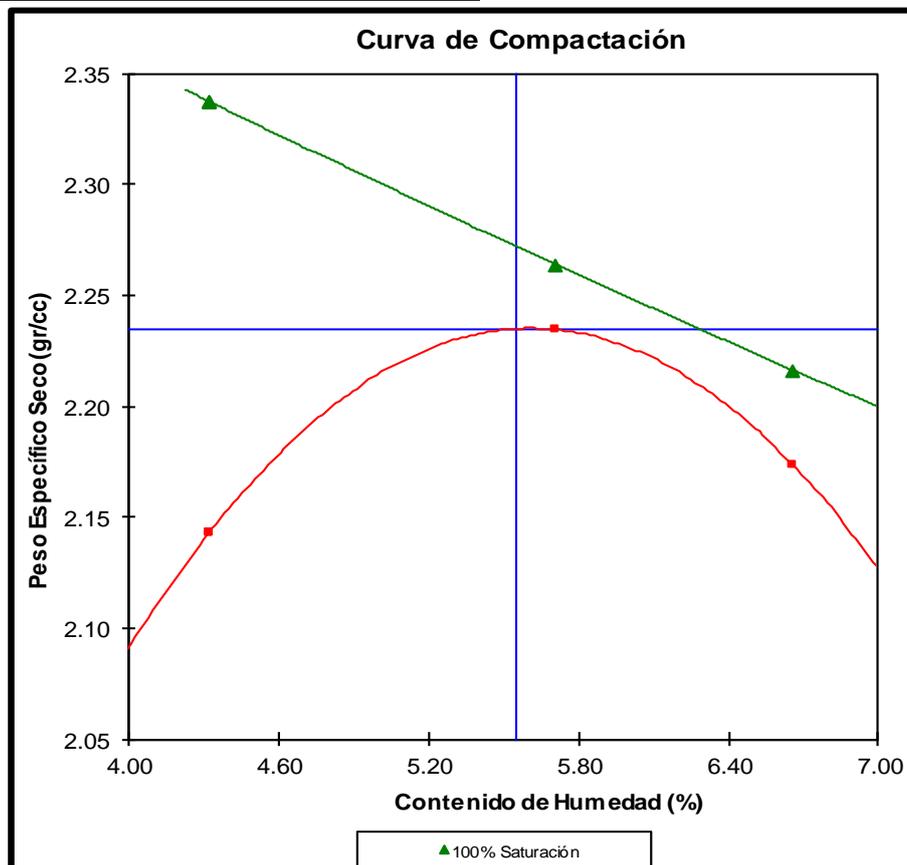


UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

ENSAYO : PROCTOR MODIFICADO
 METODO : MODIFICADO - C
 NORMA : NTP 339.141 / ASTM D1557
 INFORME : TESIS
 SOLICITANTE : DANIEL ERNESTO CHAVEZ PEJERREY
 UBICACION : VENTANILLA - CALLAO
 FECHA : SEPTIEMBRE 2019
 TIPO DE EXPLORACION : -
 No DE EXPLORACION : E-1
 No DE MUESTRA : AFIRMADO
 PROF. DE MUESTRA (m) : -

PESO ESPECIFICO (γ)	(gr/cc)	2.24	2.36	2.32
CONTENIDO DE HUMEDAD (ω)	(%)	4.32	5.71	6.66
PESO ESPECIFICO SECO (γ_d)	(gr/cc)	2.14	2.23	2.17
PESO ESPECIFICO SECO (γ_d) (100 % de saturación)	(gr/cc)	2.34	2.26	2.22

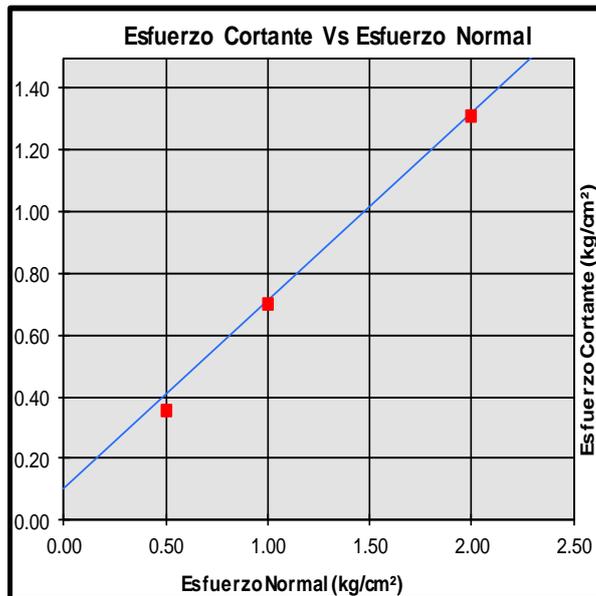
OCH	(%)	5.55
γ_d max	(gr/cc)	2.235
γ_d max (98%)	(gr/cc)	2.190
γ_d max (95%)	(gr/cc)	2.123



Anexo 13: Ensayo de corte directo a la muestra M-2

CONSTANTE DEL ANILLO		130.00		
P. ESP. RELAT. DE SOLIDOS (Ss)		1.29		
DATOS GENERALES				
VELOCIDAD DE ENSAYO (mm/min)		0.90		
ALTURA DE LA MUESTRA (cm)		2.00		
LADO DE LA MUESTRA (cm)		6.00		
ESTADO DE LA MUESTRA		Inalterada		
CONDICION DE ENSAYO		Húmeda		
T. MAX. DE PART. (cm)		0.33		
No DE ENSAYO		1	2	3
ESFUERZO NORMAL (kg/cm²)		0.50	1.00	2.00
CONDICIONES GENERALES				
Humedad Inicial				
1	No recipiente	Platillo-B	Platillo-B	Platillo-B
2	W recipiente (gr)	171.64	171.64	171.64
3	W recipiente sw (gr)	1034.53	1034.53	1034.53
4	W recipiente s (gr)	976.27	976.27	976.27
Datos Generales				
5	No molde	1	1	1
6	W molde (gr)	100.00	100.00	100.00
7	Altura swa (cm)	2.0000	2.0000	2.0000
8	Lado swa (cm)	6.0000	6.0000	6.0000
9	W molde sw (gr)	178.48	178.48	178.48
Humedad final				
10	No recipiente	23	24	25
11	W recipiente (gr)	20.09	20.31	20.82
12	W recipiente sw (gr)	131.15	132.54	128.45
13	W recipiente s (gr)	93.74	93.87	94.23
14	Def. vertical final (cm)	-0.1566	-0.2886	-0.3807
15	Area swa : 8^(2) (cm²)	36.00	36.00	36.00
16	W s : (gr)	73.18	73.18	73.18
17	V s : 16/Gs (cc)	56.73	56.73	56.73
CONDICIONES INICIALES				
18	W sw : 9-6 (gr)	78.48	78.48	78.48
19	W w : 18-16 (gr)	5.30	5.30	5.30
20	V swa : 7*15 (cc)	72.00	72.00	72.00
21	V v : 20-17 (cc)	15.27	15.27	15.27
22	V w : 19 (cc)	5.30	5.30	5.30
23	ω : 100*19/16 (%)	7.24	7.24	7.24
24	γ : 18/20 (gr/cc)	1.09	1.09	1.09
25	γd : 16/20 (gr/cc)	1.02	1.02	1.02
26	e : 21/17	0.27	0.27	0.27
27	Gw : 100*22/21 (%)	34.70	34.70	34.70
CONDICIONES FINALES (Despues del ensayo de corte)				
28	W sw : (gr)	110.35	111.65	107.29
29	W w : 28-16 (gr)	37.17	38.47	34.11
30	V swa : (7+14)*15 (cc)	66.36	61.61	58.29
31	V v : 30-17 (cc)	9.63	4.88	1.56
32	V w : 29 (cc)	37.17	38.47	34.11
33	ω : 100*29/16 (%)	50.79	52.57	46.61
34	γ : 28/30 (gr/cc)	1.66	1.81	1.84
35	γd : 16/30 (gr/cc)	1.10	1.19	1.26
36	e : 31/17	0.17	0.09	0.03
37	Gw : 100*32/31 (%)	385.90	788.27	2179.55

PARAMETROS DE RESISTENCIA					
ESF. NORMAL	(kg/cm ²)	0.50	1.00	2.00	
ESF. CORTANTE	(kg/cm ²)	0.35	0.70	1.31	
COHESION (C)	(kg/cm ²)				0.10
A. DE FRICCION (Φ)	(°)				31.38



PARAMETROS DE RESISTENCIA

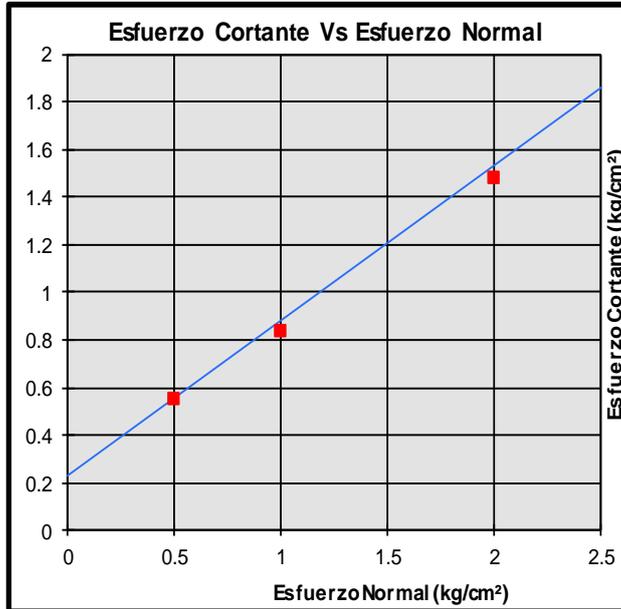
COHESION (C)	0.10
A. DE FRICCION (Φ)	31.38

Límite inferior Eje X	0.00	
Límite superior Eje X	5.00	
Límite inferior Eje Y	0.00	
Límite superior Eje Y	4.50	
Envolvente	0.00	0.10
	5.00	3.15

Anexo 14: Ensayo de corte directo a muestra M-3

CONST.DEL ANILLO		130.00		
P. ESP. RELAT.DE SOLIDOS (Gs)		1.90		
DATOS GENERALES				
VELOCIDAD DE ENSAYO (mm/min)		0.80		
ALTURA DE LA MUESTRA (cm)		2.00		
LADO DE LA MUESTRA (cm)		6.00		
ESTADO DE LA MUESTRA		Remoldeada		
CONDICION DE ENSAYO		Húmeda		
T. MAX. DE PARTICULAS (cm)		0.33		
No DE ENSAYO		1	2	3
ESFUERZO NORMAL (kg/cm²)		0.50	1.00	2.00
CONDICIONES GENERALES				
Humedad Inicial				
1	No recipiente	Platillo - C	Platillo - C	Platillo - C
2	W recipiente (gr)	187.77	187.77	187.77
3	W recipiente sw (gr)	2768.31	2768.31	2768.31
4	W recipiente s (gr)	2656.95	2656.95	2656.95
Datos Generales				
5	No molde	1	1	1
6	W molde (gr)	100.00	100.00	100.00
7	Altura swa (cm)	2.0000	2.0000	2.0000
8	Lado swa (cm)	6.0000	6.0000	6.0000
9	W molde sw (gr)	236.80	236.80	236.80
Humedad final				
10	No recipiente	20	21	22
11	W recipiente (gr)	17.61	19.64	18.43
12	W recipiente sw (gr)	178.16	181.33	177.65
13	W recipiente s (gr)	148.39	152.07	148.80
14	Def. vertical final (cm)	0.0597	-0.0232	0.0282
15	Area swa : 8^(2) (cm²)	36.00	36.00	36.00
16	W s : (gr)	130.90	130.90	130.90
17	V s : 16/Ss (cc)	68.89	68.89	68.89
CONDICIONES INICIALES				
18	W sw : 9-6 (gr)	136.80	136.80	136.80
19	W w : 18-16 (gr)	5.90	5.90	5.90
20	V swa : 7*15 (cc)	72.00	72.00	72.00
21	V v : 20-17 (cc)	3.11	3.11	3.11
22	V w : 19 (cc)	5.90	5.90	5.90
23	ω : 100*19/16 (%)	4.51	4.51	4.51
24	γ : 18/20 (gr/cc)	1.90	1.90	1.90
25	γd : 16/20 (gr/cc)	1.82	1.82	1.82
26	e : 21/17	0.05	0.05	0.05
27	Gw : 100*22/21 (%)	190.00	190.00	190.00
CONDICIONES FINALES (Despues del ensayo de corte)				
28	W sw : (gr)	160.69	159.82	159.86
29	W w : 28-16 (gr)	29.80	28.92	28.97
30	V swa : (7+14)*15 (cc)	74.15	71.16	73.02
31	V v : 30-17 (cc)	5.26	2.27	4.12
32	V w : 29 (cc)	29.80	28.92	28.97
33	ω : 100*29/16 (%)	22.76	22.09	22.13
34	γ : 28/30 (gr/cc)	2.17	2.25	2.19
35	γd : 16/30 (gr/cc)	1.77	1.84	1.79
36	e : 31/17	0.08	0.03	0.06
37	Gw : 100*32/31 (%)	566.88	1273.01	702.68

PARAMETROS DE RESISTENCIA					
ESFUERZO NORMAL	(kg/cm ²)	0.50	1.00	2.00	-
ESFUERZO CORTANTE	(kg/cm ²)	0.55	0.84	1.48	-
COHESION (C)	(kg/cm ²)				0.19
ANGULO DE FRICCION (Φ)	(°)				32.34



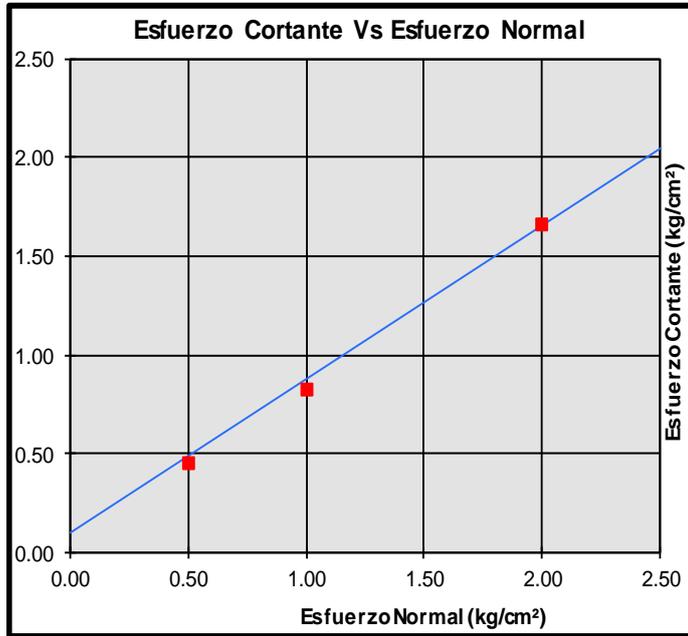
COHESION (C)	0.19
ANGULO DE FRICCION (Φ)	32.34

Límite inferior Eje X	0.00
Límite superior Eje X	4.28
Límite inferior Eje Y	0.00
Límite superior Eje Y	4.50
Envolvente	0.00 0.19
	4.28 2.90

Anexo 15: Ensayo de corte directo al Afirmado

CONSTANTE DEL ANILLO		130.00		
P. ESP. RELAT.DE SOLIDOS (Gs)		2.70		
DATOS GENERALES				
VELOCIDAD DE ENSAYO	(mm/min)	0.60		
ALTURA DE LA MUESTRA	(cm)	2.00		
LADO DE LA MUESTRA	(cm)	6.00		
ESTADO DE LA MUESTRA		Remoldeada		
CONDICION DE ENSAYO		Humeda		
T. MAX. DE PARTICULAS	(cm)	0.33		
No DE ENSAYO		1	2	3
ESFUERZO NORMAL	(kg/cm²)	0.50	1.00	2.00
CONDICIONES GENERALES				
Humedad Inicial				
1	No recipiente	1	1	1
2	W recipiente (gr)	15.85	15.85	15.85
3	W recipiente sw (gr)	168.75	168.75	168.75
4	W recipiente s (gr)	159.59	159.59	159.59
Datos Generales				
5	No molde	1	1	1
6	W molde (gr)	100.00	100.00	100.00
7	Altura swa (cm)	2.0000	2.0000	2.0000
8	Lado swa (cm)	6.0000	6.0000	6.0000
9	W molde sw (gr)	223.84	223.84	223.84
Humedad final				
10	No recipiente	26	27	28
11	W recipiente (gr)	20.99	21.19	19.91
12	W recipiente sw (gr)	154.54	153.04	153.37
13	W recipiente s (gr)	135.42	134.85	134.82
14	Deformación vertical fina (cm)	0.0352	0.0002	-0.0978
15	Area swa : 8^(2) (cm²)	36.00	36.00	36.00
16	W s : (gr)	116.42	116.42	116.42
17	V s : 16/Gs (cc)	43.12	43.12	43.12
CONDICIONES INICIALES				
18	W sw : 9-6 (gr)	123.84	123.84	123.84
19	W w : 18-16 (gr)	7.42	7.42	7.42
20	V swa : 7*15 (cc)	72.00	72.00	72.00
21	V v : 20-17 (cc)	28.88	28.88	28.88
22	V w : 19 (cc)	7.42	7.42	7.42
23	ω : 100*19/16 (%)	6.37	6.37	6.37
24	γ : 18/20 (gr/cc)	1.72	1.72	1.72
25	γd : 16/20 (gr/cc)	1.62	1.62	1.62
26	e : 21/17	0.67	0.67	0.67
27	Gw : 100*22/21 (%)	25.69	25.69	25.69
CONDICIONES FINALES (Despues del ensayo de corte)				
28	W sw : 16*((1)+(12-13))/(1 (gr)	135.87	135.05	135.21
29	W w : 28-16 (gr)	19.45	18.63	18.79
30	V swa : (7+14)*15 (cc)	73.27	72.01	68.48
31	V v : 30-17 (cc)	30.15	28.89	25.36
32	V w : 29 (cc)	19.45	18.63	18.79
33	ω : 100*29/16 (%)	16.71	16.00	16.14
34	γ : 28/30 (gr/cc)	1.85	1.88	1.97
35	γd : 16/30 (gr/cc)	1.59	1.62	1.70
36	e : 31/17	0.70	0.67	0.59
37	Gw : 100*32/31 (%)	64.52	64.50	74.11

PARAMETROS DE RESISTENCIA				
ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	0.50	1.00	2.00	-
ESFUERZO CORTANTE (kg/cm ²)	0.45	0.83	1.66	-
COHESION (C) (kg/cm ²)				0.10
ANGULO DE FRICCION (Φ) (°)				37.95

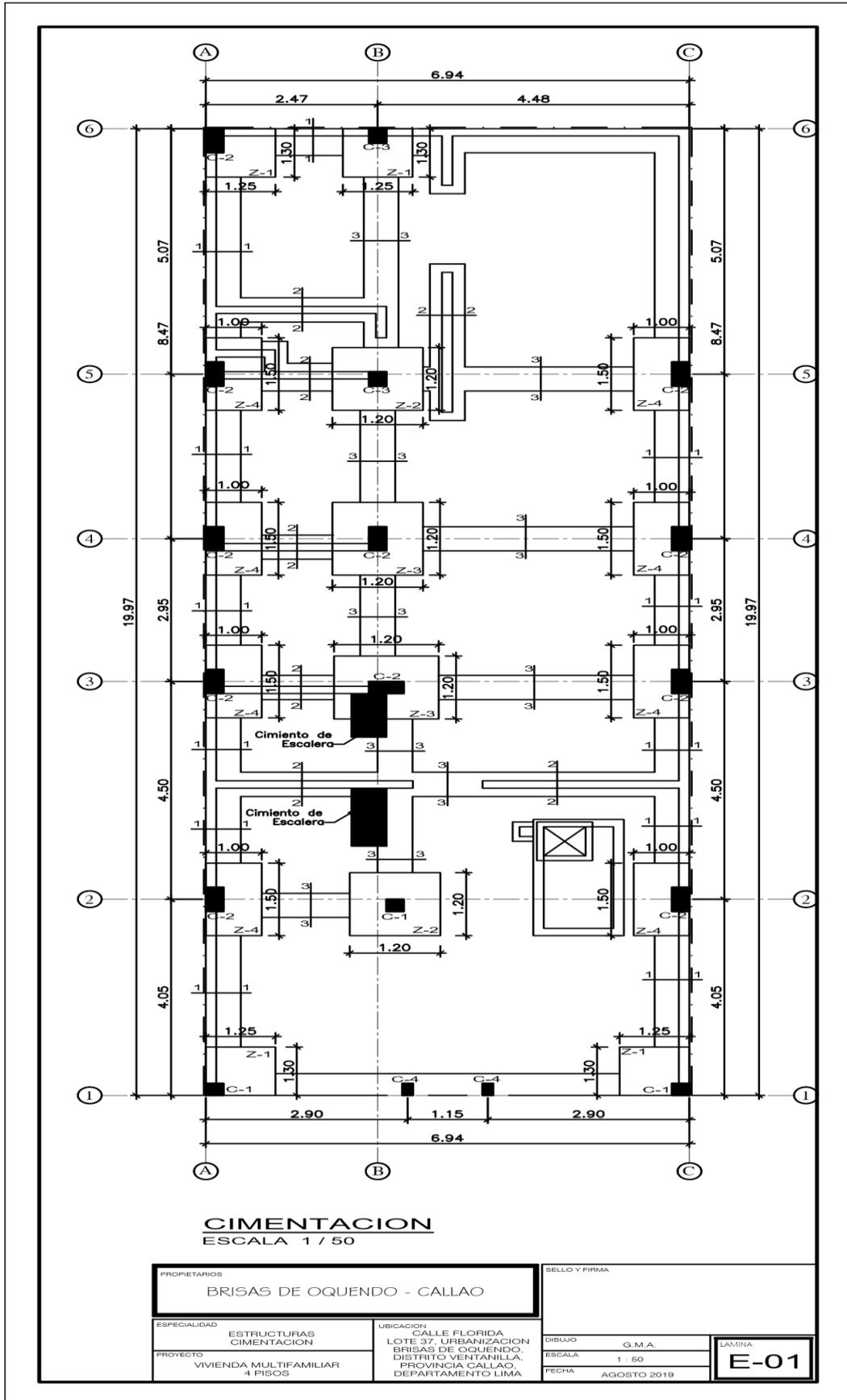


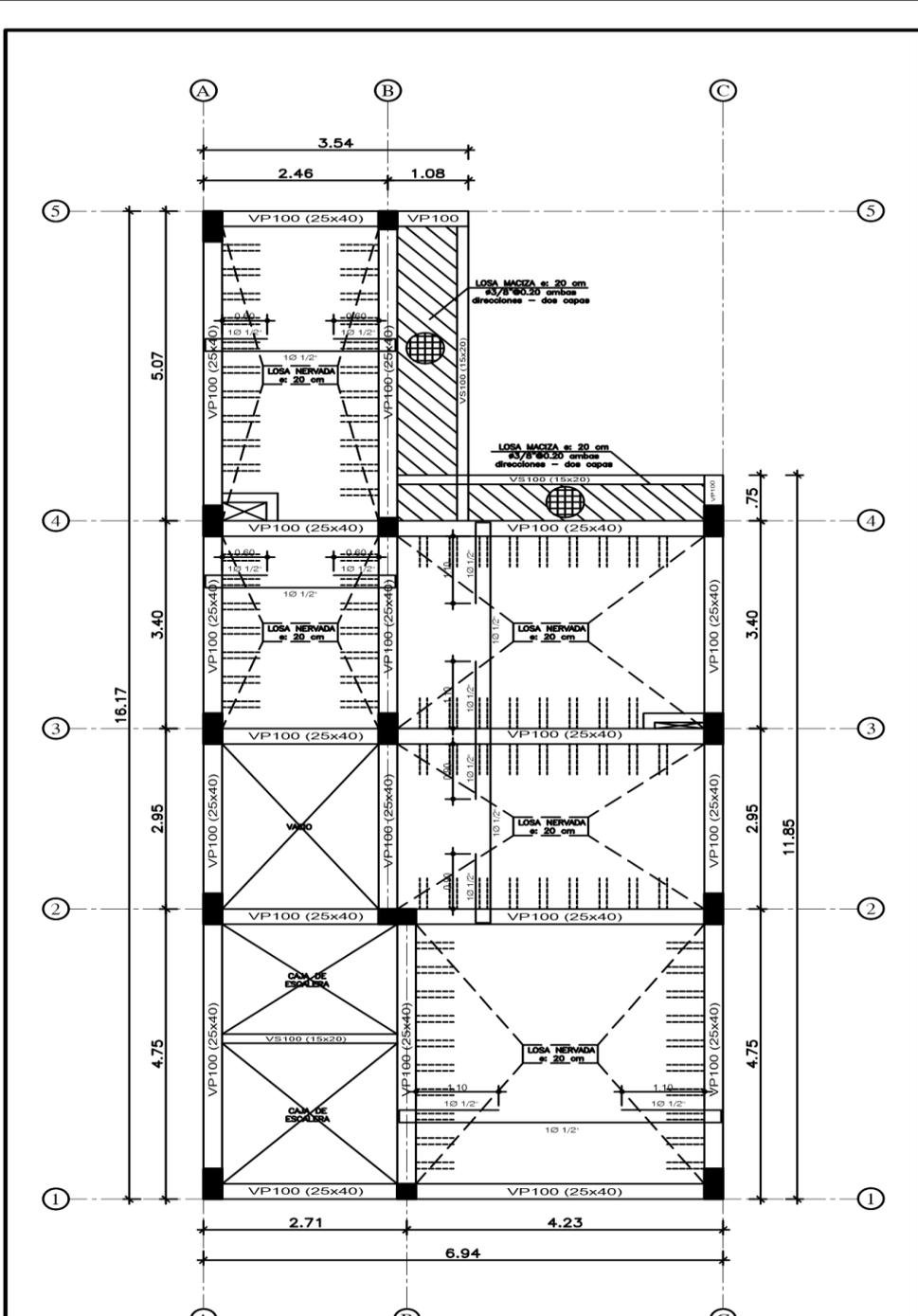
PARAMETROS DE RESISTENCIA

COHESION (C)	0.10
A. DE FRICCION (Φ)	37.95

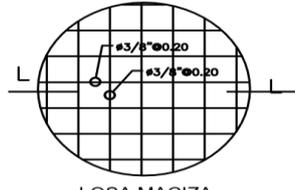
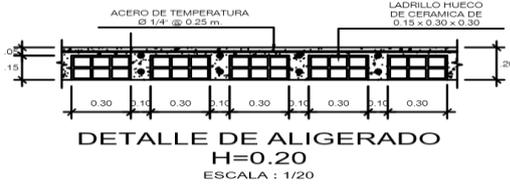
Límite inferior Eje X	0.00	
Límite superior Eje X	10.00	
Límite inferior Eje Y	0.00	
Límite superior Eje Y	5.00	
Envolvente	0.00	0.10
	10.00	7.90

Anexo 16: Planos

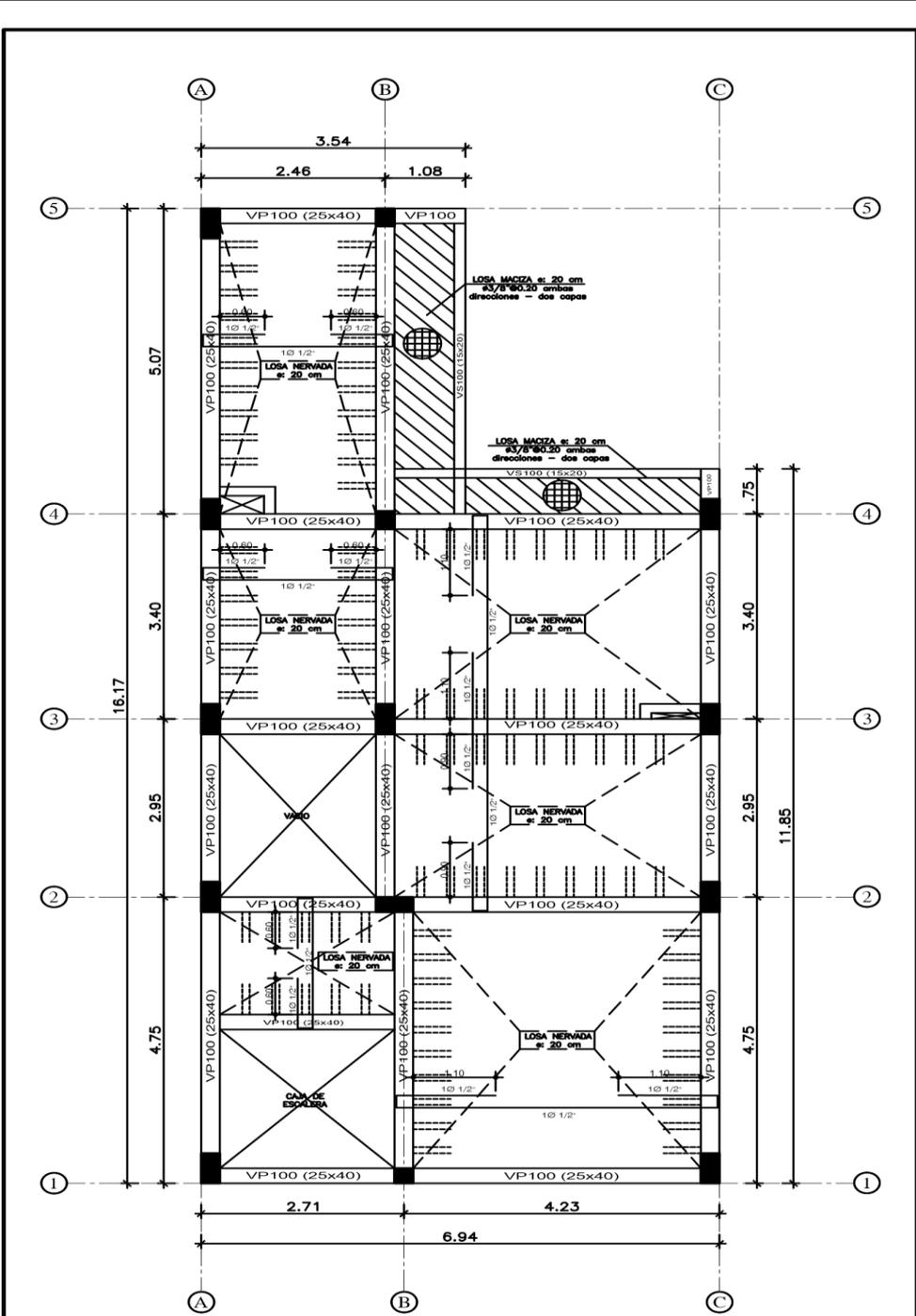




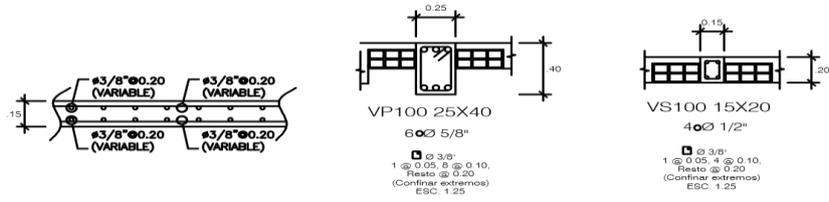
ALIGERADO DE TECHO: PRIMERA PLANTA
 ESCALA 1 / 50 S/C: 200 KGF/M2



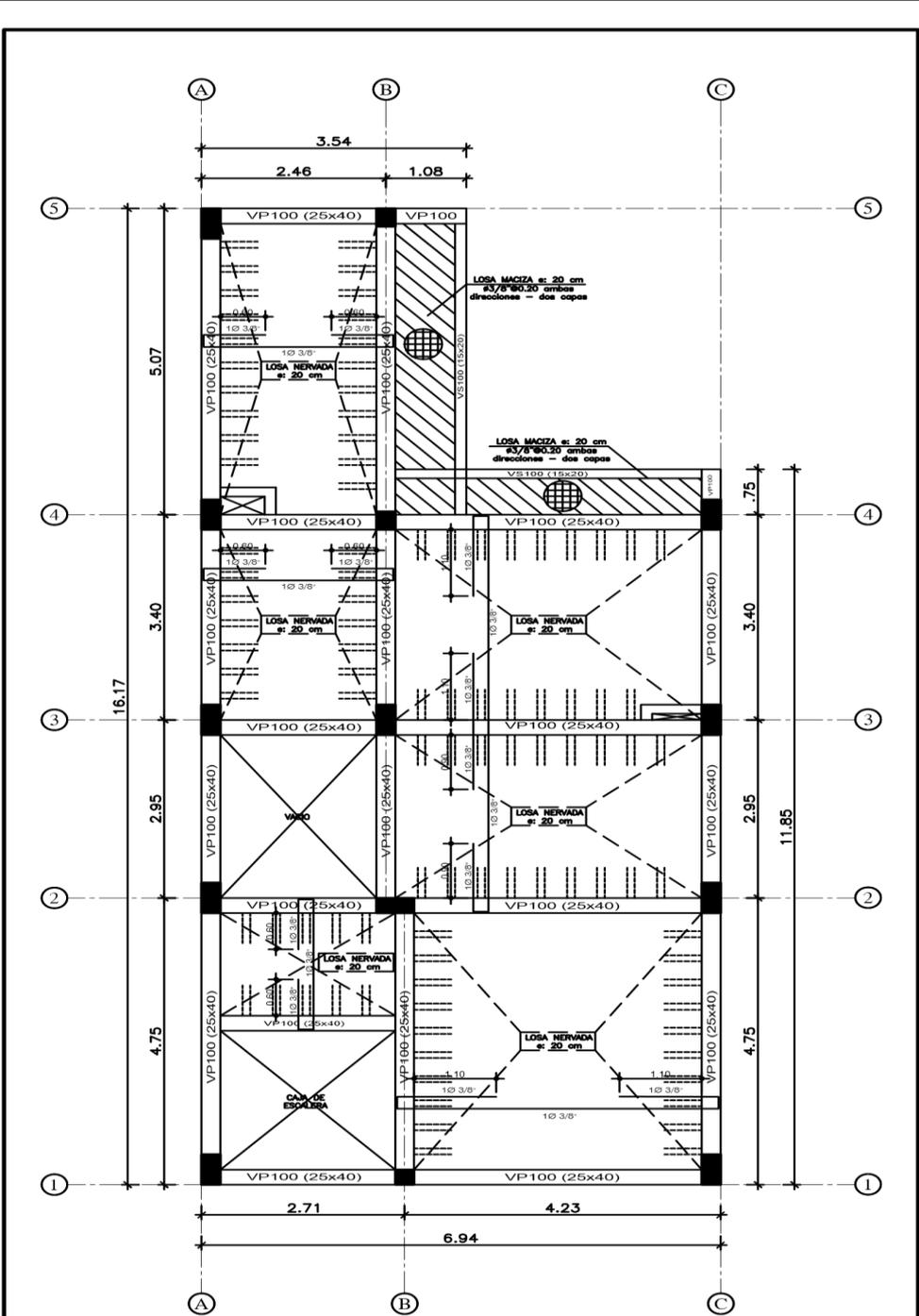
PROPIETARIOS BRISAS DE OQUENDO - CALLAO		SELLO Y FIRMA	
ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS ALIGERADOS	UBICACION CALLE FLORIDA LOTE 37, URBANIZACION BRISAS DE OQUENDO, DISTRITO VENTANILLA, PROVINCIA CALLAO, DEPARTAMENTO LIMA	DIBUJO G.M.A.	LAMINA E-02
PROYECTO VIVIENDA MULTIFAMILIAR 4 PISOS		ESCALA 1 : 50	FECHA AGOSTO 2019



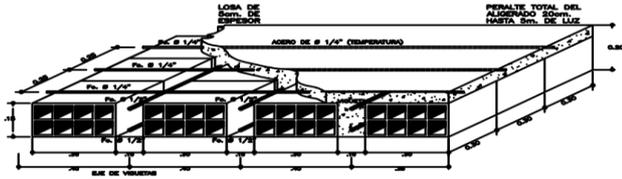
ALIGERADO DE TECHO: SEGUNDA PLANTA
 ESCALA 1 / 50 S/C: 200 KG/M2



PROPIETARIOS BRISAS DE OQUENDO - CALLAO		SELLO Y FIRMA	
ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS ALIGERADOS	UBICACION CALLE FLORIDA LOTE 37, URBANIZACION BRISAS DE OQUENDO, DISTRITO VENTANILLA, PROVINCIA CALLAO, DEPARTAMENTO LIMA	DIBUJO G.M.A	LAMINA E-02
PROYECTO VIVIENDA MULTIFAMILIAR 4 PISOS		ESCALA 1 : 50	FECHA AGOSTO 2019



ALIGERADO DE TECHO: 3ERA Y 4TA PLANTA
 ESCALA 1 / 50 S/C: 200 KG/M2



PROPIETARIOS BRISAS DE OQUENDO - CALLAO		BELLO Y FIRMA	
ESPECIALIDAD ESTRUCTURAS ALIGERADOS	UBICACION CALLE FLORIDA LOTE 37, URBANIZACION BRISAS DE OQUENDO, DISTRITO VENTANILLA, PROVINCIA CALLAO, DEPARTAMENTO LIMA	DIBUJO G. M. A.	LAMINA E-02
PROYECTO VIVIENDA MULTIFAMILIAR 4 PISOS		ESCALA 1 : 50	FECHA AGOSTO 2019

Anexo 17: Ficha Técnica de Geomalla MacGrid WG 65x65

MACCAFERRI

ESPECIFICACIÓN TÉCNICA

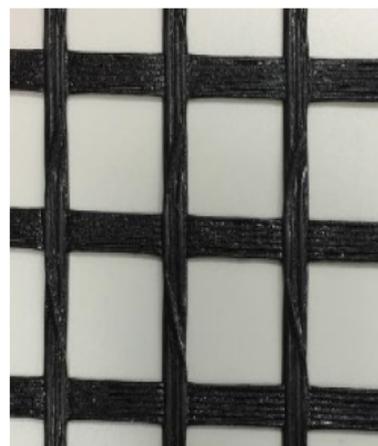
ESP-PERU-003

Fecha 04.12.2018

MACGRID® WG 65x65 GEOMALLA TEJIDA DE SUPER ALTA TENACIDAD PARA REFUERZO DE SUELOS

Características técnicas

MacGrid® WG es una geomalla tejida, producida a partir de filamentos de poliéster de **super alta** tenacidad que, con bajos valores de elongación, movilizan elevada resistencia a la tracción. Las geomallas MacGrid® son revestidas con PVC para su protección contra daños de instalación, ataques químicos, biológicos y ambientales. Son especialmente indicadas para construcción de estructuras de contención en suelo reforzado, refuerzo de terraplenes sobre suelos blandos, refuerzo de base de pavimentos, entre otras aplicaciones.



Propiedades físicas			WG 65x65
Tamaño de la abertura longitudinal (Tol. 20%)	mm		24
Tamaño de la abertura transversal (Tol. 20%)	mm		24
Propiedades del hilo			WG 65x65
Nivel de grupo carboxilo	mmol/kg	GRI GG7	<30
Peso molecular	Mn	GRI GG8	>25000
Propiedades mecánicas			WG 65x65
Resistencia longitudinal última (mín)	kN/m	ASTM D6637	65
Resistencia transversal última (mín)	kN/m		65
Elongación longitudinal	%		≤10
Resistencia longitudinal a 5% deformación (mín)	kN/m		≥33
Resistencia longitudinal a 2% deformación (mín)	kN/m		≥16
Presentación			WG 65x65
Ancho del rollo	m		3,9
Largo del rollo	m		100

Nota:

1 - Los valores anteriormente presentados corresponden a los resultados promedios obtenidos en ensayos de laboratorio.

MACCAFERRI
AMERICA LATINA

Maccaferri se reserva el derecho de revisar estas especificaciones en cualquier momento, de acuerdo con las características de los productos fabricados.

www.maccaferri.com/br

Sistema de Gestión de Calidad ISO
Certificado de Conformidad con la Norma ISO 9001 **9001**

Anexo 18: Cotización de Geomalla MacGrid WG 65x65



Lima, 01 de Octubre del 2019

Señor:
Daniel Chavez

Presente

Referencia : **Productos Geosinteticos Maccaferri**

De nuestra consideración,

Nos es muy grato saludarlos a través de la presente y a la vez alcanzarles nuestra cotización por los productos Maccaferri.

DESCRIPCIÓN	CANT.	UM	PU	P. TOTAL (US\$)
Geomalla Biaxial				
Geomalla Biaxial MacGrid WG65x65 (3.90 x 100)	390	m ²	1.20	468.00
			Sub - Total US\$	468.00
			18% IGTV	84.24
			Total US\$	552.24

Los valores están expresados en dólares americanos.

Condiciones:

Forma de pago : Contado
Lugar de entrega : Puesto en Planta de Maccaferri de Peru – Lima /Lurin
Tiempo de entrega : Inmediato
Validez de oferta : 7 días

Sin otro particular y a la espera de sus gratas órdenes, quedamos de ustedes.

Atentamente,

Ing. Lucia Altamirano Reyna
Departamento de Ingeniería y Proyectos
Maccaferri Construction SAC

Especialistas en obras hidráulicas y geotécnicas: Contención, Control de la erosión, Canalizaciones,
Defensas ribereñas, Marinas y Defensas de playas, Protección contra la caída de piedras.

Maccaferri Construction

Predio Las Salinas Lote C12-2 - Altura Km. 33 -Autopista
Lima - Pucallpa - Lima 16 - Perú
Tel. (51-1) 2062800
Web-Site: www.maccaferri.com.pe
e-mail: marketing@maccaferri.com.pe