

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



**PROPUESTA TÉCNICA – ECONÓMICA PARA EL DISEÑO DE LA
CIMENTACIÓN EN EL LOTE O10 DEL CONDOMINIO PLAYA AZUL
DISTRITO DE CERRO AZUL**

**TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTADA POR:

**Bach. SEDANO JARA, DYLAN MAURICIO
Bach. SEDANO JARA, JORDAN FERNANDO**

**ASESOR: Mg. Ing. TORRES CHUNG, CESAR
LIMA-PERÚ**

2019

DEDICATORIA

Dedicamos esta tesis a nuestros padres, quienes nos brindaron todo el apoyo y empuje necesario para salir adelante y poder lograr este objetivo. A nuestros familiares más cercanos y amigos, por su ayuda y alentando para cada nuevo reto.

Dylan Sedano Jara

A Carmen Jara Alvarez, por estar todo momento a mi lado, por sus fuerzas y enseñándome que siempre debemos de ir para adelante. A mi papá, Eledoro Sedano, quien me enseñó que con dedicación y perseverancia, los objetivos se logran

Jordan Sedano Jara

AGRADECIMIENTO

Damos nuestro agradecimiento a la Universidad Ricardo Palma, por ser parte de nuestra formación técnica profesional e inculcarnos los valores necesarios para serlos profesionales de bien que somos ahora. También a todos los colegas, por difundir la carrera en diversos lugares del país y colaborar en formar un mejor Perú.

Dylan Sedano y Jordan Sedano

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	xix
ABSTRACT	xx
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I: PLANTEAMIENTO Y DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA	3
1.1 Descripción de la realidad de la problemática	3
1.2 Formulación y delimitación del Problema	5
1.2.1 Formulación general	5
1.2.2 Formulación específica	6
1.3 Objetivos de la investigación	6
1.3.1 Objetivo general	6
1.3.2 Objetivos específicos	6
1.4 Importancia y Justificación del estudio	7
1.4.1 Conveniencia	7
1.4.2 Relevancia social	7
1.4.3 Implicancia práctica	8
1.5 Limitaciones de la investigación	8
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	9
2.1 Antecedentes de la investigación	9
2.1.1 En el ámbito Internacional	9
2.1.2 En el ámbito Nacional	10
2.2 Estructura teórica y científica que sustenta la investigación	11
2.2.1 Suelos	11

2.2.2 Geomorfología	15
2.2.3 Geología	15
2.2.4 Deformación del suelo	16
2.2.5 Parámetros	17
2.2.6 Sismicidad	19
2.2.7 Cimentaciones	19
2.2.8 Método elástico para el cálculo del asentamiento instantáneo	25
2.2.9. Asentamiento Diferencial Tolerable	29
2.2.10 Presiones del Suelo	30
2.2.11 Capacidad portante	35
2.2.12 Teorías de la capacidad Portante	44
2.2.13 Mejoramiento del Suelo	58
2.3 Definición de Términos Básicos	72
2.4 Formulación de Hipótesis	74
2.4.1 Hipótesis General	74
2.4.2 Hipótesis Específico	74
2.4.3 Variables	74
CAPITULO III: DISEÑO METODOLÓGICO	76
3.1 Tipo y Método de Investigación	76
3.2 Población de Estudio	76
3.3 Diseño Muestra	77
3.4 Técnicas de recolección de datos	77
3.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos	77

3.4.2 Técnicas para el procesamiento y análisis de datos	79
CAPITULO IV: DESARROLLO DE INVESTIGACIÓN	80
4.1 Descripción del caso general	80
4.1.1 Parámetros del Suelo	84
4.1.2 Metrado de Cargas	90
4.2 Capacidad Portante	93
4.3 Asentamiento Inmediato	95
CAPITULO V: APLICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	100
5.1 Redimensionamiento de Cimentación	100
5.2 Diseño de Losa de Cimentación	101
5.3 Diseño con Geomallas	110
CAPITULO VI: INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	118
6.1 Cálculos de la cimentación para ver si cumple con las reacciones transmitidas	118
6.2 Análisis de los Diseños de Cimentación Aprobados	120
CONCLUSIONES	128
RECOMENDACIONES	134
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	135
ANEXOS	138
Anexo N°1: Matriz de Consistencia	139
Anexo N°2: Plano de Ubicación	141
Anexo N°3: Plano de Arquitectura	142
Anexo N°4: Plano de Estructuras	143
Anexo N°5: Análisis de metrado de cargas para la estructura	144

Anexo N°6: Modelamiento de Estructura en ETABS 2016	147
Anexo N° 7: Cuadros de Análisis de datos de la capacidad portante	166
Anexo N°8: Especificaciones Técnicas Geomalla MacGrid EGB 30	172
Anexo N°9: Especificaciones Técnicas Geomalla MacGrid WG 65X65	174
Anexo N°10: Informe de Estudio de Suelos	175

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Asentamientos	26
Tabla N° 2: Módulo de Elasticidad	28
Tabla N° 3: Factores de poisson	28
Tabla N° 4: Distorsión de angular	30
Tabla N° 5: Factores de capacidad portante	47
Tabla N° 6: Factores de capacidad portante modificados	49
Tabla N° 7: Operacionalización de variables	75
Tabla N° 8: Parámetros del suelo	85
Tabla N° 9: Potencial de expansión	88
Tabla N° 10: Potencial de expansión de calicatas	88
Tabla N° 11: Análisis químico en calicata 1	89
Tabla N° 12: Análisis químico en calicata 2	89
Tabla N° 13: Análisis químico en calicata 3	89
Tabla N° 14: Tipo de cemento según sales	90
Tabla N° 15: Análisis de metrado de cargas de 2 pisos	91
Tabla N° 16: Cuadro de capacidad de carga límite de todas las zapatas de la estructura de 2 pisos	94
Tabla N° 17: Cuadro de capacidad portante de todas las zapatas de la estructura de 2 pisos	95

Tabla N° 18: Cuadro de asentamiento de todas las zapatas de la estructura de 2 pisos	97
Tabla N° 19: Cuadro de asentamiento total de todas las zapatas de 0 .00 la estructura de 2 pisos	98
Tabla N° 20: Cuadro de Asentamiento Tolerable	98
Tabla N° 21: Cuadro de Asentamiento Elástico entre Zapatas	99
Tabla N° 22: Cuadro de capacidad de carga límite de todas las zapatas de la estructura de 2 pisos	100
Tabla N° 23: Cuadro de capacidad portante de todas las zapatas de la estructura de 2 pisos	100
Tabla N° 24: Cuadro de asentamiento de todas las zapatas redimensionadas de la estructura de 2 pisos	101
Tabla N° 25: Cuadro de asentamiento total de todas las zapatas redimensionadas de la estructura de 2 pisos	101
Tabla N° 26: Datos para cálculo de losa de cimentación	102
Tabla N° 27: Cuadro de cargas correspondiente a cada columna evaluada	102
Tabla N° 28: Cuadro de ubicación de puntos y verificación de los mismos	105
Tabla N° 29: Cuadro de cálculo del factor de modificación de carga F para cada franja	106
Tabla N° 30: Diseño de la losa y cálculo de las cargas actuales	107
Tabla N° 31: Calculo de área de Acero necesaria	108

Tabla N° 32: Calculo de área de Acero necesaria	109
Tabla N° 33: Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°1	110
Tabla N° 34: Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°2	112
Tabla N° 35: Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°3	113
Tabla N° 36: Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°4	115
Tabla N° 37: Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°5	118
Tabla N° 38: Cuadro resumen de cimentación redimensionada según la comparación de esfuerzos con FS=3	119
Tabla N° 39: Presupuesto de cimentación con el refuerzo de Geomallas	121
Tabla N° 40: Presupuesto de platea de cimentación	122
Tabla N° 41: Cuadro de capacidad de carga límite de todas las zapatas de la estructura de 2 pisos	123
Tabla N° 42: Cuadro resumen de cimentación para las zapatas iniciales según comparación de esfuerzos con FS=3	123
Tabla N° 43: Cuadro de datos de geomalla para la zapata N°1	124
Tabla N° 44: Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°1	124
Tabla N° 45: Cuadro de datos de geomalla para la zapata N°2	124
Tabla N° 46: Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°2	125
Tabla N° 47: Cuadro de datos de geomalla para la zapata N°3	125
Tabla N° 48: Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°3	125
Tabla N° 49: Cuadro de datos de geomalla para la zapata N°4	126

Tabla N° 50: Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°4	126
Tabla N° 51: Cuadro de datos de geomalla para la zapata N°5	126
Tabla N° 52: Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°5	127
Tabla N° 53: Cuadro resumen del diseño de la cimentación con el refuerzo de geomallas	128
Tabla N° 54: Cuadro de la capacidad de carga límite de las zapatas iniciales de la estructura de 2 pisos	130
Tabla N° 55: Cuadro comparativo de la capacidad portante de las zapatas con las reacciones transmitidas	130
Tabla N° 56: Comparación entre capacidad portante con el refuerzo de geomallas y las reacciones transmitidas	131
Tabla N° 57: Matriz de Consistencia	139
Tabla N° 58: Análisis de metrado de cargas – 1 piso	144
Tabla N° 59: Análisis de metrado de cargas – 2 pisos	145
Tabla N° 60: Resumen de Cargas vivas y muertas por piso	146
Tabla N° 61: Cuadro capacidad de carga límite de zapatas redimensionadas Df= 0.60m de la estructura de 2 pisos	166
Tabla N° 62: Cuadro de la capacidad portante de las zapatas redimensionadas	166
Tabla N° 63: Cuadro de asentamiento de las zapatas redimensionadas de la estructura de 2 pisos	166

Tabla N° 64: Cuadro de asentamiento total de las zapatas redimensionadas de la estructura de 2 pisos	167
Tabla N° 65: Cuadro capacidad de carga límite de zapatas iniciales Df= 1.20m de la estructura de 2 pisos	167
Tabla N° 66: Cuadro de la capacidad portante de las zapatas redimensionadas	167
Tabla N° 67: Cuadro de asentamiento de las zapatas para la estructura de 2 pisos	168
Tabla N° 68: Cuadro de asentamiento total de las zapatas para la estructura de 2 pisos	168
Tabla N° 69: Cuadro de capacidad de carga límite de zapatas cuadradas con Df= 0.60m de la estructura de 2 pisos	168
Tabla N° 70: Cuadro de la capacidad portante de las zapatas redimensionadas	169
Tabla N° 71: Cuadro de asentamiento de las zapatas para la estructura de 2 pisos	169
Tabla N° 72: Cuadro de asentamiento total de las zapatas para la estructura de 2 pisos	169
Tabla N° 73: Cuadro de capacidad de carga límite de las zapatas iniciales con Df= 1.20m de la estructura de 2 pisos	170
Tabla N° 74: Cuadro de la capacidad portante de las zapatas redimensionadas	170
Tabla N° 75: Cuadro de asentamiento de las zapatas para la estructura de 2 pisos	170

Tabla N° 76: Cuadro de asentamiento total de las zapatas para la estructura de 2 pisos	171
Tabla N° 77: Especificaciones Técnicas MacGrid EGB 30	172
Tabla N° 78: Especificaciones Técnicas Geomalla WG 65X65	174

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1: Área de Estudio - Cañete	4
Figura N° 2: Área de Estudio – Cerro Azul	5
Figura N° 3: Mapa Geológico de la Provincia de Cañete – Distrito de Cerro Azul	16
Figura N° 4: Diseño de zapata aislada	21
Figura N° 5: Diseño de zapatas combinadas	22
Figura N° 6: Diseño de zapatas conectadas	24
Figura N° 7: Relación de Falla por Asentamiento	29
Figura N° 8: Asentamiento Diferencial	29
Figura N° 9: Presión sobre el área de cimentación	31
Figura N° 10: Distribución de carga uniforme sobre la cimentación	32
Figura N° 11: Asentamientos Estructurales	34
Figura N° 12: Diagrama de falla de la solución de Prandt	37
Figura N° 13: Superficies de falla	41
Figura N° 14: Proceso para calcular el análisis de corte directo	43
Figura N° 15: Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento con una carga debida a su peso	44
Figura N° 16: Falla por capacidad de carga en el suelo bajo una cimentación rígida corrida	45
Figura N° 17: Geomalla de tipo Uniaxial	59

Figura N° 18: Geomalla de tipo Biaxial	60
Figura N° 19: Falla por cortante arriba del esfuerzo	61
Figura N° 20: Falla por longitud de empotramiento insuficiente	61
Figura N° 21: Falla por tensión del material de refuerzo	62
Figura N° 22: Falla del material por fluencia	62
Figura N° 23: Relación de la carga de hundimiento y asentamiento	63
Figura N° 24: Plano de rotura definido	63
Figura N° 25: Mecanismo de falla	64
Figura N° 26: Distribución del esfuerzo cortante	65
Figura N° 27: Geometría del refuerzo en rotura	65
Figura N° 28: Equilibrio de esfuerzos en el suelo reforzado	66
Figura N° 29: Variación de I, J y M con respecto a z/B	68
Figura N° 30: Resistencia al arrancamiento	69
Figura N° 31: Gráfico para determinar L_o y X_o	70
Figura N° 32: Fijación de geomallas mediante estacas	71
Figura N° 33: Instalación de Geotextil y geomalla terminada	71
Figura N° 34: Colocación y compactación del material de relleno	72
Figura N° 35: Toma de muestras y realización de calicatas en el Lote O10 del Condominio Playa Azul	77

Figura N° 36: Ensayos de las muestras realizadas por la empresa LABCENTERSUELOS SAC.	78
Figura N° 37: Plano de Ubicación del Lote de Estudio	80
Figura N° 38: Plano de Ubicación del Condominio Playa Azul	81
Figura N° 39: Plano de Arquitectura de la Estructura	81
Figura N° 40: Plano de Estructuras Planta de Cimentación	82
Figura N° 41: Plano de Ubicación de Calicatas	87
Figura N° 42: Reacciones en la base de la Estructura con Etabs 2016	92
Figura N° 43: Distribución de columnas sobre la platea de cimentación	102
Figura N° 44: Diagramas de fuerza cortante y momentos para el cálculo de losa de cimentación	107
Figura N° 45: Diagramas de momentos para el cálculo de losa de cimentación	108
Figura N° 46: Variación de A1, A2 y A3 con respecto a z/B	111
Figura N° 47: Diseño de cimentación con refuerzo de geomallas para zapata N°1	111
Figura N° 48: Variación de A1, A2 y A3 con respecto a z/B	112
Figura N° 49: Diseño de cimentación con refuerzo de geomallas para zapata N°2	113
Figura N° 50: Variación de A1, A2 y A3 con respecto a z/B	114

Figura N° 51: Diseño de cimentación con refuerzo de geomallas para zapata N°3	114
Figura N° 52: Variación de A1, A2 y A3 con respecto a z/B	115
Figura N° 53: Diseño de cimentación con refuerzo de geomallas para zapata N°4	116
Figura N° 54: Variación de A1, A2 y A3 con respecto a z/B	117
Figura N° 55: Diseño de cimentación con refuerzo de geomallas para zapata N°5	117
Figura N° 56: Diseño de cimentación con refuerzo de geomallas	129
Figura N° 57: Modelamiento de estructura con las máximas y mínimas reacciones	129
Figura N° 58: Platea de cimentación culminada en el Condominio Playa Azul	133
Figura N° 59: Albañilería para la división de ambientes en platea de cimentación	133
Figura N° 60: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 1.10x0.25m	147
Figura N° 61: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 0.14x0.40m	148
Figura N° 62: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 1.10x0.60m	149
Figura N° 63: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 0.75x0.25m	150
Figura N° 64: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 1.00x0.25m	151
Figura N° 65: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 0.14x0.30m	152

Figura N° 66: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 0.75x0.15m	153
Figura N° 67: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 0.14x0.30m	154
Figura N° 68: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 0.60x0.25m	155
Figura N° 69: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 0.15x0.15m	156
Figura N° 70: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columneta 0.14x0.25m	157
Figura N° 71: Diseño de estructura Etabs 2016 – Viga 0.25x0.50m	158
Figura N° 72: Diseño de estructura Etabs 2016 – Viga 0.30x0.50m	159
Figura N° 73: Diseño de estructura Etabs 2016 – Viga 0.20x0.50m	160
Figura N° 74: Diseño de estructura Etabs 2016 – Viga 0.30x0.25m	161
Figura N° 75: Diseño de estructura Etabs 2016 – Viga 0.25x0.50m	162
Figura N° 76: Diseño de estructura Etabs 2016 – Viga 0.25x0.50m	163
Figura N° 77: Diseño de estructura Etabs 2016 – Viga 0.40x0.20m	164
Figura N° 78: Diseño de estructura Etabs 2016 – Losa Aligerada de e=25 cm	165

RESUMEN

Dada la mejora económica y la expansión del sector inmobiliario (de acuerdo al portal bienesraices.com y al diario Gestión 2019), en el país se vienen realizando diversas construcciones en condominios y casas de playa al sur de Lima a través de la ingeniería civil, generando un mayor desarrollo significativo. Pero de igual manera es necesario e importante poder conocer ciertos parámetros que alteran el comportamiento producido por los diversos tipos de suelos que se encuentran en dichos lugares tales como ángulos de fricción, y cohesión, nivel freático, asentamiento, capacidad portante, factor de seguridad, etc. Estos valores son necesarios para el diseño de la cimentación y así poder determinar cuál es el mejor planteamiento considerando el aspecto técnico como económico respectivamente para la construcción de la cimentación.

A través de esta tesis se da a conocer que mediante la teoría geotécnica de los suelos como también de los cálculos matemáticos se planteó el diseño de la cimentación, que de la misma forma depende de la ubicación y situación en la que se encuentre la estructura, en el presente estudio se ha considerado la zona de la costa del distrito de Cerro Azul.

La capacidad portante es un valor fundamental para realizar el análisis de la cimentación, el cual se obtuvo gracias a la aplicación de fórmulas por los parámetros calculados en los estudios de campo y laboratorio. Se analizó una cimentación que cuenta con un diseño establecido e incluso aprobado por la Municipalidad de Cerro Azul, pero no cumplía con los requerimientos necesarios; por eso se planteó diferentes soluciones, ya sea redimensionando la cimentación o usando otro tipo de diseño, empleando diferentes técnicas como el uso de geomallas, que es un nuevo material que está teniendo un gran impacto en la sociedad debido a su aplicación en la cimentación de suelos con baja resistencia.

Palabras claves: Capacidad portante, parámetros de suelo, nivel freático, factor de seguridad, asentamiento, resistencia, geomallas.

ABSTRACT

Given the economic improvement and the expansion of the real estate sector (according to the Bienesraices.com portal and the newspaper Gestión 2019), in the country various constructions are being carried out in condominiums and beach houses in the south of Lima through civil engineering, generating greater significant development. But in the same way it is necessary and important to be able to know certain parameters that alter the behavior produced by the different types of soils that are found in such places such as friction angles, and cohesion, groundwater level, settlement, bearing capacity, safety factor, etc. These values are necessary for the design of the foundation and thus be able to determine which is the best approach considering the technical aspect as economic respectively for the construction of the foundation.

Through this thesis, it is known that through the geotechnical theory of soils as well as mathematical calculations the design of the foundation was raised, which in the same way depends on the location and situation in which the structure is located, in the present study, the coastal area of the Cerro Azul district has been considered.

The bearing capacity is a fundamental value for the analysis of the foundation, which was obtained thanks to the application of formulas by the parameters calculated in the field and laboratory studies. A foundation was analyzed that has a design established and even approved by the Municipality of Cerro Azul, but did not meet the necessary requirements; That is why different solutions were proposed, either by resizing the foundation or using another type of design, using different techniques such as the use of geogrids, which is a new material that is having a great impact on society due to its application in the foundation of low resistance floors.

Key words: Bearing capacity, soil parameters, water table, safety factor, settlement, resizing and geogrids.

INTRODUCCIÓN

Dentro de la geotécnica, un capítulo que es sumamente importante es la cimentación, la cual mediante una serie de cálculos nos permite diseñar el tipo específico de soporte para cada proyecto en particular según las características que presente el terreno, en este caso hemos utilizado como zona de estudio el distrito de Cerro azul en Cañete.

Mediante un estudio de suelos, hemos identificado los parámetros del suelo por lo que con estos datos procedemos a analizar el diseño de la cimentación, ya propuesto y de esa manera optimizarla o replantearle mediante el uso de geomallas para así mejorar la capacidad portante y que cumpla con los parámetros de diseño de cimentación necesarios para una ejecución adecuada de la edificación.

En el capítulo I se describe la problemática de la presente investigación la cual busca determinar el correcto diseño de cimentación además de que cumpla con todos los aspectos técnicos y que el costo de ejecución sea el más factible para la población que posee una propiedad o desea recién ejecutar su vivienda en el Condominio Playa Azul Distrito de Cerro Azul, así como los objetivos que nos ayudan a resolverla, delimitamos nuestra zona de estudio, la importancia, justificación y limitaciones del estudio.

En el capítulo II se presenta el marco teórico, donde podemos describir las características físicas encontradas en la zona de estudio determinada como la presión, clima, temperatura, la geomorfología, características geológicas, características topográficas, etc. De igual manera se hace una recopilación de información de las teorías de la cimentación para determinar las cargas que serán transmitidas a la estructura, así también como calcular la capacidad portante necesaria. En este capítulo especialmente se encuentra toda la teoría con la que se pueden realizar los cálculos de cimentación donde se mencionan y explican las teorías de Terzaghi y Meyerhof, factor de seguridad, el asentamiento para una cimentación y las diferentes propuestas de diseño. También se habla de la hipótesis del estudio, tanto el general en donde se plantea el mejor diseño técnico-económica de la cimentación para la estructura en la zona de estudio, así como las

específicas que nos permitieron calcular los parámetros del suelo, la carga transmitida de la edificación para la cimentación, la capacidad portante y la aplicación de geomallas como mejoramiento del suelo. En

el caso de las variables, tomamos como independiente los parámetros del suelo, la carga transmitida del edificio e dependiente el diseño de la cimentación.

En el capítulo III se describe el uso del presente proyecto la metodología, dependiendo el tipo de investigación cuantitativa y comparativa. Y de acuerdo a su método de investigación descriptiva y deductiva, ya que se tomaron datos de campo y ensayos de laboratorio para obtener una mayor información de los datos del suelo de la zona de estudio.

En el capítulo IV se realizarán todos los cálculos para el diseño de la cimentación ya sea de tal forma haciendo un redimensionamiento de la existente, cambiando el diseño de cimentación o el diseño para el uso de geomallas como mejoramiento del suelo, de tal forma se planteará el costo de ejecución para cada tipo.

En el capítulo V se da a conocer que todos los diseños de cimentación que han sido planteados respectivamente tienen que cumplir con los requisitos mínimos, de tal forma que se darán distintas soluciones para que la capacidad portante en cada una zapatas del suelo sean o bien igual o mayor que la carga transmitida de la base de cimentación, así mismo se realizará la comparación de costos para su ejecución entre cada una de las cimentaciones que cumple con el diseño correcto.

En el capítulo VI se detallará todos los resultados obtenidos de nuestro proyecto para el adecuado diseño de cimentación, se dará a conocer los resultados de cada uno de las soluciones planteadas, ya sea el redimensionamiento de la cimentación en cada uno de los casos, otro diseño de cimentación o sino también el uso de geomallas como mejoramiento del suelo, de la misma manera se hará una comparación económica detallada de las propuestas planteadas. Estos resultados obtenidos nos permitieron dar a conocer las conclusiones y recomendaciones adecuadas para las construcciones, ya acabadas o también a los futuros proyectos en la zona cuando se encuentren con los parámetros establecidos en esta investigación.

CAPITULO I: PLANTEAMIENTO Y DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

1.1 Descripción de la realidad de la problemática

Hoy en día la incertidumbre existe en el riesgo que puede ocasionar las construcciones en suelos de terrenos arenosos más aun los que se encuentran ubicados en zonas cercanas o aledañas a la playa, lo cual refleja una gran carencia de datos de referencia, en los cuales en la actualidad se utilizan para este tipo de casos un diseño de cimentación ya establecido, el cual si bien cumple con los requisitos de diseño tiene un costo más elevado. Se plantea que, teniendo una base de datos que pueda aplicarse a nuestra zona de estudio, en la provincia de Cañete, se contribuye a tener un mejor planteamiento técnico para el diseño de cimentaciones, de la misma manera con un costo que no sea muy elevado y que facilite a los propietarios con su ejecución, ahora con la obtención de los diferentes parámetros de los suelos existentes se desarrollará un análisis técnico – económico para la toma de decisiones del diseño y ejecución de futuras cimentaciones, no solo en nuestra área de estudio sino también zonas aledañas que tengan similares condiciones.

Esta investigación encuentra diferentes métodos para el diseño de la cimentación en el caso de terrenos arenosos y que posea un costo no tan elevado como las convencionales que se desarrollan en este tipo de circunstancias, se entiende entonces que para esta investigación se utilizarán diversos datos provenientes de estudios de mecánica de suelos de diferentes ubicaciones en la zona de estudio.

Para visualizar la ubicación general que se está tomando podemos ver la Figura N°1 que nos muestra la provincia de Cañete, parte de lima región. Así mismo el estudio realizado se ubica específicamente en el distrito de Cerro Azul como se puede observar en la Figura N°2.

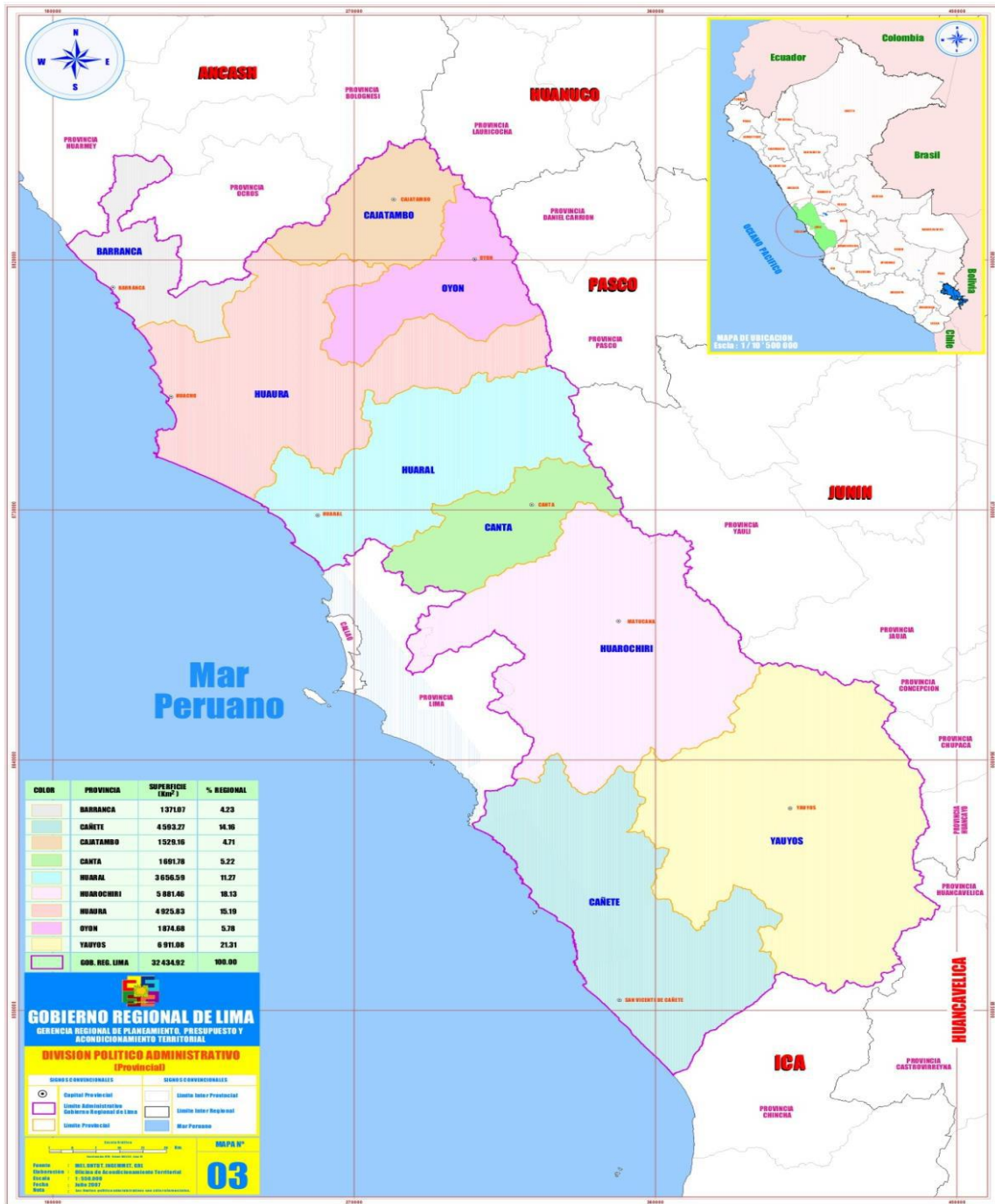


Figura N° 1: Área de Estudio - Cañete

Fuente: “División político administrativos (Provincial)”, por Gobierno Regional (2007, p.1)



Figura N° 2: Área de Estudio – Cerro Azul

Fuente: “Mapa, distritos y pueblos de la ciudad de Cañete”, por Lugares turísticos región Lima (2012, p.1)

1.2 Formulación y delimitación del Problema

1.2.1 Formulación general

¿Cuál sería la mejor propuesta técnica-económica para el diseño de la cimentación en el Lote O10 del Condominio Playa Azul – Distrito Cerro Azul?

1.2.2 Formulación específica

- a) ¿Cómo la capacidad portante y deformación del suelo de cimentación se comportará ante la solicitud de carga producida por la estructura para el diseño de la cimentación en el lote de estudio?
- b) ¿Cuál es la profundidad de cimentación más estable para poder apoyar la cimentación adecuada de la estructura en el lote de estudio?
- c) ¿Cómo influye la posición del nivel freático en la capacidad portante y deformación del suelo de fundación en el lote de estudio y que medidas aplicar para tener una condición estable de la cimentación?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo general

Evaluar la mejor propuesta técnica-económica para diseñar la cimentación en el Lote O10 del Condominio Playa Azul – Distrito de Cerro Azul.

1.3.2 Objetivos específicos

- a) Evaluar el comportamiento de la capacidad portante y deformación del suelo de la cimentación ante la solicitud de carga producida por la estructura para el diseño de la cimentación en el lote de estudio.
- b) Analizar el nivel de profundidad de cimentación más estable para poder apoyar la cimentación adecuada en el lote de estudio.
- c) Determinar la influencia de la posición del nivel freático en la capacidad portante y deformación de suelo de fundación en el lote de estudio y analizar las medidas necesarias para tener una condición estable.

1.4 Importancia y Justificación del estudio

1.4.1 Conveniencia

El presente estudio nos va ayudar en la diseño y ejecución de construcciones que se encuentren ubicadas cerca o alrededor de la playa, debido a que en la mayoría de construcciones de estas características tiene la presencia de la capa freática a un nivel más cercano, por ello esta investigación nos ayudará a proponer una alternativa de diseño para la ejecución de las cimentaciones con un funcionamiento adecuado de las propiedades físico-mecánicas del suelo que cumpla con todos los parámetros necesarios y que tenga un menor costo que las convencionales que se utilizarían para este tipo de casos.

1.4.2 Relevancia social

A partir del siglo XXI la mayoría de personas en el Perú, opta por tener un lugar donde relajarse en temporadas de verano o vacaciones, por lo cual se ha incrementado la venta de terrenos y/o casas cercanas a las playas. Las cimentaciones que se ejecutan para construcciones ubicadas cerca a la playa están cimentadas sobre suelos de poca resistencia (suelos arenosos) debido a la cercanía en que se encuentra la capa freática. Lo cual nos hace saber que tiene capacidades portantes bajas y problemas de asentamiento. Y esto con el tiempo puede llegar a generar problemas como daños estructurales e inconvenientes con la edificación. Esto nos lleva a que las personas que quieren construir en estos terrenos se ven obligados a realizarla sin ningún tipo de información previa y estudio detallado o en otros casos logran la ejecución, pero con un costo elevado para la construcción que se realiza. Por ello con esta propuesta estaríamos solucionando estos problemas de la sociedad reduciendo el costo de la construcción de las cimentaciones y aplicando un diseño que cumple con todos los parámetros para su ejecución.

1.4.3 Implicancia práctica

Esta nueva propuesta permitirá proveer diferentes soluciones eficaces a la ingeniería en diversas escalas. Su amplio uso puede ofrecer muchas ventajas comparativas frente a otros métodos de diseño de cimentación convencionales, ya sea en las condiciones similares o atípicas además de que cumpla con los todos los parámetros de diseño como el factor de seguridad, la capacidad portante y el asentamiento permisible. Y dando a destacar por tener un buen desempeño de su función y nuevos desarrollos tecnológicos; además busca tener una menor inversión inicial que los otros diseños convencionales y de dar una mayor seguridad de prolongación de vida útil a la estructura y funcionamiento de la cimentación.

1.5 Limitaciones de la investigación

La limitación más importante en el presente estudio es la ubicación del terreno donde se va aplicar el diseño de la cimentación, en dicha área está establecido por Norma de la Junta de Propietarios del Condominio de Playa Azul que solo las edificaciones pueden llegar hasta 2 niveles y terraza, por lo cual no podremos analizar en las estructuras ya construidas si estas pueden llegar a soportar un mayor número de pisos sin presentar ningún algún tipo de problema; otro gran problema en el presente estudio es la amplitud de toda la zona de estudio que viene a ser el Condominio de Playa Azul y nuestra área donde se aplicará nuestro proyecto comprende únicamente un área de 140 m², y según la norma E050 para suelos y cimentaciones se debe realizar como mínimo 3 calicatas para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos, sin embargo para hacer un estudio de todo el condominio se necesitaría un mayor número de calicatas a realizar, pero en este caso no se realizará, ya que además de ser costoso tomaría una excesiva cantidad de tiempo de investigación y también porque los parámetros encontrados de los estudios de suelos de las casas vecinas ya construidas tienen valores que oscilan en un rango aproximado entre ellos por lo que se puede confirmar que los valores encontrados en el suelo son relativamente constantes en esta área además Por tal motivo, se tomaron en cuenta los datos obtenidos del estudio en el área donde se aplicará nuestra propuesta y los estudios de suelos de las construcciones vecinas para poder desarrollar la presente tesis.

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

2.1.1 En el ámbito Internacional

Tan, Y & Duncan, J. (1991) “se investigó, gracias a la comparación de asentamientos medidos, doce métodos de estimación de asentamientos de las zapatas a cerca de arenas. Cada uno de los métodos fueron evaluados en 3 características: 1) exactitud, 2) confiabilidad, y 3) facilidad de uso. Los resultados indicaron que los métodos de cálculo de asentamientos fueron hechos para llegar a distintos objetivos” (p, 171).

Diaz E. (2010) investigó el método necesario para la predicción de tensiones admisibles en zapatas cimentadas en arenas. En este estudio tuvo el propósito de proponer un método real y simple para calcular aproximadamente la carga de diseño de zapatas rígidas en la arena, como base de estudio en el asentamiento máximo admisible, incluyendo parámetros geotécnicos de uso común y las medidas de ensayos en campo realizados para arenas en la práctica profesional.

Dado los resultados hallados con los modelos de elementos finitos usando el modelo Single Hardening se lograron realizar ábacos de diseño para poder deducir la carga admisible máxima en zapatas rígidas sobre arenas normalmente consolidadas (NC) y pre consolidadas (OC) basadas a una carga vertical estática. El suelo de soporte puede estar en condiciones húmedas, saturadas o secas. El modelo constitutivo avanzado SH, agrega una norma de flujo plástico no relacionada, con las superficies de fluencia y rotura con generatrices curvas, y una ley de endurecimiento-reblandecimiento, lo cual permite de-finir el comportamiento del suelo de forma más precisa.(p.92)

Egoavil H. (2012) el propósito del estudio fue examinar el comportamiento de las cimentaciones superficiales en contacto con suelos de baja capacidad portante que son reforzadas con geomallas y geotextiles. Las cimentaciones superficiales que se edifican están cimentadas en suelos que tienen bajos parámetros de resistencia. Una alternativa que ayuda a incrementar la capacidad portante y moderar los asentamientos es fortalecer los parámetros de la cimentación,

reemplazando la parte del suelo blando por un reemplazo de material en conjunto de un refuerzo de geosintético. El resultado de este nuevo suelo incrementará la capacidad portante y dará una adecuada distribución de los esfuerzos bajo el área que ha sido reforzada.(p.146)

2.1.2 En el ámbito Nacional

Pacheco, P. (2013) propone un método adecuado para el diseño y aplicación de geotextiles y geomembranas en plantas de tratamiento de aguas residuales y así cumplir la función que de ellos se espera y alcanzar una prolongada duración como construirlo en el menor tiempo posible, además de cumplir con la protección del medio ambiente. Presenta el desarrollo de los geosintéticos, con sus respectivos ensayos, propiedades, especificaciones técnicas para el diseño de los geotextiles y geomembranas. Estos estudios, permitirán hacer los diseños respectivos, para el geotextil diseño por función y para la geomembrana diseño por espesor. Con estos métodos permiten diseñar un sistema de impermeabilización eficiente y estable en plantas de tratamiento especialmente en lagunas de estabilización, donde está compuesto por un medio de protección (geotextil) y otro impermeabilizante (geomembrana), lo cual proporciona un correcto manejo de las aguas residuales que no afectan la masa de suelo.(p.168)

Berrocal, J. (2013) en esta investigación el objetivo fue presentar aspectos y conceptos relacionados con el diseño de cimentaciones superficiales asumiendo un modelo que incluye la estructura de cimentación con el suelo que lo sustenta empleándose para el caso métodos analíticos y numéricos a efectos de reunir criterios que complementen el curso de análisis teniendo en cuenta el comportamiento de ambos elementos. Se ha estructurado en donde se expone el estado del conocimiento relacionado con los modelos del comportamiento suelo estructura existentes en la literatura, igualmente los principios de diseño referidos a la capacidad admisible del suelo y los criterios conceptuales de las tendencias actuales para el diseño basados en los estados límite los cuales tienden a unificar el análisis geotécnico con el análisis estructural.

Las cimentaciones superficiales de viviendas, debe ser la preocupación constante de los ingenieros, especialmente en su fase de diseño y aún más cuando pueden estar en contacto permanente con la humedad por diversas circunstancias; esta preocupación viene siendo estudiada en diversas investigaciones; por ello para el desarrollo del presente trabajo de tesis, tomaremos en cuenta como antecedentes del trabajo de investigación que a continuación detallamos. (p.194)

2.2 Estructura teórica y científica que sustenta la investigación

2.2.1 Suelos

Existen diversos tipos de suelos, todos ellos relacionados a la actividad para lo que van a ser usados, en este caso mencionaremos a los tipos básicos de suelos que se encuentran para actividades de ingeniería civil, mecánica de suelos y geotecnia.

Primero hay que saber que la clasificación de suelos tiene una categorización sistemática de suelos basado en características distintivas y en criterios de uso. Una clasificación de suelos es muy dinámica, en sí mismo de la estructura del sistema, a las definiciones de clases, y finalmente en la aplicación a campo.

Friedrich F. (1862) planteó el primer criterio en el cual se pronuncia de forma crítica frente a la consideración de las propiedades químicas y propone considerar al suelo como un ente natural; incluye en su estudio la mayoría de los caracteres concernientes al suelo: historia, geografía, necesidad de estudio conjunto de los constituyentes, estructura y funcionamiento.

La clasificación actual de los suelos se clasifica de acuerdo con el tamaño de las partículas que lo componen. La arcilla tiene las partículas y los espacios porosos más pequeños, seguida del limo y de la arena, que tiene las partículas más grandes. La textura del suelo es un factor muy importante para evaluar el potencial de infiltración, movimiento y almacenamiento del agua del suelo. (p.48)

Actualmente existe una fuerte tendencia a utilizar dos clasificaciones de los suelos: el sistema de clasificación Unificado USCS y el sistema de

clasificación AASHTO, que son los sistemas de clasificación más utilizados por la mayor parte de los ingenieros de todo el mundo.

2.2.1.1 Clasificación AASHTO

Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte o por sus siglas en inglés AASHTO de AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, es un órgano que establece normas que publica especificaciones, hace pruebas de protocolos y guías usadas en diseños de autopistas y construcción de ellas en todo los Estados Unidos. A pesar de su nombre, la asociación representa no sólo a las carreteras, sino también al transporte por aire, ferrocarril, agua y transporte público. Este sistema de clasificación está basado en los resultados de la determinación en laboratorio de la distribución del tamaño de partículas, el límite líquido y el límite plástico. Estos ensayos determinan el índice de grupo, número que clasifica a cada suelo el que está determinado por la siguiente fórmula empírica. La evaluación de los suelos dentro de cada grupo se realiza por medio de un índice de grupo, que es un valor calculado a partir de una ecuación empírica. El comportamiento geotécnico de un suelo varía inversamente con su índice de grupo, es decir que un suelo con índice de grupo igual a cero indica que es material bueno para la construcción y un índice de grupo igual a 20 o mayor, indica un material muy malo para la construcción.

2.2.1.2 Clasificación SUCS

Casagrande A. (1948) fue quien originalmente desarrolló el sistema de clasificación unificado SUCS (Unified Soil Classification System), designación ASTM D-2487, para la construcción de aeródromos durante la segunda guerra mundial. Este sistema de clasificación fue posteriormente modificado en 1952 por el mismo autor y el cuerpo de ingenieros de la armada de los Estados Unidos quienes hicieron que este sistema sea más aplicable a los propósitos de ingeniería, es decir que ya no era solo aplicable al campo de la aviación. Este sistema de clasificación actualmente goza de amplia aceptación y es el preferido por la mayor parte de los ingenieros en todo el mundo. (p.87). El sistema de clasificación SUCS está basado en la determinación en laboratorio de la

distribución del tamaño de partículas, el límite líquido y el índice de plasticidad. Este sistema de clasificación también se basa en la gráfica de plasticidad, que fue obtenida por medio de investigaciones realizadas en su laboratorio. El significado y uso de esta gráfica de plasticidad es explicada en forma más detallada en el capítulo uno. Este sistema de clasificación presenta las siguientes características:

Características del sistema de clasificación unificado (ASTM D-2487) se encarga de clasificar a los suelos en cuatro principales categorías, cada una de estas categorías usa un símbolo que define la naturaleza del suelo:

- Suelos de grano grueso. Son de naturaleza tipo grava y arena con menos del 50% pasando por el tamiz N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo G para la grava o suelo gravoso del inglés gravel y S para la arena o suelo arenoso.
- Suelos de grano fino: son aquellos que tienen 50% o más pasando por el tamiz N° 200. Los símbolos de grupo comienzan con un prefijo M para limo inorgánico del suelo y C para arcilla inorgánica del inglés clay.
- Suelos orgánicos: son limos y arcillas que contienen materia orgánica importante, a estos se los denomina con el prefijo O del inglés organic.

Y ahora según el tamaño y naturaleza de las partículas se pueden dividir en:

- a) Cantos rodados son partículas de roca que no pasan una malla con abertura de 12" (300 mm).
- b) Grava son partículas de roca que pasan el tamiz de 3"(75 mm) y quedan retenidas en el tamiz N° 4 (4.75 mm), con las siguientes subdivisiones:
 - o Gruesa son las partículas que pasan el tamiz de 3" (75 mm) y quedan retenidas en el tamiz de ¾" (19 mm.).
 - o Fina aquellas que pasan el tamiz de ¾" (19 mm) y quedan retenidas en el tamiz N° 4 (4.75 mm).
- c) Arena son partículas de roca que pasan el tamiz N° 4(4.75 mm) y son retenidas en el tamiz N° 200 (0.075mm), con las siguientes subdivisiones:
 - o Gruesa aquellas que pasan el tamiz N° 4 (4.75 mm) y son retenidas en el tamiz N° 10 (2 mm).

- Media las que pasan al tamiz N° 10 (2 mm.) y son retenidas en el tamiz N° 40 (0.425 mm).
- Fina estas pasan por el tamiz N° 40 (0.425 mm) y son retenidas en el tamiz N° 200 (0.075 mm).

Arcilla es aquel suelo que pasa por el tamiz N° 200 (0.075mm), el cual exhibe plasticidad dentro de un cierto intervalo de humedad, pero que muestra considerable resistencia cuando se seca al aire.

Limo es un suelo que pasa el tamiz N° 200 (0.075 mm), de naturaleza no-plástica o ligeramente plástica y que exhibe poca o ninguna resistencia cuando se seca al aire. Arcilla Orgánica es una arcilla con suficiente contenido de materia orgánica como para influir en las propiedades del suelo. Para su clasificación, una arcilla orgánica es un suelo que es clasificado como arcilla, excepto que el valor de su límite líquido después de secado en el horno es menor que el 75% de este valor antes de ser secado. Limo Orgánico es un limo con suficiente contenido de materia orgánica como para influir en las propiedades del suelo. Para su clasificación, un limo orgánico es un suelo que es clasificado como limo, excepto que el valor de su límite líquido después de secado en el horno es menor que el 75% de este valor antes de ser secado.

Para este sistema de clasificación son también usados sufijos que identifican algunas características particulares del suelo:

W. Bien gradado del inglés well graded.

L. Baja plasticidad, límite líquido menor a 50%, del inglés low plasticity.

H. Alta plasticidad, límite líquido mayor a 50%, del inglés high plasticity.

Con los prefijos y sufijos anteriormente mencionados se pueden hacer combinaciones que ayudan a describir de una mejor manera el suelo en cuestión, por ejemplo a una arena S, si tuviera la característica de estar bien gradada será SW, de la misma manera un limo M, con una alta plasticidad se simbolizara MH. De igual manera sería con el caso de que correspondiera a dos símbolos separados por un guión ya sea el caso de: GP-GM, SW-SC, CL-ML, los cuales se usan para indicar que el suelo tiene

propiedades de dos grupos. Estos se obtienen cuando el suelo tiene finos entre 5 y 12% o cuando las coordenadas del límite líquido y el índice de plasticidad caen en el área sombreada CL-ML de la carta de plasticidad. La primera parte del doble símbolo indica si la fracción gruesa es pobremente o bien gradada, la segunda parte describe la naturaleza de los finos.

2.2.2 Geomorfología

El área de estudio está comprendida en la unidad geomorfológica como pampas costeras, que es una franja paralela a la ribera litoral; y que limita al oeste por la ribera litoral y al este por una cadena de cerros de baja altura paralelos a la Cordillera de los Andes pertenecientes a los primeros con fuertes andinos de altitudes promedio a 250 m. Se caracteriza por mostrar una superficie relativamente plana con ligeras inclinaciones hacia el oeste. El desarrollo de esta morfología se encuentra determinada por la presencia de terrazas aluviales que corresponden a los antiguos conos de deyección del río Cañete y al final de esta morfología los extensos abanicos provenientes de quebradas secundarias que descienden del frente occidental andino y otro de sus particularidades, constituyen los depósitos eólicos que cubren parcialmente estas pampas ya sea en forma de dunas o mantos de arena.

2.2.3 Geología

Originalmente el área de estudio fue una gran cuenca de sedimentos constituida por un conglomerado semi consolidado de cantos rodados y sub – redondeados de composición variable pertenecientes a la formación Cañete. Actualmente como se ve en la Figura N°3 pertenece al cuaternario reciente, sobre el cual se encuentran los depósitos pluviales que se ubican a lo largo de las quebradas y sus conos de deyección. En su granulometría encontramos material graniodorítico en la parte alta de este valle, en algunas partes contiene 57% de arena, 36% de limo y 7% de arcilla y en otras partes 13% de arena, 84% de limo y 3% de arcilla, según estudios.

El suelo en este sector, se caracteriza por la presencia de limos arenosos de no plasticidad media, medianamente compactos seguido por estratos de arenas limosas y mal gradadas, medianamente densas y en estado saturado. En el área norte, adyacente

a los pantanos se encuentran estratos de arena limosa arcillas y arena limosa mal graduada.



Figura N° 3: Mapa Geológico de la Provincia de Cañete – Distrito de Cerro Azul

Fuente: Ingemmet

2.2.4 Deformación del suelo

Asentamientos

Es la deformación vertical en la superficie de un terreno proveniente de la aplicación de cargas o debido al peso propio de las capas.

Tipos de Asentamientos:

Inmediatos: por deformación elástica (suelos arenosos o suelos arcillosos no saturados)

Por densificación: debidos a la salida del agua del suelo (suelos arcillosos)

Por flujo lateral: desplazamiento de las partículas del suelo desde las zonas más cargadas hacia las menos cargadas (suelos no cohesivos)

Causas de los Asentamientos

Cargas estáticas: presión transmitida por las estructuras, por el propio peso del suelo, etc. Cargas dinámicas: clavado de estacas, terremotos, etc.

Erosión del subsuelo

Variaciones del nivel del agua: rebajes

Efectos de los Asentamientos

Puede llegar a causar daños a la estructura del suelo, cambios en la apariencia, funcionalidad y estabilidad.

2.2.5 Parámetros

En los terrenos encontramos gran variedad de suelos a los que han dedicado su atención geólogos, geógrafos físicos, agrónomos, etc., que se describen y detallan en los manuales y mapas temáticos de cada especialidad. En la ingeniería práctica y para los fines de la Geotecnia, el concepto de suelo se define como agregados de tres fases (partículas, agua y aire) que se desarrollan con espesores variables y se definen en diferentes normas técnicas dependiendo de la finalidad de los proyectos geotécnicos.

Terzaghi, K & Peck, R (1948) en su libro plantean que los suelos pueden contener materia orgánica en proporciones diversas, y su presencia, según se verá, les confiere características especiales que, cuando se hacen patentes, definen a los suelos orgánicos. Se entiende que tales agregados se pueden disgregar en sus partículas componentes con facilidad. Por ejemplo, sumergiendo en agua una muestra y agitando el medio con un mecanismo sencillo y no excesivamente potente, se logra que en un plazo de minutos o de algunas horas incluso las arcillas endurecidas aparezcan disgregadas. Ese no es el caso de las rocas, cuya cohesión interna mantiene las partículas componentes bien trabadas en tales condiciones e incluso durante períodos más prolongados.(p.134)

En cualquier caso los suelos se identifican en geotecnia mediante: un análisis granulométrico y clasificación de las partículas según tamaños y proporciones, como también en las características de consistencia de la fracción fina. Además, de las anteriores características, influyen también en el comportamiento

mecánico de los suelos la angulosidad o redondez de las partículas, su naturaleza mineral, la densidad del agregado o compacidad y , finalmente, el papel del agua en cuanto a humedad y presión de poros en régimen estático o de filtración. La respuesta mecánica del suelo depende también del régimen de esfuerzos o tensiones que se apliquen: magnitudes y condiciones estáticas o dinámicas.

Terzaghi, K. (1925) define de tal manera que los parámetros del suelo como la humedad (w) de un suelo se mide en el laboratorio al comparar el peso de una muestra antes y después de ser sometida a secado. La humedad se define como la relación entre el peso de agua y el peso de la muestra seca, y se expresa en valor unitario o en porcentaje. El grado de saturación (S_r) del suelo es la proporción entre el volumen de agua y el volumen de los poros o vacíos del suelo.

El peso específico relativo de las partículas (γ) se define como la relación entre la densidad de las mismas y la densidad del agua. La densidad aparente (d_{ap}) del suelo es la relación medida en una muestra completa del mismo entre el peso total (sólidos más el agua presente en los poros y adherida a las partículas) dividido por el volumen de la muestra. La densidades saturada (d_{sat}) y seca (d_s) del suelo se definen, como en el caso anterior, pero en las condiciones de humedad extremas correspondientes La densidad efectiva o sumergida (d_{sum}) del suelo es el peso del agregado de partículas sumergido por unidad de volumen.

La porosidad del suelo (n) se mide por la relación entre el volumen de vacíos o poros y el volumen total de la muestra. La relación de vacíos (e) expresa la relación entre el volumen de vacíos o poros y el volumen de los sólidos o partículas del suelo. La densidad relativa del suelo (D_r) es un índice que cuantifica el grado de empaquetamiento del agregado de partículas del suelo in situ expresado por su índice de poros e respecto a los valores e máximo (suelto) y e mínimo (denso) medidos en ensayos, fue definido como $D_r = (e_{max} - e)/(e_{max} - e_{min})$. (p.119 – 175).

2.2.6 Sismicidad

La actividad sísmica de la zona es manifestación de tectonismo que se desarrolla a lo largo del margen pacífico y oriental de la cordillera de los andes.

Gutenberg, B. & Richter, C. (1945) plantean que los focos superficiales (0 – 62 km.) bordean la región costera y el flanco occidental de la cordillera de los Andes, incrementándose con algunas de profundidad intermedia (65 – 300 km). De acuerdo a la publicación del instituto de geología y minería correspondientes y las vibraciones producidas por un sismo se transmiten a partir de su origen a través de las rocas de la corteza terrestre. En un lugar del pacifico, las vibraciones que llegan al basamento rocoso son a su vez transmitidas hacia la superficie a través de los suelos existentes en el lugar. (p.117).

Casaverde, L. & Vargas, J. (1980) en su presente estudio explican como determinar la sismicidad del lugar para ello se han tenido que analizar las aceleraciones procedentes de los mapas de aceleraciones máximas en la roca para periodos de recurrencia sísmica de 30, 50, 100 años, los que indican que el terreno estudiado se encuentra en una zona de alta sismicidad. Los sismos en la zona de estudio están asociados al fenómeno de subducción de la Placa de Nazca con la placa sudamericana, originando sismos de profundidad epicentral de naturaleza superficial e intermedia principalmente. El estudio del movimiento del terreno en términos de series de tiempo/frecuencia de aceleración, velocidad y desplazamiento permiten describir las características básicas del fenómeno sísmico en el punto de registro. (p.248)

2.2.7 Cimentaciones

Alva, J. (2012). Las cimentaciones son el conjunto de elementos estructurales cuya misión es transmitir las cargas de la edificación o elementos apoyados a este al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales. Debido a que la resistencia del suelo es, generalmente, menor que la de los pilares o muros que soportará, el área de

contacto entre el suelo y la cimentación será proporcionalmente más grande que los elementos soportados.

Los propósitos principales de su construcción son:

- a) Ser lo suficientemente resistentes para no romper por cortante.
- b) Soportar esfuerzos de flexión que produce el terreno, para lo cual se dispondrán armaduras en su cara inferior.
- c) Acomodarse a posibles movimientos del terreno.
- d) Soportar las agresiones del terreno y del agua y su presión, si las hay.

La elección del tipo de cimentación depende especialmente de las características mecánicas del terreno, como su cohesión, su ángulo de rozamiento interno, posición del nivel freático y también de la magnitud de las cargas existentes. A partir de todos esos datos se calcula la capacidad portante, que junto con la homogeneidad del terreno aconsejan usar un tipo u otro diferente de cimentación.

Zelada, O. (2000) explicó que las cimentaciones superficiales se apoyan en las capas poco profundas del suelo, por tener una adecuada capacidad portante o también por tratarse de construcciones de poca magnitud y livianas. Distribuye las fuerzas que les transmite la estructura a través de sus elementos de apoyo sobre la superficie del terreno. Cuando el nivel de la zona interior de la estructura o el plano de contacto entre la estructura y el terreno está situado bajo el terreno que la rodea a una distancia o profundidad pequeña en relación con el ancho de la cimentación. Así también se puede mencionar que el terreno exhibe características muy propias desde los puntos de vista técnico y económico para cimentar encima de él, la cimentación se denomina superior o directa. Sus principales características son que debe ser segura frente a una falla por corte y no debe presentar un asentamiento excesivo. Los tipos de cimentaciones superficiales se conforman por cimientos corridos, zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapata conectada y viga de cimentación. (p.50)

2.2.7.1 Cimientos corridos

Cimentación superficial en forma continua, se utilizan en las edificaciones de albañilería para acoger como cimentación a los muros de albañilería, y también en edificaciones de concreto armado para recibir a tabiques de albañilería y/o muros de concreto. Necesidades por cortante y/o flexión mínima debido a su ancho reducido.

El dimensionamiento de un cimiento será igual al de una zapata aislada, trabajándose usualmente una carga dividida por metro lineal y con momentos nulos en la dirección transversal.

2.2.7.2 Zapata Aislada

Cargan elementos estructurales puntuales tales como los pilares de forma que amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte la carga que transmite sin problemas, como singularidad se considera también como zapata aislada aquella sobre la que cargan dos soportes antiguos disociados por una junta de dilatación. Se puede ver el modelo de zapata aislada en la siguiente Figura N°4.

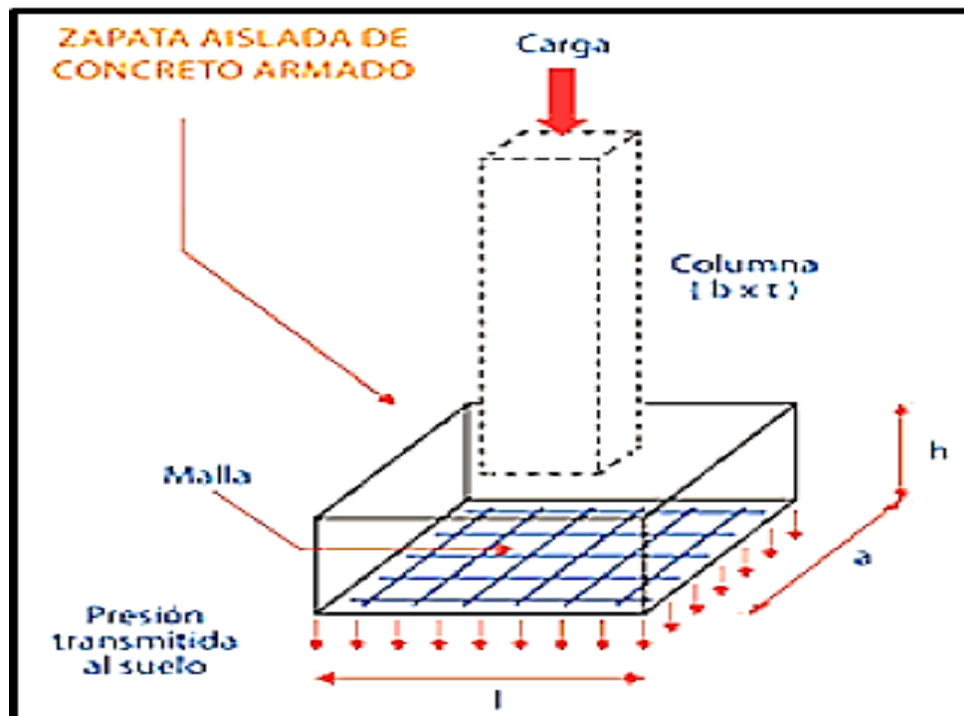


Figura N° 4: Diseño de zapata aislada

Fuente: Trabajo de investigación – Teoría de cimentaciones”, por Ing. Ovidio Zelada (2000, p.52)

2.2.7.3 Zapata Combinada

Cimentar dos soportes, es parte del diseño de esta zapata el dimensionar el cimiento de forma que el centro de gravedad de su superficie en planta corresponda con el de las acciones, esto puede conseguirse de varias maneras, una de ellas consiste en construir la zapata de ancho constante, de forma que los centros de gravedad del rectángulo de la planta de la zapata conciben con el punto de paso de la resultante de las cargas de los soportes.

Las zapatas para las dos columnas se hacen muy importantes en dos situaciones:

- Cuando las columnas están cerca de la frontera de propiedad que no se pueden construir zapatas individuales sin exceder este límite.
- Cuando algunas columnas adyacentes están tan cerca entre sí que sus zapatas se traslapan.

Estas pueden dividirse en dos categorías, aquellas que sostienen dos columnas y las que soportan más de dos columnas.

En el caso que haya una columna de borde y una central, es necesario darle un bolado “a”, para que la resultante R, caiga en el centro del área de la zapata tal como se puede apreciar en la Figura N°5.

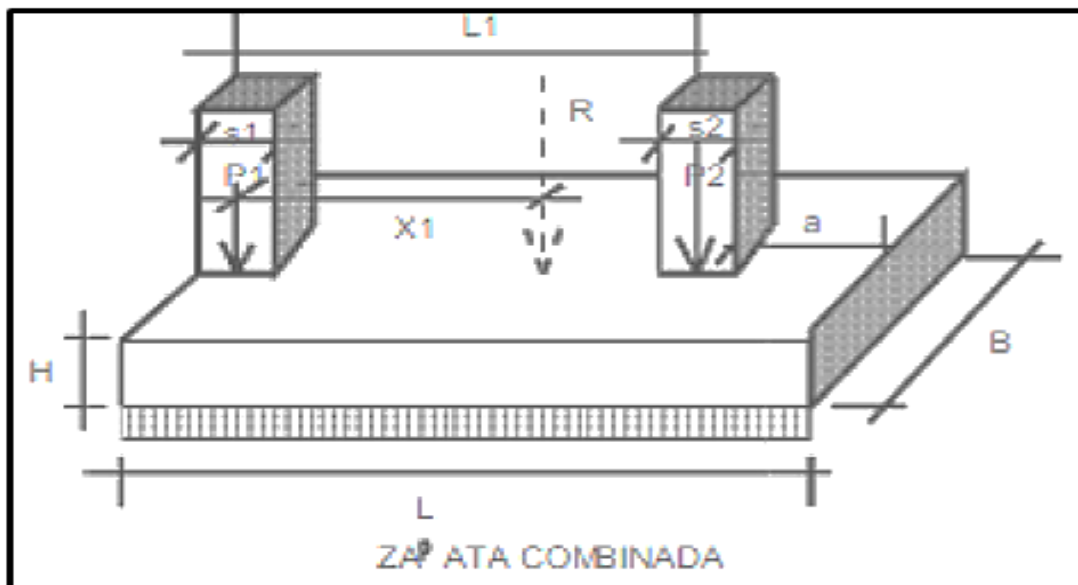


Figura N° 5: Diseño de zapatas combinadas

Fuente: “Trabajo de investigación – Teoría de cimentaciones”, por Ing. Ovidio Zelada (2000, p.56)

2.2.7.4 Zapata Conectada

Está formada por dos zapatas unidas por vigas de conexión. Esta viga trata de imposibilitar principalmente el desplazamiento lateral y vertical de las zapatas. En zonas sísmicas deben colocarse en ambas direcciones formando una cuadrícula.

Cuando una columna se encuentra ubicada en un límite de propiedad necesita de una zapata excéntrica, ésta tiene presiones muy por encima de la zona cercana a la cara externa, producto de la asignación triangular de presiones que se produce al estimar la excentricidad de la carga actuante.

Con la finalidad de contrarrestar el efecto de la carga excéntrica se necesita al unir esta zapata con la otra interior a través de una viga rígida, recibiendo el conjunto el nombre de zapata conectada.

El propósito de la viga que conecta la zapata exterior excéntrica y la zapata interior es formar el momento resistente en la zapata exterior imposibilitando el giro de ésta, de tal modo de poder considerar una distribución homogénea en las presiones del terreno.

La viga que conecta la zapata exterior con una interior toma el momento generado por la excentricidad de la carga que existe en la zapata exterior. De esta forma la zapata exterior transfiere al suelo una presión uniforme generada solamente por la resultante de la carga actuante, sin excentricidad.

El sistema constituido por ambas zapatas y la viga como se ve en la figura N°6 es congruente al de un “sube y baja”, donde es importante que la columna interior posea una carga mayor a la que la viga y se produce en sentido contrario, al tener que tomar el momento de la zapata exterior, de tal forma que el sistema se mantenga en equilibrio.

La viga de conexión debe ser muy resistente para que sea concordante con el modelo estructural supuesto. El único problema es la interacción entre el suelo y el fondo de la viga, algunos autores aconsejan que la viga no se apoye en el terreno o que se apoye el suelo debajo de ella de manera de que solo resista su propio peso como se puede ver en la Figura N°6.

Si se utiliza un ancho pequeño de 30 a 40 cm no es de mucha importancia para el análisis.

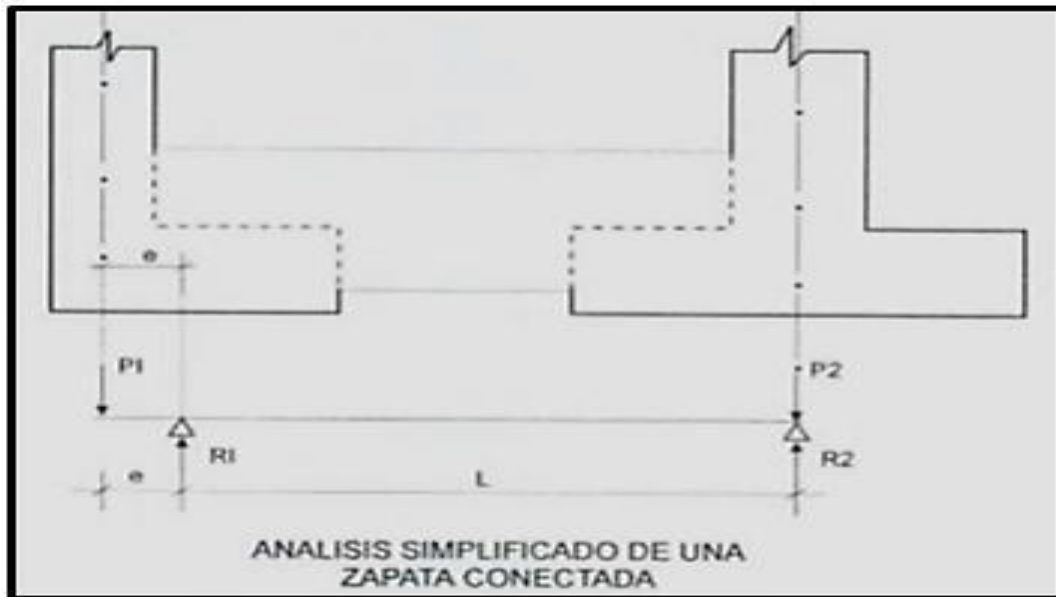


Figura N° 6: Diseño de zapatas conectadas

Fuente: “Trabajo de investigación – Teoría de cimentaciones”, por Ing. Ovidio Zelada (2000, p.59)

2.2.7.5 Viga de Cimentación

Es aquella sobre la que se apoyan tres o más soportes, la sección rectangular puede ser rectangular o acoge la forma de “T” invertida figura buscando economía de concreto y acero, pero mayor costo de encofrados y mano de obra.

Entre las ventajas más saltantes de este método es que presenta mayor sensibilidad con respecto a las zapatas aisladas, frente a una posible imperfección local del terreno. Y como desventajas, el cálculo de este tipo de cimentación es muy complejo y solo puede ser realizado por métodos aproximados.

2.2.7.6 Losas de cimentación

Una losa de cimentación es una zapata combinada que cubre toda la zona que está debajo de una estructura y que sostiene los muros y columnas. Cuando las cargas del edificio son pesadas o la presión admisible en el suelo pequeña que las zapatas individuales cubrirán la mitad del área del edificio, la losa corrida es más económica que las zapatas. Las losas de cimentación se proyectan como losas de concreto planas y sin nervaduras.

2.2.7.7 Cimentaciones Profundas

Las cimentaciones profundas son una clase de cimentación pensada para solucionar la transmisión de cargas a los sustratos más resistentes del suelo. El desarrollo de este tipo de cimentación requiere de una maquinaria específica, así como de técnicas de excavación y evacuación del material obtenido.

Es necesaria una cimentación profunda cuando los esfuerzos de la construcción no se pueden distribuir convenientemente con una cimentación superficial. También en los casos en los que el terreno puede sufrir alteraciones o en terrenos de relleno o de baja calidad.

En edificios altos, sometidos a esfuerzos por vientos o en estructuras con elementos sometidos a tracción (cables o anclajes). Y en construcciones que resisten cargas inclinadas o para el recalce de cimientos existentes.

2.2.8 Método elástico para el cálculo del asentamiento instantáneo

En la literatura podemos encontrar que el asentamiento de un área de cimentación cargada se divide en 3 tipos de asentamiento: Elástico, consolidación primaria y consolidación secundaria indicados con la ecuación N°1. En primer lugar, para poder analizar las condiciones que tenemos en el terreno para la cimentación se debe analizar los diferentes métodos de asentamientos como se puede ver en la Tabla N°1.

Tabla N° 1

Asentamientos

Tipo de asentamiento	Método	Parámetro base	Aplicación
Inmediato	Elástico	Propiedades elásticas del suelo	Arenas, gravas arenas no saturadas arcillas duras y rocas
Inmediato	Meyerhof	N(NSP)	Arenas, gravas y similares
Inmediato	Prueba de carga	Prueba de carga	Arenas, gravas arenas no saturadas arcillas duras y rocas
Consolidación primaria	Teoría de la consolidación	Ensayo consolidación	Arcillas blandas a medias saturadas
Consolidación primaria y secundaria	IDEM	IDEM	Arcillas blandas a muy blandas, turbas y suelos orgánicos y similares

Fuente: “Trabajo de investigación–Teoría de Cimentaciones”, por Ing. Ovidio Zelada (2000,p.63)

Asentamiento total $St = Si + Scp + Scs$ (Ecuación N°1)

Si = Asentamiento instantáneo

Scp = Asentamiento de consolidación Primaria

Scs = Asentamiento de consolidación secundaria

Para el análisis en la presente investigación se debe tener en cuenta solamente el asentamiento elástico el cual en los años de vida de la estructura se sitúa en horas o días para visualizarse en cualquier terreno, tanto de granos gruesos como finos, también es llamado asentamiento inmediato o instantáneo.

Este tipo de asentamiento elástico o inmediato se da por la compresión después de haber sido aplicada la carga, cuenta con un movimiento vertical debido a la deformación elástica del medio poroso, en este asentamiento la deformación elástica vertical tiene un grado de importancia que la horizontal.

De la misma manera existen diversos casos según el estrato del asentamiento, para corroborar que sea finito o infinito para ello se tiene que tomar en cuenta lo siguiente:

Si $H > 2B$, Se trata de un asentamiento en un estrato infinito y se debe usar la siguiente la formulación:

$$S_i = \frac{q_B (1-\nu^2)}{E_s} I_p \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°2)}$$

Donde:

H = distancia entre el estrato y el Df

I_p = factor de influencia dependiente de la dimensión de la cimentación

Si $H \leq 2B$, Se produce un asentamiento en un estrato finito y se debe usar la siguiente fórmula según método Janbu 1956:

$$S_i = \frac{q_B (1-\nu^2)}{E_s} u_0 u_1 \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°3)}$$

Donde:

S_i = Asentamiento probable (cm)

μ_0 y μ_1 = Coeficientes de asentamiento sobre un estrato elástico ver Figura N°7

ν = Relación de Poisson ver Tabla N°3

E_s = Modulo de elasticidad (ton/ m²) ver Tabla N°2

q = Presión de trabajo (ton/ m²)

B = Ancho de la cimentación

μ_0 y μ_1 = Coeficientes de asentamiento sobre un estrato elástico ver Figura N°7

ν = Relación de Poisson ver Tabla N°3

E_s = Modulo de elasticidad (ton/ m²) ver Tabla N°2

Tabla N° 2

Módulo de Elasticidad

Tipo de Suelo	Es(Ton/m ²)
Arcilla muy blanda	30 - 300
Blanda	200 - 400
Media	450 - 900
Dura	700 - 2000
Arcilla Arenosa	3000 - 4250
Suelos Glaciares	1000 - 16000
Loess	1500 - 6000
Arena limosa	500 - 2000
Arena : Suelta	1000 - 2500
: Densa	5000 - 10000
Grava Arenosa : Densa	8000 - 20000
: Suelta	5000 - 14000
Arcilla esquistosa	14000 - 140000
Limos	200 - 2000

Fuente: “Principios de Ingeniería de Cimentación” por Braja das (2001, p.416)

Tabla N° 3

Factores de poisson

Tipo de suelo	v (-)
Arcilla saturada	0.4 – 0.5
No saturada	0.1 – 0.3
Arenosa	0.2 – 0.3
Limo	0.2 – 0.35
Arena: Densa	0.2 – 0.4
De grano grueso	0.15
De grano fino	0.25
Roca	0.1 – 0.4
Loess	0.1 – 0.3
Hielo	0.36
Concreto	0.15

Fuente: “Principios de Ingeniería de Cimentación” por Braja das (2001, p.416)

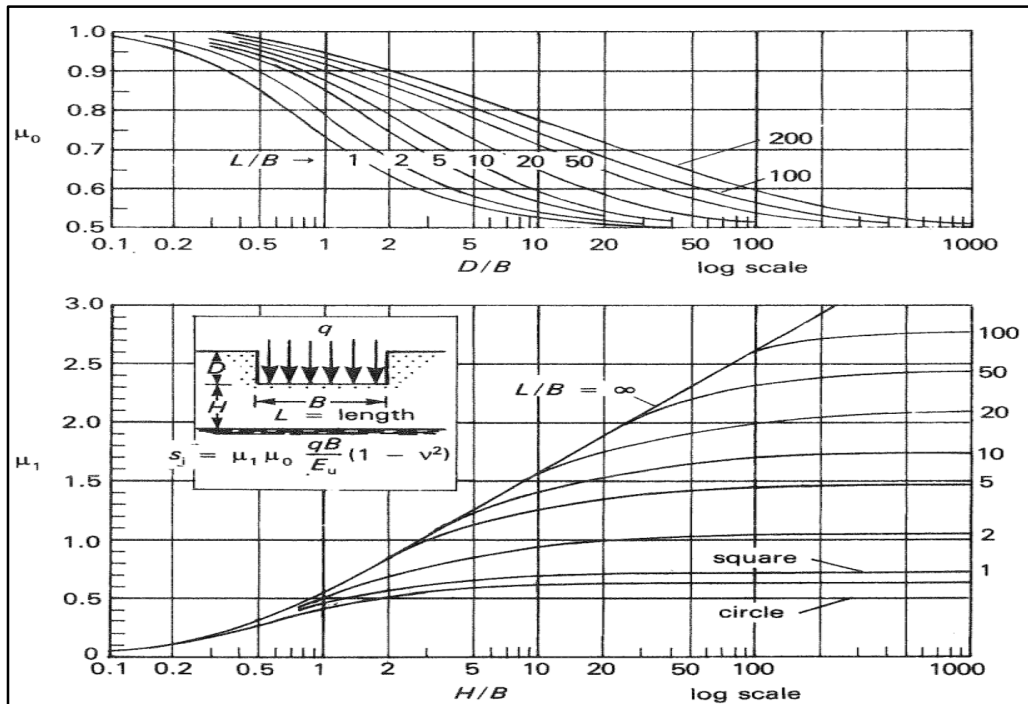


Figura N° 7: Relación de Falla por Asentamiento

Fuente: “Geotechnical Engineering Handbook”, por Braja M. Das (2011, p.3-21)

2.2.9. Asentamiento Diferencial Tolerable

En la norma E-050 de suelos y cimentaciones establece que en la Figura N°8 y con ayuda de la Tabla N°4 lo siguiente:

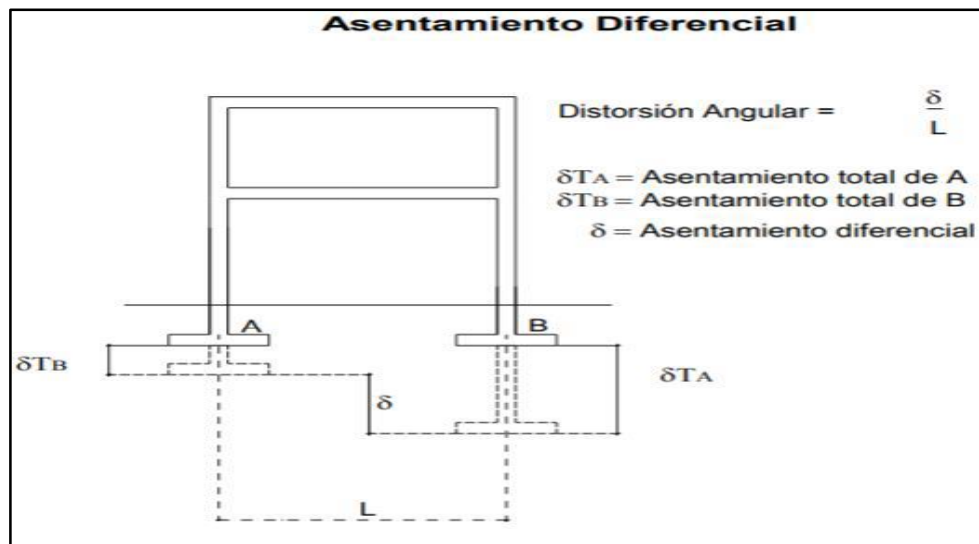


Figura N° 8: Asentamiento Diferencial

Fuente: “Norma E.050 Suelos y Cimentaciones”, por Ministerio de vivienda (2017, p.24)

Tabla N° 4

Distorsión angular

Distorsión Angular α	
$\alpha = \delta/L$	Descripción
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en las paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límites para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentado sobre un solado con espesor aproximado de 1.20 m
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos

Fuente: “Norma E.050 Suelos y Cimentaciones”, por Ministerio de Vivienda (2017, p.24)

2.2.10 Presiones del Suelo

Todos los diversos tipos de terreno que existen llegan a reaccionar ante las cargas externas en distintas maneras, y ellos guardan sus propiedades.

Entre los factores que predominan en la distribución de la reacción del terreno:

- Flexibilidad del cimiento respecto al suelo
- Tipo de terreno
- Nivel de terreno

En las edificaciones convencionales, la carga transmitida ya sea en una columna o muro transmite verticalmente a la zapata, la cual de esa manera llega a soportar la presión hacia arriba del suelo donde descansa.

Si la carga es debidamente proporcionada con relación al área de contacto, la presión de contacto se da en forma uniformemente distribuida (ver Figura N°9).

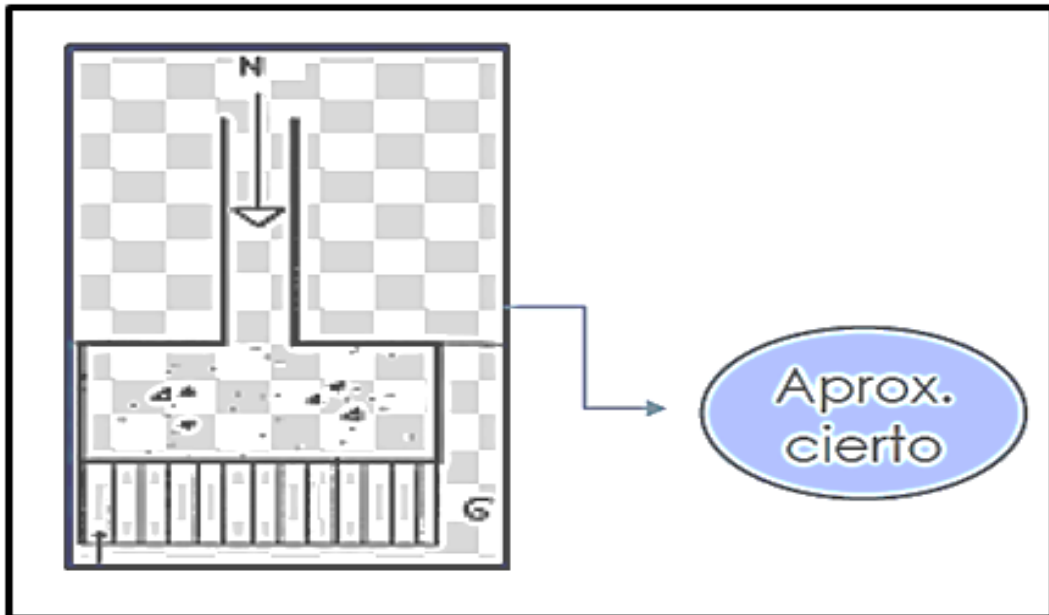


Figura N° 9 : Presión sobre el área de cimentación

Fuente: “Trabajo de investigación - Teoría de cimentaciones”, por Ing. Ovidio Zelada (2000, p.27)

En los suelos granulares gruesos, la presión suele ser en el punto medio de la zapata y va disminuyendo hacia el perímetro, ya que los granos del suelo están sueltos de manera que el suelo localizado en las cercanías del perímetro llega a poder desplazarse levemente hacia el exterior en la dirección de los menores esfuerzos en el suelo.

En los suelos arcillosos las presiones son mayores en la parte cerca borde que en el medio de la zapata, ya que en esta ocasión el suelo genera una resistencia cortante alrededor del perímetro, la cual se le incrementa a la presión hacia arriba.

A veces se acostumbra a no tomar en cuenta estas variaciones para los distintos tipos de muestras encontradas con respecto a esta distribución debido a que:

- Su cuantificación numérica no es muy clara y frecuentemente variable, dependiendo de cada tipo de suelo.
- Su grado de influencia en las magnitudes de los momentos flectores y en las fuerzas cortantes que actúan sobre las zapatas son referentemente de menor valor, lo que nos hace entender que las zapatas individuales deben colocarse concéntricamente bajo las columnas.

Distribución de presiones

Se tiene el caso de una carga aplicada sin momento, esta carga no tiene excentricidad y se puede encontrar como se muestra ver Figura N°10, con su respectiva fórmula para el cálculo en la ecuación N°5.

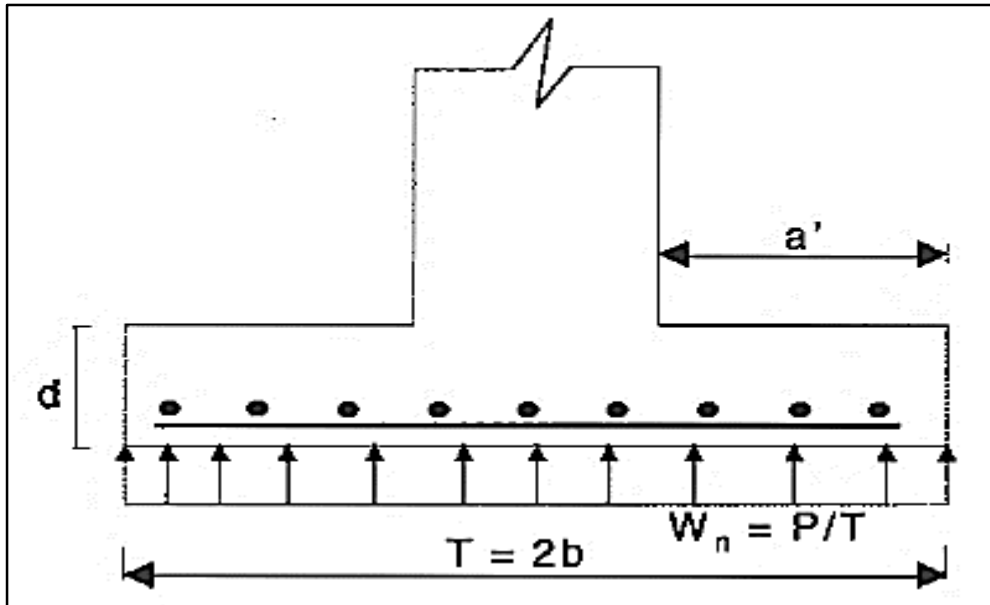


Figura N° 10: Distribución de carga uniforme sobre la cimentación

Fuente: "Concreto armado II" por Ing. Roberto Morales Morales (2000, p.176)

La presión o esfuerzo transmitido se evalúa de la siguiente manera:

$$\sigma = P/Az \dots \dots \dots \text{(Ecuación N°5)}$$

Donde:

P = Carga de servicio, Az = Área de la zapata, σ = Esfuerzo del terreno

Se establece que para la confirmación de la dimensión de zapata cumpla con lo siguiente:

$\sigma_t > \sigma_a$; se tiene que la cimentación no falla por sobredimensionamiento

$\sigma_t < \sigma_a$; se tiene que la cimentación falla por subdimensionamiento

Siendo considerado conforme solo la primera premisa $\sigma_t > \sigma_a$, y rediseñar la cimentación en el segundo caso.

Las presiones de contacto admisibles se toman en cuenta a partir de los principios de la mecánica de suelos, con base en los ensayos de carga y otras determinaciones experimentales.

Las presiones de contacto σN , para las cargas de servicio se escogen en que se llegue a calcular un factor de seguridad que va de 2.5 – 3.0 para que este no pueda sobrepasar la capacidad portante del suelo y que los asentamientos se estén dentro de los límites tolerables.

En el caso de las zapatas que son cargadas concéntricamente su área se calcula según la ecuación N°6:

$$AZ = \frac{P_D + P_L}{\sigma_N} \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°6)}$$

Permitiéndose un incremento del 30% en la presión admisible cuando se incluya las fuerzas de viento W ver ecuación N°7 o la de sismo E ver ecuación N°8.

$$AZ = \frac{P_D + P_L + W}{1.3\sigma_N} \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°7)}$$

$$AZ = \frac{P_D + P_L + E}{1.3\sigma_N} \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°8)}$$

Se debe saber que las dimensiones de las zapatas se establecen para cargas de servicio y presiones de suelo sin amplificar, según la Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones, en contraste con el diseño a la resistencia de elementos de concreto reforzado, en el cual se tiene utilizar las cargas mayoradas y resistencias nominales reducidas.

Donde:

σN , Esfuerzo neto del suelo

σt , capacidad portante del suelo

S/c Sobrecarga sobre el suelo

hf, Profundidad de cimentación hasta el nivel de piso terminado

V_{prom} , peso específico promedio del suelo y del concreto aproximadamente 2.0 ton/m³

Entre todas sus funciones de las presiones rescatamos las más importantes:

- Minimizar los asentamientos ya sean globales como diferenciales.
- Transmitir las cargas de la estructura al suelo de fundación
- Transmitir al suelo los esfuerzos menores al esfuerzo admisible del suelo.

Todos los suelos se comprimen cuando son sometidos a cargas y llegan a producir asentamientos en la estructura ver Figura N°11.

Los requisitos más importantes en el diseño de cimentación:

- El asentamiento total generado de la estructura debe estar entre una cantidad tolerable pequeña.
- El asentamiento diferencial de las diferentes partes de la estructura se elimina.
- Para poder separar los asentamientos de la mejor manera, es necesario:
- Transmitir la carga de la estructura hasta llegar a un estado del suelo que posea la resistencia necesaria.
- Distribuir la carga sobre un área lo suficientemente grande de este estrato para poder minimizar las presiones en el grado de contacto.



Figura N° 11: Asentamientos Estructurales

Fuente: “Trabajo de investigación - Teoría de cimentaciones”, por Ing. Ovidio Zelada (2000, p.44)

Requerimientos y criterios generales de diseño de cimentaciones

Los requerimientos generales de diferentes autores coinciden en que se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- 1) Al momento de establecer la edificación, se tiene en cuenta los daños generados que se han ocasionado por heladas, cambio de volumen, socavaciones, movimientos de nivel freático, futuras construcciones, etc. en los lugares aledaños para ser precavidos ante ellos.
- 2) La cimentación deber ser estable al vuelco, deslizamiento, hundimiento, etc. estabilidad general para la ejecución de un diseño estructural adecuado.
- 3) Los movimientos y vibraciones deben tener un mínimo impacto para que no se perjudique la estructura o las instalaciones.
- 4) La cimentación debe tener la seguridad suficiente al menor costo posible.

Entre los criterios generales de diversos estudios previos de diseño se tiene:

- a) La estabilidad adecuada, es decir que el coeficiente de seguridad sea el indicado.
- b) Las deformaciones son admisibles o los movimientos dados por la deformación del terreno debido a las tensiones transmitidas por la cimentación.
- c) No afectan las construcciones aledañas en el sentido que los efectos originados en el terreno por una cimentación no deben llegar más allá de los límites permisibles de la estructura.
- d) Son de gran durabilidad, lo que implica que las premisas anteriores se mantengan durante toda la vida útil de la estructura, lo cual implica a tener en cuenta el cambio de las condiciones iniciales debido a cambios de volumen espontáneos ya sea en el caso de rellenos o suelos naturalmente que lleguen a colapsar o también por modificaciones en estado de humedad de los terrenos arcillosos que son expansivos, socavación en los cauces y orillas de los ríos, deslizamiento en caso la estructura se encuentre en una ladera inestable.

2.2.11 Capacidad portante

Medina, J. (2002) establece que el análisis de la capacidad de carga es uno de los mayores análisis en la evaluación de la estabilidad de las cimentaciones superficiales, en unión con el análisis de los asentamientos, que se establecen

para asegurarse que las cimentaciones se puedan cumplir con su función de forma satisfactoria, desde un punto de vista estructural y utilitario, el cálculo de la capacidad de carga constituye el marco básico del diseño.

Es así, que, en todo proyecto de cimentación, el paso más importante es, sin duda, determinar la máxima carga que se puede aplicar al suelo, sin que produzca la rotura del suelo o asentamiento excesivo. (p. 9).

2.2.11.1 Fundamento de las teorías de la capacidad Portante

Los principales normas teóricas para desarrollar el problema de la capacidad portante, tiene sus principios en las hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos; en algunas otras teorías especialmente en las que corresponden a las más recientes, la observación y el empirismo juegan un papel importante. Queda dando lugar que todas las teorías matemáticas tienen como un punto de partida la solución de Prandtl al problema de la identificación de un sólido rígido en un medio continuo, semi-infinito, homogéneo e isótropo, bajo condiciones de deformación plana; las diferentes teorías de capacidad de carga solucionan grandes problemas en los suelos con más dificultad para trabajar como son los cohesivos, fricciantes y algunas de ellas incluso en suelos cohesivo-fricciantes.

En la solución de Prandtl se establece que el mecanismo de falla es el mostrado en la Figura N°12 y se tiene que calcular cual será la presión máxima que puede darse al elemento rígido sin necesidad que penetre. A esta variable se le denomina como carga límite. El valor límite de la presión es :

$$q_{max} = (\pi + 2) \dots\dots\dots (Ecuación N°9)$$

Lopez, G.; Legorreta, H. & Rivera, R. (2014) definió que esta solución es la base de todas las teorías de capacidad de carga que se han desarrollado para la aplicación específica de suelos. (p.7).

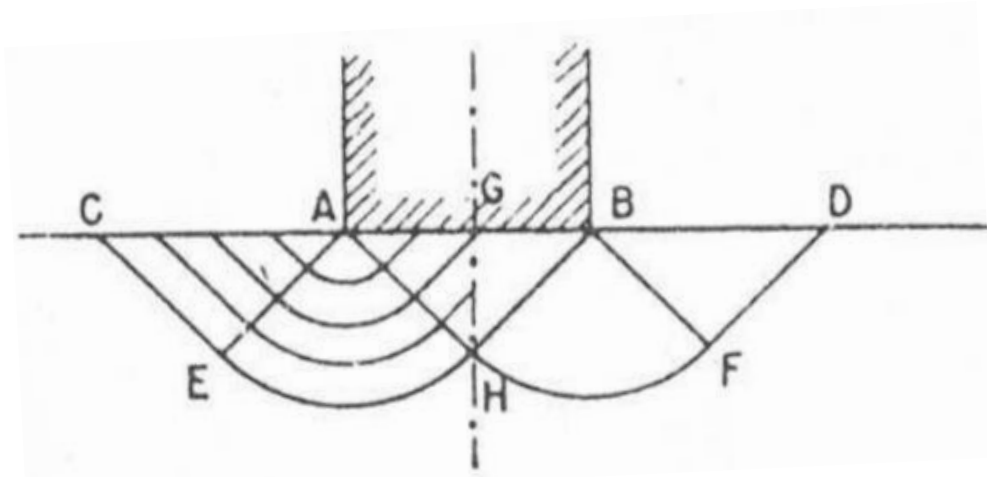


Figura N° 12: Diagrama de falla de la solución de Prandt

Fuente: “Capacidad de carga en suelos”, por López, Legorreta y Rivera, (2014, p.7)

Hoy en la actualidad el análisis de cimentaciones se da a partir de los siguientes métodos: método de análisis límite, método de la superficie de deslizamiento, método de equilibrio límite y método de elementos finitos.

Los tres primeros métodos se usan mayormente en los problemas orientados a la estabilidad donde se trata de determinar la capacidad portante.

Por otro lado, cuando se tiene calcular el sentamiento del suelo el método de elementos finitos es el más indicado. El método de la superficie de deslizamiento nos presenta la construcción de un grupo de curvas de deslizamiento en la vecindad de las cargas de la zapata.

El campo de las líneas de deslizamiento plástico está rodeado por diversas regiones de la cuales son rígidas. Para la deformación plana, se utiliza dos ecuaciones diferenciales de equilibrio plástico y una debido a su condición de campo cedido para resolver los tres esfuerzos desconocidos. Estas ecuaciones son redactadas con respecto a coordenadas curvilíneas que coinciden con las líneas de deslizamiento. Si las condiciones de entorno de la cimentación están dadas solo en los términos del esfuerzo. Estas ecuaciones son idóneas para dar la atribución de esfuerzo sin referencia a la relación esfuerzo – deformación.

En caso, si los desplazamientos o velocidades se especifican sobre la parte del entorno, entonces la relación debe emplearse para los esfuerzos con las deformaciones, volviéndose más complicado. Aunque las soluciones pueden ser

obtenidas analíticamente los métodos gráficos y numéricos son generalmente los más necesarios.

Los otros métodos que han sido publicados para el cálculo de capacidad portante son por Terzaghi en 1943 y Taylor en 1948, o los métodos también descritos por Meyerhof 1951, que son clasificados como métodos de equilibrio límite. Se pueden explicar como aproximaciones en la construcción del campo de líneas de deslizamiento. La solución necesita que las hipótesis se calculen teniendo en cuenta la forma de la superficie de falla y la distribución normal de esfuerzos a lo largo de una superficie. La distribución de esfuerzos llega a satisfacer la condición de campo y las ecuaciones de equilibrio estático en el sentido general. Por eso, es más posible encontrar la ubicación más crítica que la asumida en la superficie de deslizamiento a partir de la cual se puede calcular la capacidad portante de la zapata.

A parte de las condiciones de campo, el método de análisis límite considera también la reacción esfuerzo-deformación del suelo en forma idónea, Esta idealización, establece diversos teoremas límites en los cuales se cimienta el análisis límite. Los métodos establecen una cota superior e inferior a la verdadera solución. La solución por cota superior se halla a partir del campo de velocidades cinemáticamente admisible y que cumple con las condiciones de velocidad límite y continuidad, a excepción de algunas, pero la velocidad tangencial puede estar ligada a un salto al atravesar una vecindad. En forma similar, la solución por cota inferior se establece a partir de un campo de esfuerzos estáticamente admisible que satisface las condiciones límites de esfuerzos, violando en estado de equilibrio la condición de falla.

Los métodos descritos están unidos en alguna forma. La mayoría de las soluciones de la línea de deslizamiento producen campos de velocidad cinemáticamente admisibles, por ello se pueden considerar como soluciones de cota superior, siempre que complazcan las condiciones límite de velocidad. Si el campo de esfuerzos dentro de la zona plástica se puede extender a la región rígida de manera que el equilibrio y condiciones de campo estén satisfechos, las condiciones entonces constituyen entonces a una cota inferior. Por eso las soluciones de líneas de deslizamiento pueden llegar a ser precisas. Ya se mostró en diversos casos, el arduo trabajo que se dio sobre el análisis de estabilidad, incluyendo el uso del método de línea y deslizamiento.

Los métodos de equilibrio llegan a usar la filosofía básica de la regla de la cota superior, es decir se admite una superficie de falla y se encuentra la menor respuesta. Pero, no se llega a tomar en cuenta la cinemática del suelo y las condiciones de equilibrio son satisfechas en un sentido limitado. Por eso las soluciones de equilibrio límite no son necesariamente una cota superior o cota inferior. De todas maneras, cualquier solución ya sea por cota superior a partir del análisis límite obviamente será una solución por equilibrio límite. A pesar de eso el método ha sido más ampliamente usado respetando su simplicidad y una razonable aproximación.

El método mismo de análisis límite posee diversos aspectos que llegan a interesar a los investigadores e ingenieros. La formulación del problema es sencilla, dando una solución analítica. En problemas simples se ha demostrado que se tienen respuestas razonables cuando se comparan a las soluciones de equilibrio límite. Es notable la capacidad para facilitar un medio que permita limitar la verdadera solución. Finalmente, el método es competente y puede extenderse para resolver problemas de cimentación más difíciles para las cuales otros métodos han fallado.

La capacidad portante de las zapatas no llega a depender exclusivamente de las propiedades mecánicas del suelo ya sea como la cohesión (c) y ángulo de fricción ϕ ; aparte obviamente de las dimensiones de las zapatas como su ancho (B), profundidad (D_f), longitud (L) y rugosidad. Cuando G es pequeño, el suelo se comporta específicamente como un medio cohesivo, sin peso. Si G es grande, el peso del suelo, es una fuente principal de resistencia. Para la mayoría de los casos se puede esperar que ϕ tome valores de 0 a 40 y G de 0.1 a 1.0. Estos límites hacen que c varíe de 2441kg/m² a 4880kg/m² y que el ancho de la zapata varíe de 1 a 3 metros. La capacidad portante adimensional depende solo del ángulo de fricción interna ϕ , el parámetro G , ángulo de fricción de la base, relación de profundidad D/B y medidas de la base B y L .

$$q_0 = cN_c + qN_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°10)}$$

Donde q_0 es la expresión promedio sobre la superficie de contacto cuya área es A , q es la presión de sobrecarga en la base de la cimentación y los factores de la capacidad portante N_c , N_q y N_γ interpretan los efectos del suelo por la cohesión, superficie de carga y peso unitario el suelo, respectivamente. La ecuación anterior es válida para

cimentaciones continuas, sujetas a cargas centradas verticales. Sin embargo, no son muy comunes para otras geometrías.

Los parámetros N son solo función del ángulo de fricción interna. Los métodos casi empíricos de Terzaghi admiten que estos efectos pueden superponerse directamente, considerando que el comportamiento del suelo es no lineal. La razón para emplear el método simplificado es principalmente por las dificultades matemáticas cuando se emplean los métodos convencionales de equilibrio.

Braja M. Dass (1999) explicó 3 tipos de fallas y un concepto general de las mismas:

Al realizar un satisfactorio desempeño se debe de considerar que deben ser seguras contra fallas por corte del suelo que las soporta. En esta parte definiremos los tres tipos de fallas que son falla general por corte, falla por corte del suelo y falla de corte por punzonamiento y se considere una cimentación corrida que descansa sobre la superficie de arena densa o suelo cohesivo firme, con un ancho igual a B . Ahora, si la carga se aplica gradualmente a la cimentación, el asentamiento se va aumentar. La variación de la carga por unidad de área, q , sobre la cimentación junto con el asentamiento. En cierto punto, cuando la carga por unidad de área es igual a q_u , tendrá lugar una falla repentina en el suelo que soporta la cimentación y la zona de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. Esta carga por área unitaria, q_u , se denomina generalmente como la capacidad de carga última de la cimentación. Cuando este tipo de falla repentina tiene lugar en el suelo, se denomina falla general por corte. (p.126)

Si la cimentación considerada descansa sobre suelo arenoso o arcilloso poco compactado un incremento de carga sobre la cimentación también será acompañado por un incremento del asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia afuera desde la cimentación, como muestran las líneas continuas en la Figura N°13.

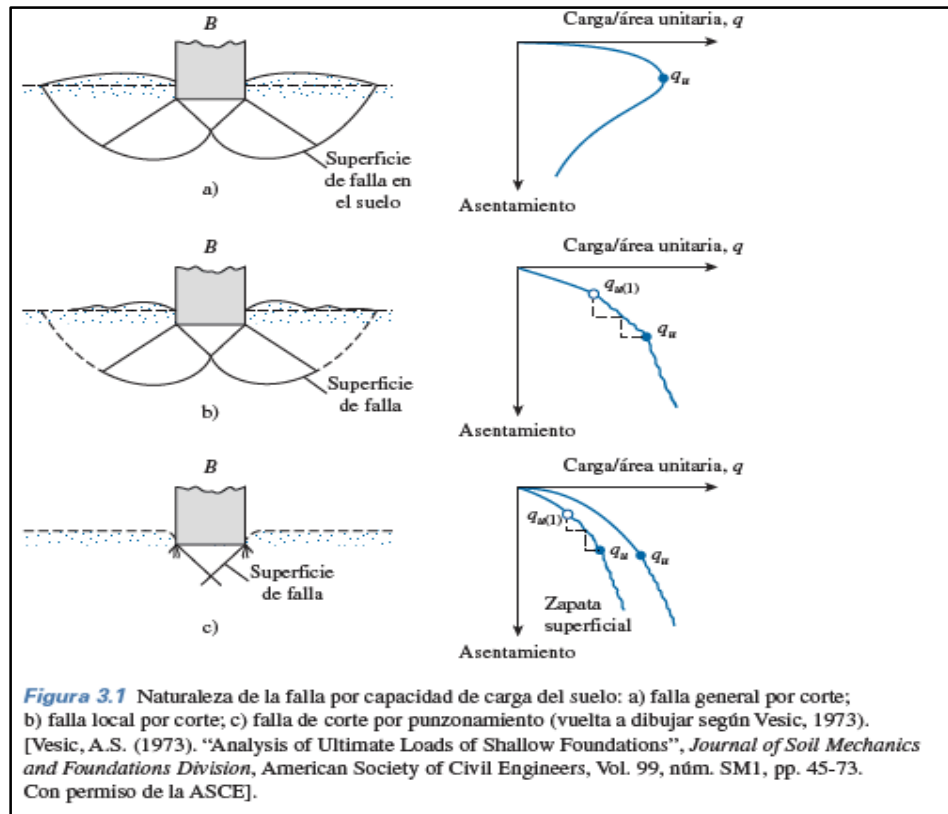


Figura N° 13: Superficies de falla

Fuente: "Principios de Ingeniería de cimentación" por Braja M. Das (1999, p.153)

Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a q_u (1), el movimiento producido está dado por sacudidas repentinas. Se pide entonces un cambio considerable de la cimentación para que la zona de falla en el suelo se prolongue hacia la superficie del terreno. La carga por unidad de área bajo la cual sucede es la capacidad de carga última, q_u . Aparte de este punto, una mayor carga estará para asociarse por un gran incremento del asentamiento de la cimentación. La carga por unidad de área de la cimentación q_u (1), se le conoce como carga primera de falla. Note que un valor máximo de q no se presente en este tipo de falla, llamada en este caso como falla por corte del suelo.

Dado el caso en que la cimentación es resistida por un suelo muy suelto, la gráfica carga-asentamiento será como lo muestra la Figura N°13. En este caso, la zona de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Aparte de la carga última de falla q_u (1), la gráfica carga-asentamiento se inclinará y se volverá prácticamente lineal. Este tipo de falla en suelos se denomina falla de corte por punzonamiento.

2.2.11.2 Resistencia al Esfuerzo Cortante

Coulomb, C. (1773) definió gracias a su teoría que la ley fenomenológica del esfuerzo cortante y ha sido estudiada en las últimas décadas por varios investigadores en diferentes países, mucho más que cualquier otra propiedad del suelo. Los siguientes párrafos tienen una breve discusión de las diferentes formas del esfuerzo de corte cuando se analiza la estabilidad de cimentación y algunos comentarios sobre el diagnóstico del problema específico para facilitar la selección de los parámetros de resistencia.(p.97)

La ley de Coulomb es la siguiente como muestra la ecuación N°11:

$$S = c + \sigma n \tan \phi \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°11)}$$

Donde:

S= esfuerzo unitario de corte

c y ϕ = parámetros de cohesión y del ángulo de fricción interna del material, respectivamente.

σn = Esfuerzo normal sobre la superficie potencial de deslizamiento.

La fuerza unitaria necesaria para movilizar la resistencia al corte friccional es como indica la ecuación N°12:

$$S \phi = \sigma n \tan \phi \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°12)}$$

El valor de $\tan \phi$ es el coeficiente de fricción propuesto por Coulomb, entre dos superficies de deslizamiento en el momento en que sucede el desplazamiento relativo. En ese tiempo se moviliza la fricción estática entre las partículas del suelo, después de que el material entra en movimiento con una resistencia al corte más pequeño. La resistencia friccional es llamada fricción residual o dinámica, y está en función de la velocidad diferencial que se da entre las superficies. En caso de materiales granulares, el ángulo de fricción interna cumple una importante función de las dimensiones y formas de los granos, el arreglo del esqueleto estructural y el estado de compactación del material. La

resistencia al corte debido a la cohesión en los granos puede calcularse como la resistencia al corte para esfuerzo normal como se expresa en la ecuación N°13:

$$S_c = c \dots \dots \dots \text{(Ecuación N°13)}$$

El valor de c es una función del tipo material de en este caso minerales arcillosos, y del esfuerzo inter granular en el cual la cimentación tiene lugar, es decir, de la historia de carga del sedimento.

La ligadura entre los granos en la estructura del suelo está representada por sustancias cementantes como carbonatos o silicatos, y por minerales arcillosos. La resistencia al corte en suelos impermeables es una de las propiedades físicas más complicada que, sin embargo, puede aplicarse fácilmente cuando se comprenden estas limitaciones y propiedades mecánicas. El equipo comúnmente utilizado para hallar estos valores es el de corte directo como en la Figura N°14.

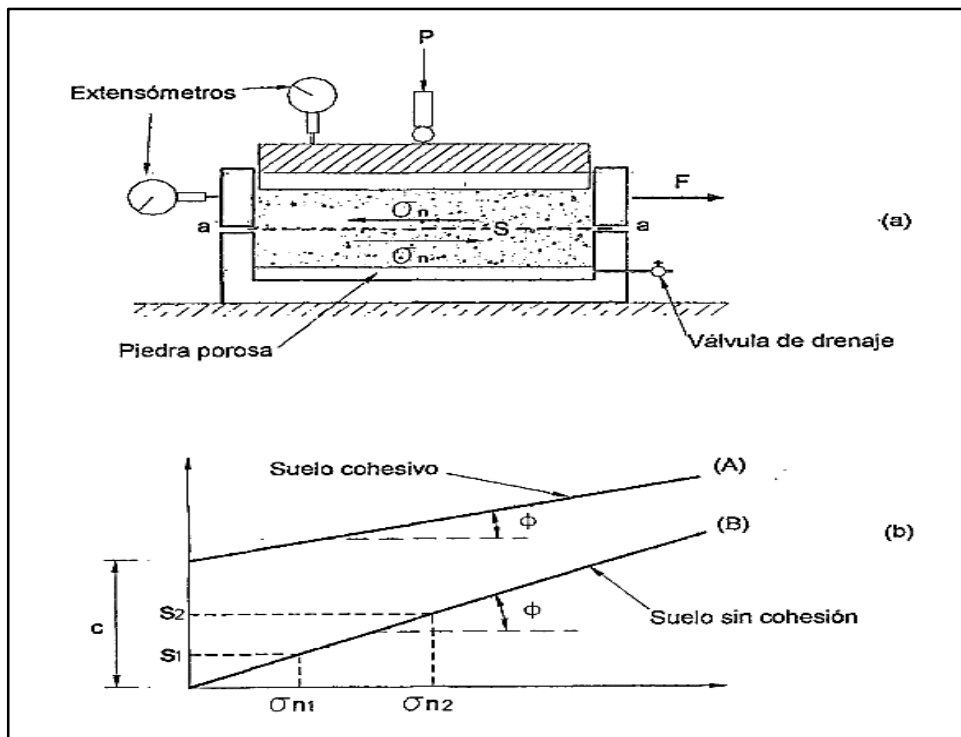


Figura N° 14: Proceso para calcular el análisis de corte directo

Fuente: tesis “Análisis comparativo de las teorías de capacidad portante por corte de cimentaciones superficiales” por Ing. José Alfredo Medina, (2002, p.38)

2.2.12 Teorías de la capacidad Portante

2.2.12.1 Teoría de K. Terzaghi

En la historia de los suelos se sabe que Karl Terzaghi en 1943, fue una de las primeras personas por presentar una teoría comprensiva para la evaluación de la capacidad portante última para las cimentaciones superficiales, acondicionando a la mecánica de suelos los resultados de la mecánica del Medio continuo.

Esta teoría nos explica, que una cimentación es considerada superficial cuando el ancho B es igual o mayor que la distancia vertical entre el terreno natural y la base del cimiento, profundidad de desplante Df , sin embargo, recientes investigaciones sugieren que una cimentación con profundidad Df igual a 3 a 4 veces el ancho de la cimentación puede ser definida de igual manera como una cimentación superficial.

En estas condiciones Terzaghi desconsideró la resistencia al esfuerzo cortante superior del nivel de desplante del cimiento, considerándola solo de dicho nivel hacia abajo. El terreno sobre la base del cimiento que solo genera un efecto que puede simbolizarse por una sobrecarga, $q = \gamma Df$ (donde $\gamma =$ peso específico del suelo) ver figura N° 15, actúa plenamente en un plano horizontal que pasa por la base del cimiento, en donde γ es el peso específico del suelo.

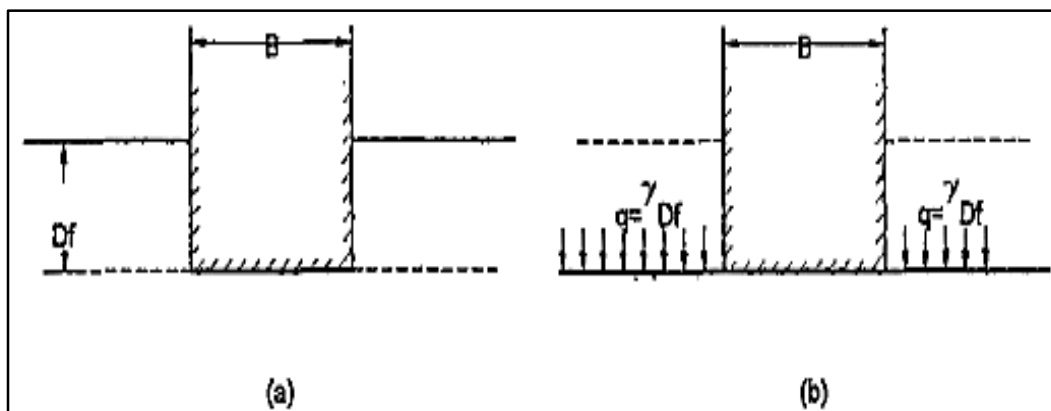


Figura N° 15: Equivalencia del suelo sobre el nivel de desplante de un cimiento con una carga debida a su peso

Fuente: tesis "Análisis comparativo de las teorías de capacidad portante por corte de cimentaciones superficiales" por Ing. José Alfredo Medina, (2002, p.88)

Dado el caso general Terzaghi se enfatizó por un modelo de cimentación corrida, la superficie de falla en el suelo está siendo sometido por la carga ultima tal como se muestra en la Figura N°16, en el cual se puede que para este caso se genera la falla general por corte como se dijo anteriormente en la Figura N°14. Haciendo una comparación con la imagen anterior, en este caso también se puede suponer el efecto del suelo sobre la cimentación de fondo una sobrecarga equivalente efectiva del cual $q = \gamma D_f$. La zona de falla debajo de la cimentación se separa en tres partes ver la Figura N°16.

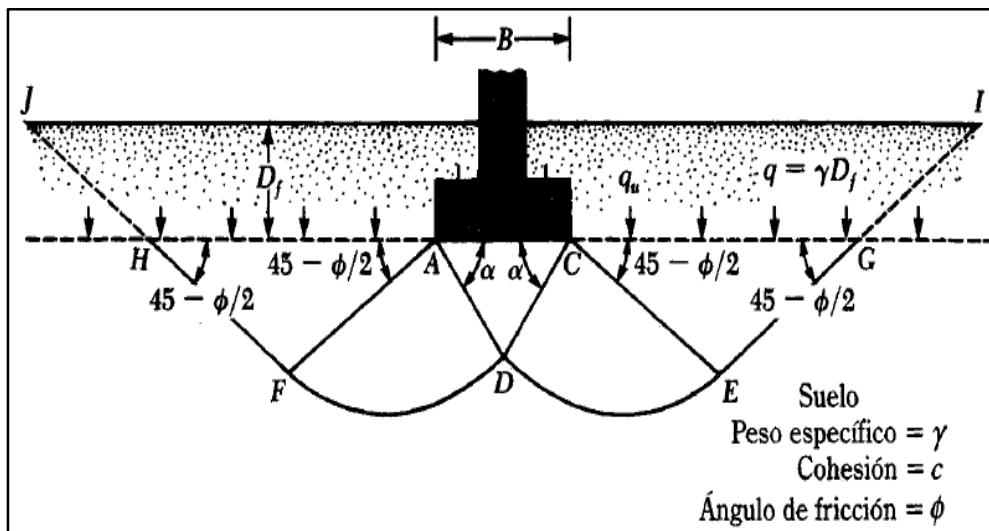


Figura N° 16: Falla por capacidad de carga en el suelo bajo una cimentación rígida corrida

Fuente: “Principios de Ingeniería de cimentación” por Braja M. Das (1999, p.157)

1. El área triangular ACD inmediatamente debajo la cimentación
2. Los espacios de corte radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica
3. Dos sectores pasivos de Rankine triangulares AFH y CEG

Se supone que los ángulos CAD y ACD son los mismos que el ángulo de fricción del suelo, por eso debe tenerse en cuenta, si el suelo que se encuentra sobre el fondo de la cimentación es cambiada por la sobrecarga equivalente q , la resistencia de corte del suelo en lo largo de las superficies de falla GI y HI se verán sin valor alguno.

Usando el análisis de equilibrio, se expresó la capacidad de carga última en la siguiente ecuación N°14 para cimentación corrida.

$$q_u = cN_c + qN_q + 1/2 \gamma \beta N_\gamma \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°14)}$$

Donde:

c = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$$q = \gamma D_f$$

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga adimensionales que están únicamente en función del ángulo de fricción del suelo.

Las curvas, para estos factores de capacidad de carga N_c y N_q no fueron dibujados por Terzaghi a partir de los valores aproximados que se desprenden, si no que se calcularon en una diferente solución matemática exacta de tales valores, calculada por una aplicación de la función de esfuerzos de Airy hecha por Prandtl y Reissner para un medio sin peso, según las siguientes ecuaciones N°15 y 16.

$$N_q = \frac{e^{2(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2})\tan\phi}}{2\cos^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})} \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°15)}$$

Para el factor N_γ , propuso el siguiente factor:

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right) \tan\phi \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°16)}$$

Donde $K_{p\gamma}$ = coeficiente de empuje pasivo.

El dato de este coeficiente puede hallarse por medio del método de la espiral logarítmica, o por otro equivalente.

En la siguiente Tabla N°5, se dan los valores de los factores de la capacidad de carga.

Tabla N° 5

Factores de capacidad portante

(Continua)

ϕ (grados)	N_c	N_q	N_y
0	5.70	1.00	0.00
1	6.00	1.10	0.01
2	6.30	1.22	0.04
3	6.62	1.35	0.06
4	6.97	1.49	0.10
5	7.34	1.64	0.14
6	7.73	1.81	0.20
7	8.15	2.00	0.27
8	8.60	2.21	0.35
9	9.09	2.44	0.44
10	9.61	2.69	0.56
11	10.16	2.98	0.69
12	10.76	3.29	0.85
13	11.41	3.63	1.04
14	12.11	4.02	1.26
15	12.86	4.45	1.52
16	13.68	4.92	1.82
17	14.60	5.45	2.18
18	15.12	6.04	2.59
19	16.56	6.70	3.07
20	17.69	7.44	3.64
21	18.92	8.26	4.31
22	20.27	9.19	5.09
23	21.75	10.23	6.00
24	23.36	11.40	7.08
25	25.13	12.72	8.34
26	27.09	14.21	9.84
27	29.24	15.90	11.60
28	31.61	17.81	13.70
29	34.24	19.98	16.18
30	37.16	22.46	19.13
31	40.41	25.28	22.65
32	44.04	28.52	26.87

Fuente: "Principios de Ingeniería de cimentación" por Braja M. Das (1999, p.158)

Factores de capacidad portante

33	48.09	32.23	31.94
34	52.64	36.50	38.04
35	57.75	41.44	45.41
36	63.53	47.16	54.36
37	70.01	53.80	65.27
38	77.50	61.55	78.61
39	85.97	70.61	95.03
40	95.66	81.27	115.31
41	106.81	93.85	140.51
42	119.67	108.75	171.99
43	134.58	126.50	211.56
44	151.95	147.74	261.60
45	172.28	173.28	325.34
46	196.22	204.19	407.11
47	224.55	241.80	512.84
48	258.28	287.85	650.67
49	298.71	344.63	831.99
50	347.50	415.14	1072.80

Fuente: “Principios de Ingeniería de cimentación” por Braja M. Das (1999, p.158)

Terzaghi no explica de manera clara el valor de $Kp\gamma$, sin embargo, plantea el cálculo de los valores de Nc , Nq y $N\gamma$ como función del ángulo de fricción ϕ , presentados en la tabla anterior; que se pueden correlacionar para obtener una expresión del valor de $N\gamma$ en función ϕ , con el fin de programar estas funciones.

Para calcular la capacidad portante de cimentaciones cuadradas ver ecuación N°17 o cimentaciones circulares ver ecuación N°18, se tienen a partir de modificaciones a la ecuación N°14.

$$qu = 1.3cNc + qNq + 0.4 \gamma\beta N\gamma \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°17)}$$

$$qu = 1.3cNc + qNq + 0.3 \gamma\beta N\gamma \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°18)}$$

Ahora se da en ciertos casos en el que se efectúa modificaciones de las ecuaciones de la capacidad portante por efecto del nivel freático. Para hallar la capacidad de carga última por el nivel freático existen tres manera, en primer lugar, para una cimentación corrida ver ecuación N°19, para una cimentación cuadrada ver ecuación N°20 o para

una cimentación circular ver ecuación N°21, se planteó variaciones a las ecuaciones cuando hay una falla local por corte en suelos:

$$qu = \frac{2}{3}cN'c + qN'q + \frac{1}{2}\gamma BN'\gamma \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°19)}$$

$$qu = 0.867cN'c + qN'q + 0.4\gamma BN'\gamma \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°20)}$$

$$qu = 0.867cN'c + qN'q + 0.3\gamma BN'\gamma \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°21)}$$

$N'c$, $N'q$, $N'\gamma$ son las variables de la capacidad de carga modificada por estos casos. Se calculan utilizando las ecuaciones para el factor de la capacidad de carga (para Nc , Nq , $N\gamma$) reemplazando ϕ por $\phi' = \tan^{-1}(2/3 \tan \phi)$ y c por $c' = (2/3)c$. La variación $N'c$, $N'q$, y $N'\gamma$ con el ángulo ϕ de fricción del suelo se puede también utilizar la Tabla N°6

Tabla N° 6

Factores de capacidad portante modificados

(Continua)

ϕ' (grados)	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00
1	5.90	1.07	0.005
2	6.10	1.14	0.02
3	6.30	1.22	0.04
4	6.97	1.30	0.055
5	7.22	1.39	0.074
6	7.47	1.49	0.1
7	7.74	1.59	0.128
8	8.02	1.70	0.16
9	8.32	1.82	0.20
10	8.63	1.94	0.24
11	8.96	2.08	0.30
12	9.31	2.22	0.35
13	9.67	2.38	0.42
14	10.06	2.55	0.48
15	10.47	2.73	0.57
16	10.90	2.92	0.67
17	11.36	3.13	0.76
18	11.85	3.36	0.88
19	12.37	3.61	1.03
20	12.92	3.88	1.12
21	13.51	4.17	1.35
22	14.14	4.48	1.55
23	14.80	4.82	1.74
24	15.53	5.20	1.97
25	25.13	5.60	2.25
26	27.09	6.05	2.59

Fuente: "Principios de Ingeniería de cimentación" por Braja M. Das (1999, p.160)

Factores de capacidad portante modificados

27	16.30	6.54	2.88
28	17.13	7.07	3.29
29	18.03	7.66	3.76
30	18.99	8.31	4.39
31	20.03	9.03	4.83
32	21.16	9.82	5.51
33	22.39	10.69	6.32
34	23.72	11.67	7.22
35	25.18	12.75	8.35
36	26.77	13.97	9.41
37	28.51	15.32	10.90
38	30.43	16.85	12.75
39	32.53	18.56	14.71
40	34.87	20.50	17.22
41	37.45	22.70	19.75
42	40.33	25.21	22.50
43	43.54	28.06	26.25
44	47.13	31.34	30.40
45	51.17	35.11	36.00
46	55.73	39.48	41.70
47	60.91	44.45	49.30
48	66.80	50.46	59.25
49	73.55	57.41	71.45
50	81.31	65.60	85.75

Fuente: "Principios de Ingeniería de cimentación" por Braja M. Das (1999, p.160)

La ecuación de la capacidad de carga de Terzaghi se alteró para aplicar para los efectos de la forma de la cimentación (B/L), profundidad de empotramiento (Df), e inclinación de la carga. Pero, la mayoría de ingenieros aún usan la ecuación de Terzaghi el cual se obtiene resultados bastante buenos considerando la incertidumbre de las condiciones del suelo en diferentes condiciones.

2.2.12.2 Teoría de Meyerhof

Las ecuaciones generales de carga última se muestran en las ecuaciones N°22, 23 y 24.

$$qu = cNc + qNq + \frac{1}{2}\gamma BN\gamma \text{ (cimentación corrida) (Ecuación N°22)}$$

$$qu = 1.3cNc + qNq + 0.4\gamma BN\gamma \text{ (cimentación cuadrada) (Ecuación N°23)}$$

$$qu = 1.3cNc + qNq + 0.3\gamma BN\gamma \text{ (cimentación circular) (Ecuación N°24)}$$

Las ecuaciones presentadas son para cimentaciones cuadradas, continuas y circulares; no cumplen para el caso de cimentaciones rectangulares ($0 < B/L < 1$). A su vez, las ecuaciones no toman en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación, porción de la superficie de falla marcada como GI y HJ en la figura N°16.

Aparte, la carga sobre la cimentación puede llegar a estar inclinada. Y para este tipo de situaciones se toma en cuenta todos los factores, Meyerhof inspiró la siguiente ecuación N°25, ecuación general de la capacidad de apoyo.

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \dots \dots \dots \text{(Ecuación N°25)}$$

Donde:

c = cohesión

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

γ = peso específico del suelo

B = ancho de la cimentación (diámetro para una cimentación circular)

$F_{cs} F_{cd} F_{ci}$ = factores de forma

$F_{qs} F_{qd} F_{qi}$ = factores de profundidad

$F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$ = factores de la carga

$F_{ci} F_{qi} F_{\gamma i}$ = factores de inclinación de la carga

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga

Las ecuaciones para poder determinar todos los factores dados en la ecuación N°25 están explicadas a continuación. Cabe recalcar que la fórmula original para la capacidad de carga última se planteó únicamente para el caso de cimentaciones continuas. Los variables de los factores de forma, profundidad e inclinación de carga son factores empíricos basados en datos experimentales y son representados con las siguientes ecuaciones del N°26 al 39.

a) Factores de capacidad de carga:

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \tan \phi} \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°26)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°27)}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°28)}$$

b) Factores de forma:

$$S_c = F_{CS} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L} \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°29)}$$

$$S_q = F_{qS} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°30)}$$

$$S_\gamma = F_{S\gamma} = 1 + 0.4 \cdot \frac{B}{L} \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°31)}$$

c) Factores de profundidad:

$$d_c = F_{cd} = 1 + 0.4K \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°32)}$$

$$d_q = F_{qd} = 1 + \tan \phi \cdot (1 - \text{Sen} \phi)^2 \cdot K \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°33)}$$

$$d_\gamma = F_{\gamma d} = 1, \text{ para cualquier valor de } \phi \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°34)}$$

Donde:

$$K = \frac{Df}{B}, \text{ para } \frac{Df}{B} \leq 1 \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°35)}$$

$$K = \tan^{-1}\left(\frac{Df}{B}\right), \text{ para } \frac{Df}{B} > 1 \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°36)}$$

El valor de $\tan^{-1}\left(\frac{Df}{B}\right)$ expresado en radianes

d) Factores de inclinación de carga:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\phi^\circ}{90^\circ}\right)^2 \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°37)}$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2 \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°38)}$$

Para los valores anteriores se aplica según la ecuación N°39 que:

$$K_p = \tan^2(45 - \frac{\theta}{2}) \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°39})$$

θ = inclinación de carga respecto a la vertical

B, L, Df que son definidos previamente

Cuando las condiciones no son drenadas ($\theta = 0$) en suelos arcillosos la ecuación N°40 es la general para las cargas verticales.

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} + q \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°40})$$

La ecuación N°41 se utiliza para hallar la capacidad de carga última por carga vertical.

$$q_{neta (u)} = q_u - q = c N_c F_{cs} F_{cd} \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°41})$$

En el caso de suelos arcillosos ($\theta = 0$) planteó una ecuación para la capacidad de carga última neta como se ve en la ecuación N°42.

$$q_{neta (u)} = 5c \left(1 + 0.2 \frac{Df}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°42})$$

En la ecuación N°43 se describe la capacidad de carga en la falla por corte local.

$$q_u = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qc} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_d F_{qc} \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°43})$$

En el cual sabemos:

$F_{cd}, F_{qc}, F_{\gamma s}$ = son los factores de profundidad correspondientes a la ecuación

Ahora para calcular estos factores se deben realizar los siguientes pasos:

Hallar el índice de rigidez del suelo a una profundidad no mayor de B/2 por debajo de la cimentación, este se calcula con la ecuación N°44.

$$I_r = \frac{G}{c+q \tan \theta} \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°44})$$

Donde:

G = módulo de corte del suelo

q' = Presión efectiva de sobrecarga sobre la profundidad $D_f + B/2$

Hallar el índice de rigidez crítico de la siguiente forma, se calcula con las siguientes ecuaciones N°45, 46 y 47:

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2} \left\{ \exp \left[\left(3.30 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \right\} \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°45)}$$

Si $I_r \geq I_{r(cr)}$ entonces:

$$F_{cc} = F_{qc} = F_{\gamma c} = 1 \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°46)}$$

Si $I_r \leq I_{r(cr)}$ ahora:

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = \exp \left\{ \left[-4.4 + 0.6 \frac{B}{L} \right] \tan \phi \left[\frac{(3.07 \text{Sen} \phi)(\text{Log} 2 I_r)}{1 + \text{Sen} \phi} \right] \right\} \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°47)}$$

Ecuación de Meyerhof

En la situación de carga vertical se usaría la ecuación N°48.

$$q_u = c N_c S_c d_c + q N_q S_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°48)}$$

Para el caso de una carga inclinada se toma la siguiente ecuación N°49.

$$q_u = c N_c S_c i_c + q N_q S_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma i_\gamma \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°49)}$$

En las ecuaciones anteriores, los factores de capacidad de carga, profundidad e inclinación de carga son calculadas por las siguientes ecuaciones N°50 al 59.

a) Factores de capacidad de carga:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°50)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°51)}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°52)}$$

b) Factores de profundidad:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p} \cdot \frac{D_f}{B}, \text{ para cualquier valor de } \phi \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 53)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \cdot \frac{D_f}{B}, \text{ solo cuando } \phi > 10^\circ \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 54)$$

$$d_q = d_\gamma = 1, \text{ para } \phi = 0 \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 55)$$

c) Factores de inclinación de carga

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\phi^\circ}{90^\circ}\right)^2, \text{ en cualquier valor de } \phi \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 56)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\phi^\circ}{\phi}\right)^2, \text{ cuando } \phi > 10^\circ \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 57)$$

$$i_\gamma = 0, \text{ para } \phi > 0 \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 58)$$

En algunas publicaciones se da el uso de i_γ para cualquier valor de ϕ , no solo para ángulos mayores de 10° , incluso para valores de $\phi=0$, para el caso de los factores anteriores se usa:

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 59)$$

Φ = ángulo de fuerza inclinada respecto a la vertical

B, L, Df = definidos anteriormente

En el caso que se utilicen zapatas rectangulares, la ecuación de Meyerhof para cimientos continuos es modificada para tomar en cuenta bases rectangulares en la relación (B/L) según ecuación N°60.

$$q_u = \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \gamma B N_\gamma \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 60)$$

$$\text{Sabido } S_c = \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) \text{ y } S_\gamma = \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right)$$

La capacidad portante para zapatas circulares y cuadradas se aproxima al 20 por ciento mayor que de las zapatas continuas con la igual excentricidad, como se planteó para zapatas con cargas centradas según Meyerhof 1951. El caso de excentricidades simples de carga el ancho de contacto, está dentro de los límites, planteados por la

ecuación $B' = B - 2e$ mientras que las excentricidades dobles de la carga al centroide del área termina en el punto de aplicación de la carga.

2.2.12.3 Casos por el nivel freático

Las ecuaciones para el cálculo de la capacidad portante ultima han sido planteadas en base en la suposición de que el nivel freático se encuentra debajo de la cimentación, d dependiendo de tu ubicación del nivel del agua se deberá hacer ciertas variaciones en las ecuaciones ya mencionadas.

Caso a) : El nivel freático se encuentra de manera que $0 \leq D_1 \leq D_f$ en este caso el factor q en las ecuaciones de capacidad portante se modificará a la siguiente ecuación N°61

$$q_u = \text{sobrecarga efectiva} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w) \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°61})$$

Donde:

γ_{sat} = peso unitario saturado del suelo

γ_w = peso unitario del agua

Además el valor de γ en el ultimo termino de la ecuación N°61 debe ser reemplazado, generando la ecuación N°62

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°62})$$

Caso b): Cuando el nivel del agua se encuentra de manera que $0 \leq d \leq B$, en este caso el factor, $q = \gamma D_f$, el factor γ que esta en la ecuación de capacidad portante debe ser sustituido, en la ecuación N°63

$$\bar{\gamma} = \gamma' \frac{d}{B} (\gamma - \gamma') \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°63})$$

Estas variaciones se basan en que no hay presión osmótica en el suelo.

Caso c): En este caso el nivel del agua se encuentra de manera que $d \geq B$, el nivel freático no afectará la capacidad portante.

La capacidad de la última carga neta se define en la presión por área unitaria de la cimentación que llega a soportar el suelo en exceso de la presión ocasionada por el suelo circundante al nivel de la cimentación. Si la diferencia del peso específico del concreto utilizado en la cimentación con el peso específico del suelo por eso se plantea que es insignificante, entonces usamos la ecuación N°64

$$q_{neta(u)} = q_u - q \quad \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 64)$$

En el cual:

$q_{neta(u)}$ = capacidad de carga última y “q” se calcula según la ecuación N°65.

$$q = \gamma D_f \quad \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 65)$$

Por ello el $q_{\text{permitido neto}}$ se halla con la ecuación N°66

$$q_{perm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS} \quad \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 66)$$

El factor de seguridad conocido como FS es aquel valor que se encargará de analizar la seguridad para el diseño de la cimentación del suelo de fundación respectivamente.

Ayllon, A. & Farfán, E. (2018) el factor convencional de seguridad que usualmente se utiliza en el cálculo de las cimentaciones y debe tener la confiabilidad necesaria para su evaluación, para ello se calcula gracias al resultado de la definición propia de la capacidad portante admisible, como esta en la ecuación N°67

$$\sigma_a = \frac{q_u}{FS} \quad \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 67)$$

Donde: σ_a es el esfuerzo admisible

Aunque, a veces es aceptable que el factor de carga de seguridad divida la capacidad portante neta, así llegar a tener una capacidad portante admisible neta, como se ve en la ecuación N°68

$$\sigma_{an} = \frac{q_u}{FS} = \frac{q_u - q}{FS} \quad \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 68)$$

Brinch, H. (1967) en sus teorías establece acerca de los coeficientes parciales de seguridad, aplicándose los factores de cargas y los parámetros de resistencia al corte del suelo. Las cargas de trabajo se multiplican por factores de sobrecarga para obtener las cargas nominales, a partir de las cuales se evalúan los esfuerzos nominales. Al aplicar estos factores de seguridad a los parámetros c y ϕ de resistencia al corte del suelo, se puede hallar la capacidad portante nominal de un cimiento, que es la medida de su resistencia nominal.

El FS que se usa normalmente es 3, que llega a tener una variación entre 2.5 y 3.5 en sentido acerca de las características y propiedades del terreno. En sí, este valor no es un factor de seguridad de la resistencia del terreno, mas bien de un factor que limita el asentamiento basado en la experiencia de diversos tipos de suelos rígidos y con un comportamiento lineal.

Ahora también el diseño del área de las cimentaciones se tiene que calcular a partir de la relación de las cargas actuales calculadas (Q_{act}) y de las presiones admisibles (p_{ad}) según la ecuación N°69.

$$A_0 = \frac{Q_{ad}}{p_{ad}} \text{ (m}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots\text{(Ecuación N°69)}$$

2.2.13 Mejoramiento del Suelo

2.2.13.1 Geosintéticos

El Geosintético es un elemento a base de polímero sintético o natural, y se tiene forma de filtro, manto, lámina o estructura tridimensional, que es utilizado en contacto con el suelo o con otros materiales en la geotecnia o de la ingeniería civil. El geosintético ayuda a mejorar la capacidad portante y reducir los asentamientos producidos reforzando la cimentación, reduciendo los asentamientos. Los geosintéticos provienen de fibras artificiales, compuestos de polímeros como poliéster, polipropileno, poliamida y polietileno.

Los geosintéticos más usados en la ingeniería son los geotextiles, las geomallas, las geomembranas, las georedes, geocompuestos y mantos para control de erosión provenientes de la unión de las características y cualidades de cada uno de los anteriores.

2.2.13.2 Geomallas

Las geomallas son un geosintético que consiste en un arreglo rectangular o triangular uniforme conformando una estructura abierta que permite al suelo pasar a través del plano, el arreglo está conformado por tiras o costillas de material unidos en un punto llamado nodo, los principales materiales de construcción son el poliéster, el polipropileno y polietileno de alta densidad.

Los geosintéticos realizan, al menos, una de estas cinco funciones: separación, refuerzo, filtración, drenaje y contención. Una categoría de geosintéticos en particular, las geomallas, ha ganado la aceptación cada vez mayor en la construcción de carreteras.

De esta manera, las geomallas son utilizadas en las carreteras en dos aplicaciones principales, la primera, es el refuerzo de la base granular del pavimento, y la segunda, pero no menos importante, es la estabilidad de la subrasante.

Generalmente, las geomallas son resistentes, siendo utilizadas casi exclusivamente como elementos de refuerzo suelos y se pueden clasificar como:

a) Geomalla Uniaxial:

Este tipo de geomallas (ver Figura N°17) poseen gran resistencia a los esfuerzos de tracción en la dirección longitudinal. Se emplean en aplicaciones donde se conoce la dirección del esfuerzo principal mayor, estas aplicaciones pueden ser en muros y taludes de suelos reforzados.

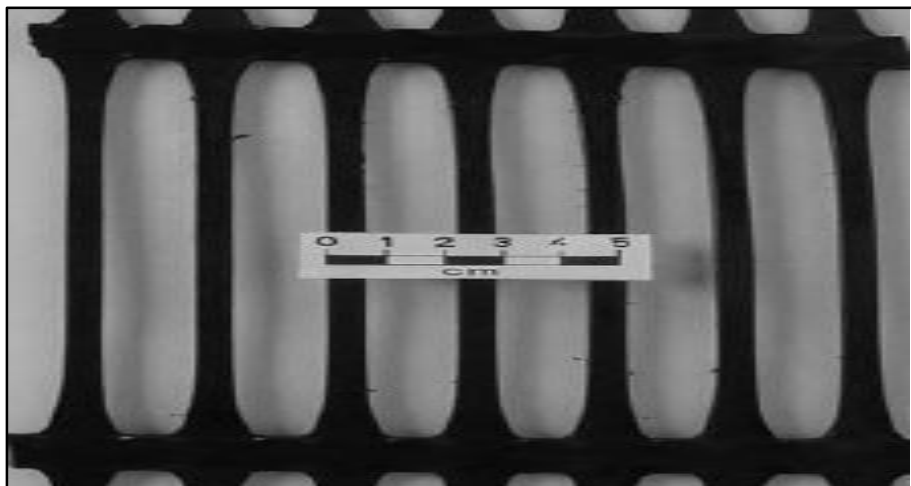


Figura N° 17: Geomalla de tipo Uniaxial

Fuente: tesis “Uso de geotextiles para la mejora del suelo de las cimentaciones superficiales en suelos arenosos 2017” por Miguel Chorres (2017, p80)

b) Geomalla Biaxial:

Las geomallas biaxiales (ver Figura N°18) están compuestas por polipropileno con alta resistencia a tracción, y es utilizado principalmente para refuerzo en pavimentos flexibles y mejoramiento de la capacidad de carga del suelo de fundación en cimentaciones superficiales.

Binquet, J. & Lee, K.(1975) ellos plantearon una metodología de evaluación y análisis del reforzamiento de la capacidad portante por, la cual está basada en las siguientes hipótesis:

La capacidad de carga del suelo reforzado depende del refuerzo de menor rigidez, la distribución de tensiones en el suelo no sufre alteración debido a la colocación de geomallas, a mayor densidad de refuerzos la tracción en ellos es menor y el cálculo de la carga de hundimiento para el caso no reforzado como el reforzado se realiza para un mismo nivel de asentamiento. (p.137)

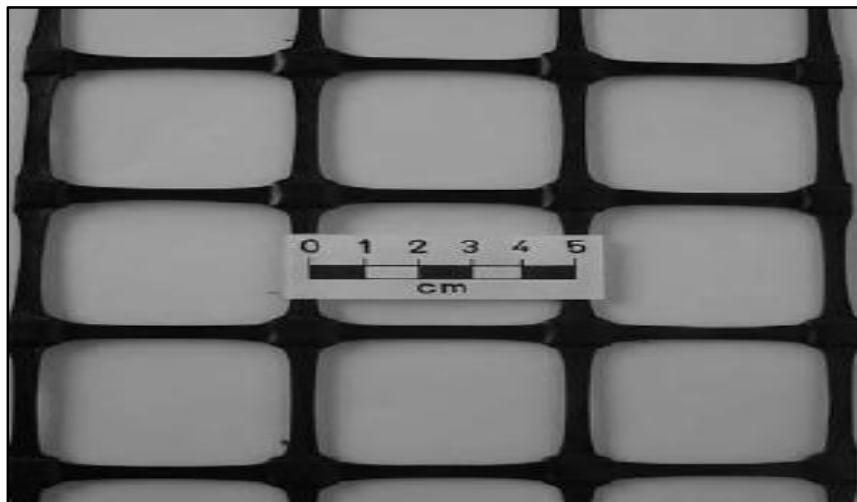


Figura N° 18: Geomalla de tipo Biaxial

Fuente: “ Empresa Maccaferri”

Además el uso de las geomallas en las cimentaciones superficiales reforzadas con geosintéticos, presentan una variación del modo de falla respecto a las cimentaciones no reforzadas. A continuación, se enumeran cuatro modos de falla que pueden presentar en este tipo de estructuras:

a) Falla por capacidad portante por encima de la primera capa de refuerzo

Este tipo de falla ocurre generalmente cuando la primera capa de refuerzo como en la Figura N°19 está colocada a una profundidad (d) mayor que $2/3B$, donde B es el ancho de la cimentación.

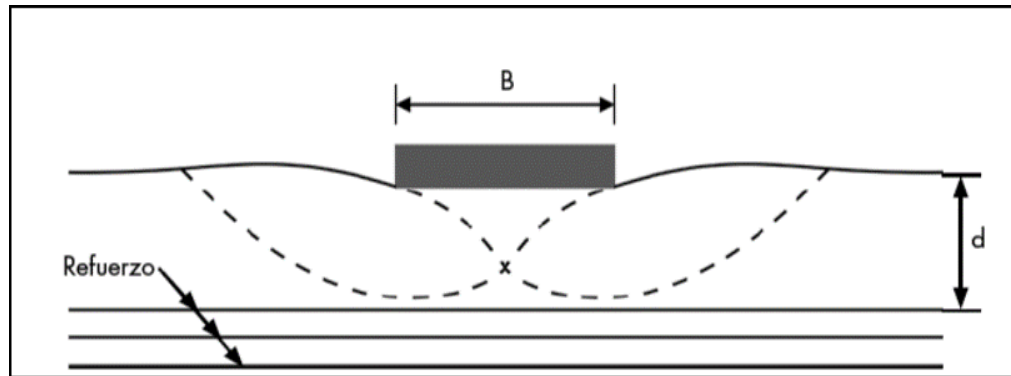


Figura N° 19: Falla por cortante arriba del esfuerzo

Fuente: Studies on foundations on reinforced soil beds - Binquet and Lee (1975)

b) Falla por Pullout o longitud de empotramiento insuficiente

Este tipo de falla se genera por la longitud que se encuentra detrás de la superficie de falla, según la Figura N°20 cuyas fuerzas resistentes son generadas por el coeficiente de fricción entre el suelo de relleno y geomalla biaxial.

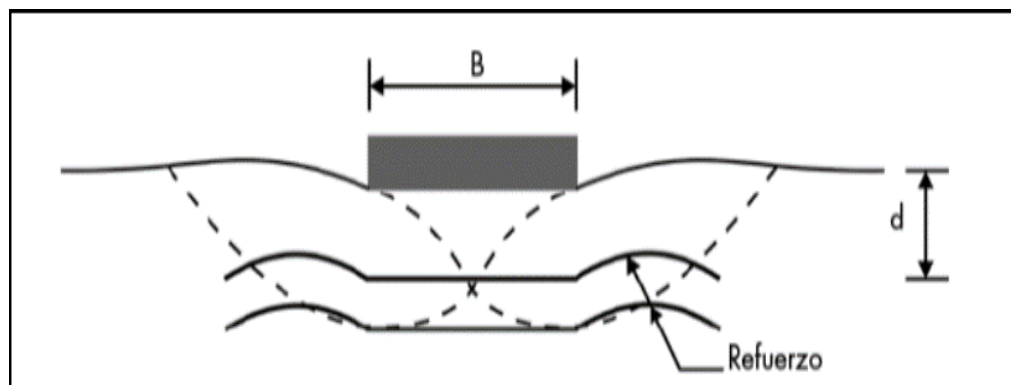


Figura N° 20: Falla por longitud de empotramiento insuficiente

Fuente: Studies on foundations on reinforced soil beds - Binquet and Lee (1975)

c) Falla por tensión del material de refuerzo

Este mecanismo de falla es el que considera para el diseño del geosintético de refuerzo (ver Figura N°21), y tiene en cuenta propiedades mecánicas tales como la resistencia.

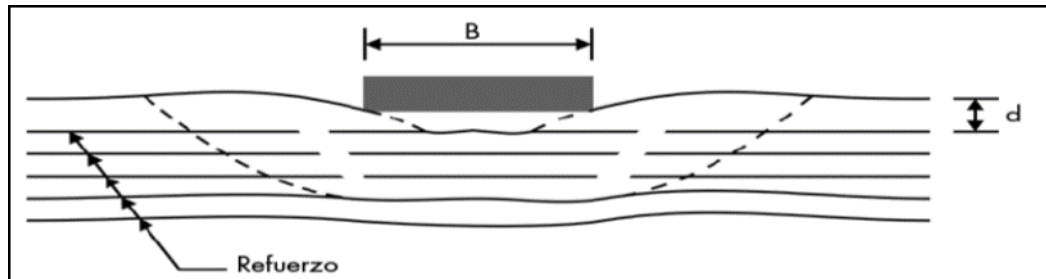


Figura N° 21: Falla por tensión del material de refuerzo

Fuente: Studies on foundations on reinforced soil beds - Binquet and Lee (1975)

d) Falla por fluencia del material de refuerzo a largo plazo

La falla por fluencia (ver Figura N°22) se refiere a la deformación del material de refuerzo con el tiempo, debido a la aplicación de una carga constante o repetitiva, pero menor a la resistencia última del material.

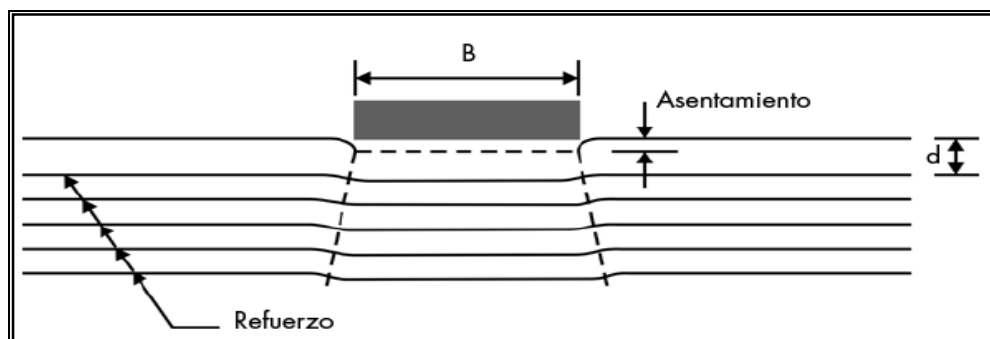


Figura N° 22: Falla del material por fluencia

Fuente: Studies on foundations on reinforced soil beds - Binquet and Lee (1975)

Para el diseño de las geomallas Binquet and Lee (1975) asumieron las siguientes hipótesis:

- La capacidad de carga del suelo reforzado depende del refuerzo de menor rigidez, debido a que si una camada de refuerzo falla por tracción o presenta deformaciones excesivas, los esfuerzos soportados por ella serán transmitidos a una camada inmediatamente inferior, generando un proceso de rotura sucesiva,

por lo que se debe de verificar la resistencia a la rotura y arrancamiento de cada una de las capas de refuerzos

- La distribución de tensiones en el suelo no sufre alteración debido a la colocación de los refuerzos.
- A mayor cantidad de refuerzos la tracción en cada refuerzo es menor.
- El cálculo de la carga de hundimiento para el caso no reforzado como el reforzado según la Figura N°23 se realiza para un mismo nivel de asentamiento.

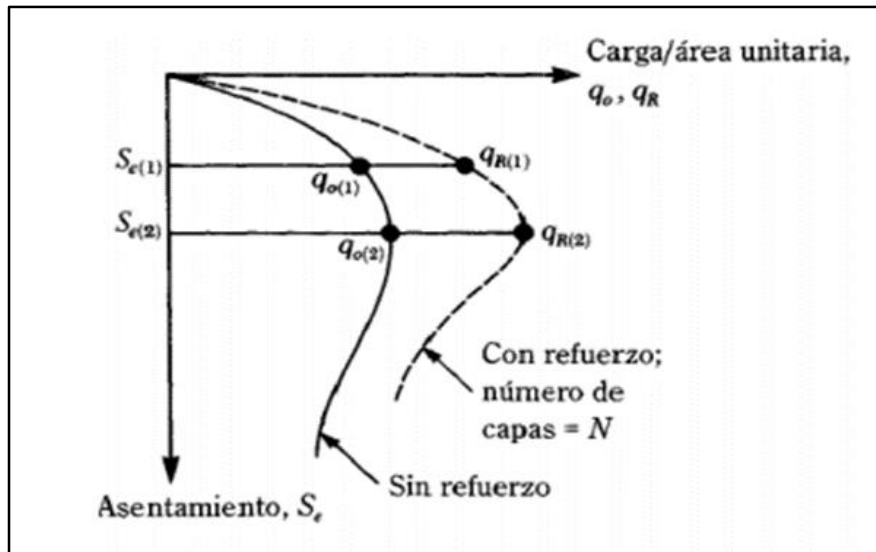


Figura N° 23: Relación de la carga de hundimiento y asentamiento

Fuente: Studies on foundations on reinforced soil beds - Binquet and Lee (1975)

Se asume que a medida que la carga aumenta el suelo por debajo de la cimentación se asienta junto con este y el suelo lateral es empujado hacia los costados y hacia arriba, formando un plano de rotura ya definido (ver Figura N°24).

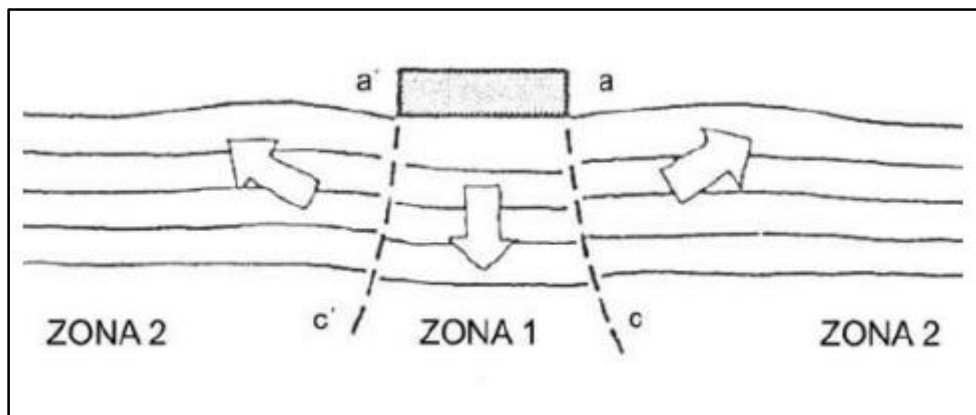


Figura N° 24: Plano de rotura definido

Fuente: Studies on foundations on reinforced soil beds - Binquet and Lee (1975)

Para el dimensionamiento del refuerzo se debe de tener en cuenta que la sollicitación a la tracción debe de ser menor a la resistencia a la tracción del refuerzo y a la resistencia al arrancamiento.

Ahora para el planteamiento matemático y calculista se debe tener en cuenta lo siguiente:

a) Localización de la superficie de falla.

Según la hipótesis mencionada anteriormente se tiene un plano de rotura ya definido, el cual se aprecia con más detalle en la Figura N°25. Los puntos A', A'', A''' y B', B'' y B''' que definen los límites entre las zonas I y II se obtienen considerando la distribución del esfuerzo cortante ($xz \tau$) en el suelo debido a la carga aplicada. El valor del esfuerzo cortante varía con respecto a la profundidad y al centro de la cimentación, puede ser calculado mediante cualquier método de la teoría de la elasticidad. Los puntos A', A'', A''' y B', B'' y B''' se refieren a los puntos en el que el valor del esfuerzo de corte es el máximo ($xz(\max) \tau$).

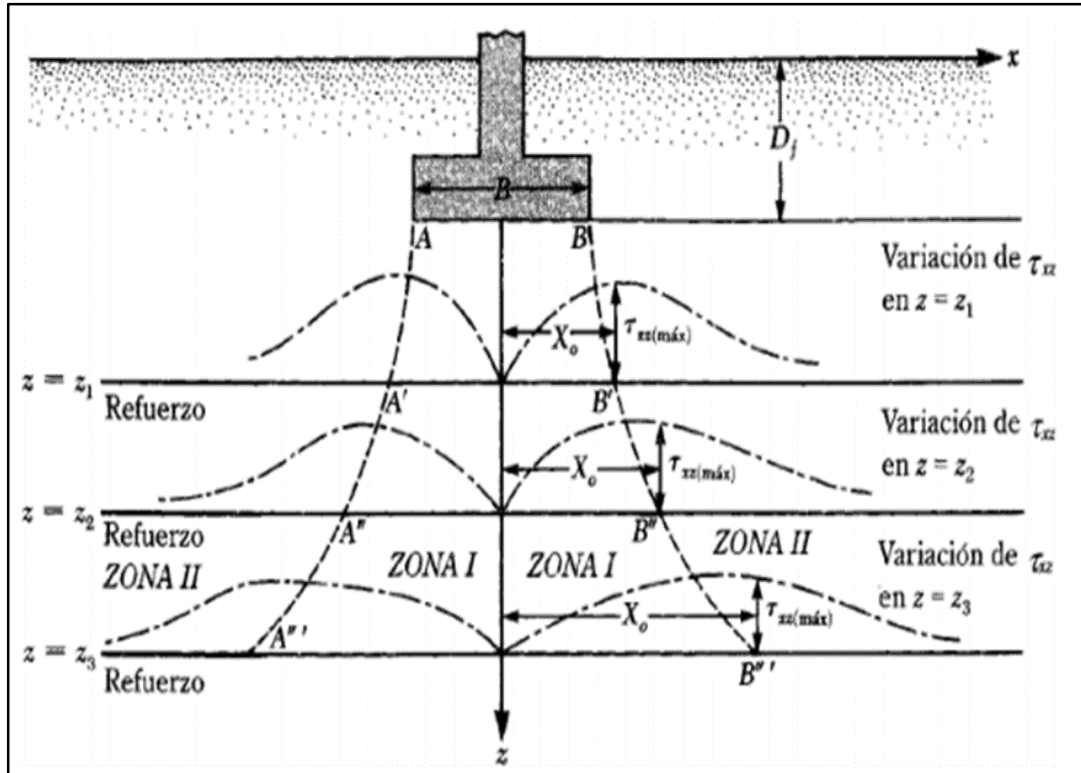


Figura N° 25: Mecanismo de falla

Fuente: Studies on foundations on reinforced soil beds - Binquet and Lee (1975)

Aplicando la ecuación de Boussinesq para determinar la distribución de los esfuerzos cortantes a cierta profundidad podemos obtener la figura N°26, de ella podemos observar que el esfuerzo cortante máximo se encuentra fuera de la posición del término de la cimentación.

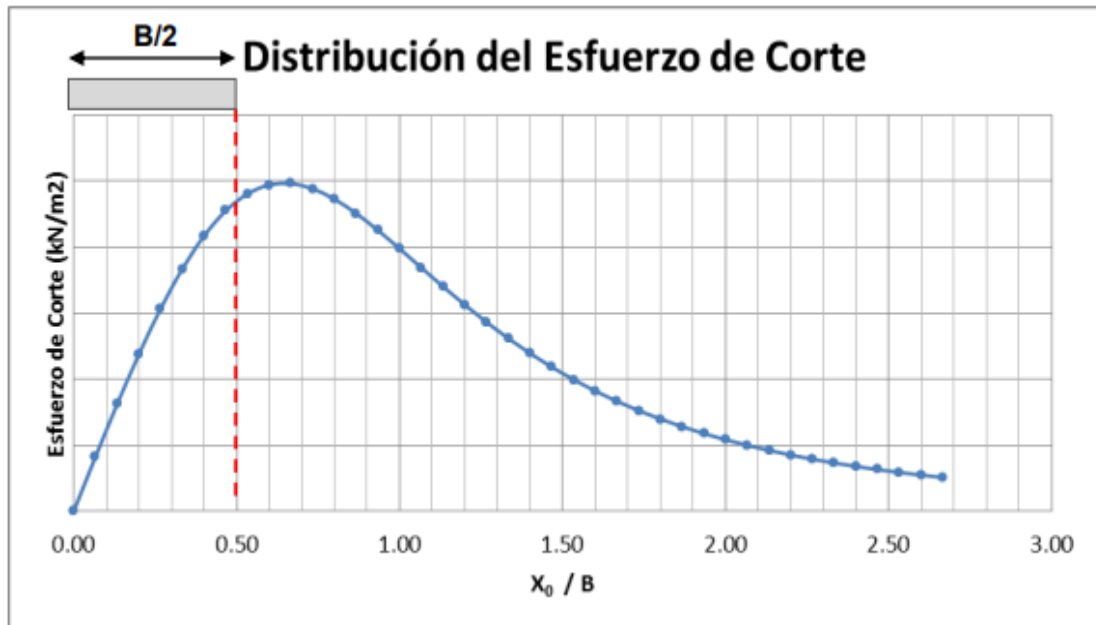


Figura N° 26: Distribución del esfuerzo cortante

Fuente: Empresa Maccaferri

b) Determinación de la tensión en el refuerzo.

Cuando se aplica la carga de la cimentación los elementos de refuerzo en los puntos de cortante máximo toman la geometría mostrada en la figura N°27, es decir de forma completamente vertical.

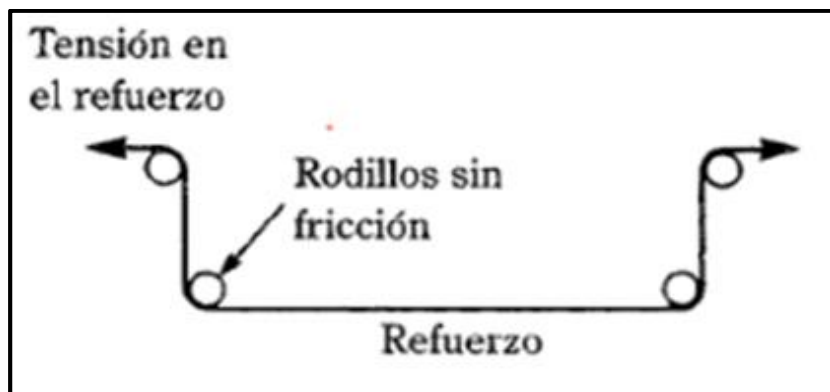


Figura N° 27: Geometría del refuerzo en rotura

Fuente: Studies on foundations on reinforced soil beds - Binquet and Lee (1975)

De acuerdo a la hipótesis que tanto para la carga de hundimiento para el caso sin reforzar y reforzado se considera el mismo asentamiento, se procede a realizar un equilibrio de fuerzas considerando una faja de suelo de espesor ΔH como se puede ver en la figura N°28.

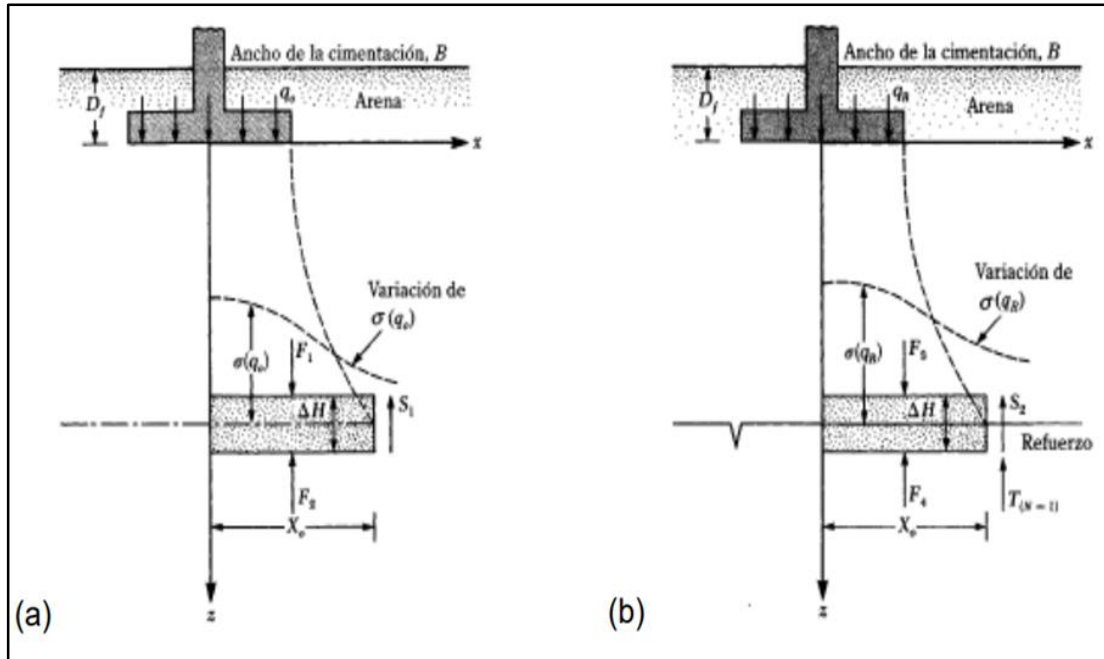


Figura N° 28: Equilibrio de esfuerzos en el suelo reforzado

Fuente: Studies on foundations on reinforced soil beds - Binquet and Lee (1975)

Para el caso no reforzado F_1 y F_2 son las fuerzas verticales y S_1 es la fuerza cortante, entonces por equilibrio tenemos la ecuación N°70.

$$F_1 - F_2 - S_1 = 0 \quad \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°70})$$

Para el caso reforzado F_3 y F_4 son las fuerzas verticales, S_2 es la fuerza cortante y $T(N=1)$ es la fuerza de tracción desarrollada en el refuerzo y se calcula en la ecuación N°71.

$$F_3 - F_4 - S_2 - T(N=1) = 0 \quad \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°71})$$

Considerando la hipótesis de que el asentamiento es el mismo tanto para el caso no reforzado como reforzado la ecuación N°72.

$$F_2 = F_4 \quad \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°72})$$

Restando la ecuación N°70 de la ecuación N°72 y reemplazando en la ecuación N°71 tenemos la ecuación N°73.

$$T(N=1) = F_3 - F_1 - S_2 + S_1 \quad \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°73})$$

Se sabe que la fuerza F1 es debido al esfuerzo vertical causado por la carga máxima soportada por la cimentación sin refuerzo (q0) y F3 es debido al esfuerzo vertical máxima soportada por la cimentación reforzada (qr) y se calculan con las ecuaciones N°74 al 77.

$$F_1 = \int_0^{x_0} \sigma(q_0) dx \quad \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°74})$$

$$F_3 = \int_0^{x_0} \sigma(q_r) dx \quad \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°75})$$

$$S_1 = \tau_{xz}(q_0)\Delta H \quad \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°76})$$

$$S_2 = \tau_{xz}(q_r)\Delta H \quad \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°77})$$

La obtención de los valores de $\sigma(q_0)$, $\sigma(q_r)$, $\tau_{xz}(q_0)$ y $\tau_{xz}(q_r)$ es mediante cualquier metodología de la teoría de la elasticidad, de esta forma se obtiene las ecuaciones N°78 al 81.

$$F_1 = Jq_0 B \quad \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°78})$$

$$F_3 = Jq_r B \quad \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°79})$$

$$S_1 = Iq_0 B \quad \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°80})$$

$$S_3 = Iq_r B \quad \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°81})$$

Reemplazando las ecuaciones anteriores tenemos la ecuación N°82.

$$T_{(N=1)} = q_0 \left(\frac{q_r}{q_0} - 1 \right) (JB - I\Delta H) \quad \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°82})$$

Teniendo en cuenta que la ecuación anterior es considerando una sola capa de refuerzo bajo la cimentación, para el caso de existir N refuerzo entonces la fuerza en cada refuerzo se halla según la ecuación N°83.

$$T_{(N)} = \frac{1}{N} \left[q_0 \left(\frac{q_r}{q_0} - 1 \right) (JB - I\Delta H) \right] \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°83})$$

Los valores de J e I pueden ser obtenidos de la figura N°29 siguiente:

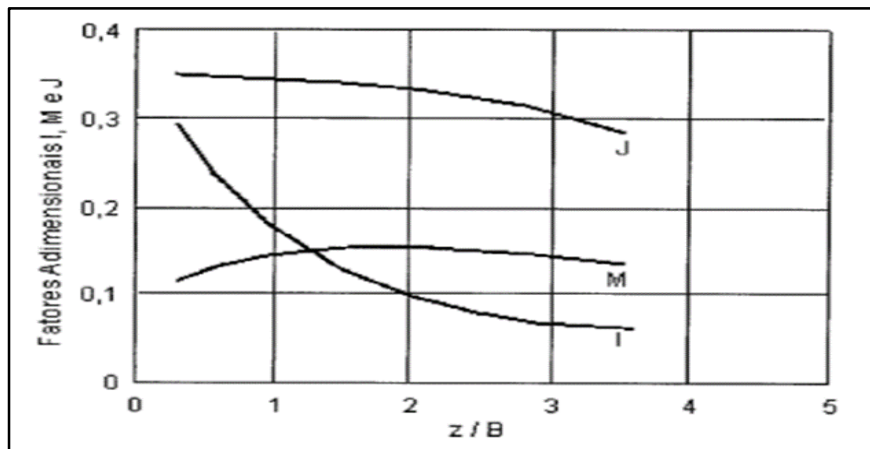


Figura N° 29: Variación de I, J y M con respecto a z/B

Fuente: Studies on foundations on reinforced soil beds - Binquet and Lee (1975)

El valor de la resistencia a la tracción que se obtiene mediante la ecuación T_N , deberá de ser comparado con la resistencia admisible del refuerzo, la cual se calcula de acuerdo a la ecuación N°84 del $T_{disponible}$.

$$T_{disponible} = \frac{T_{ultima}}{FR_{ID} \times FR_{CR} \times FR_{CBD}} \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°84})$$

Donde:

- $T_{disponible}$: Resistencia a la tracción disponible para el diseño.
- T_{ultima} : Resistencia a la tracción última obtenida del laboratorio.
- FR_{ID} : Factor de reducción por daños de instalación.
- FR_{CR} : Factor de reducción por fluencia
- FR_{CBD} : Factor de reducción por durabilidad (daños químicos/biológicos).

La determinación de la resistencia al arrancamiento del refuerzo requiere de una fuerza vertical F_6 (ver figura N°30) actuando en la longitud AB, la resistencia al arrancamiento se obtiene de la resistencia por fricción entre el suelo y el refuerzo.

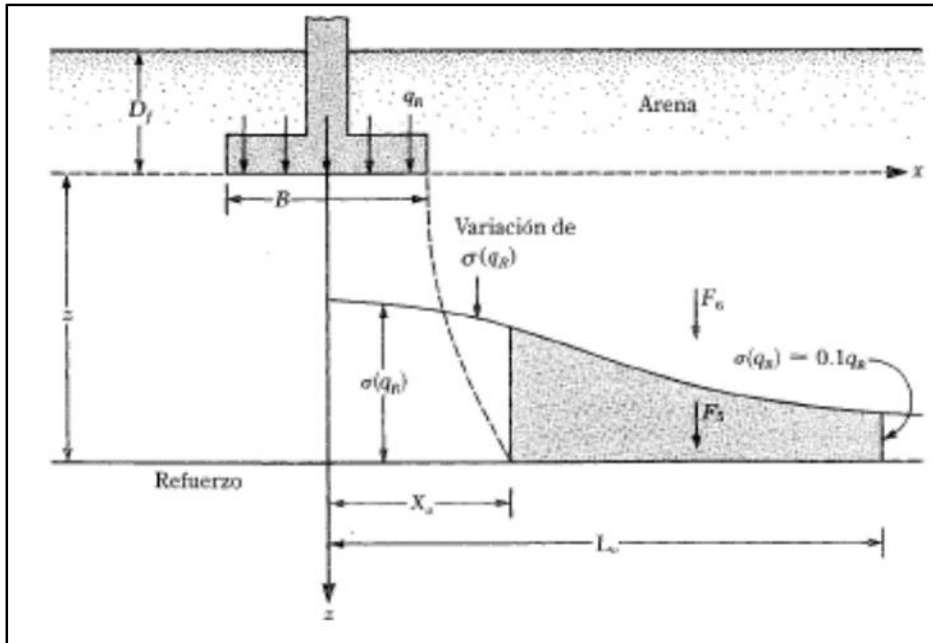


Figura N° 30: Resistencia al arrancamiento

Fuente: Studies on foundations on reinforced soil beds - Binquet and Lee (1975)

De la estática tenemos que según la ecuación N°85 la fuerza de arrancamiento es:

$$F_B = 2 \tan \phi_u F_6 \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°85})$$

Donde F_6 es calculado considerando la carga vertical por encima del refuerzo y el esfuerzo generado por la carga aplicada en la cimentación, de esta forma tenemos la ecuación N°86.

$$F_B = 2 \tan \phi_u LDR \left[MBq_0 \left(\frac{q_r}{q_0} \right) + \gamma(L_0 - X_0)(z + D_f) \right] \dots\dots\dots(\text{Ecuación N°86})$$

Donde:

LDR : Razón de densidad lineal (geotextiles es 1.0 y geomallas 0.08 – 0.47).

ϕ_u : Ángulo de interacción suelo-refuerzo.

Df : Profundidad de la cimentación

M : Factor adimensional

Para la obtención de los valores de L_0 y X_0 se puede utilizar la figura N°31

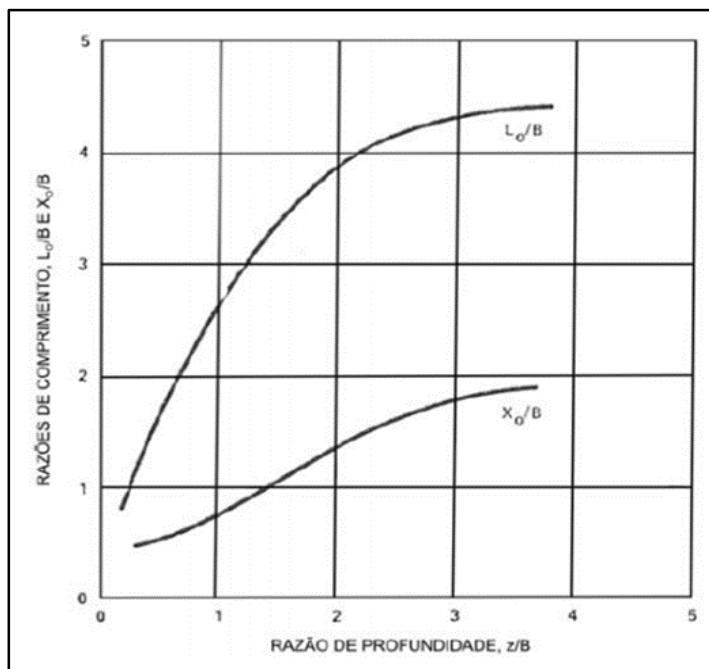


Figura N° 31: Gráfico para determinar L_0 y X_0

Fuente: Studies on foundations on reinforced soil beds - Binquet and Lee (1975)

El factor de seguridad al arrancamiento se calcula con la ecuación N°87 es igual a:

$$FS_a = \frac{F_B}{T_{(N)}} \dots \dots \dots \text{(Ecuación N°87)}$$

Para la aplicación de las geomallas, primero la superficie final deberá ser perfilada y limpiada, de tal manera que todo sobre el terreno como: piedras, bloques y material sean removidos, se deberá excavar hasta el nivel final necesario y compactar el terreno.

Una vez preparado el terreno se procederá a desempacar las geomallas y extender en todo el área como en la figura N°32, no debe haber arrugas ni dobleces y si se presentan traslapes, deberán ser fijadas mediante estacas.



Figura N° 32: Fijación de geomallas mediante estacas

Fuente: Empresa Maccaferri

Una vez colocado toda la geomalla en todo el terreno según la figura N°33, deberá ser cubierta lo más pronto posible por el material según especificado en el proyecto que usualmente es el afirmado, ya que la geomalla puede quedar solo 3 días expuesta como máximo; sino el sol o las lluvias degradaran el material.



Figura N° 33: Instalación de Geotextil y geomalla terminada

Fuente: Empresa Maccaferri

Este material se compactará con el equipo adecuado como en la figura N°34 para lograr el grado de compactación requerido y de esta forma sucesivamente si se quiere aplicar más de 1 capa de geomalla al terreno, también se debe tener en cuenta el espesor del material y su compacidad.

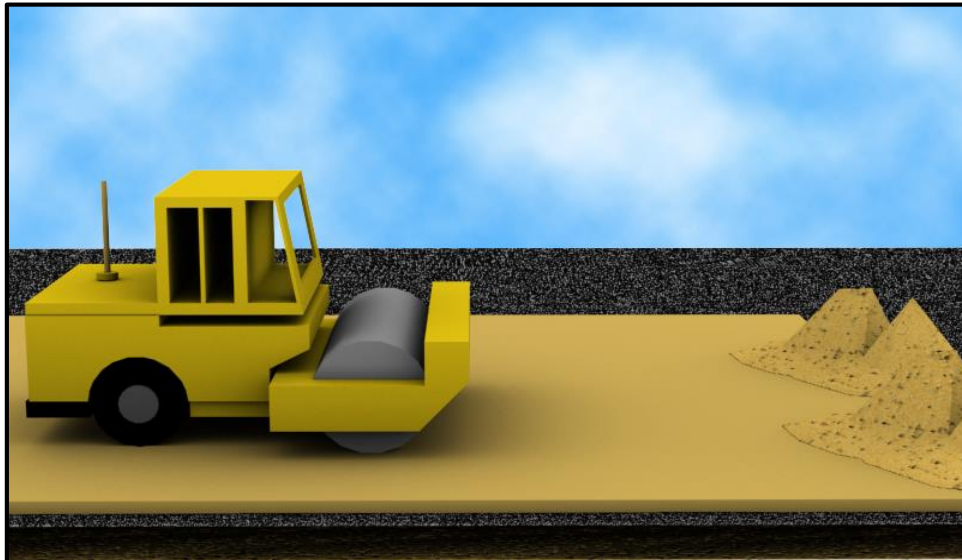


Figura N° 34: Colocación y compactación del material de relleno

Fuente: Empresa Maccaferri

2.3 Definición de Términos Básicos

Cimentaciones: es el grupo de elementos estructurales cuya función principal es transmitir las cargas de la construcción que están apoyados sobre el suelo de tal manera que no supere su presión admisible ni produzca cargas de zona.

Parámetros geotécnicos: son las propiedades físicas y químicas que posee por su naturaleza cada porción de suelo.

Capacidad portante: es la capacidad del terreno que servirá para resistir las todas las cargas que se apliquen sobre él.

Cimentaciones superficiales: son aquellas cimentaciones en cuales se distribuye la fuerza que les transmite la edificación gracias a sus elementos de resistencia sobre una superficie de terreno.

Cimentaciones profundas: son cimentaciones que se usan cuando no se cumple con los parámetros necesarios de las superficiales y soluciona la distribución de cargas a las capas de suelo.

Carga admisible: es la carga límite dividida entre un factor de seguridad, a este esfuerzo se le llama capacidad portante.

Carga límite: es la máxima presión que se puede aplicar a la cimentación, sin que esta penetre el suelo.

Geosintéticos: es un conjunto de materiales hechos de la transformación industrial de ciertas sustancias de polímeros y que sirven para proteger o mejorar la función de los sistemas constructivos.

Polímeros: es una nueva modalidad para la estabilización de suelos, lubrican el suelo para apoyar la máxima densidad cuando se esté compactando el suelo

Asentamiento: es la deformación vertical que se produce en la superficie del terreno que se da por la aplicación de las cargas sobre el suelo.

Permeabilidad: es la propiedad que tiene un material para que el agua o algún otro fluido que pueda atravesar sin que varíe su estructura interna.

Losa de cimentación: son aquellas estructuras que tienen forma de plataforma que tiene como función transferir las cargas de la edificación al terreno distribuyendo los esfuerzos de forma uniforme.

Porosidad: es aquel parámetro de una muestra del suelo el cual define que porción o parte está ocupada por aire y/o agua.

Geomalla Uniaxial: están diseñadas para el refuerzo en una sola dirección de suelo mecánicamente estabilizado además la tensión soportada por estas geomallas es longitudinal.

Geomalla Biaxial: están diseñadas para refuerzos en más direcciones, tanto longitudinales como transversales.

2.4 Formulación de Hipótesis

2.4.1 Hipótesis General

El refuerzo con geomallas es la mejor propuesta técnica – económica para el diseño de la cimentación del Lote O10 en el Condominio Playa Azul – Distrito Cerro Azul.

2.4.2 Hipótesis Específico

- a) La determinación de la capacidad portante y la deformación del suelo con respecto a las reacciones transmitidas por la estructura permitió calcular el diseño de cimentación más adecuado en el lote de estudio.
- b) La evaluación del diseño de cimentación adecuado permitió calcular el nivel de profundidad más estable para apoyar la cimentación en el lote de estudio.
- c) La determinación de la posición del nivel freático permitió hallar el efecto de la capacidad portante y deformación respecto al suelo de fundación de esa manera se planteó medidas para una condición estable.

2.4.3 Variables

2.4.3.1 Definición Conceptual de Variables

En la presente investigación se tomaron como las variables independientes a los parámetros del suelo y la carga transmitida; y como dependiente el diseño de cimentación y el costo de su ejecución, se puede observar el cuadro de operacionalización de las variables en la Tabla N° 7, las definiciones de cada una:

Parámetros del suelo: son aquellas variables obtenidas a través de estudios de mecánica de suelos en sitio o en laboratorio, para esta investigación los parámetros más relevantes que se encontraron fueron el ángulo de fricción, la cohesión y el nivel freático.

Carga transmitida es la reacción obtenida en la base del terreno de la estructura como resultado del diseño de una edificación, este valor se calculó para una estructura de 2 pisos además que se utilizó las cargas sin mayorar para la zapata.

Diseño de cimentación: es el diseño o la forma en la que se hará la cimentación, esta debe cumplir con todos los parámetros correspondientes de acuerdo al estudio de suelos realizado y análisis respectivo.

Costo de ejecución: es el precio que llegará a costar para la ejecución del diseño de la cimentación elegida.

2.4.3.2 Operacionalización

Tabla N° 7

Operacionalización de variables

		grados	Angulo de fricción del suelo	°	Equipo de Corte Directo
Variables independientes	<u>Parametros del suelo</u>	kg/cm2	Cohesión	kg/cm2	Equipo de Corte Directo
		metros	Nivel Freático	m	Sondas, calicatas
		ton/m3	Peso específico	ton/m3	Laboratorio de Suelos
	<u>Carga Transmitida</u>	toneladas	Carga máxima y mínima aplicada a la estructura	Tn	Norma E050 Cimentaciones, Norma E020 Cargas, Etabs 2016
Variables dependientes	<u>Diseño de Cimentación</u>	metros	Área de cimentación	m	Norma E050 Cimentaciones
	<u>Costo de Ejecución</u>	soles	Presupuesto para su ejecución	S/.	Presupuesto y precios unitarios

Fuente: Elaboración Propia

CAPITULO III: DISEÑO METODOLÓGICO

3.1 Tipo y Método de Investigación

Tipo de investigación: Cuantitativo y Comparativa.

El actual estudio y propuesta es de investigación cuantitativa, ya que se ha apoyado en modelos numéricos y ecuaciones existentes. Estos modelos y ecuaciones fueron utilizados mediante tablas y normas técnicas para calcular el diseño de la cimentación y el costo directo para su ejecución en la zona de estudio.

Asimismo, es comparativa, porque se analizaron los diferentes resultados obtenidos de la capacidad portante y el costo de ejecución para cada uno de los diseños calculados y de esta manera se logró escoger cual es la mejor propuesta para el diseño de la cimentación.

Método de Investigación: Descriptivo e Inductivo

En la presente investigación se tomaron datos de estudios pasados en las zonas cercanas de nuestra área de estudio, investigaciones en la provincia de Cañete y en el mismo distrito de Cerro Azul con ello se tuvo un margen aproximado de nuestros parámetros del suelo en la zona de estudio. Con los resultados obtenidos y el análisis que realizamos se concluyó cual es la mejor propuesta técnica-económica para el diseño de la cimentación.

3.2 Población de Estudio

En este proyecto la población de estudio comprende a toda el área del Condominio Playa Azul con sus características del suelo y el terreno del Lote O10 donde vamos aplicar nuestra propuesta se encuentra dentro de ello.

3.3 Diseño Muestra

En este proyecto para elaborar el estudio de cimentación está dado por las muestras de suelo obtenidas del área de terreno estudiado en el Condominio Playa Azul que pertenece al distrito de Cerro Azul, provincia de Cañete. Dichas muestras se utilizarán en ensayos de laboratorio y se harán diferentes análisis con sus resultados

3.4 Técnicas de recolección de datos

3.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos

Para la recolección de datos se ha tomado en cuenta los diversos parámetros

- 1) Se realizaron las visitas al Condominio Playa Azul – Distrito de Cerro Azul y se tomaron muestras de campo del área de estudio donde se ejecutará la propuesta como se ve en la Figura N°35.



Figura N° 35: Toma de muestras y realización de calicatas en el Condominio Playa Azul

Fuente: Elaboración propia

- 2) Los ensayos de las muestras como se ve en la Figura N°36 se realizaron a través del Laboratorio “ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.”



Figura N° 36: Ensayos de las muestras realizadas por la empresa LABCENTERSUELOS SAC.

Fuente: Elaboración propia

- 3) Se obtuvieron los resultados de las muestras extraídas y cálculo de los parámetros del suelo.

3.4.2 Técnicas para el procesamiento y análisis de datos

Para poder realizar este proyecto hubo que hacer una investigación previa de las zonas de estudio con la finalidad de conseguir y recopilar la información necesaria de los parámetros del suelo en cada sector, entre ellas su granulometría, ángulo de fricción, cohesión, tipos de suelo, etc. del Condominio de Playa Azul.

Entre los datos que se han recopilado del estudio de las calicatas además con el apoyo de algunas investigaciones de informes y estudios de suelos anteriores, nos permitieron determinar que en la zona de estudio se posee un ángulo de fricción interna que van por encima de 30° y una cohesión de 0.030 kg/cm^2 .

- a) Un plano del terreno para la ubicación de las calicatas
- b) Uso de Microsoft Excel para la recolección y procesamiento de datos obtenidos, cuadros comparativos y resultados finales.
- c) Realizar un Presupuesto como también un análisis de costo para hacer la comparación de cada uno de los diseños de cimentación; y escoger el que cumpla con todos los parámetros técnicos y a un menor costo.

CAPITULO IV: DESARROLLO DE INVESTIGACIÓN

4.1 Descripción del caso general

Se estructuró en un libro de Excel con todas las ecuaciones mostradas en el marco teórico, y con los parámetros obtenidos de nuestro estudio de suelos para hacer el análisis respectivo del diseño de la cimentación.

Primero localizaremos la estructura de esta investigación teniendo datos en cuenta como el área, medidas, parámetros, como se ven en la Figura N°37 y en el Anexo N°2 estos son las viviendas y/o terrenos que se encuentran en una zona más alejada de la playa.

El área que está marcado con un círculo de color rojo es el Lote O10 que se encuentra dentro del Condominio en la parte más alejada del mar y será en el cual nosotros centraremos nuestra evaluación para



Figura N° 37: Plano de Ubicación del Lote de Estudio

Fuente: Planos aprobados por la Municipalidad de Cerro Azul

En la Figura N°38 como podemos observar se encuentran el plano de Ubicación de todo el Condominio de Playa Azul y se llega a analizar que está dividido en 2 sectores: los que viven en un área mucho más lejana del mar y los demás que se encuentran a una distancia más cercana aproximadamente a 200 metros de distancia del mar

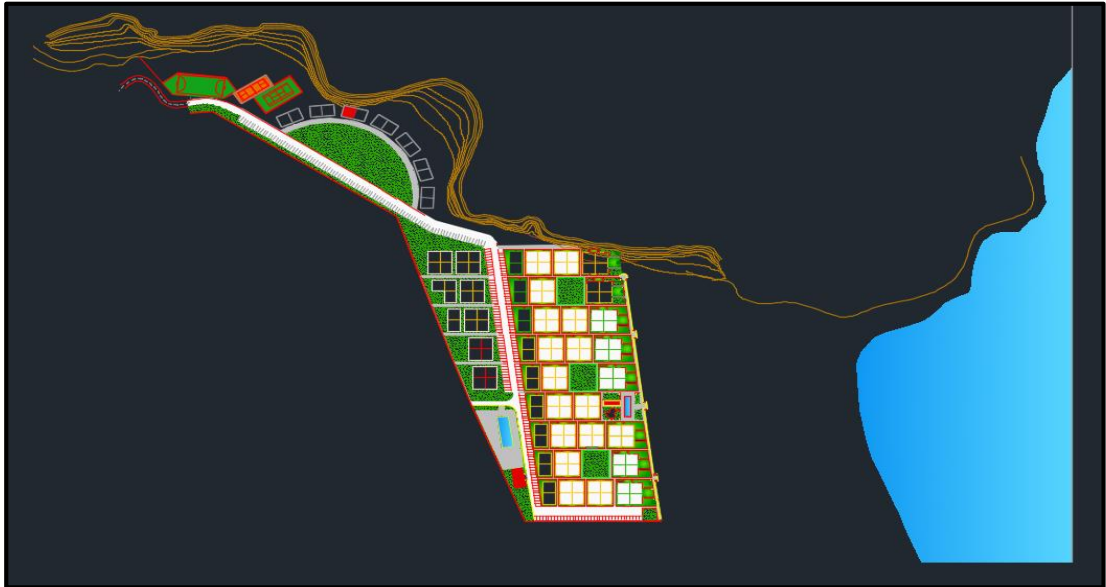


Figura N° 38: Plano de Ubicación del Condominio Playa Azul

Fuente: Planos aprobados por la Municipalidad de Cerro Azul

Ahora analizaremos la estructura convencional como se ve en la Figura N°39 de la cual se va hacer el análisis de cimentación respectivamente:



Figura N° 39: Plano de Arquitectura de la Estructura

Fuente: Planos aprobados por la Municipalidad de Cerro Azul

Como se ve en la Figura N°40, esta será la distribución arquitectónica de la estructura y este será el diseño final para su ejecución. La vivienda tiene un Área Total de $10.00\text{m} \times 14.00\text{m} = 140.00 \text{ m}^2$

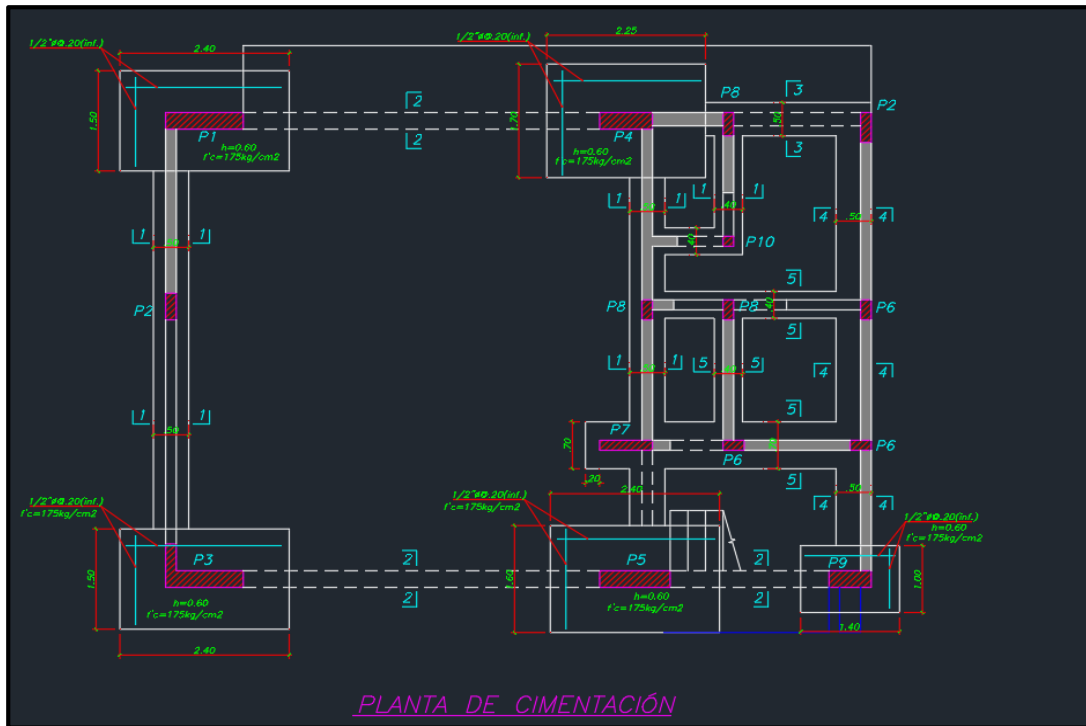


Figura N° 40: Plano de Estructuras Planta de Cimentación

Fuente: Planos aprobados por la Municipalidad de Cerro Azul

A continuación en la Figura N°40 se detalla la ubicación y las dimensiones de las estructuras de la vivienda, como también los detalles y especificaciones correspondientes:

Columna P1: $1.10\text{m} \times 0.25\text{m}$ ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Columna P2: $0.14\text{m} \times 0.40\text{m}$ ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Columna P3: $1.10\text{m} \times 0.60\text{m}$ ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Columna P4: $0.75\text{m} \times 0.25\text{m}$ ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Columna P5: $1.00\text{m} \times 0.25\text{m}$ ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Columna P6: $0.14\text{m} \times 0.30\text{m}$ ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Columna P7: $0.75\text{m} \times 0.15\text{m}$ ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Columna P8: $0.14\text{m} \times 0.30\text{m}$ ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Columna P9: $0.60\text{m} \times 0.25\text{m}$ ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Columna P10: 0.15m x 0.15m ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Columneta Pa: 0.14m x 0.25m ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Vigas V-1: 0.25m x 0.50m ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Vigas V-2: 0.25m x 0.50m ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Vigas V-3: 0.30m x 0.50m ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Vigas V-4: 0.30m x 0.25m ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Vigas V-5: 0.25m x 0.50m ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Vigas V-6: 0.25m x 0.50m ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Vigas V-7: 0.40m x 0.25m ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

A su vez en el diseño indica que se usará una Losa Aligerada en 1 dirección con un $h=0.25\text{m}$

En nuestra presente tesis todos estos datos y especificaciones de los Planos Aprobados por la Municipalidad de Cerro Azul de la Vivienda, nos servirán para el modelamiento de la estructura y su metrado de cargas correspondientes. Ahora veremos las estructuras de las cimentaciones que es la parte en la que se dará un análisis más detallado, se planteó en el diseño de la estructura la aplicación de 5 zapatas rectangulares y las cual nombraremos a continuación:

Z1: 2.40m x 1.50m con un Df = 0.60m ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Z2: 2.40m x 1.50m con un Df = 0.60m ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Z3: 2.25m x 1.70m con un Df = 0.60m ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Z4: 1.40m x 1.00m con un Df = 0.60m ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

Z5: 2.40m x 1.60m con un Df = 0.60m ($f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$)

4.1.1 Parámetros del Suelo

a) Exploración de Campo

El reconocimiento del área de investigación consistió en observar la topografía y el perímetro del área a edificar. Seguidamente se determinó la ubicación de la perforación a realizar. Efectuándose los sondaje a una profundidad de 3.0 m, el ancho de la cimentación, contando a partir del fondo de la base, según la Norma E-050.

Se determina de la siguiente manera.

Sin sótano

$$\text{Prof} = h + Df + Z$$

$$\text{Prof} = h + Df + 1.5 (B)$$

$$\text{Prof} = 0.00 + 1.30 + 1.50 (1.0) = 3.00 \text{ m profundidad alcanzada}$$

Df = En edificio sin sótano, es la distancia vertical de la superficie del terreno al Fondo de la cimentación.

$Z = 1.5B$, siendo B el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

b) Ensayos de Laboratorio

Con las muestras de suelos tomadas en el campo, se han efectuado los siguientes ensayos, con fines de identificación y clasificación de suelos de los Parámetros que nos permiten deducir las condiciones de apoyo de la cimentación y para esto se realizaron los siguientes ensayos y sus parámetros se muestran en la Tabla N°8, bajo las normas de la American Society For Testinng And. Materiales (A.S.T.M).

Se realizaron los siguientes ensayos:

- Análisis Granulométrico	ASTM D 136
- Clasificación de suelos (SUCS)	ASTM D 2487
- Límites de Consistencia (Attenberg)	ASTM D 4318
- Límite Líquido	

- Limite Plástico
- Índice de Plasticidad
- Contenido de Humedad ASTM D 2216
- Peso específico relativo de sólidos ASTM D 854

Tabla N° 8

Parámetros del suelo

Parámetros del Suelo		Valor
Tipo de Suelo		S2
Factor de amplificación del suelo	(S2)	1.05
Periodo predominante	Tp(s)	0.6
Periodo predominante	TL (s)	2
Norma		E-0.30

Fuente: Resultados del Estudio de Suelos

En el presente estudio se realizaron muestras de calicatas en el cual según lo establecido por la Norma E050 Cimentaciones para una estructura de vivienda convencional y con solo 2 niveles, solo se necesitará 3 muestras de calicatas (ver figura N°41).

Cabe mencionar que en las 3 Calicatas se realizaron un ensayo de corte directo y un análisis químico de las muestras del suelo de fundación para saber si existe alguna presencia de ellas y en que cantidad, ya que esto será muy importante para ver si nuestro suelos se está viendo afectado por agentes externos y que medidas podemos tomar para que no se vean afectada nuestra cimentación.

c) Clasificación del Suelo

Según los resultados de los ensayos obtenidos se pasa a clasificar el tipo de suelo de cada muestra de Calicata obtenida del suelo es:

-Calicata N°1: SW (Arena bien graduada) y SM (Arena bien graduado-limosa)

-Calicata N°2: SW (Arena bien graduada) y SM (Arena bien graduado-limosa)

-Calicata N°3: SW (Arena bien graduada) y SM (Arena bien graduado-limosa)

d) Características de Muestreo

Calicata (C-1) : Muestra 1 según la prospección efectuada en la calicata C-1, de 3.0 m, de profundidad y el análisis de la muestra extraída, el suelo de fundación está constituido por dos capas de suelo, la primera capa de 0.0- 0.55 m, está constituido por material arena limo (SM), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de material aluvial, suelo natural conformado por arena limo de granulometría fina aluvial, segunda capa de 0.55 – 3.0 m, está constituido por material de arena bien graduado (SW), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de arena limo de suelo natural, en estado suelto.

Calicata (C-2): Muestra 2 según la prospección efectuada en la calicata C-2, de 3.0 m, de profundidad y el análisis de la muestra extraída, el suelo de fundación está constituido por dos capas de suelo, la primera capa de 0.0- 1.30 m, está constituido por material arena bien graduado (SW), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de material aluvial, suelo natural conformado por arena de granulometría fina aluvial, segunda capa de 1.30 – 3.0 m, está constituido por material de arena limosa(SM), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de arena limo de suelo natural, en estado denso.

Calicata (C-3): Muestra 3 según la prospección efectuada en la calicata C-3, de 3.0 m, de profundidad y el análisis de la muestra extraída, el suelo de fundación está constituido por dos capas de suelo, la primera capa de 0.0- 1.50 m, está constituido por material arena bien graduado (SW), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de material aluvial, suelo natural conformado por arena de granulometría fina aluvial, segunda capa de 1.50 – 3.0 m, está constituido por material de arena limosa(SM), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de arena limo de suelo natural, en estado denso.

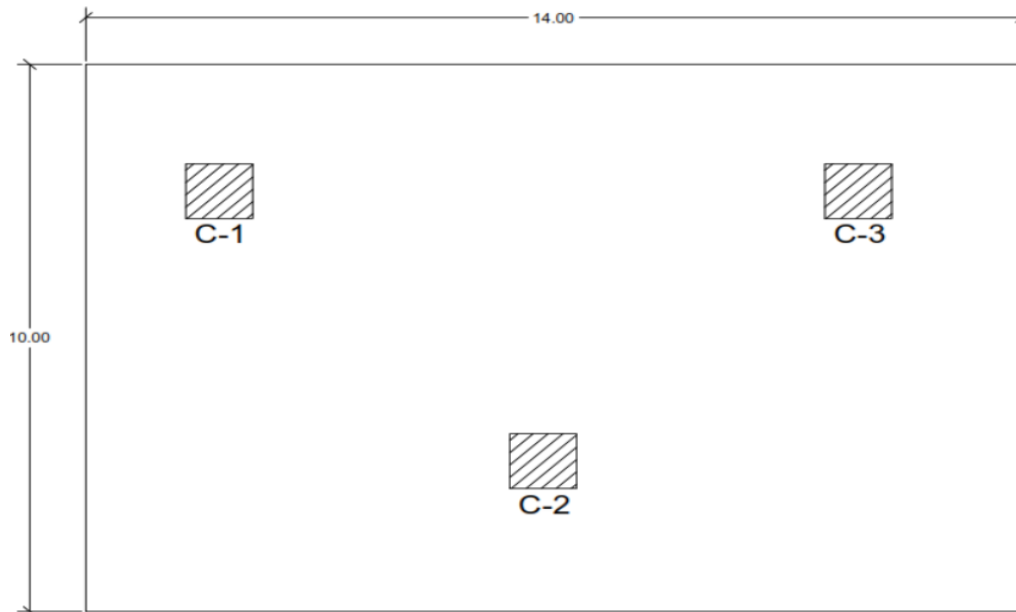


Figura N° 41: Plano de Ubicación de Calicatas

Fuente: “Resultados de Estudio de Suelos”

e) Resultados Obtenidos

Como ya se ha mencionado anteriormente se obtuvieron los resultados de las 3 calicatas para el estudio de suelos del terreno, a estos valores lo llevamos a un libro de Excel para el análisis correspondiente y obtener los resultados para nuestra propuesta del proyecto.

$$\phi \text{ (Angulo de fricción)} = 34^\circ$$

$$c \text{ (Cohesión)} = 0.0302 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_1 \text{ (Peso unitario del suelo por encima de la cimentación)} = 1.432 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_2 \text{ (Peso unitario del suelo por debajo de la cimentación)} = 1.564 \text{ ton/m}^2$$

Para el estado, arena limosa(SM), no plástico y de consistencia densa, se estima la ocurrencia de una **falla local**. Debido al estado de compacidad suelta porosa del suelo de cimentación, se ha considerado la reducción del coeficiente del Angulo de fricción, para considerar el efecto de una posible falla local:

$$\Phi = \text{Arctg} (2/3 \text{ tang} (34^\circ))$$

$$\Phi = 24.21^\circ$$

f) Nivel Freático

Durante la ejecución de las calicatas, no se encontró la capa freática pero si bien es cierto que en todas las muestras de las calicatas se encontró que en el estrato de mayor profundidad se encontraban con un poco de humedad, por lo que asumimos que el nivel freático se encuentra a un nivel cercano mayor al de 3m.

g) Potencial de Expansión

De acuerdo a Seed, Woodwad y Lundgren, establecieron la siguiente Tabla N°9 de potencial de expansión determinado en el Estudio de Suelos.

Tabla N° 9

Potencial de expansión

Índice de Plasticidad	Potencial de Expansión
0 - 15	Bajo
15 - 35	Medio
35 - 55	Alto
Mayor 55	Muy alto

Fuente: Resultados de Estudio de Suelos

Con los datos obtenidos se tiene la Tabla N°10 que muestra los resultados de cada calicata.

Tabla N° 10

Potencial de expansión en calicatas

Calicata	Prof. (m)	Índice Plastico	Potencial de Expansión
C-1	0.0 - 3.0	N.P	Bajo
C-2	0.0 - 3.0	N.P	Bajo
C-3	0.0 - 3.0	N.P	Bajo

Fuente: Resultados de Estudio de Suelos

Comparando estos valores con los índices plásticos de los suelos, arena limosa graduado (SW), se concluye que el potencial de expansión es bajo.

h) Agresión del suelo

El suelo que forma parte del contorno donde irá desplante de la cimentación no contiene concentraciones de sulfatos sales solubles totales y cloruros, como se muestra en la Tablas N° 11, 12 Y 13 que podrían atacar al concreto y la armadura de la cimentación. Por lo tanto no se ha detectado la agresividad del suelo.

Tabla N° 11

Análisis químico en calicata 1

Excavación N°	Profundidad (m)	Sustancia	Contenido	
C - 1	0.0 - 3.0	PH	7.3	
		Cloruros ((Cl ^{NA})	880.00 ppm	0.0880%
		Sulfatos (SO ⁻² ₄)	1584.00 ppm	0.1584%
		Sales solubles totales	1800.00 ppm	0.1800%

Fuente: Resultados de Estudio de Suelos

Tabla N° 12

Análisis químico en calicata 2

Excavación N°	Profundidad (m)	Sustancia	Contenido	
C - 2	0.0 - 3.0	PH	7.3	
		Cloruros ((Cl ^{NA})	881.00 ppm	0.0881%
		Sulfatos (SO ⁻² ₄)	1585.00 ppm	0.1585%
		Sales solubles totales	1801.00 ppm	0.1801%

Fuente: Resultados de Estudio de Suelos

Tabla N° 13

Análisis químico en calicata 3

Excavación N°	Profundidad (m)	Sustancia	Contenido	
C - 3	0.0 - 3.0	PH	7.3	
		Cloruros ((Cl ^{NA})	882.00 ppm	0.0882%
		Sulfatos (SO ⁻² ₄)	1586.00 ppm	0.1586%
		Sales solubles totales	1802.00 ppm	0.1802%

Fuente: Resultados de Estudio de Suelos

Para la determinación de la agresividad del suelo a las construcciones de concreto de uso las recomendaciones del Reglamento Nacional de Construcciones reproducidas en la tabla N°14 siguiente:

Tabla N° 14

Tipo de cemento según sales

Exposición a Sulfatos	Sulfato soluble en Agua (SO_4^{2-}) presente en el suelo (ppm)	Tipo de Cemento Recomendado
Insignificante	0 - 150	I
Moderada	150 - 1500	II
Severa	1500 - 10000	V
Muy severa	Sobra 10000	V + más puzolana

Fuente: Resultados de Estudio de Suelos

Se ha determinado que el suelo de la zona del proyecto contiene sales agresivas en cantidades Severa, es decir el contenido de sulfatos está comprendido entre 1500 - 10000ppm, se recomienda el uso de cemento tipo V.

4.1.2 Metrado de Cargas

Después de calcular los parámetros del suelo correspondientes, así como sus otras propiedades y definiciones que son muy importantes para el diseño de la cimentación, se planteará el metrado de cargas, Se utilizó como ejemplo para este desarrollo una cimentación rectangular como está especificado en el plano de Estructuras de la Vivienda, y se detalla el metrado de cargas realizado para esta estructura con sus respectivas especificaciones.

Para la carga muerta (CM) y carga viva (CV) se tuvo que tomar en cuenta, la cantidad y las veces que se repite cada elemento, algunos elementos no se repiten en el 2do nivel es decir no es una planta típica, además se toma en cuenta sus dimensiones y peso propio de cada elemento.

Esto dejo como resultado final para la carga muerta total 120.84 toneladas y para la carga viva un total de 35.50 toneladas (ver Tabla N°15).

Tabla N° 15

Análisis de Metrado de Carga de 2 pisos

		N° veces	Largo y (m)	Largo x (m)	Altura	Peso Propio	Parcial Unidad	
Columnas	P-1	2	1.1	0.25	2.4	2400 kg/m3	3168 kg	
	P-2	2	0.4	0.14	2.4	2400 kg/m3	645.12 kg	
	P-3	2	1.1	0.25	2.4	2400 kg/m3	3168 kg	
		2	0.14	0.35	2.4	2400 kg/m3	564.48 kg	
	P-4	2	0.25	0.75	2.4	2400 kg/m3	2160 kg	
	P-5	2	1	0.25	2.4	2400 kg/m3	2880 kg	
	P-6	6	0.14	0.3	2.4	2400 kg/m3	1451.52 kg	
	P-7	1	0.75	0.15	2.4	2400 kg/m3	648 kg	
	P-8	3	0.14	0.3	2.4	2400 kg/m3	725.76 kg	
	P-9	2	0.6	0.25	2.4	2400 kg/m3	1728 kg	
	P-10	1	0.15	0.15	2.4	2400 kg/m3	129.6 kg	
Pa	9	0.14	0.25	2.4	2400 kg/m3	1814.4 kg		
Vigas	V-1	1	5.06	0.25	0.5	2400 kg/m3	1518 kg	
		1	2.96	0.14	0.5	2400 kg/m3	497.28 kg	
	V-2	1	7.32	0.25	0.5	2400 kg/m3	2196 kg	
	V-3	1	6.6	0.3	0.25	2400 kg/m3	1188 kg	
	V-4	1	6.6	0.3	0.25	2400 kg/m3	1188 kg	
	V-5	1	8.05	0.25	0.5	2400 kg/m3	2415 kg	
	V-6	1	7.32	0.25	0.5	2400 kg/m3	2196 kg	
	V-7	1	6.6	0.4	0.25	2400 kg/m3	1584 kg	
	Corte 1	1	6.05	0.1	0.25	2400 kg/m3	363 kg	
		1	9.3	0.1	0.25	2400 kg/m3	558 kg	
	Corte 2	2	3.35	0.14	0.25	2400 kg/m3	562.8 kg	
		1	2.8	0.14	0.25	2400 kg/m3	235.2 kg	
	Corte 3	2	6.65	0.14	0.25	2400 kg/m3	1117.2 kg	
	Corte 4	1	7.65	0.14	0.25	2400 kg/m3	642.6 kg	
	Corte 5	1	4.5	0.14	0.25	2400 kg/m3	378 kg	
	Corte 6	1	0.8	0.14	0.25	2400 kg/m3	67.2 kg	
	Corte 7	1	1.5	0.3	0.25	2400 kg/m3	270 kg	
	Losa	2	7.1	10	0.25	350 kg/m3	121425 kg	
	1er Piso	Tabiquería H	1	45	0.15	2.4	1800 kg/m3	29160 kg
	2do Piso	Tabiquería V	1	40	0.15	2.4	1800 kg/m3	25920 kg
	Acabados							
	Área	2	36	0.05	2.4	2000 kg/m2	17280 kg	
CV	Área							
	Estructura	2	7.1	10	-	200 kg/m2	28400 kg	
CV	Área							
Techo	Estructura	1	7.1	10	-	100 kg/m2	7100 kg	
Total de Carga Muerta							120844.16 kg	
Total de Carga Viva							35500 kg	

Fuente: Elaboración propia

Se utilizó el programa ETABS 2016 para poder modelar la edificación de toda la estructura, en el programa se ingresaron las dimensiones correspondientes para vigas, columnas y losa como se puede ver en la Figura N°42, están establecidas y modeladas según al plano de estructuras, así como las cargas de servicio, estas son cargas sin mayorar de la estructura. De esta forma es como se obtuvo las reacciones en las bases del modelamiento de 2 pisos.

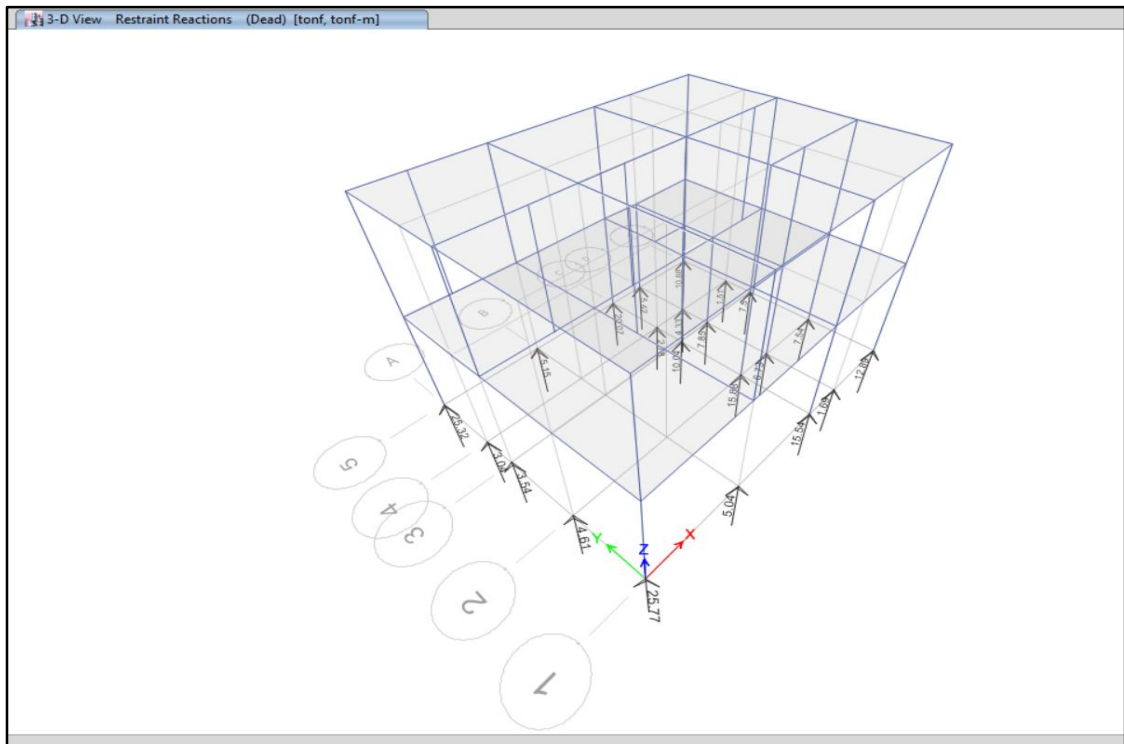


Figura N° 42: Reacciones en la base de la Estructura con Etabs 2016

Fuente: Elaboración Propia

Con estos resultados obtenidos por el programa se obtiene la carga transmitida máxima y mínima de cada edificación, como se puede ver en la imagen para el 2do piso el máximo es de 2.58 kg/cm^2 y el mínimo de 1.23 kg/cm^2 .

De esta forma calculamos las cargas transmitidas en cada una de las zapatas:

En la zapata (Z1) se aplica una carga de 2.58 kg/cm^2

En la zapata (Z2) se aplica una carga de 2.51 kg/cm^2

En la zapata (Z3) se aplica una carga de 2.01 kg/cm^2

En la zapata (Z4) se aplica una carga de 1.29 kg/cm^2

En la zapata (Z5) se aplica una carga de 1.53 kg/cm^2

4.2 Capacidad Portante

Para el poder realizar el cálculo de la capacidad portante utilizaremos los datos ya mencionados en el punto anterior para las distintas bases de cada zapata. Normalmente es común hacer este análisis solo en el punto de la columna que esté más cargado y generalizarla para las demás zapatas, pero en nuestro caso haremos el análisis en cada una de las zapatas y comparar su cálculo para ver si cumple o necesite algún tipo de solución. Para el tipo de suelo que tenemos, el cual es arenoso y clasificado en los informes de mecánica de suelos como arena limosa (SM) y arena bien graduado (SW), se ha considerado un tipo de falla localizada por corte, sabiendo esto por teoría correspondería usar parámetros corregidos.

Se trabajaron los resultados para los 2 estratos similares a la par usando las ecuaciones para parámetros reducidos de ángulo de fricción y cohesión, ya con estos datos iniciales que fueron obtenidos por el Estudio de Suelos se ingresan al libro de Excel para que con la ayuda de las fórmulas se generen los valores que necesitamos. De acuerdo al grado de compactación o rigidez se calculará la capacidad portante por Falla de Corte Local, ya que esta se da en suelos sueltos y se aplica el criterio de reducción de parámetros.

$$\phi = 34^\circ$$

$$c = 0.0302 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi' = \tan^{-1}(2/3 \tan \phi) = 24.21^\circ$$

Para poder calcular la capacidad portante se utilizó el método de Meyerhof junto con el caso III para el nivel freático y se ingresaron las ecuaciones mencionadas anteriormente para los factores

$$N_q = 9.6$$

$$N_c = 19.32$$

$$N_\gamma = 9.44$$

Y considerando la ecuación de N°24 no hay variación de la sobrecarga efectiva en el caso III para un nivel freático ubicado de manera que:

$$\gamma_{\text{sup}} = 1.432 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_{\text{inf}} = 1.564 \text{ ton/m}^2$$

$$D_f = 0.60 \text{ m}$$

$$q = 0.8592 \text{ kg/cm}^2$$

Se calcula también los factores de forma llamados S_q , S_c y S_γ que están descritos en la teoría y también en la ecuación N° 29 de capacidad portante siendo estos constantes para cualquier cimentación en este estudio ya que para el análisis se han usado zapatas rectangulares.

$$S_q = 1.28$$

$$S_c = 1.31$$

$$S_\gamma = 0.75$$

Se calculan los otros factores d_q , d_c y d_γ con la ayuda de las ecuaciones N°32 al 35.

$$d_q = 1.13$$

$$d_c = 1.16$$

$$d_\gamma = 1.00$$

Luego habiendo obtenido los datos anteriores se pudo calcular la capacidad de carga límite y capacidad portante en la Tabla N°16 y 17 para cada uno de los puntos de las zapatas para la cimentación.

Tabla N° 16

Cuadro de capacidad de carga límite de todas las zapatas de la estructura de 2 pisos

B (m)	L (m)	ϕ°	c' (ton/m ²)	N_c	N_y	N_q	S_c	S_q	S_γ	d_c	d_q	d_γ	q (kg/cm ²)	qult (kg/cm ²)
1.50	2.4	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.31	1.28	0.75	1.16	1.13	1.00	0.86	2.90
1.50	2.4	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.31	1.28	0.75	1.16	1.13	1.00	0.86	2.90
1.70	2.25	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.38	1.34	0.70	1.16	1.13	1.00	0.86	3.05
1.00	1.4	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.36	1.32	0.71	1.16	1.13	1.00	0.86	2.67
1.60	2.4	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.33	1.30	0.73	1.16	1.13	1.00	0.86	2.97

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 17

Cuadro de capacidad portante de todas las zapatas de la estructura de 2 pisos

B (m)	qult	FS	qult/FS
1.50	2.90	3.00	0.97
1.50	2.90	3.00	0.97
1.70	3.05	3.00	1.02
1.00	2.67	3.00	0.89
1.60	2.97	3.00	0.99

Fuente: Elaboración Propia

4.3 Asentamiento Inmediato

Para el cálculo del asentamiento inmediato se toman igualmente para los dos estratos los datos iniciales para encontrar el asentamiento elástico debajo de una cimentación elástica que tiene sobre ella un estrato finito elástico el cual se calcula usando el método de Janbu con la ecuación N°2.

Parámetros que afectan el asentamiento según las tablas N°2 para el módulo de elasticidad (E_s) y la N°3 para la relación de poisson (ν) en arenas limosas, a criterio de los investigadores se tomaron los valores siguientes:

$$\nu_1 = 0.25$$

$$\nu_2 = 0.30$$

$$E_{s1} = 1200 \text{ tn/m}^2$$

$$E_{s2} = 1000 \text{ tn/m}^2$$

Como se ha explicado en la teoría de asentamiento, se debe de comprobar que $H \leq 2B$ para así asegurar que estamos en un caso con estrato finito, según los resultados en las diversas áreas de cimentación se encontró que para un área de 1.5mx2.4m o un $B=1.5m$ cumple por lo que los resultados obtenidos serán adecuados para el análisis descartando para el asentamiento a esta área de cimentación.

Teniendo entonces los datos correspondientes se obtuvieron los resultados para un estrato finito.

$$H = 3.00 - 0.60 = 2.40\text{m}$$

$$2B = 1.50 \times 2 = 3.00\text{m}$$

Entonces para el primer estrato se calcula usando la Figura N°9 los μ_0 y μ_1 , teniendo los cocientes correspondientes que piden en el ábaco tenemos:

Para μ_0 :

$$L/B = 1.60$$

$$Df/B = 0.40$$

$$\mu_0 = 0.86$$

Para μ_1 :

$$H/B = 1.60$$

$$L/B = 1.60$$

$$\mu_1 = 0.62$$

$$\delta_1 = \frac{qB(1-\nu^2)}{Es} \mu_0 \cdot \mu_1 = 0.175 \text{ cm}$$

Para el segundo estrato se busca $\Delta q = \frac{q(\alpha - \sin \alpha)}{\pi}$, siendo α el ángulo formado por la distribución de la carga dirigido a un punto medio lo cual se puede ilustrar como un triángulo invertido isósceles con base de longitud B.

Y se obtiene de igualar $\tan(\alpha/2) = (B/2) / L = 0.3125$, despejando $\alpha = 34.708$

Por lo que se obtiene finalmente $\Delta q = 10.72 \text{ tn/m}^2$

Nuevamente se calcula μ_0 , adicionando μ_1 y μ_1 Base:

Para μ_0 :

$$L/B = 1.60$$

$$Df/B = 0.40$$

$$\mu_0 = 0.86$$

Para $\mu_{1\text{ total}}$:

$$H_{\text{total}}/B = 2.00$$

$$L/B = 1.60$$

$$\mu_{1\text{ total}} = 0.92$$

Para $\mu_{1\text{ Base}}$:

$$H_{\text{base}}/B = 1.60$$

$$L/B = 1.60$$

$$\mu_{1\text{ Base}} = 0.53$$

Obteniéndose en nuevo $\mu_1 = \mu_{1\text{ total}} - \mu_{1\text{ Base}} = 0.39$

$$\delta_2 = \frac{qB(1-\nu^2)}{E_s} \mu_0 \cdot \mu_1 = 0.128 \text{ cm}$$

Entonces se conoce el asentamiento total de ambos estratos:

$$\delta_{\text{total}} = \delta_1 + \delta_2 = 0.303 \text{ cm}$$

Se puede observar en la Figura N°11 como se producen los asentamientos en ambos estratos en todos los puntos de las zapatas y las variables que influyen en estos (ver Tabla N°18 y 19).

Tabla N° 18

Cuadro de asentamiento de todas las zapatas de la estructura de 2 pisos

B (m)	L (m)	Df(m)	H (m)	L/B	DF/B	H/B	u_0	u_1	d1 (cm)	Δq	α
1.50	2.40	0.60	2.40	1.60	0.40	1.60	0.86	0.62	0.175	10.72	34.708
1.50	2.40	0.60	2.40	1.60	0.40	1.60	0.86	0.62	0.175	10.72	34.708
1.70	2.25	0.60	2.40	1.32	0.35	1.41	0.91	0.58	0.162	12.42	41.383
1.00	1.40	0.60	2.40	1.40	0.60	2.40	0.82	0.65	0.102	11.35	39.303
1.60	2.40	0.60	2.40	1.50	0.38	1.50	0.93	0.60	0.183	10.86	36.866

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 19

Cuadro de asentamiento total de todas las zapatas de la estructura de 2 pisos

H(Total)(m)	H base (m)	L/B	DF/B	H(Total)/B	u_0	u_1 (Total)	u_1 (Base)	u_1	d2 (cm)	d total (cm)
3.00	2.40	1.60	0.40	2.00	0.86	0.92	0.53	0.39	0.128	0.303
3.00	2.40	1.60	0.40	2.00	0.86	0.92	0.53	0.39	0.128	0.303
3.00	2.40	1.32	0.35	1.76	0.91	0.90	0.51	0.39	0.127	0.290
3.00	2.40	1.40	0.60	3.00	0.82	0.86	0.62	0.24	0.044	0.146
3.00	2.40	1.50	0.38	1.88	0.93	0.91	0.58	0.33	0.117	0.300

Fuente: Elaboración Propia

Con los resultados obtenidos en la Tabla N°20 procederemos de tal forma ahora en calcular el asentamiento tolerable.

Tabla N° 20

Cuadro de Asentamiento Tolerable

TABLA N° 8 DISTORSIÓN ANGULAR = α	
$\alpha = \delta/L$	DESCRIPCIÓN
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1,20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

Fuente: Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones

Donde la distancia entre las columnas del pórtico (L) es igual a 3.00 m. (Datos aproximado proporcionado por los responsables del diseño estructural del proyecto.

Calculando:

$$\Delta = 6 \text{ cm.}$$

En caso de considerarse el uso de plateas o losas de cimentación, se descarta totalmente la presencia de asentamiento diferenciales en las estructuras. Debido a que estos serán anulados por los elementos estructurales indicados.

Por lo tanto el asentamiento admisible máximo para este tipo de estructura en esta zona será de 3.1cm, mayor a lo permisible que es 6 cm, según la Norma E-0.50, como se muestra en la Tabla N°21 entonces no se presentará problemas por asentamiento.

Tabla N° 21

Cuadro de Asentamiento Elástico entre Zapatas

B (m)	Asentamiento Diferencial (cm)	Distorsión angular	Tolerancia máxima
1.50	0.303	0.0004	
1.50	0.303	0.0004	
1.70	0.290	0.0005	0.0067
1.00	0.146	0.0004	
1.60	0.300	0.0005	

Fuente: Elaboración Propia

CAPITULO V: APLICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Observando y habiendo realizado los cálculos anteriores se diseñó el libro de Excel con las formulas ya correspondientes para poder calcular si la capacidad portante obtenida de la cimentación resistirá la carga transmitida por la estructura; con los datos obtenidos de las cargas establecidas en cada uno de los puntos en nuestras zapatas y con la ayuda de los parámetros de suelos que son el ángulo de fricción y la cohesión.

5.1 Redimensionamiento de Cimentación

En este primer punto analizaremos si redimensionando la cimentación se modifica la capacidad portante (ver Tabla N°22 y 23) y llegue a cumplir con los parámetros necesarios. En este punto analizaremos el caso en que se modificará las zapatas de cimentación, aumentando sus dimensiones de B (m) y L (m) como así en su profundidad Df.

Tabla N° 22

Cuadro de capacidad de carga límite de todas las zapatas de la estructura de 2 pisos

B (m)	L (m)	ϕ°	c' (ton/m ²)	Nc	Ny	Nq	Sc	Sq	Sy	dc	dq	dy	q (kg/cm ²)	qult (kg/cm ²)
2.00	1.50	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.31	1.28	0.75	1.32	1.25	1.00	1.72	4.48
2.00	1.70	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.31	1.28	0.75	1.32	1.25	1.00	1.72	4.48
2.40	2.00	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.38	1.34	0.70	1.32	1.25	1.00	1.72	4.70
2.10	1.80	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.36	1.32	0.71	1.32	1.25	1.00	1.72	4.30
2.40	1.80	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.33	1.30	0.73	1.32	1.25	1.00	1.72	4.57

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 23

Cuadro de capacidad portante de todas las zapatas de la estructura de 2 pisos

B (m)	qult	FS	qult/FS
2.00	4.48	3.00	1.49
2.00	4.48	3.00	1.49
2.40	4.70	3.00	1.57
2.10	4.30	3.00	1.43
2.40	4.57	3.00	1.52

Fuente: Elaboración propia

De la misma manera que anteriormente se volverá a calcular el asentamiento producido en las zapatas en los 2 estratos del terreno encontrados en el estudio de suelos (ver Tablas N°24 y 25) y calcular su asentamiento total generado.

Tabla N° 24

Cuadro de asentamiento de todas las zapatas redimensionadas de la estructura de 2 pisos

B (m)	L (m)	Df(m)	H (m)	L/B	DF/B	H/B	u_0	u_1	d1 (cm)	Δq	α
2.00	1.50	1.20	1.80	0.75	0.60	0.90	0.80	0.45	0.110	13.24	67.644
2.00	1.70	1.20	1.80	0.85	0.60	0.90	0.81	0.46	0.114	13.10	60.911
2.40	2.00	1.20	1.80	0.83	0.50	0.75	0.82	0.42	0.126	13.11	61.928
2.10	1.80	1.20	1.80	0.86	0.57	0.86	0.81	0.44	0.114	13.04	60.484
2.40	1.80	1.20	1.80	0.75	0.50	0.75	0.81	0.45	0.133	13.24	67.644

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 25

Cuadro de asentamiento total de todas las zapatas redimensionadas de la estructura de 2 pisos

H (Total)(m)	H base (m)	L/B	DF/B	H (Total)/B	u_0	$u_{1(Total)}$	$u_{1(Base)}$	u_1	d2 (cm)	d total (cm)
3.00	1.80	0.75	0.60	1.50	0.80	0.82	0.50	0.32	0.091	0.201
3.00	1.80	0.85	0.60	1.50	0.81	0.82	0.51	0.31	0.089	0.203
3.00	1.80	0.83	0.50	1.25	0.82	0.81	0.49	0.32	0.112	0.238
3.00	1.80	0.86	0.57	1.43	0.81	0.81	0.49	0.32	0.097	0.211
3.00	1.80	0.75	0.50	1.25	0.81	0.80	0.48	0.32	0.110	0.244

Fuente: Elaboración Propia

5.2 Diseño de Losa de Cimentación

Considerando que el diseño empleando zapatas no cumple con los parámetros requeridos para la cimentación. Hemos planteado otra solución utilizando una losa de cimentación.

Con la ayuda de tablas en Excel, metrado de cargas de los elementos estructurales y los parámetros obtenidos en el estudio de suelos, desarrollamos lo siguiente:

Empleando los datos calculados (ver Tabla N°26) en el estudio de suelos y datos de las columnas a plantear en la losa (ver Tabla N°27) como su ubicación respectiva (ver Figura N°43) realizamos el metrado de cargas respectivo.

Asimismo dejamos indicada la sobrecarga que se usará.

Tabla N° 26

Datos para cálculo de losa de cimentación

F'c	210	Kg/cm ²	γs =	1700	Kg/m ³
Fy	4200	Kg/cm ²	γc° =	2400	Kg/m ³
S/C=	200	Kg/m ²	Ks =	1	Kg/cm ³
Df=	60	cm	E=	217370.7	Kg/cm ²
qa=	1.4	K/cm ²			

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 27

Cuadro de cargas correspondiente a cada columna evaluada

Columna	b (cm)	t (cm)	PD (t)	PL (t)	1.4Pd+1.7pL
1	25	110	3	0	4435.2
2	25	75	1	0	903
3	40	14	3	0	4435.2
4	40	14	2	0	3024
5	30	14	3	0	4032
6	30	14	1	0	2030
7	60	110	1	0	907.2
8	110	25	0	0	350
9	60	25	2	0	2419.2
			16.097	0	

Fuente: Elaboración Propia

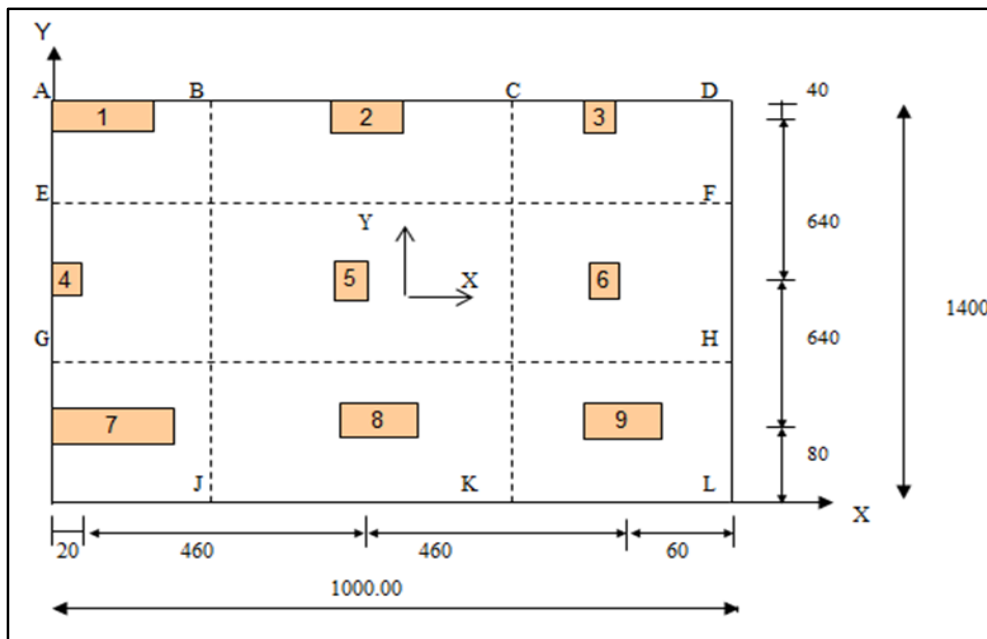


Figura N° 43: Distribución de columnas sobre la platea de cimentación

Fuente: Elaboración Propia

Posterior a ello, realizamos el cálculo del área de la losa a fin de calcular la presión neta y las presiones por debajo de los puntos perimetrales

Calculo del área de la losa

$$L_{cx} = 460$$

$$L_{cy} = 640$$

$$\text{Area Losa} = 1400000 \text{ cm}^2$$

$$L_x = 1100.00 \text{ cm}$$

$$L_y = 1400.00 \text{ cm}$$

Cálculo de la presión neta

$$q_n = q_a - \gamma_s1 \times h_1 - \gamma_s2 \times h_2 - \gamma_i \times h_i - \gamma_c^o \times h_c^o - s/c \dots \dots \dots (\text{Ecuación N}^\circ 88)$$

$$q_n = 0.7430 \text{ K/cm}^2$$

Cálculo de las presiones por debajo de los puntos perimetrales

$$X' = \frac{\sum P_i \times X'_i}{\sum P_i} \dots \dots \dots (\text{Ecuación N}^\circ 89)$$

$$Y' = \frac{\sum P_i \times Y'_i}{\sum P_i} \dots \dots \dots (\text{Ecuación N}^\circ 90)$$

$$X' = 490.57 \text{ cm}$$

$$Y' = 893.15 \text{ cm}$$

$$E_x = X' - B/2$$

$$E_y = Y' - L/2$$

$$E_x = -9.43 \text{ cm}$$

$$E_y = 193.15 \text{ cm}$$

Entonces:

$$q = \frac{P_u}{A} \quad +/- \quad \frac{M_y X}{I_y} \quad +/- \quad \frac{M_x Y}{I_x} \quad \dots \dots \dots (\text{Ecuación N}^\circ 91)$$

$$P_u = 22535.80 \text{ kg}$$

$$I_x = (B \times L \times L \times L) / 12 \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 92)$$

$$I_x = 2.287E+10 \text{ cm}^4$$

$$I_y = (L \times B \times B \times B) / 12 \dots\dots\dots (\text{Ecuación N}^\circ 93)$$

$$I_y = 1.167E+11 \text{ cm}^4$$

$$M_x = P_u \times e_x \dots\dots\dots (\text{Ecuación N}^\circ 94)$$

$$M_x = 4352796 \text{ k-cm}$$

$$M_y = P_u \times e_y \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 95)$$

$$M_y = - 212436 \text{ k-cm}$$

Donde:

$$Q = 0.0198239 \text{ +/- } -1.341E-06 X \text{ +/- } 3.511E-05 Y$$

Luego planteamos la tabla con los puntos de la platea, (ver Tabla N°28) indicando la ubicación de los mismos y con el “q” calculado (verificando que cumpla).

Tabla N° 28

Cuadro de ubicación de puntos y verificación de los mismos

PUNTOS	Pu/A	X cm	(My X)/Iy	Y cm	(My Y)/Ix	q (K/cm2)	VERIFICACIÓN
A	0.016	-580	0.0011	490	0.009	0.020	$q_m > q$ OK
B	0.016	-290	0.0005	490	0.009	0.026	$q_m > q$ OK
C	0.016	250	-0.0005	490	0.009	0.025	$q_m > q$ OK
D	0.016	580	-0.0011	490	0.009	0.024	$q_m > q$ OK
E	0.016	-580	0.0011	245	0.005	0.022	$q_m > q$ OK
F	0.016	580	-0.0011	245	0.005	0.020	$q_m > q$ OK
G	0.016	-580	0.0011	-205	-0.004	0.013	$q_m > q$ OK
H	0.016	580	-0.0011	-205	-0.004	0.011	$q_m > q$ OK
I	0.016	-580	0.0011	-490	-0.009	0.008	$q_m > q$ OK
J	0.016	-290	0.0005	-490	-0.009	0.007	$q_m > q$ OK
K	0.016	250	-0.0005	-490	-0.009	0.006	$q_m > q$ OK
L	0.016	580	-0.0011	-490	-0.009	0.006	$q_m > q$ OK

Fuente: Elaboración Propia

Luego, calculamos el factor de modificación como se puede observar en la Tabla N°29 y 30 para cada franja y de esta manera procederemos al cálculo de las cargas actuales.

Tabla N° 29

Cuadro de cálculo del factor de modificación de carga F para cada franja

FRANJA l	q	q prom	b	L	P	ΣP	CP	F
A	0.02	0.023	360	1000.00	P1	9773.4	8991.04	1.00
B	0.0259525				P2			
C	0.0249692				P3			
D	0.0243683							
E	0.0218168							
F	0.0197046							
E	0.0218168	0.016	640	1000.00	P4	9086	9815.87	1.08
F	0.0197046				P5			
H	0.0111386				P6			
G	0.0132508							
G	0.0132508	0.009	400	1000.00	P7	3676.4	3556.22	1.00
H	0.0111386				P8			
I	0.0078257				P9			
J	0.0072976							
K	0.0063144							
L	0.0057135							
A	0.02	0.016	250	1400.00	P1	8366.4	6987.38	1.00
B	0.0259525				P4			
J	0.0072976				P7			
I	0.0078257							
G	0.0132508							
E	0.0218168							
B	0.0259525	0.016	460	1400.00	P2	5285	7837.46	1.48
C	0.0249692				P5			
J	0.0072976				P8			
K	0.0063144							
C	0.0249692	0.015	290	1400.00	P3	8884.4	7561.92	1.00
D	0.0243683				P6			
F	0.0197046				P9			
H	0.0111386							
K	0.0063144							
L	0.0057135							

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 30

Diseño de la losa y cálculo de las cargas actuales

LADO IZQ	q	LADO DERE	q	b	P	P (Kg)	f	p*f
A	0.020	D	0.024	245	1	4435.2	1.00	4435.2
E	0.022	F	0.020		2	903	1.0	903
					3	4435.2	1.0	4435.2
q1	5.123	q2	5.399					
q=w=	5.000	k/cm2						

Fuente: Elaboración Propia

Posterior a ello, realizamos la verificación por corte, con los diagramas de fuerza cortante y momentos (ver Figura N°44 y 45) así hallamos tanto el refuerzo superior como el inferior de la malla, obteniendo en ambos casos, una doble malla de ½” con 10 cm de separación

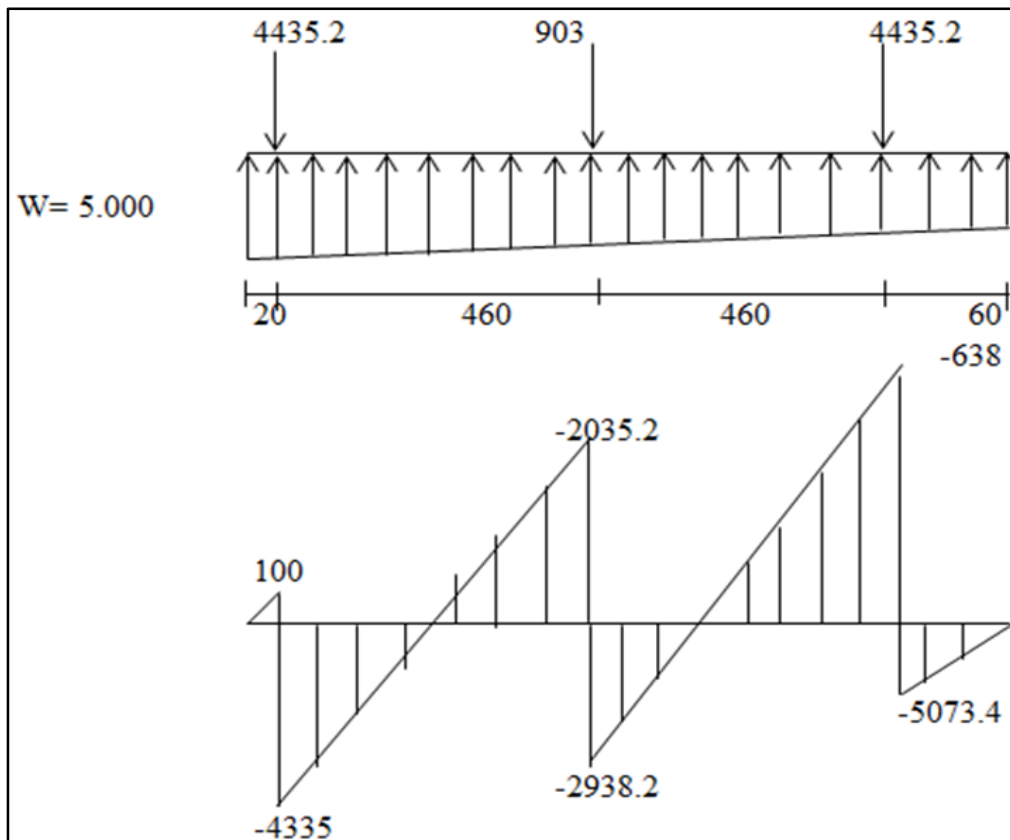


Figura N° 44: Diagramas de fuerza cortante y momentos para el cálculo de losa de cimentación

Fuente: Elaboración Propia

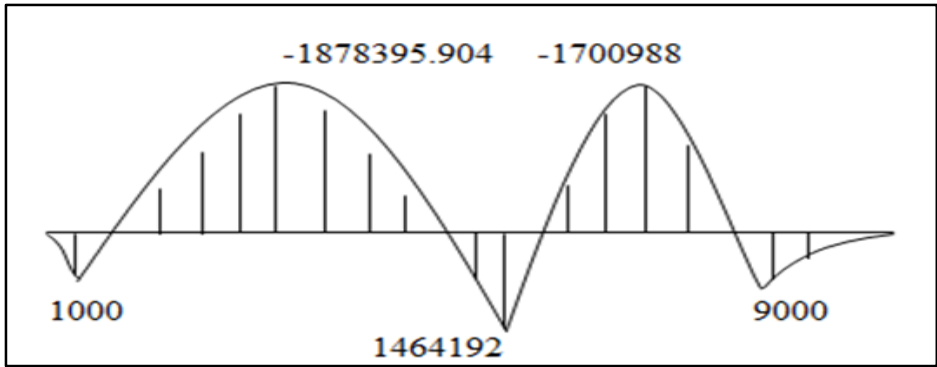


Figura N° 45: Diagramas de momentos para el cálculo de losa de cimentación

Fuente: Elaboración Propia

Verificación del corte por flexion

$b = 245$ $V_u = 3659.20$
 $d = 57$ $V_c = 107257.20$
 $t = 67$ **$\phi V_c = 91168.62$ OK**

$V_{max} = 4275.2$

$L = 20$

Refuerzo Superior:

$M_u = 1140733.4 \text{ kg} - \text{cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 F_y (d - a/2)} \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°96)}$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 F'_c b} \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°97)}$$

Ahora por tanteo calculamos el área de acero necesario (ver Tabla N°31):

Tabla N° 31

Calculo de área de Acero necesaria

a'	As	a
5.00	5.537	0.532
0.53	5.319	0.511
0.511	5.318	0.511
0.511	5.318	0.511

Fuente: Elaboración propia

$$A_s = 29.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 29.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ing db} = \frac{1}{2}''$$

$$N^\circ \text{ varillas} = 23$$

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

$$\text{Usar: } 23 \text{ } \varnothing \frac{1}{2}'' @ 10 \text{ cm}$$

Refuerzo inferior:

$$M_u = 1140608 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 F_y (d-a/2)} \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 96)$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 F'_c b} \dots\dots\dots(\text{Ecuación N}^\circ 97)$$

Ahora por tanteo calculamos el área de acero necesario (ver Tabla N°32):

Tabla N° 32

Calculo de área de Acero necesaria

a'	A_s	a
5.00	5.537	0.532
0.53	5.319	0.511
0.511	5.318	0.511
0.511	5.318	0.511

Fuente: Elaboración propia

$$A_s = 29.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 29.55 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing = \frac{1}{2}''$$

$$N^\circ \text{ de varillas} = 20$$

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

$$\text{Usar: } 23 \text{ } \varnothing \frac{1}{2}'' @ 10 \text{ cm}$$

5.3 Diseño con Geomallas

Para el caso del diseño de Geomallas, analizaremos detalladamente en cada una de las zapatas con el efecto y aplicación de las geomallas, es decir, la tensión lograda, el tipo de geomallas a utilizar, el número de capas necesario, la profundidad y dimensionamiento para la excavación de su aplicación entre otros parámetros.

Con los siguientes datos necesarios que son explicados en la teoría del diseño de geomallas procederemos a definirlos, primero diseñaremos para el caso de la zapata N°1:

Datos:

q ₀ =	97 KPa	Capacidad Portante
q _R =	258 KPa	Presión Transmitida
N=	2	Numero de capas de geomalla
ΔH=	0.25 m	Espaciamiento entre geomallas
B=	1.5 m	Ancho de la cimentación
γ=	20 KN/m ³	Peso específico del suelo de relleno
Ø=	30 °	Ángulo de fricción del suelo de relleno
C _{DS} =	0.8	Coef. De interacción (depende de cada geomalla)
δ=	24 °	Ángulo de fricción entre suelo - geomalla
Df=	0.6 m	Profundidad de desplante de la cimentación
LDR=	1	Razón de densidad lineal del refuerzo, geomallas=1

Con todos los datos anteriores y la aplicación de esta ecuación ya mencionada procederemos al diseño de la geomallas (ver Tabla N°33) y de esa misma forma veremos su aplicación en el terreno (ver Figuras N°46 y 47).

$$T_{(N)} = \frac{1}{N} \left[q_0 \left(\frac{q_R}{q_0} - 1 \right) (A_1 B - A_2 \Delta H) \right] \dots\dots\dots \text{(Ecuación N°98)}$$

Tabla N° 33

Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°1

Capa N°	$\frac{q_i}{N} \left(\frac{q_i}{q_0} - 1 \right)$	Z(m)	z/B	A1	A1*B	A2	A2*ΔH	A1*B-A2*ΔH	T _(N) (KN/m)	MacGrid	FS
1	80.50	0.50	0.333	0.348	0.5	0.294	0.0735	0.4487	36.119	65	1.800
2	80.50	0.75	0.500	0.347	0.5	0.260	0.0651	0.4552	36.644	65	1.774

Fuente: Elaboración Propia

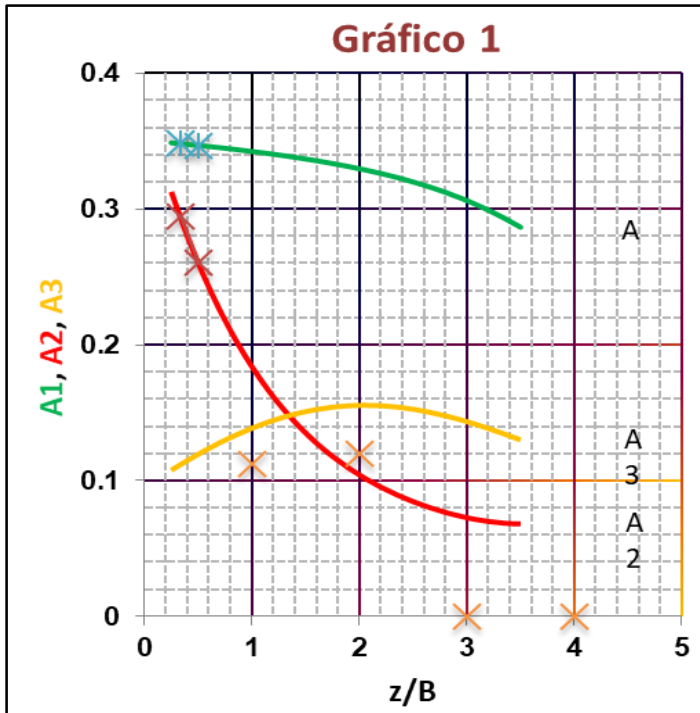


Figura N° 46: Variación de A1, A2 y A3 con respecto a z/B

Fuente: Elaboración propia

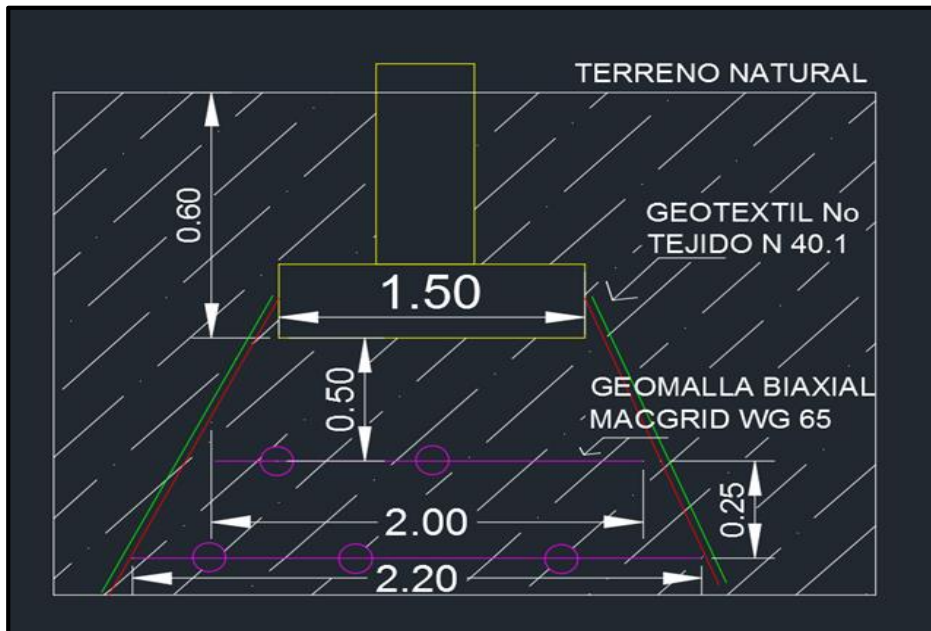


Figura N° 47: Diseño de cimentación con refuerzo de geomallas para zapata N°1

Fuente: Elaboración propia

Diseño para la zapata N°2 (ver Tabla N°34).

Datos:

q _o =	97 KPa	Capacidad Portante
q _R =	251 KPa	Presión Transmitida
N=	2	Numero de capas de geomalla
ΔH=	0.3 m	Espaciamiento entre geomallas
B=	1.5 m	Ancho de la cimentación
γ=	20 KN/m ³	Peso específico del suelo de relleno
Ø=	30 °	Ángulo de fricción del suelo de relleno
C _{ds} =	0.8	Coef. De interacción (depende de cada geomalla)
δ=	24 °	Ángulo de fricción entre suelo - geomalla
D _f =	0.6 m	Profundidad de desplante de la cimentación
LDR=	1	Razón de densidad lineal del refuerzo, geomallas=1

Tabla N° 34

Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°2

Capa N°	$\frac{q_h}{N} \left(\frac{q_k}{q_h} - 1 \right)$	Z(m)	z/B	A1	A1*B	A2	A2*ΔH	A1*B-A2*ΔH	T _(N) (KN/m)	MacGrid	FS
1	77.00	0.50	0.333	0.348	0.5	0.294	0.0735	0.4487	34.549	65	1.881
2	77.00	0.75	0.500	0.347	0.5	0.260	0.0651	0.4552	35.051	65	1.854

Fuente: Elaboración Propia

Procederemos al diseño del refuerzo de las geomallas y de esa misma forma veremos su aplicación en el terreno (ver Figuras N°48 y 49).

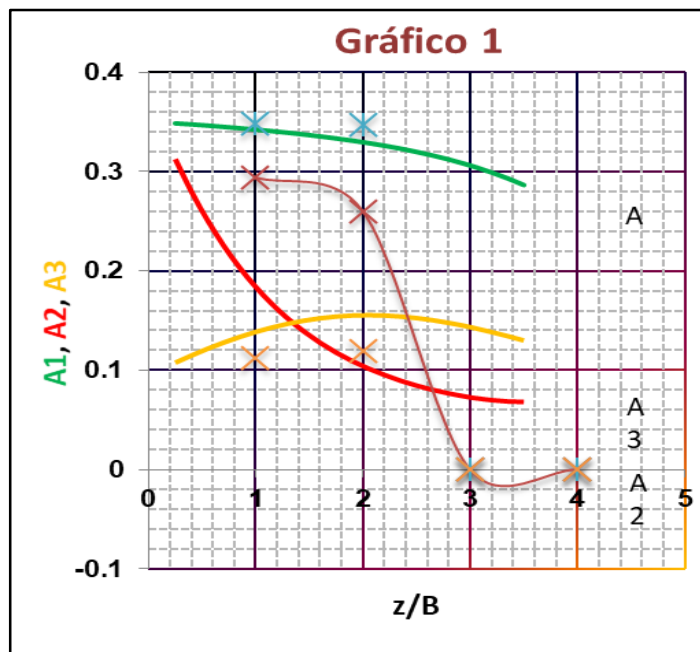


Figura N° 48: Variación de A1, A2 y A3 con respecto a z/B

Fuente: Elaboración propia

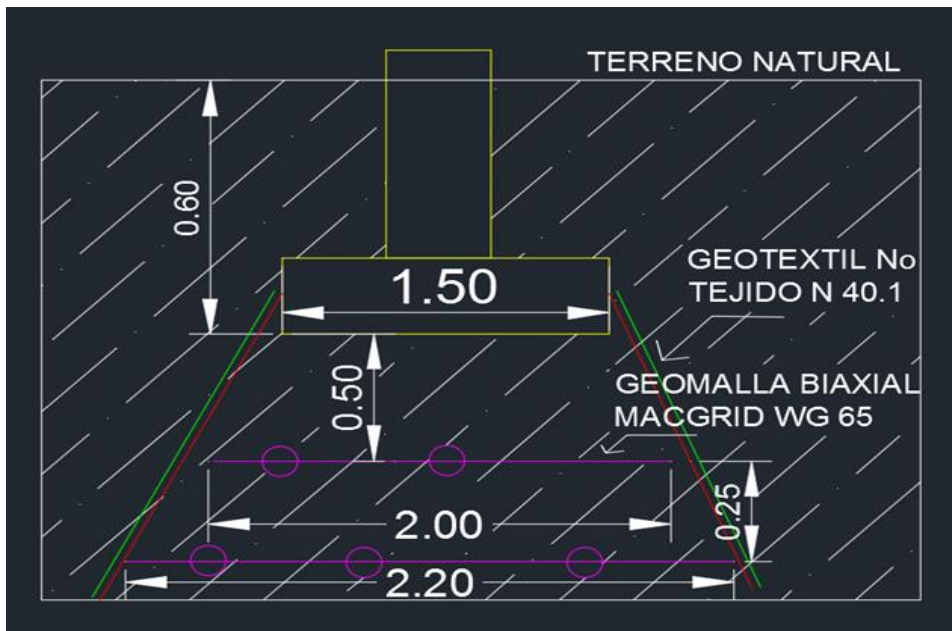


Figura N° 49: Diseño de cimentación con refuerzo de geomallas para zapata N°2

Fuente: Elaboración propia

Diseño para la zapata N°3 (ver Tabla N°35).

Datos:

q _o =	102 KPa	Capacidad Portante
q _R =	201 KPa	Presión Transmitida
N=	2	Numero de capas de geomalla
ΔH=	0.25 m	Espaciamiento entre geomallas
B=	1.7 m	Ancho de la cimentación
γ=	20 KN/m ³	Peso específico del suelo de relleno
Ø=	30 °	Ángulo de fricción del suelo de relleno
C _{DS} =	0.8	Coef. De interacción (depende de cada geomalla)
δ=	24 °	Ángulo de fricción entre suelo - geomalla
D _f =	0.6 m	Profundidad de desplante de la cimentación
LDR=	1	Razón de densidad lineal del refuerzo, geomallas=1

Tabla N° 35

Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°3

Capa N°	$\frac{q_u}{N} \left(\frac{q_u}{q_0} - 1 \right)$	Z(m)	z/B	A1	A1*B	A2	A2*ΔH	A1*B-A2*ΔH	T _(N) (KN/m)	MacGrid	FS
1	49.50	0.50	0.294	0.348	0.6	0.303	0.0757	0.5166	25.573	30	1.173
2	49.50	0.75	0.441	0.347	0.6	0.272	0.0679	0.5225	25.865	30	1.160

Fuente: Elaboración Propia

Procederemos al diseño del refuerzo de las geomallas y de esa misma forma veremos su aplicación en el terreno (ver Figuras N°50 y 51).

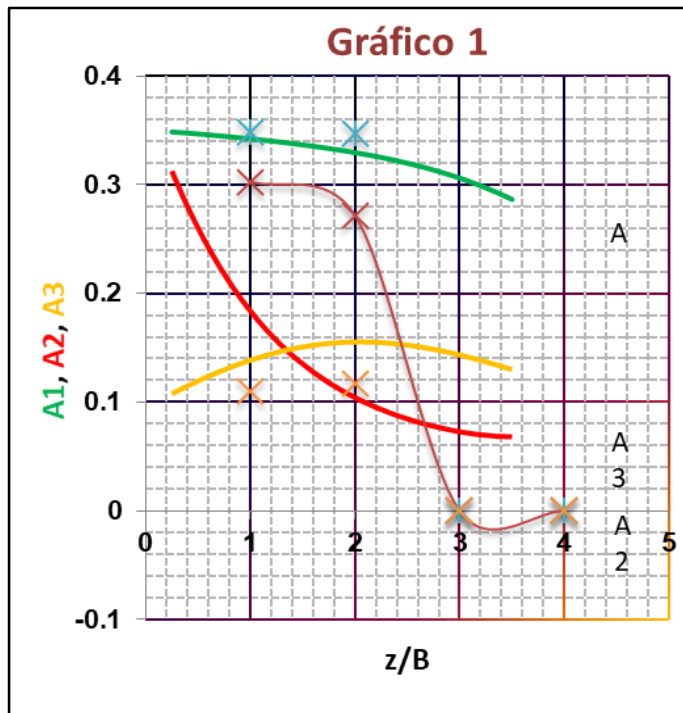


Figura N° 50: Variación de A1, A2 y A3 con respecto a z/B

Fuente: Elaboración propia

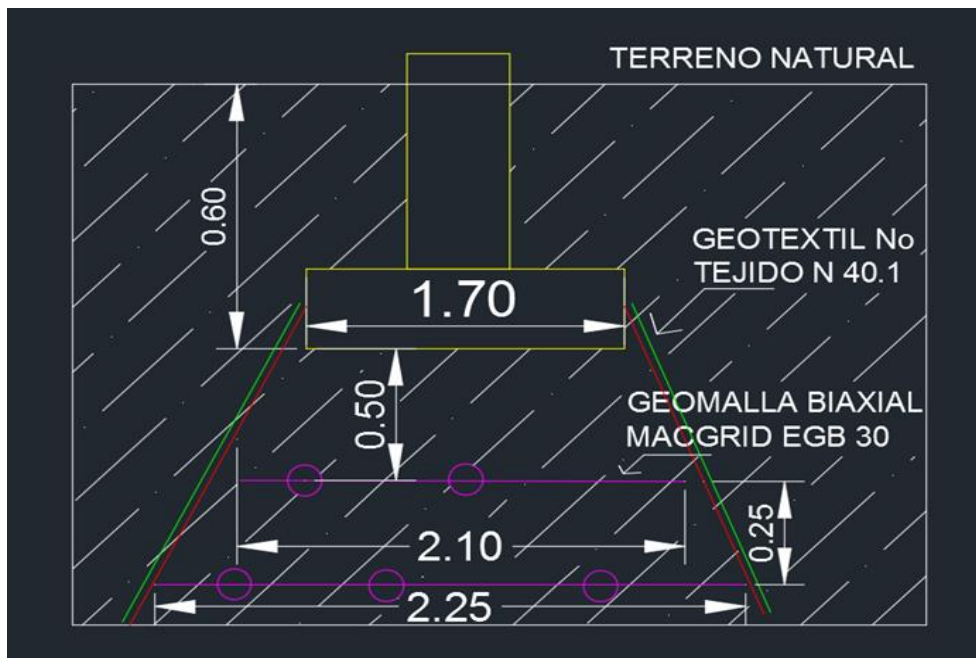


Figura N° 51: Diseño de cimentación con refuerzo de geomallas para zapata N°3

Fuente: Elaboración propia

Diseño para la zapata N°4 (ver Tabla N°36)

q ₀ =	89 KPa	Capacidad Portante
q _R =	129 KPa	Presión Transmitida
N=	1	Numero de capas de geomalla
ΔH=	0.3 m	Espaciamiento entre geomallas
B=	1 m	Ancho de la cimentación
γ=	20 KN/m ³	Peso específico del suelo de relleno
Ø=	30 °	Ángulo de fricción del suelo de relleno
C _{DS} =	0.8	Coef. De interacción (depende de cada geomalla)
δ=	24 °	Ángulo de fricción entre suelo - geomalla
Df=	0.6 m	Profundidad de desplante de la cimentación
LDR=	1	Razón de densidad lineal del refuerzo, geomallas=1

Tabla N° 36

Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°4

Capa N°	$\frac{q_R}{N} \left(\frac{q_R}{q_0} - 1 \right)$	Z(m)	z/B	A1	A1*B	A2	A2*ΔH	A1*B-A2*ΔH	T _(N) (KNm)	MacGrid	FS
1	40.00	0.50	0.500	0.347	0.3	0.260	0.0651	0.2818	11.271	30	2.662

Fuente: Elaboración Propia

Procederemos al diseño del refuerzo de las geomallas y de esa misma forma veremos su aplicación en el terreno (ver Figuras N°52 y 53).

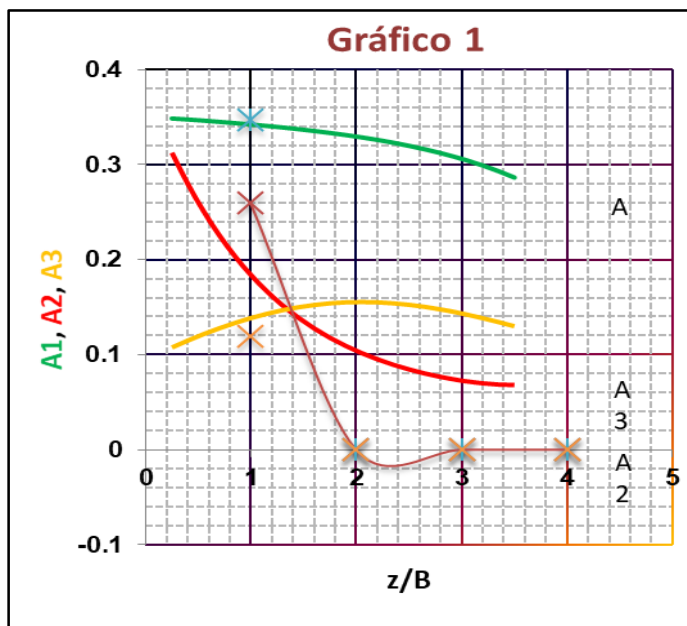


Figura N° 52: Variación de A1, A2 y A3 con respecto a z/B

Fuente: Elaboración propia

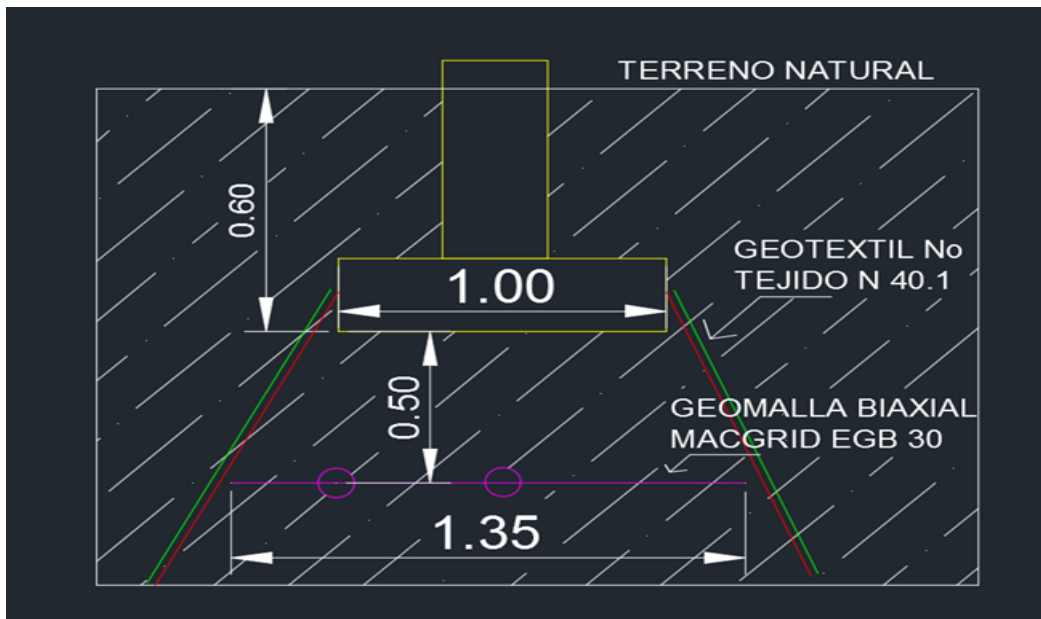


Figura N° 53: Diseño de cimentación con refuerzo de geomallas para zapata N°4

Fuente: Elaboración propia

Diseño para la zapata N°5 (ver Tabla N°37)

Datos:

$q_0 =$	99 KPa	Capacidad Portante
$q_R =$	155 KPa	Presión Transmitida
$N =$	2	Numero de capas de geomalla
$\Delta H =$	0.3 m	Espaciamiento entre geomallas
$B =$	1.6 m	Ancho de la cimentación
$\gamma =$	20 KN/m ³	Peso específico del suelo de relleno
$\phi =$	30 °	Ángulo de fricción del suelo de relleno
$C_{ds} =$	0.8	Coef. De interacción (depende de cada geomalla)
$\delta =$	24 °	Ángulo de fricción entre suelo - geomalla
$D_f =$	0.6 m	Profundidad de desplante de la cimentación
$LDR =$	1	Razón de densidad lineal del refuerzo, geomallas=1

Tabla N°37

Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°5

Capa N°	$\frac{q_c}{N} \left(\frac{q_c}{q_0} - 1 \right)$	Z(m)	z/B	A1	A1*B	A2	A2*ΔH	A1*B-A2*ΔH	T _(N) (KNm)	MacGrid	FS
1	28.00	0.50	0.313	0.348	0.6	0.299	0.0746	0.4826	13.513	30	2.220
2	28.00	0.75	0.469	0.347	0.6	0.266	0.0666	0.4888	13.686	30	2.192

Fuente: Elaboración Propia

Procederemos al diseño del refuerzo de las geomallas y de esa misma forma veremos su aplicación en el terreno (ver Figuras N°54 y 55).

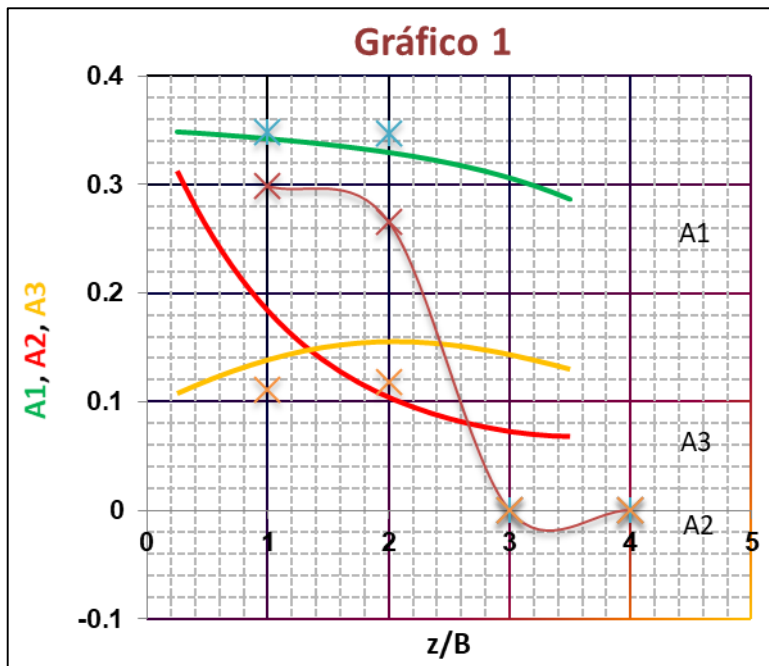


Figura N° 54: Variación de A1, A2 y A3 con respecto a z/B

Fuente: Elaboración propia

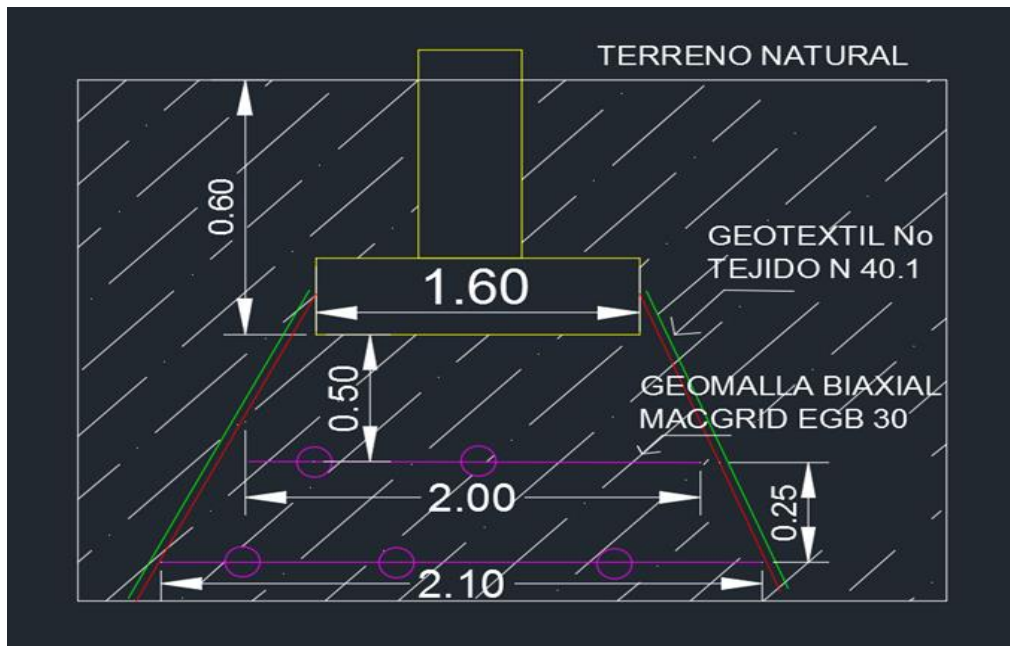


Figura N° 55: Diseño de cimentación con refuerzo de geomallas para zapata N°5

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO VI: INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

6.1 Cálculos de la cimentación para ver si cumple con las reacciones transmitidas

De acuerdo a la Figura N°42 del modelamiento de la estructura de esta forma calculamos las cargas transmitidas en cada una de las zapatas:

En la zapata (Z1) se aplica una carga de 2.58 kg/cm²

En la zapata (Z2) se aplica una carga de 2.51 kg/cm²

En la zapata (Z3) se aplica una carga de 2.01 kg/cm²

En la zapata (Z4) se aplica una carga de 1.29 kg/cm²

En la zapata (Z5) se aplica una carga de 1.55 kg/cm²

Habiendo calculado la capacidad portante del suelo, verificaremos según la Tabla N°37 si en cada zapata de la cimentación se cumple con la carga transmitida por la Estructura y en la cual se usará un FS = 3, para el cálculo e interpretación de los resultados.

Tabla N° 37

Cuadro resumen de cimentación para las zapatas iniciales según comparación de esfuerzos con FS=3

B (m)	FS	σ admisible	σ transmitido	σ admisible > σ transmitido
1.50	3.00	0.97	2.58	FALSO
1.50	3.00	0.97	2.51	FALSO
1.70	3.00	1.02	2.01	FALSO
1.00	3.00	0.89	1.29	FALSO
1.60	3.00	0.99	1.55	FALSO

Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en los resultados obtenidos la capacidad portante del terreno con un FS=3, no cumple con la carga transmitida de la estructura en cada una de las zapatas, por lo cual según la Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones este diseño de cimentación no se debería ejecutar de ninguna manera, pues se estaría poniendo en peligro la

construcción de la estructura como a las personas que habiten en ella, ya que no cumple con los parámetros de diseño correspondientes.

De esta manera podemos analizar que el diseño de las zapatas aisladas en el plano de cimentación no cumple con los parámetros requeridos para soportar este tipo de Estructura; por ese motivo se tiene que aplicar otros diseños o el redimensionamiento de la cimentación para que puedan resistir las cargas transmitidas.

Ahora verificaremos si al aplicar redimensionamiento en cada una de las zapatas esta llega a mejorar su capacidad portante según la Tabla N°38 para cumplir con la carga transmitida por la Estructura, se usará un factor de seguridad $FS = 3$, para el cálculo e interpretación de los resultados.

Tabla N° 38

Cuadro resumen de cimentación redimensionada según la comparación de esfuerzos con $FS=3$

B (m)	FS	σ admisible	σ transmitido	σ admisible > σ transmitido
2.00	3.00	1.49	2.58	FALSO
2.00	3.00	1.49	2.51	FALSO
2.40	3.00	1.57	2.01	FALSO
2.10	3.00	1.43	1.29	VERDADERO
2.40	3.00	1.52	1.55	FALSO

Fuente: Elaboración Propia

Como observamos en la Tabla N°38, solo se está cumpliendo en solo una zapata (N°4) y en las demás no, por eso en este caso de redimensionamiento no cumple con el diseño de cimentación, por lo cual se debe aplicar otro diseño estructural.

De igual manera hemos analizado para diversos casos de redimensionamiento en el Anexo N°8, ya que puede haber diferentes cambios o modificaciones en el diseño y esto daría una variación en la capacidad portante del suelo respectivamente.

6.2 Análisis de los Diseños de Cimentación Aprobados

Después de haber realizado el diseño de la cimentación en los diversos planteamientos, los diseños de cimentación de la platea y la aplicación de geomallas son los únicos que llegan a resistir la carga transmitida por la estructura, por lo cual analizaremos el costo de cada uno de los procesos para determinar cuál sería el más viable para su construcción.

Con estos resultados entendemos que para este tipo de estructura, su ubicación y los parámetros del suelo que posee analizamos que la losa de cimentación y el uso de geomallas en la cimentación son los diseños adecuados para este tipo de caso en particular, ya que cumplen con los parámetros de diseño y la capacidad portante del suelo resistirá la carga producida por la estructura.

Mediante la Tablas N°39 y N°40, determinamos el costo directo de la ejecución para la losa de cimentación y aplicación de geomallas respectivamente en el cual se detalla los trabajos preliminares, excavación, relleno de afirmado, encofrado, concreto, acero y todos los trabajos necesarios hasta su culminación

A continuación mostraremos el presupuesto del costo de ejecución de los diseños de cimentación analizados debidamente:

a) Presupuesto de Cimentación con la aplicación de Geomallas en las zapatas

Obra : Construcción de vivienda vacacional

Ubicación: Cerro Azul - Cañete

Fecha: Setiembre del 2019

Tabla N° 39

Presupuesto de cimentación con el refuerzo de Geomallas

	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
1	OBRAS PROVISIONALES , TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD				
1.1	OBRAS PROVISIONALES Y TRABAJOS PRELIMINARES				
1.1.1	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES				
1.1.1.1	CERCO PERIMETRICO-PALOS EUCALIPTO- MALLA ARPILLERA	m2	115.20	5.36	617.47
1.1.2	INSTALACIONES PROVISIONALES				
1.1.2.1	AGUA PARA CONSTRUCCION	glb	1.00	125.00	125.00
1.1.2.2	DESAGUE PARA CONSTRUCCION	glb	1.00	255.00	255.00
1.1.2.3	ENERGIA ELECTRICA PROVISIONAL	glb	1.00	148.00	148.00
1.1.3	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.1.3.1	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO	m2	102.35	1.71	175.02
1.1.3.2	TRANSPORTE DE MATERIALES Y EQUIPO	glb	1.00	500.00	500.00
2	ESTRUCTURAS				
2.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
2.1.1	EXCAVACIONES				
2.1.1.1	EXCAVACION DE ZANJAS PARA ZAPATAS	m3	42.25	28.35	1,197.79
2.1.2	RELLENOS				
2.1.2.1	RELLENO CON AFIRMADO	m3	21.45	42.00	900.90
2.1.3	NIVELACION INTERIOR APISONADO MANUAL	m2	60.85	2.36	143.61
2.1.4	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	32.17	35.00	1,125.95
2.2	GEOMALLA				
2.2.1	INSTALACION DE GEOMALLA EN ZAPATAS	m2	32.54	5.19	168.96
2.3	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				
2.3.1	CIMENTOS CORRIDOS MEZCLA, CEMENT:HORMI. 1:10 +30% PG	m3	8.65	138.92	1,201.66
2.4	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				
2.4.1	ZAPATAS				
2.4.1.1	CONCRETO EN ZAPATAS $f_c=175 \text{ kg/cm}^2$	m3	12.80	295.63	3,784.06
2.4.1.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ZAPATAS	m2	29.85	48.35	1,443.25
2.4.1.3	ACERO $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ EN ZAPATAS	kg	429.65	3.98	1,710.01
	Costo Directo				13,496.68

Fuente: Elaboración propia

b) Presupuesto de Platea de Cimentación

Obra : Construcción de vivienda vacacional

Ubicación: Cerro Azul - Cañete

Fecha: Setiembre del 2019

Tabla N° 40

Presupuesto de platea de cimentación

	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
1	OBRAS PROVISIONALES , TRABAJOS PRELIMINARES, SEGURIDAD Y SALUD				
1.1	OBRAS PROVISIONALES Y TRABAJOS PRELIMINARES				
1.1.1	CONSTRUCCIONES PROVISIONALES				
1.1.1.1	CERCO PERIMETRICO-PALOS EUCALIPTO- MALLA ARPILLERA	m2	115.20	5.36	617.47
1.1.2	INSTALACIONES PROVISIONALES				
1.1.2.1	AGUA PARA CONSTRUCCION	glb	1.00	125.00	125.00
1.1.2.2	DESAGUE PARA CONSTRUCCION	glb	1.00	255.00	255.00
1.1.2.3	ENERGIA ELECTRICA PROVISIONAL	glb	1.00	148.00	148.00
1.1.3	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.1.3.1	TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO	m2	102.35	1.71	175.02
1.1.3.2	TRANSPORTE DE MATERIALES Y EQUIPO	glb	1.00	500.00	500.00
2	ESTRUCTURAS				
2.1	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
2.1.1	EXCAVACIONES				
2.1.1.1	EXCAVACION DE PLATEA	m3	93.50	28.35	2,650.73
2.1.2	RELLENOS				
2.1.2.1	NIVELACION INTERIOR APISONADO MANUAL	m3	45.35	14.52	658.48
2.1.4	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	121.55	35.00	4,254.25
2.2	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				
2.2.1	PLATEA DE CIMENTACION				
2.2.1.1	CONCRETO EN ZAPATAS $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$	m3	60.50	295.63	17,885.62
2.2.1.2	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE PLATEA	m2	38.40	48.35	1,856.64
2.2.1.3	ACERO $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ EN PLATEA	kg	875.65	3.98	3,485.09
	Costo Directo				32,611.30

Fuente: Elaboración propia

Con el estudio de suelos realizado se obtuvo así los parámetros principales como la cohesión, ángulo de fricción y peso específico del suelo encontrado; sabiendo que el nivel freático se encuentra se encuentra a una mayor profundidad esta no afectará al suelo por lo cual se usará el caso III y con esto logramos calcular la capacidad portante del terreno (ver Tabla N°41).

Tabla N° 41

Cuadro de capacidad de carga límite de todas las zapatas de la estructura de 2 pisos

B (m)	L (m)	ϕ°	c' (ton/m ²)	Nc	Ny	Nq	Sc	Sq	Sy	dc	dq	dy	q (kg/cm ²)	qult (kg/cm ²)
1.50	2.4	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.31	1.28	0.75	1.16	1.13	1.00	0.86	2.90
1.50	2.4	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.31	1.28	0.75	1.16	1.13	1.00	0.86	2.90
1.70	2.25	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.38	1.34	0.70	1.16	1.13	1.00	0.86	3.05
1.00	1.4	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.36	1.32	0.71	1.16	1.13	1.00	0.86	2.67
1.60	2.4	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.33	1.30	0.73	1.16	1.13	1.00	0.86	2.97

Fuente: Elaboración Propia

Habiendo obtenido el valor de la capacidad portante de la cimentación analizaremos si estas podrán resistir la carga transmitida por la estructura de acuerdo a la Tabla N°42.

Tabla N° 42

Cuadro resumen de cimentación para las zapatas iniciales según comparación de esfuerzos con FS=3

B (m)	FS	σ admisible	σ transmitido	σ admisible > σ transmitido
1.50	3.00	0.97	2.58	FALSO
1.50	3.00	0.97	2.51	FALSO
1.70	3.00	1.02	2.01	FALSO
1.00	3.00	0.89	1.29	FALSO
1.60	3.00	0.99	1.55	FALSO

Fuente: Elaboración Propia

Con la ayuda de nuestra hoja de cálculo en Excel, gracias a la aplicación de las geomallas podemos determinar que nuestra capacidad portante del terreno llega a tener o aumentar el valor de la carga transmitida por la estructura.

Para la zapata N°1 su capacidad portante dependerá del diseño de la aplicación de la geomalla, (ver Tabla N°43 y 44) así como el valor de la carga producida en ese punto

Tabla N° 43

Cuadro de datos de geomalla para la zapata N°1

q _o =	97 KPa	Capacidad Portante
q _R =	258 KPa	Presión Transmitida
N=	2	Numero de capas de geomalla
ΔH=	0.25 m	Espaciamiento entre geomallas
B=	1.5 m	Ancho de la cimentación
γ=	20 KN/m ³	Peso específico del suelo de relleno
Ø=	30 °	Ángulo de fricción del suelo de relleno
C _{DS} =	0.8	Coef. De interacción (depende de cada geomalla)
δ=	24 °	Ángulo de fricción entre suelo - geomalla
Df=	0.6 m	Profundidad de desplante de la cimentación
LDR=	1	Razón de densidad lineal del refuerzo, geomallas=1

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 44

Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°1

Capa N°	$\frac{q_u}{N} \left(\frac{q_u}{q_0} - 1 \right)$	Z(m)	z/B	A1	A1*B	A2	A2*ΔH	A1*B-A2*ΔH T _(N) (KN/m)	MacGrid	FS	
1	80.50	0.50	0.333	0.348	0.5	0.294	0.0735	0.4487	36.119	65	1.800
2	80.50	0.75	0.500	0.347	0.5	0.260	0.0651	0.4552	36.644	65	1.774

Fuente: Elaboración Propia

Para este caso cumple con el $FS \geq 1$

Para la zapata N°2 su capacidad portante dependerá del diseño de la aplicación de la geomalla, (ver Tabla N°45 y 46) así como el valor de la carga producida en ese punto.

Tabla N° 45

Cuadro de datos de geomalla para la zapata N°2

q _o =	97 KPa	Capacidad Portante
q _R =	251 KPa	Presión Transmitida
N=	2	Numero de capas de geomalla
ΔH=	0.3 m	Espaciamiento entre geomallas
B=	1.5 m	Ancho de la cimentación
γ=	20 KN/m ³	Peso específico del suelo de relleno
Ø=	30 °	Ángulo de fricción del suelo de relleno
C _{DS} =	0.8	Coef. De interacción (depende de cada geomalla)
δ=	24 °	Ángulo de fricción entre suelo - geomalla
Df=	0.6 m	Profundidad de desplante de la cimentación
LDR=	1	Razón de densidad lineal del refuerzo, geomallas=1

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 46

Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°2

Capa N°	$\frac{q_b}{N} \left(\frac{q_s}{q_b} - 1 \right)$	Z(m)	z/B	A1	A1*B	A2	A2*ΔH	A1*B-A2*ΔH	T _(N) (KN/m)	MacGrid	FS
1	77.00	0.50	0.333	0.348	0.5	0.294	0.0735	0.4487	34.549	65	1.881
2	77.00	0.75	0.500	0.347	0.5	0.260	0.0651	0.4552	35.051	65	1.854

Fuente: Elaboración Propia

Para este caso cumple con el $FS \geq 1$

Para la zapata N°3 su capacidad portante dependerá del diseño de la aplicación de la geomalla, (ver Tabla N°47 y 48) así como el valor de la carga producida en ese punto.

Tabla N° 47

Cuadro de datos de geomalla para la zapata N°3

q _o =	102 KPa	Capacidad Portante
q _R =	201 KPa	Presión Transmitida
N=	2	Numero de capas de geomalla
ΔH=	0.25 m	Espaciamiento entre geomallas
B=	1.7 m	Ancho de la cimentación
γ=	20 KN/m ³	Peso específico del suelo de relleno
Ø=	30 °	Ángulo de fricción del suelo de relleno
C _{DS} =	0.8	Coef. De interacción (depende de cada geomalla)
δ=	24 °	Ángulo de fricción entre suelo - geomalla
D _f =	0.6 m	Profundidad de desplante de la cimentación
LDR=	1	Razón de densidad lineal del refuerzo, geomallas=1

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 48

Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°3

Capa N°	$\frac{q_b}{N} \left(\frac{q_s}{q_b} - 1 \right)$	Z(m)	z/B	A1	A1*B	A2	A2*ΔH	A1*B-A2*ΔH	T _(N) (KN/m)	MacGrid	FS
1	49.50	0.50	0.294	0.348	0.6	0.303	0.0757	0.5166	25.573	30	1.173
2	49.50	0.75	0.441	0.347	0.6	0.272	0.0679	0.5225	25.865	30	1.160

Fuente: Elaboración Propia

Para la zapata N°4 su capacidad portante dependerá del diseño de la aplicación de la geomalla, (ver Tabla N°49 y 50) así como el valor de la carga producida en ese punto.

Tabla N° 49

Cuadro de datos de geomalla para la zapata N°4

q _o =	89 KPa	Capacidad Portante
q _R =	129 KPa	Presión Transmitida
N=	1	Numero de capas de geomalla
ΔH=	0.3 m	Espaciamiento entre geomallas
B=	1 m	Ancho de la cimentación
γ=	20 KN/m ³	Peso específico del suelo de relleno
Ø=	30 °	Ángulo de fricción del suelo de relleno
C _{DS} =	0.8	Coef. De interacción (depende de cada geomalla)
δ=	24 °	Ángulo de fricción entre suelo - geomalla
D _f =	0.6 m	Profundidad de desplante de la cimentación
LDR=	1	Razón de densidad lineal del refuerzo, geomallas=1

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 50

Cuadro de diseño de geomalla para la Zapata N°4

Capa N°	$\frac{q_u}{N} \left(\frac{q_u}{q_s} - 1 \right)$	Z(m)	z/B	A1	A1*B	A2	A2*ΔH	A1*B-A2*ΔH	T _(N) (KNm)	MacGrid	FS
1	40.00	0.50	0.500	0.347	0.3	0.260	0.0651	0.2818	11.271	30	2.662

Fuente: Elaboración Propia

Para este caso cumple con el FS ≥ 1

Para la zapata N°5 su capacidad portante dependerá del diseño de la aplicación de la geomalla, (ver Tabla N°51 y 52) así como el valor de la carga producida en ese punto.

Tabla N° 51

Cuadro de datos de geomalla para la Zapata N°5

q _o =	99 KPa	Capacidad Portante
q _R =	155 KPa	Presión Transmitida
N=	2	Numero de capas de geomalla
ΔH=	0.3 m	Espaciamiento entre geomallas
B=	1.6 m	Ancho de la cimentación
γ=	20 KN/m ³	Peso específico del suelo de relleno
Ø=	30 °	Ángulo de fricción del suelo de relleno
C _{DS} =	0.8	Coef. De interacción (depende de cada geomalla)
δ=	24 °	Ángulo de fricción entre suelo - geomalla
D _f =	0.6 m	Profundidad de desplante de la cimentación
LDR=	1	Razón de densidad lineal del refuerzo, geomallas=1

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 52

Cuadro de diseño de geomalla para la zapata N°5

Capa N°	$\frac{q_u}{N} \left(\frac{q_u}{q_b} - 1 \right)$	Z(m)	z/B	A1	A1'B	A2	A2'ΔH	A1'B-A2'ΔH	T _(N) (KN/m)	MacGrid	FS
1	28.00	0.50	0.313	0.348	0.6	0.299	0.0746	0.4826	13.513	30	2.220
2	28.00	0.75	0.469	0.347	0.6	0.266	0.0666	0.4888	13.686	30	2.192

Fuente: Elaboración Propia

Para este caso cumple con el $FS \geq 1$

CONCLUSIONES

- 1) El objetivo general del presente estudio se realizó utilizando la teoría descrita para el diseño de cimentaciones, para el cual se hizo un estudio de suelos detallado de la zona de estudio del cual se obtuvieron los parámetros del suelo correspondientes y mediante el uso de hojas de cálculo en Excel se procede a calcular el diseño de la cimentación de la estructura.

El diseño de cimentación empleando el uso de geomallas (ver Tabla N°53) tiene un Costo Directo de S/. 13,496.80 mientras que el de losa de cimentación es de S/. 32,611.30 por lo cual comparando los resultados, si bien ambos cumplen con los parámetros de diseño necesarios, el diseño con refuerzo de geomallas (ver ejemplo en Figura N°56) tiene un mejor impacto y será más viable, ya que su costo de ejecución es mucho menor al de la losa de cimentación por lo que los propietarios del Condominio Playa Azul optarán por este tipo de diseño.

Tabla N° 53

Cuadro resumen del diseño de la cimentación con el refuerzo de geomallas

Cimentación	Base Zapata (m)	Resistencia de carga kPa	Prof. de Refuerzo (m)	Espaciamiento entre cimentación y 1era capa de refuerzo (cm)	espesor de afirmado entre refuerzo (cm)	N° de capas	Resistencia de Geomalla kN/m
Zapata N°1	1.50	258	1.35	50	25	2	65
Zapata N°2	1.50	251	1.35	50	25	2	65
Zapata N°3	1.70	201	1.35	50	25	2	30
Zapata N°4	1.00	129	1.10	50	25	1	30
Zapata N°5	1.60	155	1.35	50	25	2	30

Fuente: Elaboración propia

Con estos resultados obtenidos por el programa se muestra las reacciones producidas por la estructura en cada uno de los puntos de las zapatas de la cimentación. La capacidad portante de la cimentación se calculó (ver tabla N°54) mediante los datos obtenidos en las tablas y en el estudio de suelos.

Tabla N° 54

Cuadro de la capacidad de carga límite de las zapatas iniciales de la estructura de 2 pisos

B (m)	L (m)	ϕ°	c' (ton/m ²)	N_c	N_y	N_q	S_c	S_q	S_y	d_c	d_q	d_y	q (kg/cm ²)	q_{ult} (kg/cm ²)
1.50	2.4	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.31	1.28	0.75	1.16	1.13	1.00	0.86	2.90
1.50	2.4	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.31	1.28	0.75	1.16	1.13	1.00	0.86	2.90
1.70	2.25	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.38	1.34	0.70	1.16	1.13	1.00	0.86	3.05
1.00	1.4	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.36	1.32	0.71	1.16	1.13	1.00	0.86	2.67
1.60	2.4	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.33	1.30	0.73	1.16	1.13	1.00	0.86	2.97

Fuente: Elaboración propia

Se comprueba que la capacidad portante de la cimentación con FS=3 debe ser mayor o igual a la carga transmitida por la estructura (ver Tabla N°55).

Tabla N° 55

Cuadro comparativo de la capacidad portante de las zapatas con las reacciones transmitidas

B (m)	FS	σ admisible	σ transmitido	σ admisible > σ transmitido
1.50	3.00	0.97	2.58	FALSO
1.50	3.00	0.97	2.51	FALSO
1.70	3.00	1.02	2.01	FALSO
1.00	3.00	0.89	1.29	FALSO
1.60	3.00	0.99	1.55	FALSO

Fuente: Elaboración propia

Con la aplicación del refuerzo de las geomallas nuestro valor de la capacidad portante aumentará en cada una de las zapatas de la cimentación:

Para la zapata N°1 $q_d = 2.58$ kg/cm²

Para la zapata N°2 $q_d = 2.51$ kg/cm²

Para la zapata N°3 $q_d = 2.01$ kg/cm²

Para la zapata N°4 $q_d = 1.29$ kg/cm²

Para la zapata N°5 $q_d = 1.55$ kg/cm²

Y con estos nuevos valores la capacidad portante de cada zapatas podrá soportar el valor de la carga transmitida por la estructura (ver tabla N°56).

Tabla N° 56

Comparación entre capacidad portante con el refuerzo de geomallas y las reacciones transmitidas

qd (Geomalla)		qtransmitido
2.58	≥	2.58
2.51	≥	2.51
2.01	≥	2.01
1.29	≥	1.29
1.55	≥	1.55

Elaboración Propia

3) Concluimos que para calcular el nivel de excavación de la cimentación primero se realizó el estudio de suelos del terreno, con ello determinamos que el tipo suelo es SW (arena bien graduada) y SW-SM (arena bien graduada – limosa) de la misma manera gracias a los ensayos realizados calculamos los parámetros principales del suelo como el peso específico, cohesión y el ángulo de fricción. De esa manera seleccionamos los diseños de cimentación que cumplen con los parámetros requeridos para ello es de gran importancia para determinar el nivel de excavación necesario en ambos casos; para el diseño de losa de cimentación se planteó el uso de 2 mallas de acero de Φ 1/2” con un espesor de losa $e = 40$ cm y 20 cm de afirmado debajo para mejorar las propiedades del suelo, cabe recalcar que se utiliza para una estructura de 2 pisos.

Para el diseño de cimentación con el uso de geomallas el cálculo del nivel de excavación es distinto, primero debemos calcular el nivel del fondo cimentación de las zapatas que se ubican a 0.60 m, para el diseño calculado se utilizará 2 capas de geomallas como máximo en las zapatas analizadas, la primera capa se ubicará como mínimo a 50 cm debajo de fondo de la zapata, entre estas distancias se pondrá una capa de afirmado por seguridad para que el suelo arenoso tenga una mayor resistencia, después de colocar la primera capa se calcula una segunda a 25 cm, por lo tanto el nivel de excavación con geomallas es de 1.35 m ; se ha analizado a una profundidad no tan mayor debido a que esto incrementaría el presupuesto y de la misma forma estaría cumpliendo con los parámetros de diseño.

- 4) Habiendo realizado los ensayos de densidad de campo y calicatas en diferentes puntos del Lote O10 en el Condominio Playa Azul – Distrito de Cerro Azul, se determinó que el nivel freático esta entre los 3.0 m a 3.5 m de profundidad, pero cabe indicar que el Lote O10 es una de los terrenos que se encuentra más alejados del mar, está ubicada a 450 m aproximadamente.

Así que se trató realizar estos ensayos en otras zonas más cercanas a la orilla del mar, sin embargo no se obtuvo una respuesta positiva por parte de algunos propietarios, considerando que sus viviendas ya están terminadas, por ello se solicitó información de estudios de suelos anteriores que se habían realizado en sus terrenos para la construcción de viviendas; en donde se calculó que el nivel de la capa freática en estas zonas se encuentran entre 1.50 m a 2.00 m; estas viviendas se ubican a 200 m de distancia de la orilla, por lo que a una menor distancia del mar el nivel freático estará a un nivel superior mientras que a una mayor distancia se encontrará a un nivel más profundo.

Se concluye que en las zonas más alejadas del mar, el nivel freático no afecta la capacidad portante ni a la deformación del suelo de fundación, de acuerdo al caso III mostrado en la teoría anterior.

En el caso de las viviendas que se encuentran más cercanas al mar se utilizará el caso I y II respectivamente para el cálculo de su capacidad portante, en donde se recomienda para una mayor seguridad de la estructura emplear una losa de cimentación (ver Figura N°58 y 59) o el uso de geomallas teniendo en cuenta el diseño y distribución de la estructura.



Figura N° 58: Platea de cimentación culminada en el Condominio Playa Azul

Fuente: “Elaboración Propia”



Figura N° 59: Albañilería para la división de ambientes en platea de cimentación

Fuente: Elaboración Propia

RECOMENDACIONES

- 1) Los resultados obtenidos en esta tesis, permitieron mejorar el comportamiento del suelo mediante el refuerzo de geomallas biaxiales MacGrid de 30 y 65 kN/m de resistencia longitudinal y transversal en la cimentación, se recomienda que en caso se encuentre una zona de menor capacidad portante en el suelo, se emplee una mayor cantidad de material afirmado, dado que en nuestra investigación en el diseño se colocó un espesor de 25cm de material de afirmado, así como también el uso de refuerzo de geomallas triaxiales en cimentaciones superficiales.
- 2) Habiendo determinado la mejor propuesta para el diseño de cimentación de una estructura de 2 pisos, pero en el caso a futuro que los parámetros urbanísticos en el Condominio Playa Azul se modifiquen y se pueda realizar una edificación de mayor altura a la considerada en la presente investigación, es crucial volver a realizar un nuevo análisis estructural de la edificación para obtener las cargas transmitidas y con el anterior estudio de suelos obtenido proponer cual sería el diseño de cimentación más conveniente.
- 3) Tener en gran consideración si va emplear el refuerzo con geomallas en la cimentación de un terreno, se debe contemplar el uso de geotextiles como el Geotextil no Tejido MacTex 40.1 que funciona como un elemento de fijación y separación de suelos en la parte lateral de la excavación de la zapata con el fin de evitar algún tipo de filtración que pueda perjudicar la ejecución del trabajo y en la cimentación en un tiempo a futuro.
- 4) Del diseño de cimentación propuesto se recomienda realizar un ensayo de placa de carga in situ ASTM D 1194 en el terreno para poder verificar que el valor de la capacidad portante del terreno de la cimentación reforzada con las geomallas biaxiales MacGrid EGB 30 y MacGrid WG 65X65 se haya incrementado a tal punto de cumplir con la ecuación $q_{ult}/F_s \geq Q_{transmitido}$ y de esa misma manera analizar las deformaciones en las cimentaciones para tener un mejor planteamiento analítico.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alva, J. (2012). *Cimentaciones superficiales*. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima - Perú.
- Ayllon, A. & Farfán, E. (2018) *Determinación de la confiabilidad geotécnica para el factor de seguridad en cimentaciones superficiales en la zona de Huaura*. (Tesis de pregrado). Universidad Ricardo Palma. Perú.
- ASTM D- 2487: Práctica Estándar para la Clasificación de Suelos para Propósitos de Ingeniería (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).
- Berrocal, J. (2013) *Métodos analíticos y numéricos aplicados al diseño de cimentaciones superficiales considerando su interacción con el suelo*. Universidad Nacional de Ingeniería. Perú.
- Binquet, J., Lee, K. (1975) *Studies on foundations on reinforced soil beds*. Journal of Geological Engineering Division, ASCE 101.
- Braja, D (1999). *Principio de ingeniería de cimentaciones*. International Thomson Editores. México.
- Braja, D (2011). *Geotechnical Engineering handbook*. J. Ross Publishing, Inc. Estados Unidos.
- Brinch, H. (1967). *Application of inelastic uniform hazard spectrain seismic design*, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Estados Unidos.
- Casagrande, A. (1948) Classification and Identification of Soils. Transactions of the America Society of Civil Engineers, Vol. 113, pp. 901 – 930.
- Casaverde, L. & Vargas, J (1980) *Zonificación Sísmica del Perú II seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismoresistente*, OEA y Lima, Peru.
- Diaz, E. (2010). *Diseño alternativo de cimentaciones superficiales por estado límite*. Cuba.

- Egoavil, H (2012). *Refuerzo de cimentaciones superficiales con geosintéticos*. Madrid, España.
- Friedrich, F. (1862). *Pedologie oder allgemeine und besonders Bodenkunde*. Prussia. Alemania.
- Gutenberg, B. & Richter, C. (1945) *Magnitude determination for deep focus earthquakes*. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 35, pp. 117-130.
- Lopez, G.; Legorreta, H. & Rivera, R. (2014). *Estudio Técnico de Mecánica de Suelos Proyecto de Construcción de Losa Armada para almacén de productos terminados. Peru*
- Lopez, German y otros. (2005). *Capacidad de carga en suelos*. Universidad Nacional de Moquegua. Moquegua-Perú.
- MACCAFERRI (2009), *Manual Técnico de Refuerzo de Suelos*, Sao Paolo – Brasil.
- Medina, J. (2002). *Análisis comparativo de las teorías de capacidad portante por corte de cimentaciones superficiales*. (Tesis pregrado) Universidad Nacional de Ingeniería. Lima - Perú.
- Meyerhof (1951) *The Ultimate Bearing Capacity of Foundations*, Geotechnique, Vol. 2 pp. 301 - 332
- Ministerio de vivienda (2018). *E.050 Suelos y cimentaciones*. Sencico. Perú.
- Ministerio de vivienda (2018). *E.060 Concreto armado*. Sencico. Perú.
- Morales, R. (2000) *Diseño en Concreto Armado*. Perú.

- Pacheco, P. (2013) *Diseño y aplicación de geotextiles y geomembranas en plantas de tratamiento de aguas residuales*. (Tesis de pregrado) Universidad Nacional del Centro del Perú. Huancayo – Perú.
- Rivera, R. (2014) *Guía práctica para el cálculo de capacidad de carga en cimentaciones superficiales, losas de cimentación, pilotes y pilas perforadas*. (Tesis de pregrado). Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala.
- Tan, Y. & Dan, J. (1991). *Reliability Engineering*. Wiley Series in Systems Engineering and Management. Estados Unidos
- Terzaghi, K. (1925) *Erdbaumechanik* (Mecánica de suelos) Massachusetts. Estados Unidos.
- Zelada, O. (2009) *Trabajo de investigación – “Teoría de cimentaciones”*.

ANEXOS

Anexo N°1: Matriz de Consistencia

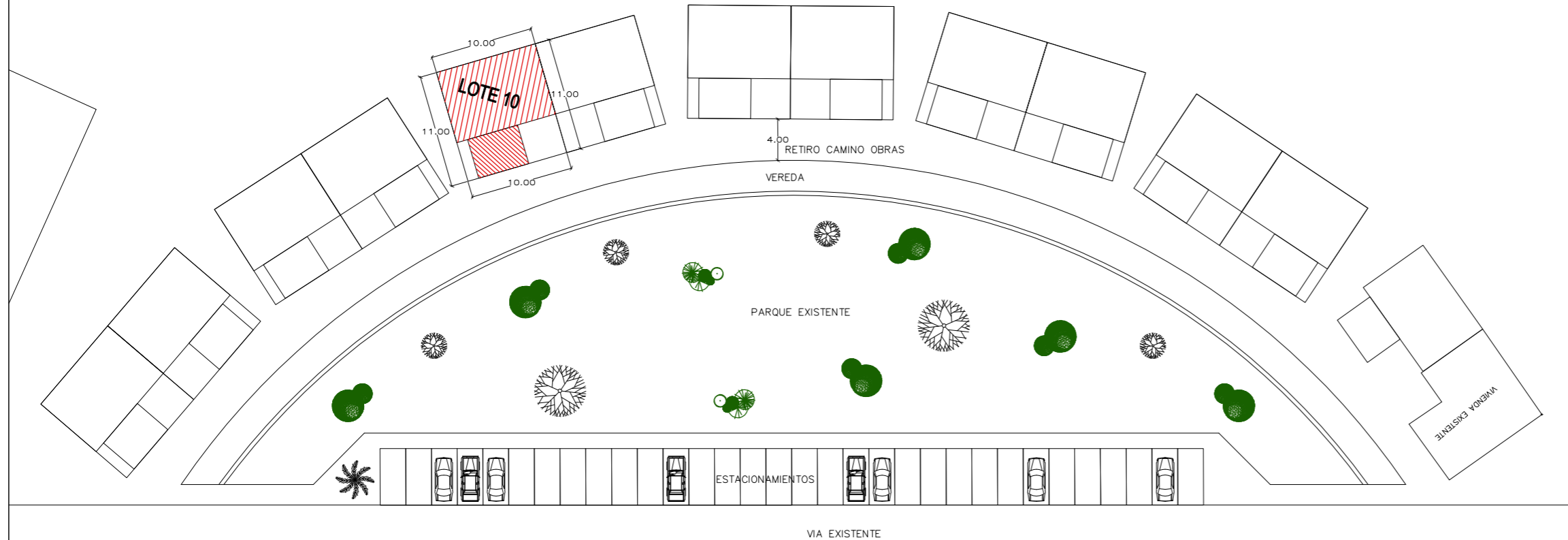
Tabla N° 57

Matriz de Consistencia

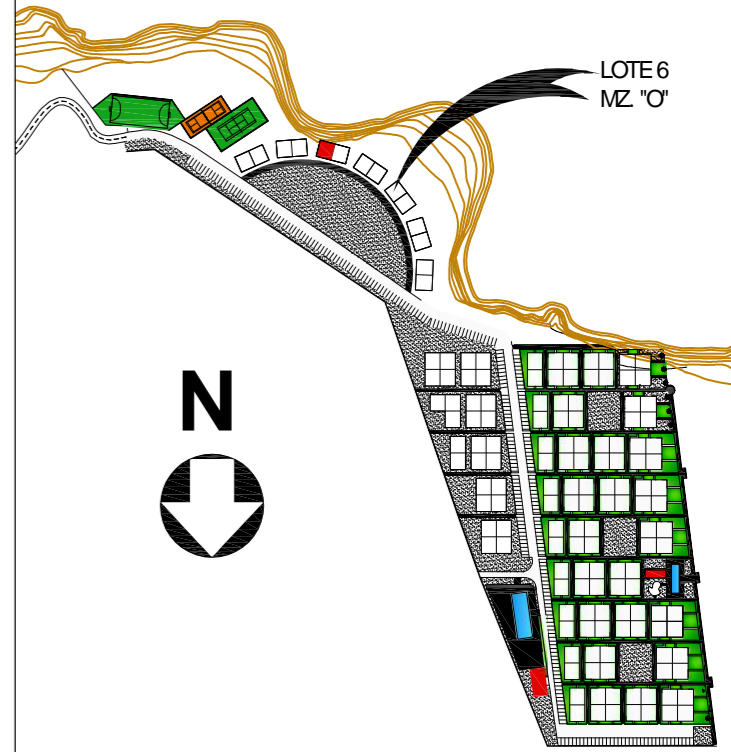
Problema	Objetivo	Hipótesis	Variables
General	General	General	Independiente
¿Cuál sería la mejor propuesta técnica-económica para el diseño de la cimentación en el Lote O10 del Condominio Playa Azul – Distrito Cerro Azul?	Evaluar la mejor propuesta técnica-económica para diseñar la cimentación en el Lote O10 del Condominio Playa Azul – Distrito de Cerro Azul.	El refuerzo con geomallas es la mejor propuesta técnica – económica para el diseño de la cimentación en el Lote O10 del Condominio Playa Azul – Distrito Cerro Azul.	parámetros del suelo carga de la estructura factor de seguridad
Específicos	Específicos	Específicos	Dependiente
a) ¿Cómo la capacidad portante y deformación del suelo de cimentación se comportará ante la solicitud de carga producida por la estructura para el diseño de la cimentación en el lote de estudio? b) ¿Cuál es la profundidad de cimentación más estable para poder apoyar la cimentación adecuada de la	a) Evaluar el comportamiento de la capacidad portante y deformación del suelo de la cimentación ante la solicitud de carga producida por la estructura para el diseño de la cimentación en el lote de estudio. b) Analizar el nivel de profundidad de cimentación más estable para poder apoyar la cimentación	a) La determinación de la capacidad portante y la deformación del suelo con respecto a las reacciones transmitidas por la estructura permitió calcular el diseño de cimentación más adecuado en el lote de estudio. b) La evaluación del diseño de cimentación adecuado permitió calcular el nivel de profundidad más	diseño de cimentación costo de ejecución

<p>estructura en el lote de estudio?</p> <p>c) ¿Cómo influye la posición del nivel freático en la capacidad portante y deformación del suelo de fundación en el lote de estudio y que medidas aplicar para tener una condición estable de la cimentación?</p>	<p>adecuada en el lote de estudio.</p> <p>c) Determinar la influencia de la posición del nivel freático en la capacidad portante y deformación de suelo de fundación en el lote de estudio y analizar las medidas necesarias para tener una condición estable.</p>	<p>estable para apoyar la cimentación en el lote de estudio.</p> <p>c) La determinación de la posición del nivel freático permitió hallar el efecto de la capacidad portante y deformación respecto al suelo de fundación de esa manera se planteó medidas para una condición estable.</p>	
---	--	--	--

Anexo N°2: Plano de Ubicación



PLANO DE PLANTA : LOTES MANZANA "O"
ESCALA 1/500



ZONIFICACION: ZHR vp

ESQUEMA DE LOCALIZACION ESC: 1/5,000

PROVINCIA: CAÑETE
 DISTRITO: CERRO AZUL
 DPTO: LIMA
 CALLE: KM. 127 PANAMERICANA SUR
 MZA: "O"
 LOTE: 10

PROPIETARIO:

 PROFESIONAL:

ARQ. JORGE LINARES HUAPALLA CAP 6951

PROYECTO:
**VIVIENDA TEMPORAL VACACIONAL
 CONDOMINIO PLAYA AZUL**

PLANO: LOCALIZACION Y UBICACION LAMINA:
U1
 ESCALA: INDICADA FECHA: JULIO 2014

CUADRO NORMATIVO

PARAMETROS	REGLAMENTO	PROYECTO
USOS PERMISIBLES	VIVIENDA TEMPORAL	VIVIENDA TEMPORAL
DENSIDAD NETA	300 hab/ha	272 hab/ha
COEF. DE EDIFICACION	1.2	1.2
AREA LIBRE (%)	No exigible	35.45 %
ALTURA MAXIMA	03 PISOS + AZOTEA	2 PISOS
RETIROS MINIMO FRONTAL	No exigible	3.90 m.
ESTACIONAMIENTO	01 ESTACIONAMIENTO CADA VIVIENDA	EXISTEN BOLSAS DE ESTACIONAMIENTOS

CUADRO DE AREAS M2

AREAS	PARCIAL	TOTAL
PRIMER PISO	71.00 M2	
SEGUNDO PISO	71.00 M2	
AREA CONSTRUIDA TOTAL		142.00 M2
AREA DEL TERRENO		110.00 M2
AREA LIBRE	39.00 M2	
AREA OCUPADA	110.00 M2	

Anexo N°3: Plano de Arquitectura

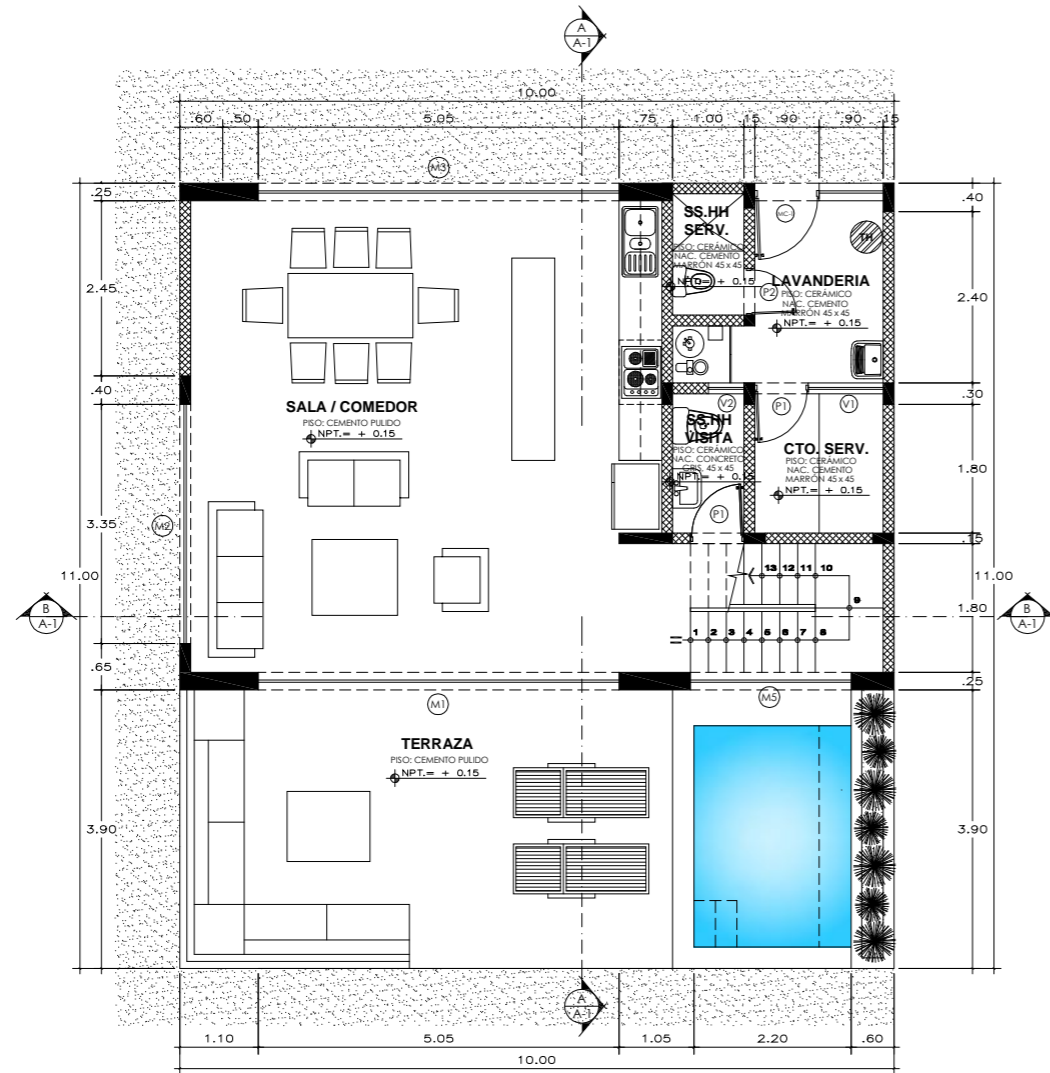
CASA PLAYA AZUL

AREAS	
PRIMER PISO	71.00m ²
SEGUNDO PISO	71.00m ²
TOTAL	142.00m ²

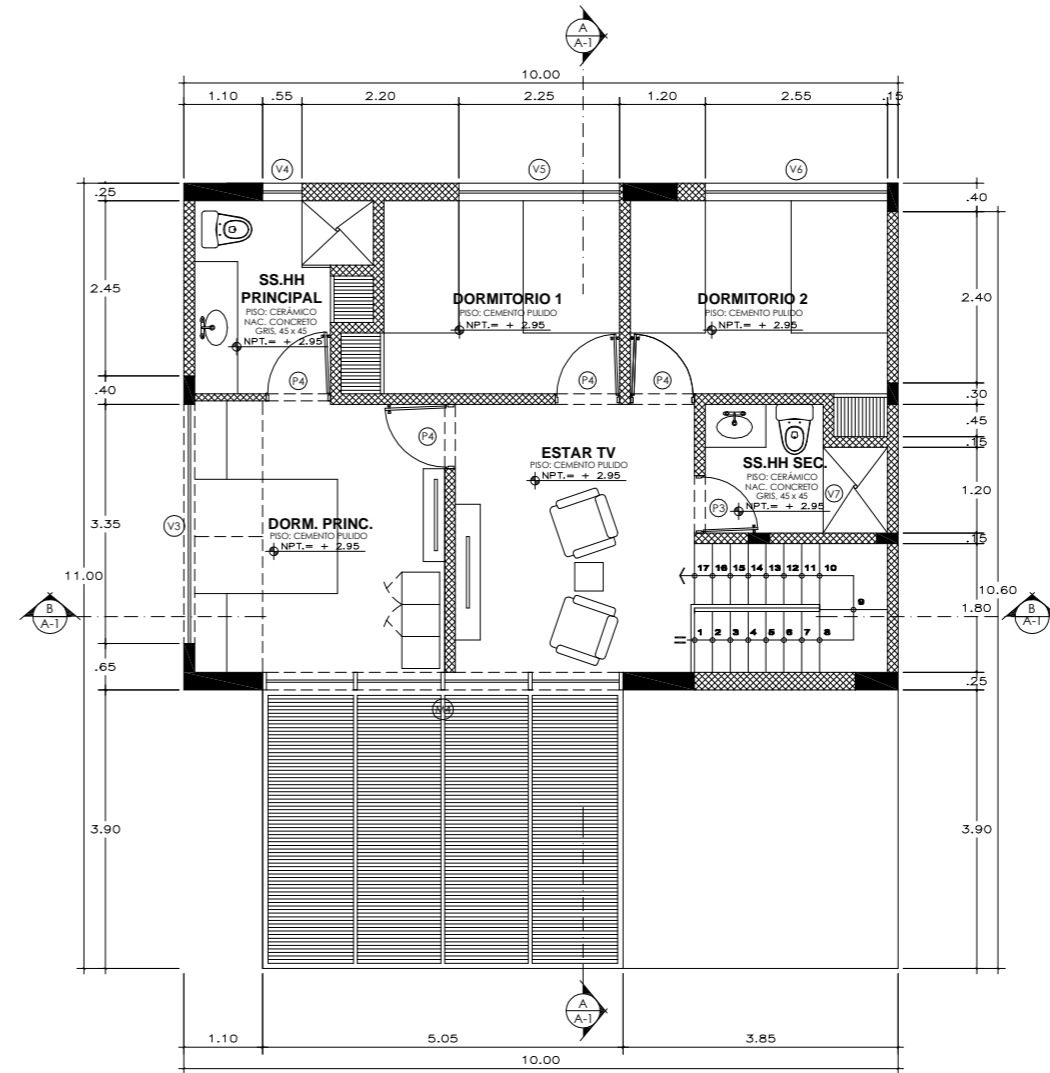
haus

AV DIAGONAL 380 OF 301 MIRAFLORES / LIMA / PERU
T. (511) 628 6262 / arquitectos@haus.pe / www.haus.pe

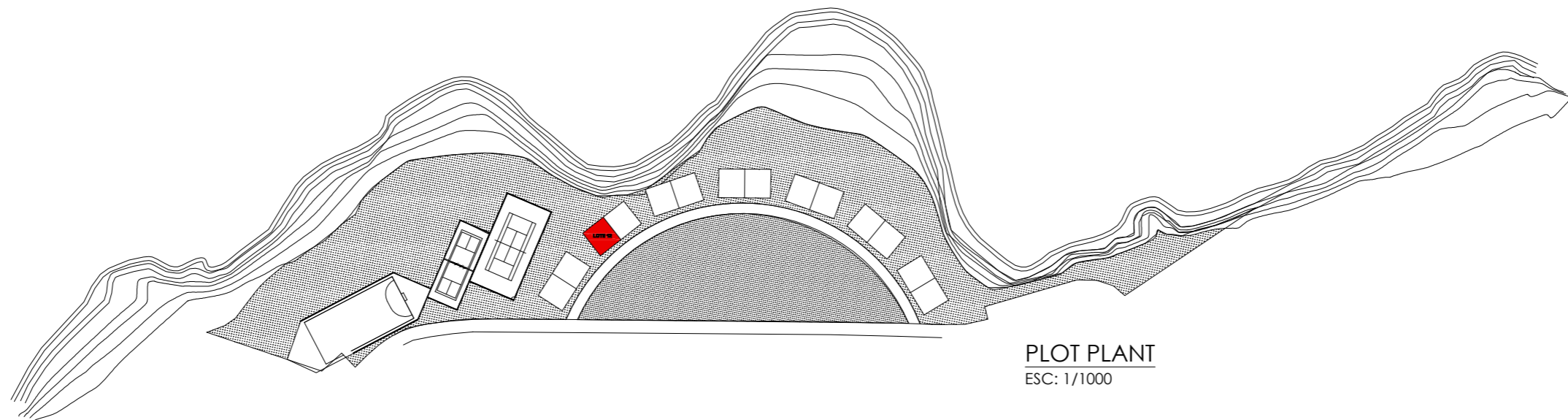
CASA PLAYA AZUL



PRIMERA PLANTA
ESC: 1/50



SEGUNDA PLANTA
ESC: 1/50



PLOT PLANT
ESC: 1/1000

PROYECTO
VIVIENDA TEMPORAL VACACIONAL

PROPIETARIO:

UBICACION
KM. 127 PANAMERICANA SUR
DISTRITO DE CERRO AZUL
PROVINCIA DE CAÑETE
MANZANA "O" LOTE 10

ESPECIALIDAD:
ARQUITECTURA

PLANO:
PLANTAS DE DISTRIBUCION

DISEÑO:
ARQ. JORGE LINARES H.
CAP 6851

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
MAYO 2017

LAMINA:

A1

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD INTELECTUAL
DE PROYECTO ACTIVO SAC. NO PODRA SER REPRODUCIDO
O DISTRIBUIDO EN NINGUN MEDIO IMPRESO,
ELECTRONICO O DIGITAL SIN LA AUTORIZACION
ESCRITA DEL PROPIETARIO.

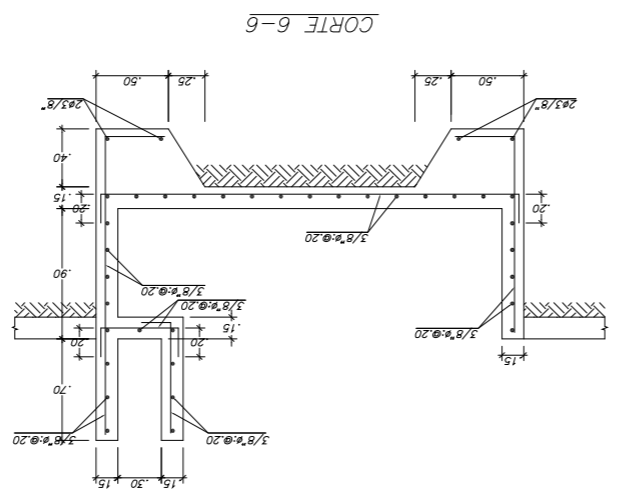
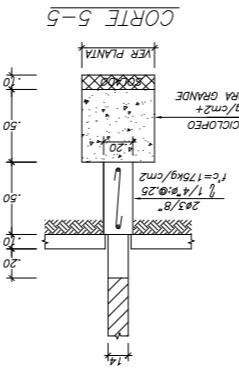
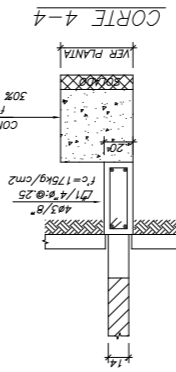
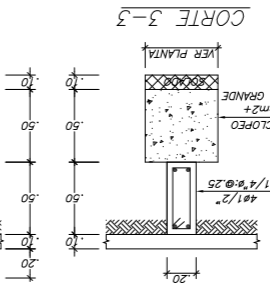
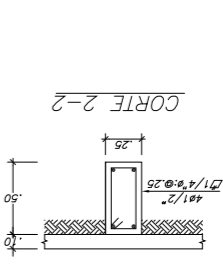
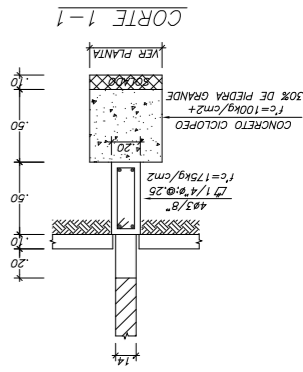
Anexo N°4: Plano de Estructuras

DISEÑO	JESF	DIBUJADO	MECO	REVISION	JATR	ESCALA	1/50/1/25	FECHA	ENERO-2016	E-1
CIMENTACION										
PLANO :										
OBRA :	CASA PLAYA AZUL									
JORGE EDUARDO SAVA Y FIGUEROA INGENIERO CIVIL C.R.P. N° 4003										

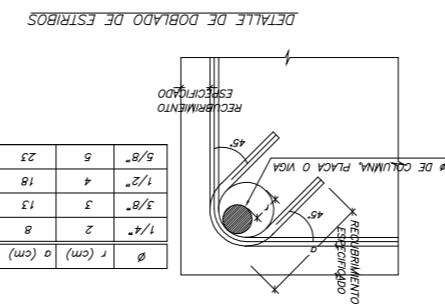
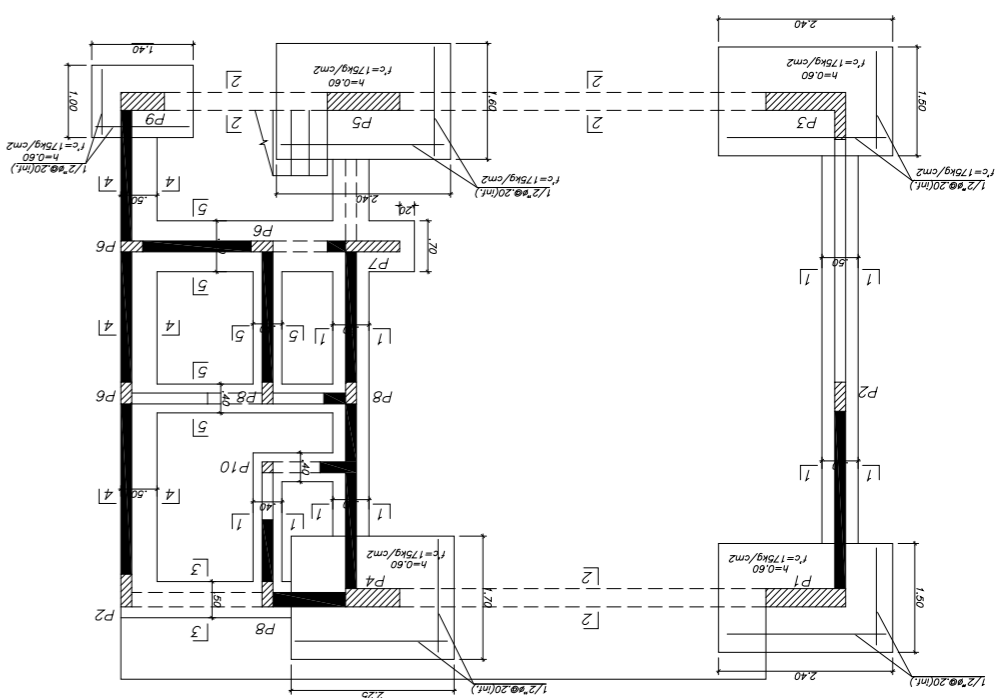
ESPECIFICACIONES
CONCRETO ARMADO f'c = 210 kg/cm ² (VER NOTAS) fy = 4200 kg/cm ²
RECURSIVOS
ZAPATAS Y CIMIENTOS COLUMNAS Y VIGAS PERALTADES > 1.4 4 cm. COLUMNAS Y VIGAS PERALTADES ≤ 1.4 3 cm. ALIGERADO, LOSA Y VIGAS CHATAS 2 cm.
ALBAÑILERIA
LADRILLO MACIZO TIPO IV (e=14 cm) f'm = 45 kg/cm ² (KK 18 HUECOS) 1.4
TIPO DE MORTERO 1.4

NOTAS:
 (1) TODOS LOS CIMIENTOS, SOBRECIMENTOS Y ZAPATAS Y EN GENERAL ESTRUCTURAS EN CONTACTO CON EL TERRENO USARAN CEMENTO TIPO Y.
 (2) LOS CIMIENTOS CORADOS SIN ARMAR LEVARAN CONCRETO CICLOPEO f'c=100 kg/cm² + 30% PIEDRA GRANDE, COMO SE INDICA EN LOS CORTE DE CIMENTACION.
 (3) LOS SOBRECIMENTOS ARMADOS Y LAS ZAPATAS LEVARAN CONCRETO f'c=175 kg/cm².
 (4) LAS COLUMNAS, VIGAS, LOSAS, ESCALERAS Y ESTRUCTURA EN GENERAL POR ENCIMA DE LA CIMENTACION LEVARAN CONCRETO f'c=210 kg/cm².
 (5) LAS PISCINAS, CISTERNAS Y ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL AGUA USARAN ELEMENTOS, DE SER NECESARIAS, DEBERAN LEVAR SELLO BENTONITICO SUPERSTOP O SIMILAR.

PARAMETROS SISMO-RESISTENTES
 a) SISTEMA ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE:
 -MUROS DE ALBAÑILERIA CONFINADA
 b) PARAMETROS PARA DEFINIR FUERZA SISMICA
 ESPECTRO DE DISEÑO:
 -FACTOR DE ZONA (ZONA 3) : Z=0.40
 -FACTOR DE SUELO (TIPO S3) : S=1.4
 -FACTOR DE CATEGORIA (CAT.C) : U=1.0
 -FACTOR DE REDUCCION : R=3
 c) DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL ULTIMO NIVEL: 0.9cm



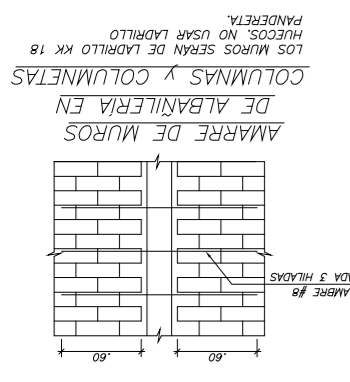
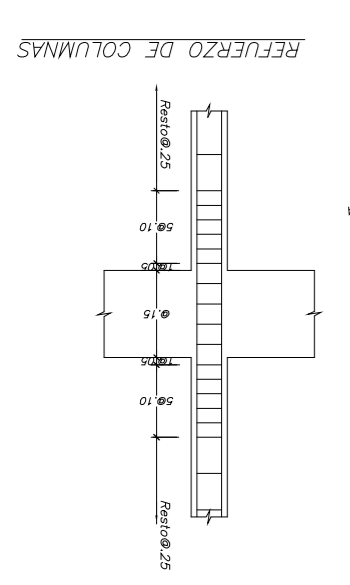
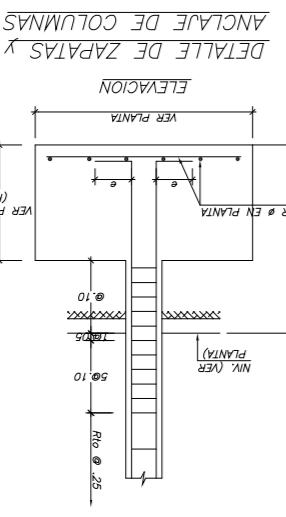
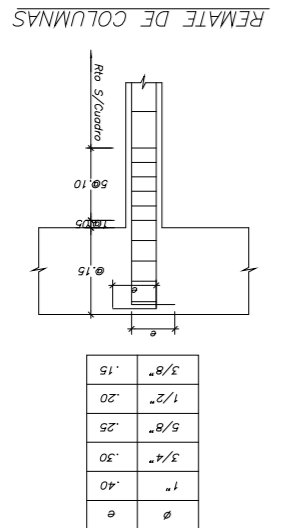
PLANTA DE CIMENTACION
 NOTA - PARA EL TRAZO DE CIMENTACION VER PLANO DE ARQUITECTURA
 TODOS LOS CIMIENTOS Y ZAPATAS LEVARAN SOLADO DE 10cm



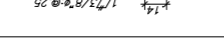
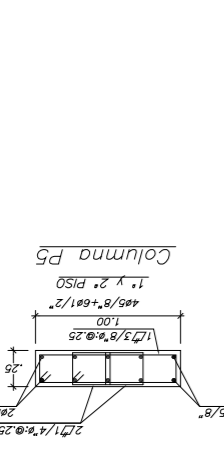
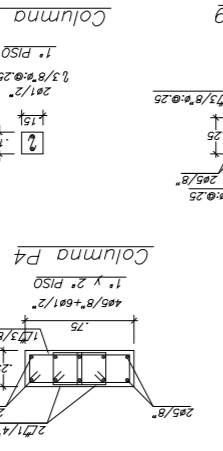
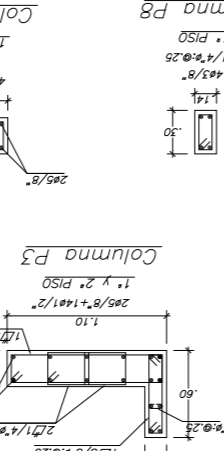
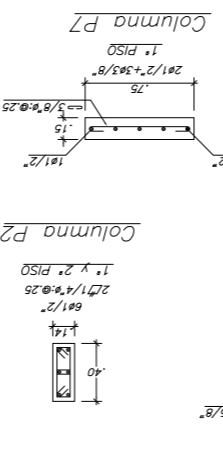
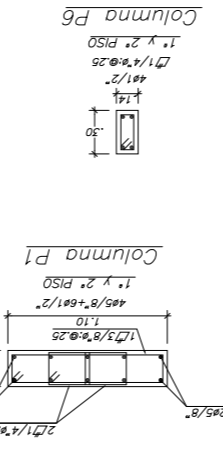
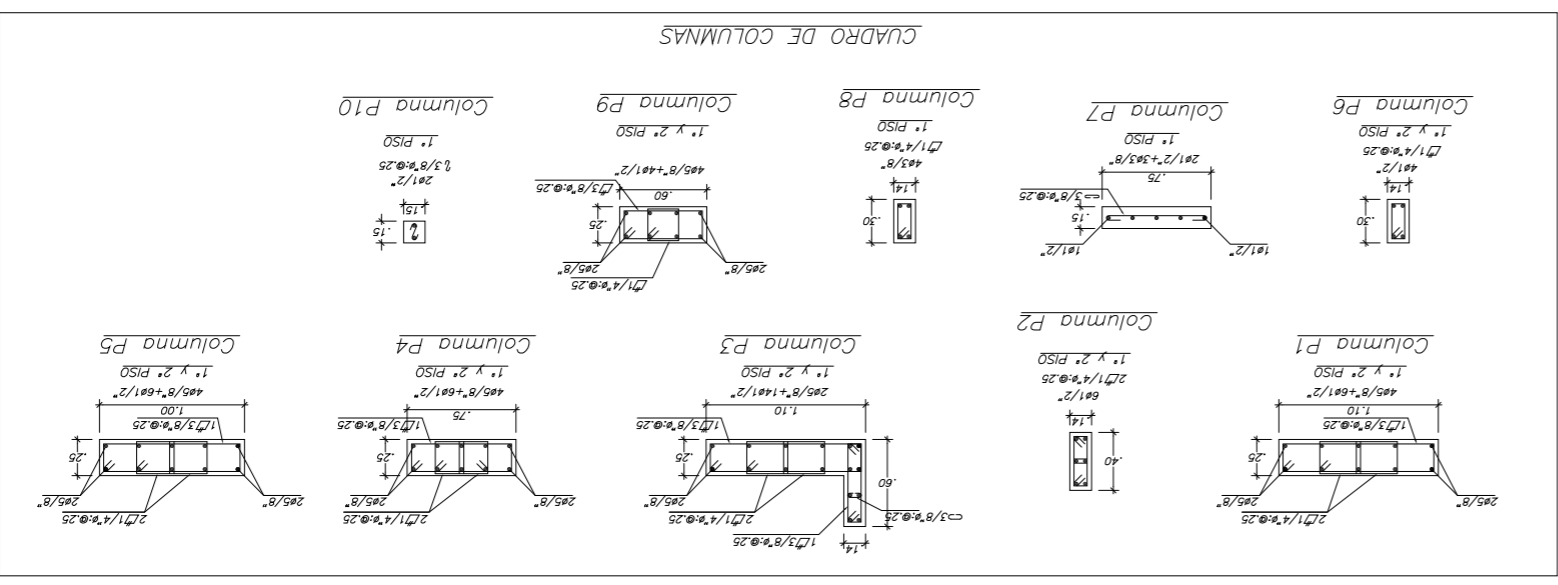
DETALLE DE DOBLADO DE GANCHOS A 90°
 *SALVO SE INDIQUE UNA LONGITUD MAYOR EN LOS PLANOS.

Ø	r (cm)	Ø (cm)	b (cm)
1/4"	2	8	13
3/8"	3	13	18
1/2"	4	18	23
5/8"	5	23	

Ø	d (cm)	b (cm)
1/4"	4	10
3/8"	6	15
1/2"	8	20
5/8"	10	25
3/4"	12	30
1"	16	40
1 3/8"	28	60



LOS MUROS SERAN DE LADRILLO KK 18 HUECOS. NO USAR LADRILLO PANDERETA.



Anexo N°5: Análisis de metrado de cargas para la estructura

Tabla N° 58

Análisis de metrado de cargas – 1 piso

		N° veces	Largo y (m)	Largo x (m)	Altura (m)	Peso Propio	Parcial Unidad
Columnas	P-1	1	1.1	0.25	2.4	2400 kg/m3	1584 kg
	P-2	1	0.4	0.14	2.4	2400 kg/m3	322.56 kg
	P-3	1	1.1	0.25	2.4	2400 kg/m3	1584 kg
		1	0.14	0.35	2.4	2400 kg/m3	282.24 kg
	P-4	1	0.25	0.75	2.4	2400 kg/m3	1080 kg
	P-5	1	1	0.25	2.4	2400 kg/m3	1440 kg
	P-6	3	0.14	0.3	2.4	2400 kg/m3	725.76 kg
	P-8	3	0.14	0.3	2.4	2400 kg/m3	725.76 kg
	P-9	1	0.6	0.25	2.4	2400 kg/m3	864 kg
Vigas	Corte 1	5	9.2	0.1	0.25	2400 kg/m3	2760 kg
	Corte 2	3	17.5	0.14	0.25	2400 kg/m3	4410 kg
	Corte 3	1	8.6	0.14	0.25	2400 kg/m3	722.4 kg
	Corte 4	3	12.25	0.14	0.25	2400 kg/m3	3087 kg
	Corte 5	3	10.48	0.14	0.25	2400 kg/m3	2640.96 kg
	Losa	1	7.1	10	0.25	350 kg/m3	6212.5 kg
	Tabiquería H	1	30	0.15	2.4	1800 kg/m3	19440 kg
	Tabiquería V	1	25	0.15	2.4	1800 kg/m3	16200 kg
	Acabados						
	Área	1	36	0.05	2.4	2000 kg/m2	8640 kg
CV	Área						
	Estructura	1	7.1	10	-	200 kg/m2	14200 kg
CV	Área						
Techo	Estructura	1	7.1	10	-	100 kg/m2	7100 kg
Total de Carga Muerta							72721.18 kg
Total de Carga Viva							21300 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 59

Análisis de metrado de cargas – 2 pisos

		N° veces	Largo y (m)	Largo x (m)	Altura (m)	Peso Propio	Parcial Unidad
Columnas	P-1	2	1.1	0.25	2.4	2400 kg/m3	3168 kg
	P-2	2	0.4	0.14	2.4	2400 kg/m3	645.12 kg
	P-3	2	1.1	0.25	2.4	2400 kg/m3	3168 kg
		2	0.14	0.35	2.4	2400 kg/m3	564.48 kg
	P-4	2	0.25	0.75	2.4	2400 kg/m3	2160 kg
	P-5	2	1	0.25	2.4	2400 kg/m3	2880 kg
	P-6	6	0.14	0.3	2.4	2400 kg/m3	1451.52 kg
	P-7	1	0.75	0.15	2.4	2400 kg/m3	648 kg
	P-8	3	0.14	0.3	2.4	2400 kg/m3	725.76 kg
	P-9	2	0.6	0.25	2.4	2400 kg/m3	1728 kg
P-10	1	0.15	0.15	2.4	2400 kg/m3	129.6 kg	
Pa	9	0.14	0.25	2.4	2400 kg/m3	1814.4 kg	
Vigas	V-1	1	5.06	0.25	0.5	2400 kg/m3	1518 kg
		1	2.96	0.14	0.5	2400 kg/m3	497.28 kg
	V-2	1	7.32	0.25	0.5	2400 kg/m3	2196 kg
	V-3	1	6.6	0.3	0.25	2400 kg/m3	1188 kg
	V-4	1	6.6	0.3	0.25	2400 kg/m3	1188 kg
	V-5	1	8.05	0.25	0.5	2400 kg/m3	2415 kg
	V-6	1	7.32	0.25	0.5	2400 kg/m3	2196 kg
	V-7	1	6.6	0.4	0.25	2400 kg/m3	1584 kg
	Corte 1	1	6.05	0.1	0.25	2400 kg/m3	363 kg
		1	9.3	0.1	0.25	2400 kg/m3	558 kg
	Corte 2	2	3.35	0.14	0.25	2400 kg/m3	562.8 kg
		1	2.8	0.14	0.25	2400 kg/m3	235.2 kg
	corte 3	2	6.65	0.14	0.25	2400 kg/m3	1117.2 kg
	corte 4	1	7.65	0.14	0.25	2400 kg/m3	642.6 kg
	corte 5	1	4.5	0.14	0.25	2400 kg/m3	378 kg
	corte 6	1	0.8	0.14	0.25	2400 kg/m3	67.2 kg
	corte 7	1	1.5	0.3	0.25	2400 kg/m3	270 kg
Losa	2	7.1	10	0.25	350 kg/m3	12425 kg	
1er Piso	Tabiquería H	1	45	0.15	2.4	1800 kg/m3	29160 kg
2do Piso	Tabiquería V	1	40	0.15	2.4	1800 kg/m3	25920 kg
	Acabados Area	2	36	0.05	2.4	2000 kg/m2	17280 kg
CV	Area						
	Estructura	2	7.1	10	-	200 kg/m2	28400 kg
CV	Area						
Techo	Estructura	1	7.1	10	-	100 kg/m2	7100 kg
Total de Carga Muerta							120844.16 kg
Total de Carga Viva							35500 kg

Fuente: Elaboración Propia

Tabla N° 60

Resumen de Cargas vivas y muertas por piso

N° Piso	Carga Muerta (Tn)	Carga Viva (Tn)
1	72.72	21.32
2	120.84	35.56

Fuente: Elaboración Propia

Anexo N°6: Modelamiento de Estructura en ETABS 2016

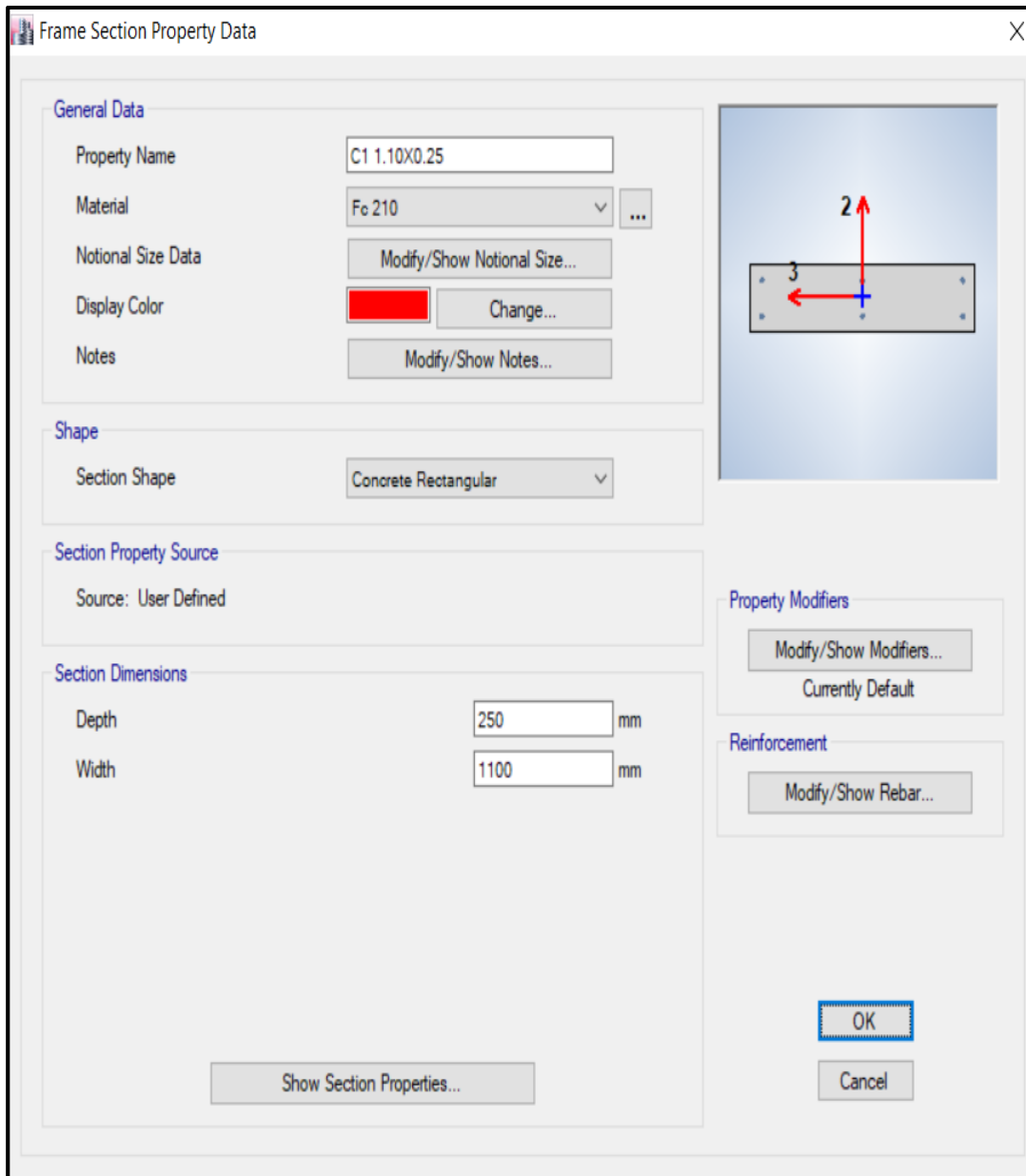


Figura N° 60: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 1.10x0.25m

Fuente: Elaboración propia

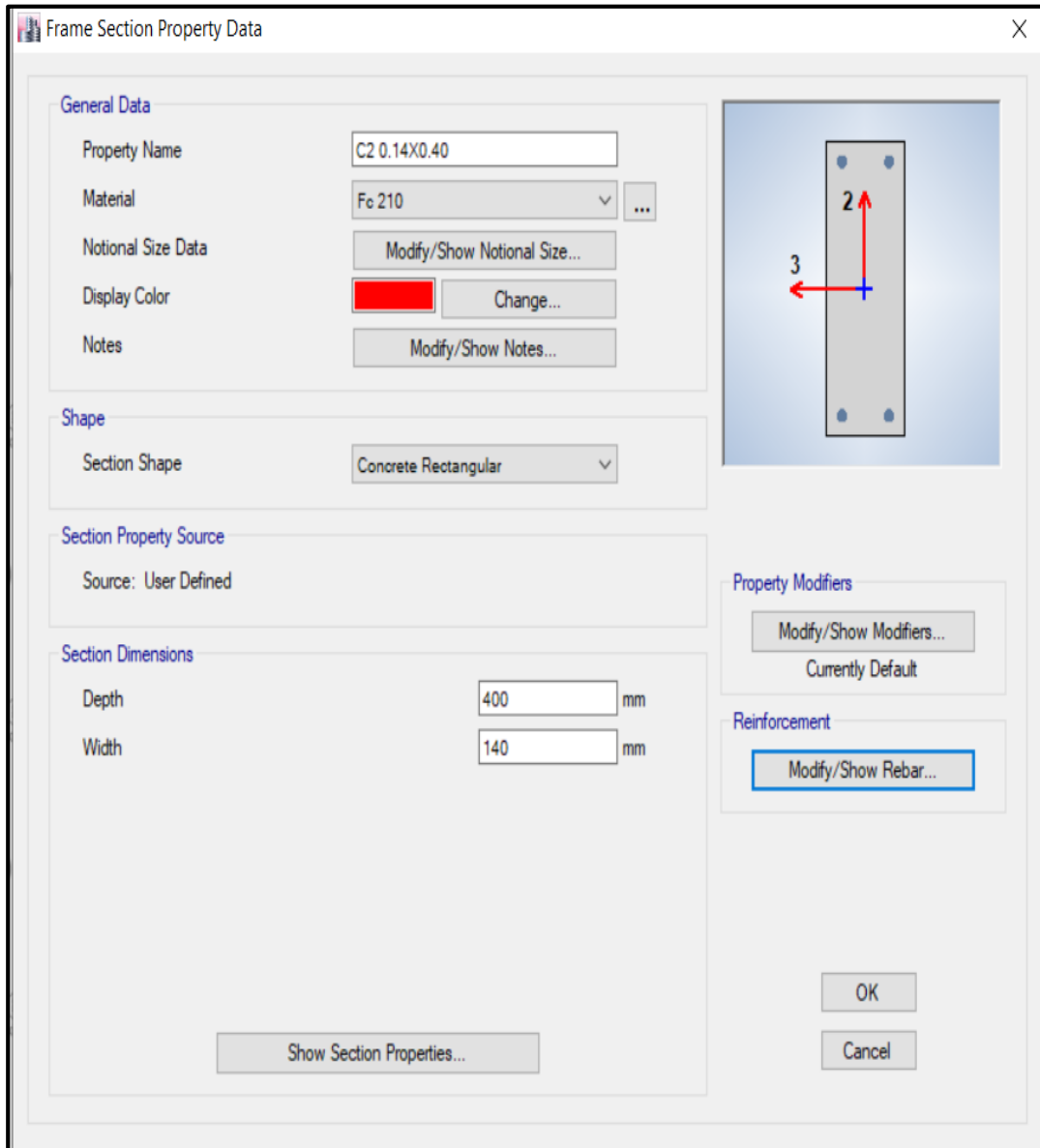


Figura N° 61: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 0.14x0.40m

Fuente: Elaboración propia

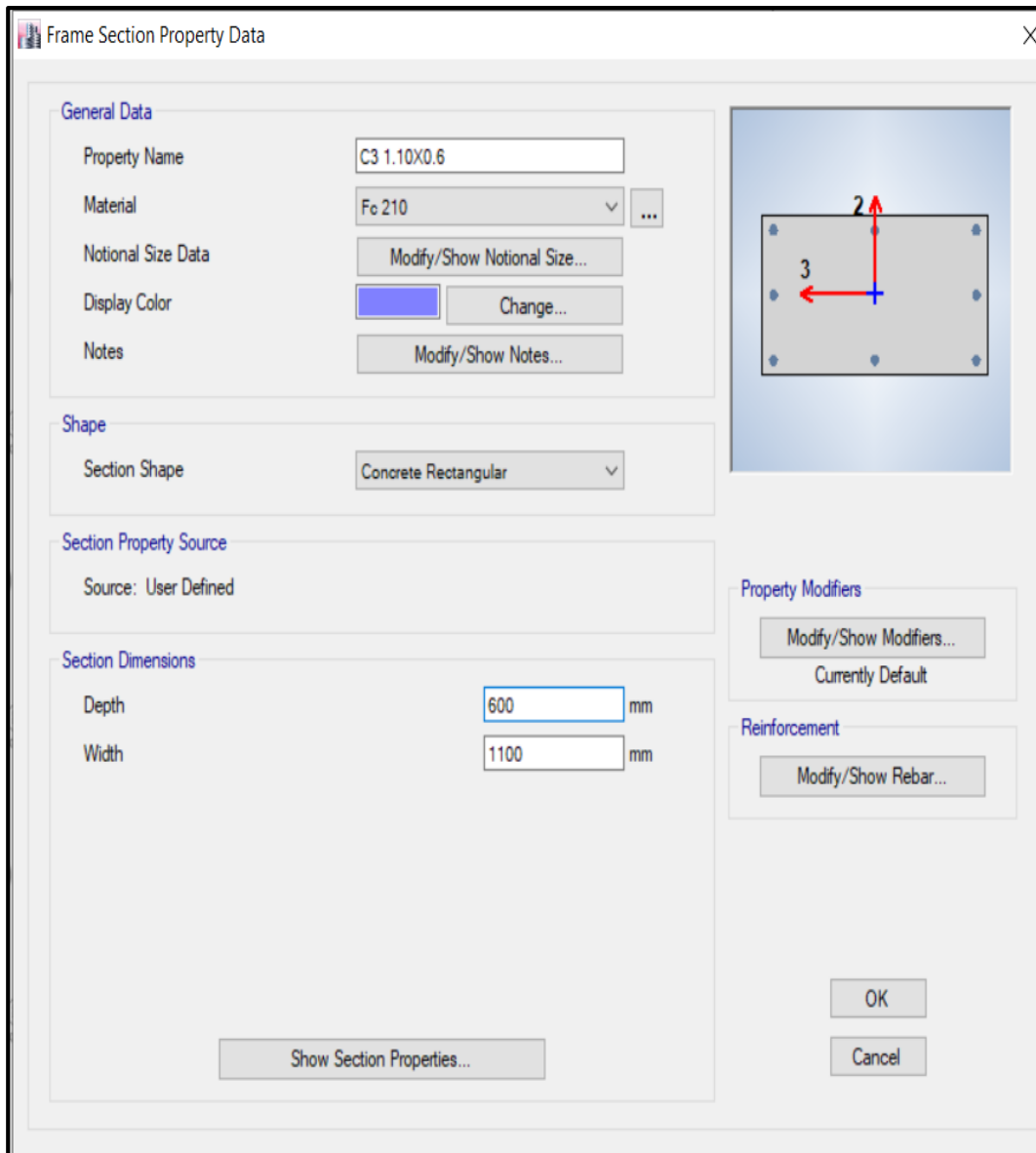


Figura N° 62: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 1.10x0.60m

Fuente: Elaboración propia

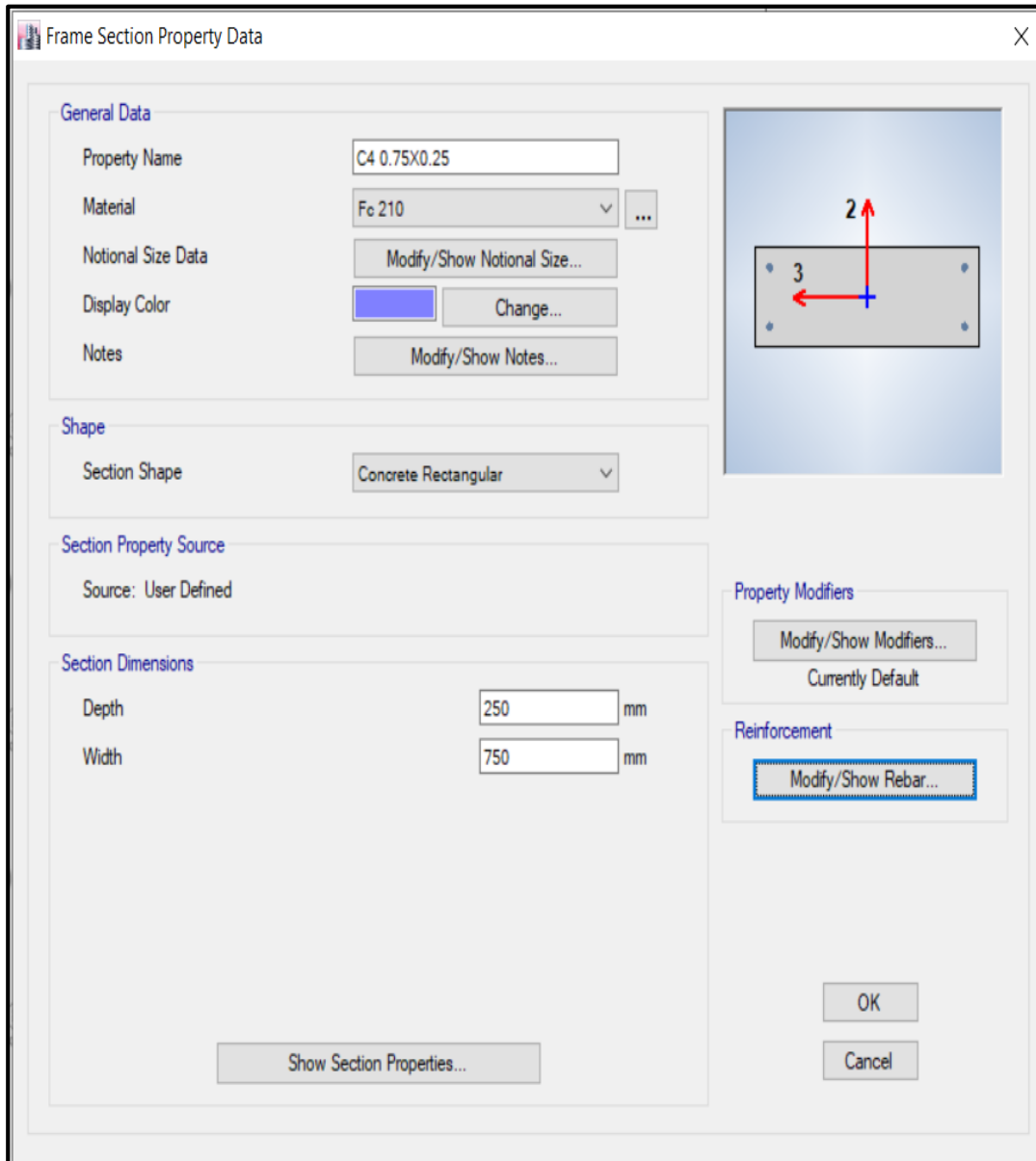


Figura N° 63: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 0.75x0.25m

Fuente: Elaboración propia

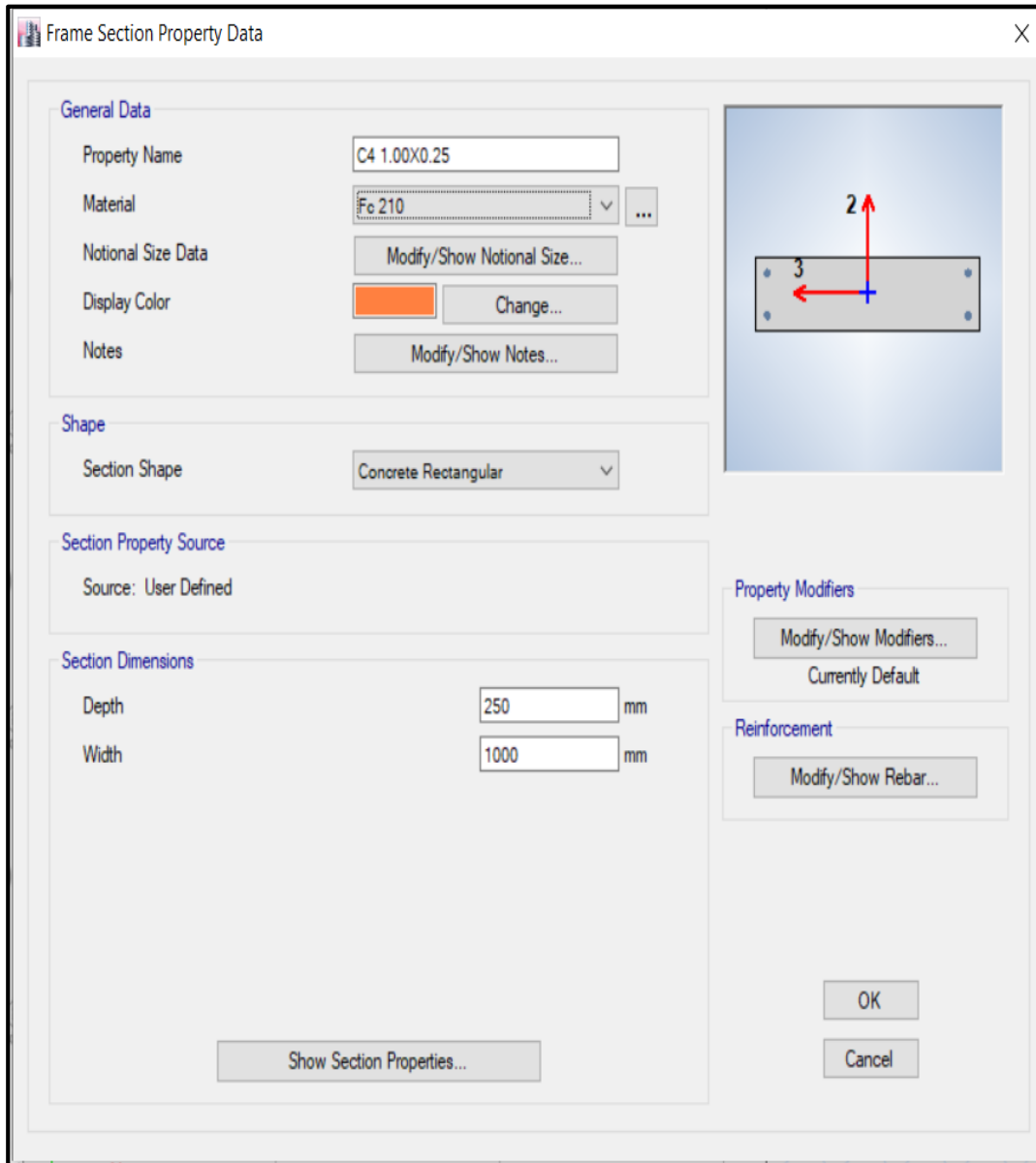


Figura N° 64: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 1.00x0.25m

Fuente: Elaboración propia

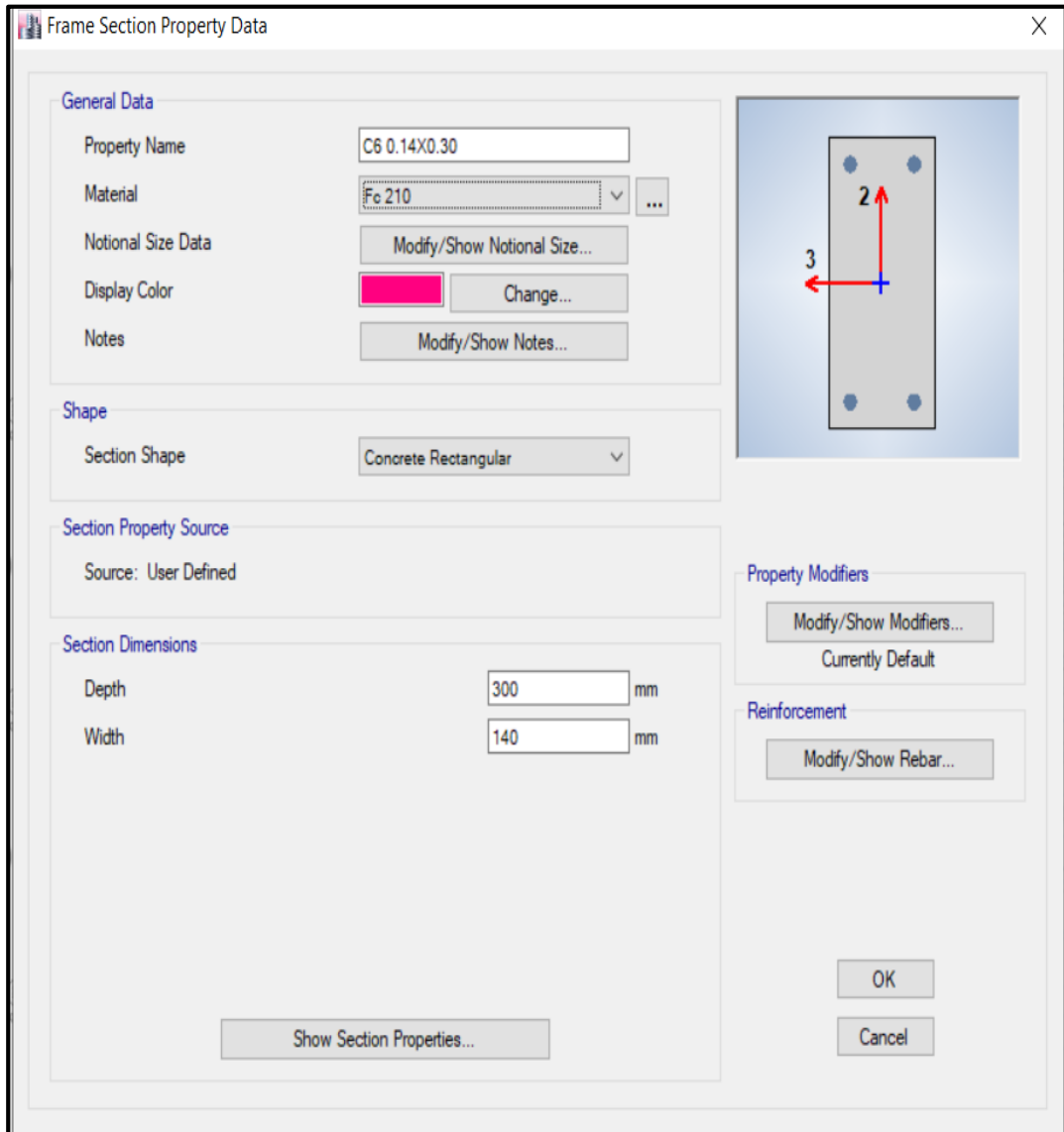


Figura N° 65: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 0.14x0.30m

Fuente: Elaboración propia

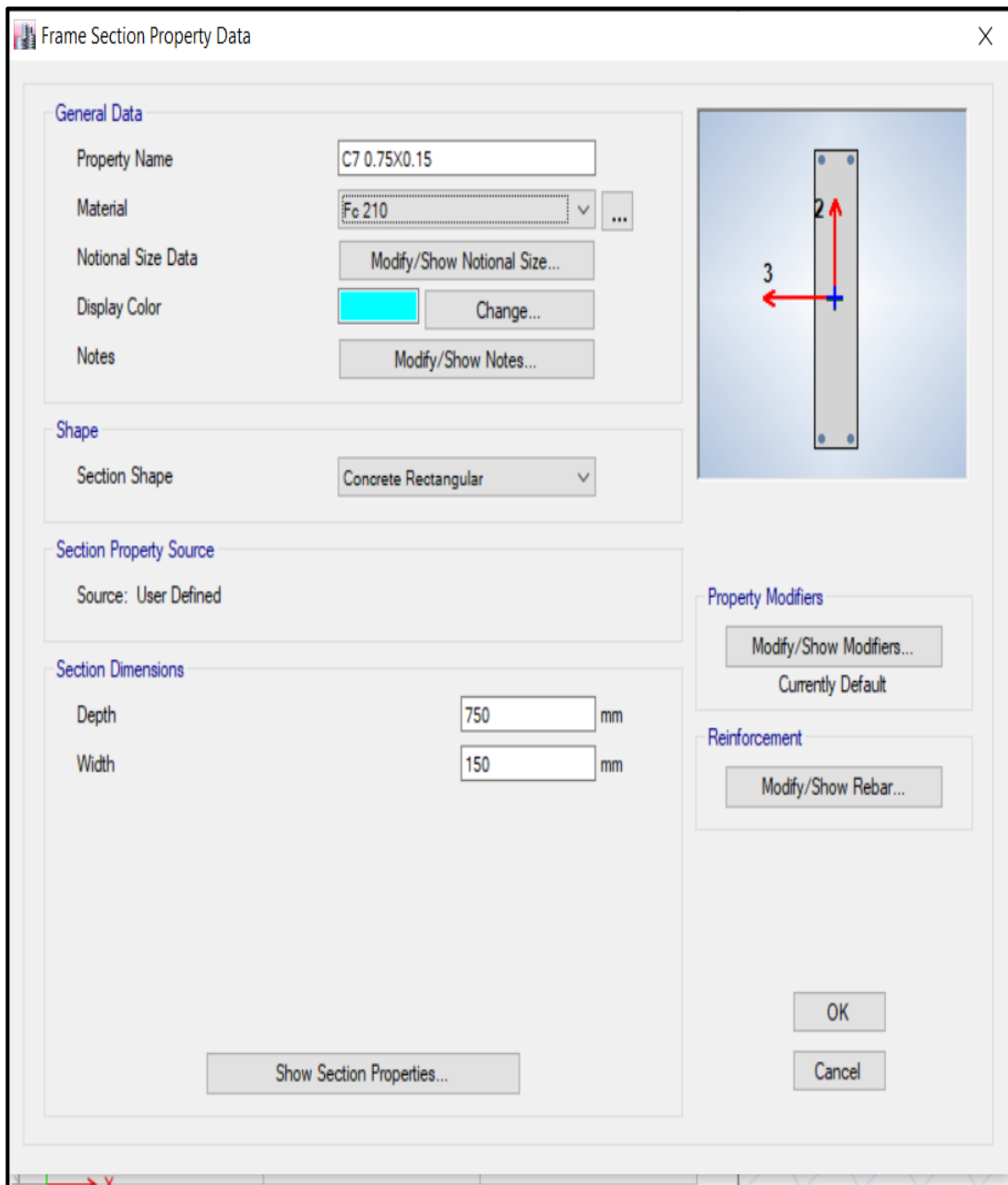


Figura N° 66: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 0.75x0.15m

Fuente: Elaboración propia

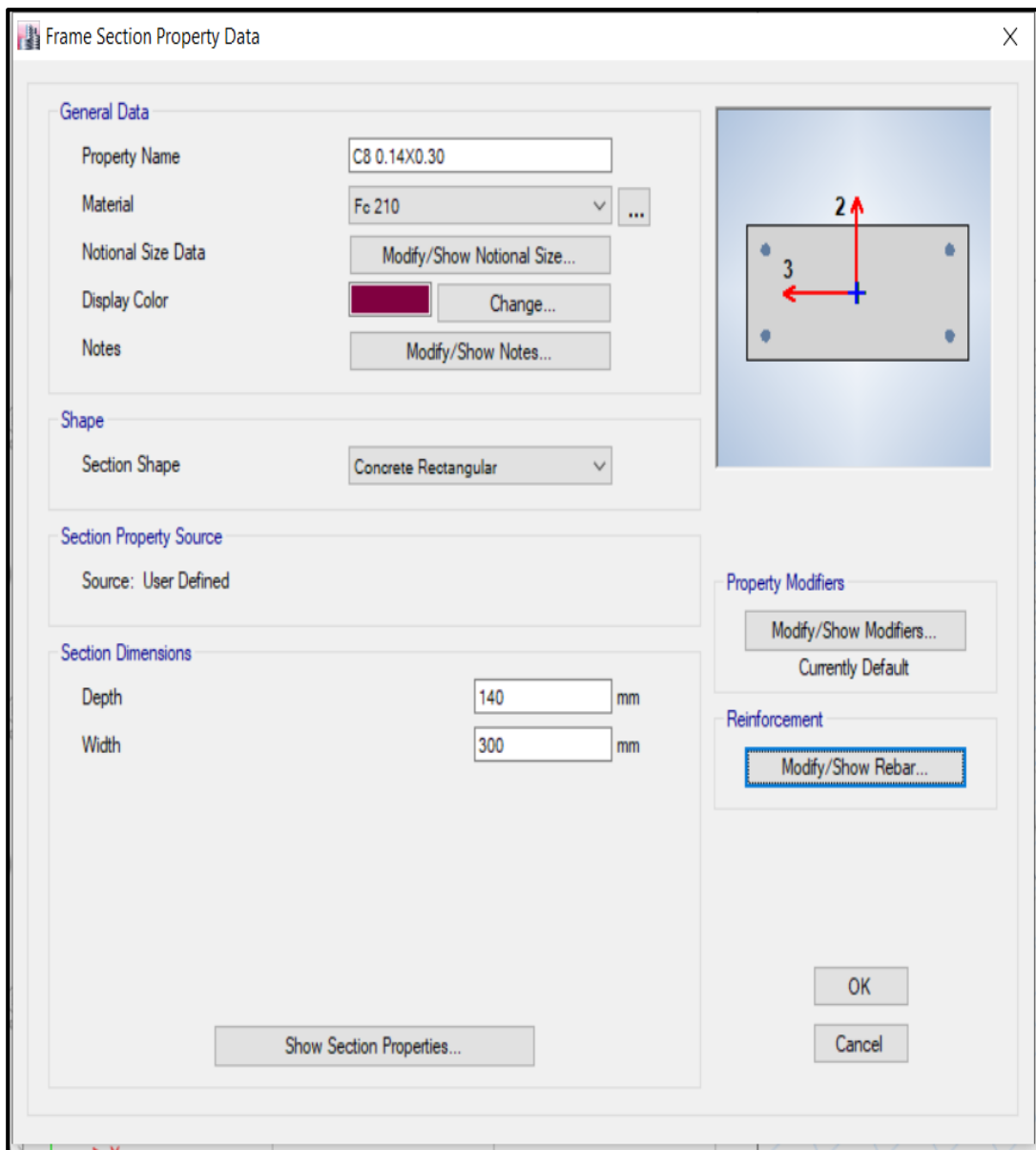


Figura N° 67: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 0.14x0.30m

Fuente: Elaboración propia

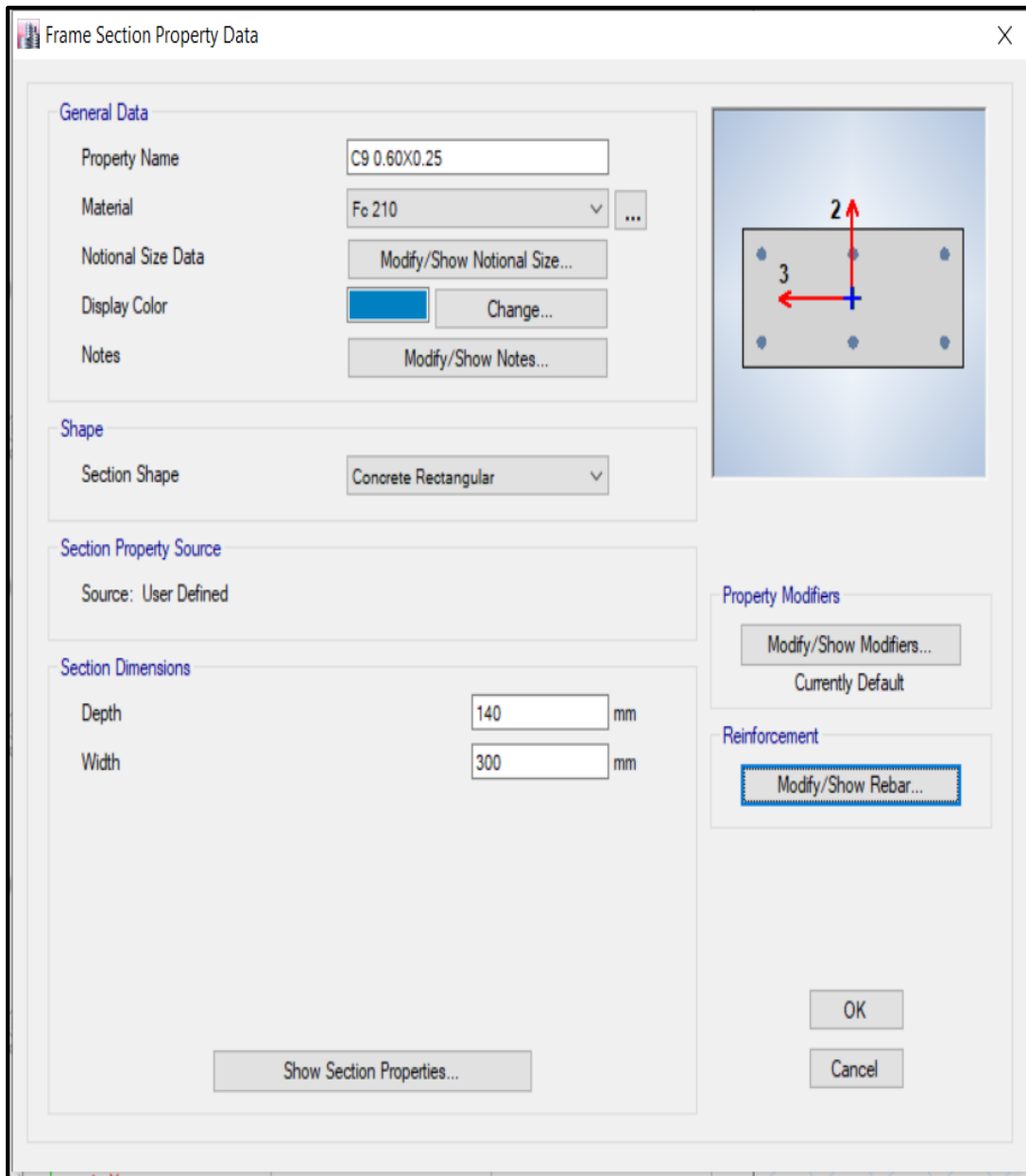


Figura N° 68: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 0.60x0.25m

Fuente: Elaboración propia

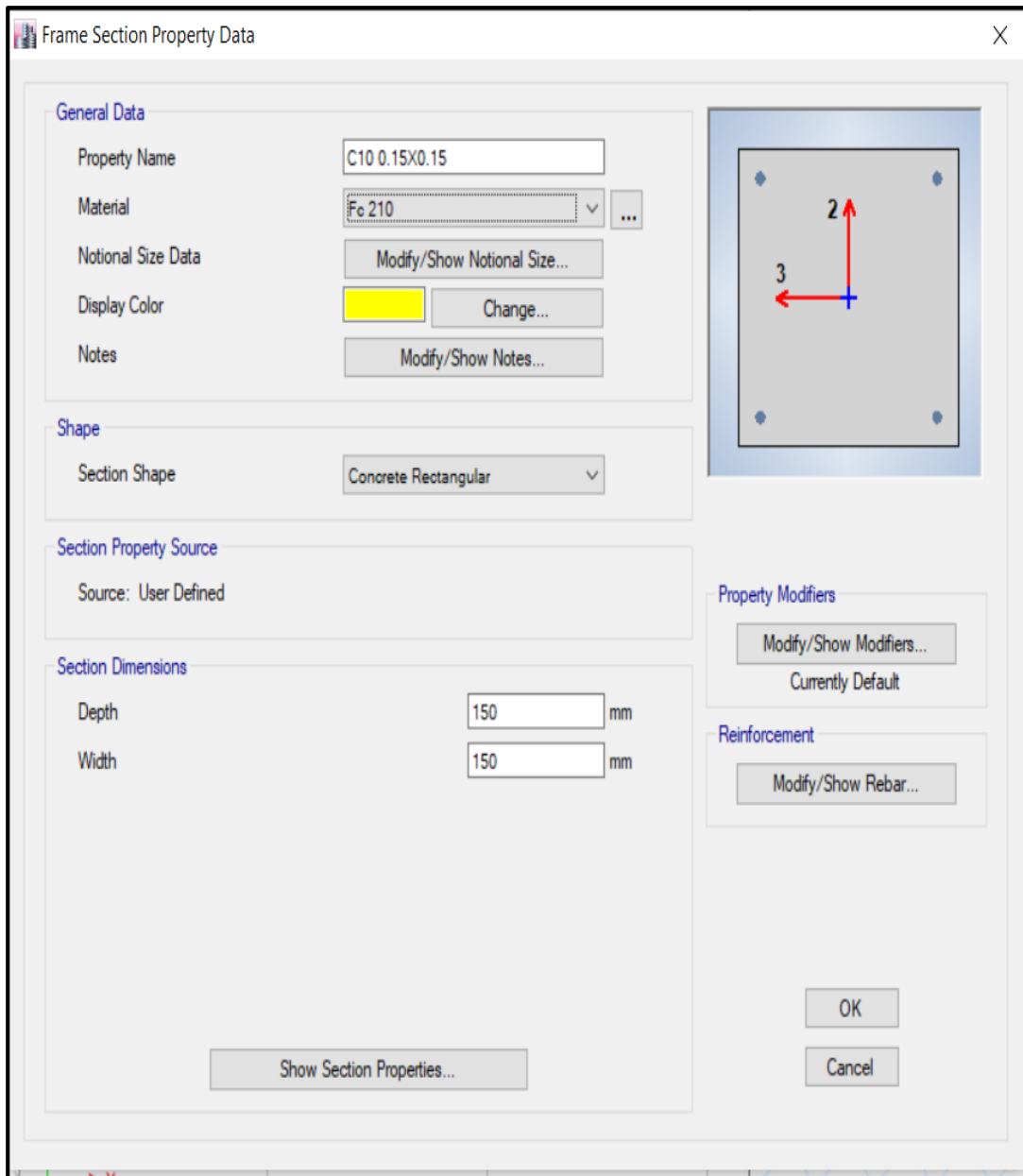


Figura N° 69: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columna 0.15x0.15m

Fuente: Elaboración propia

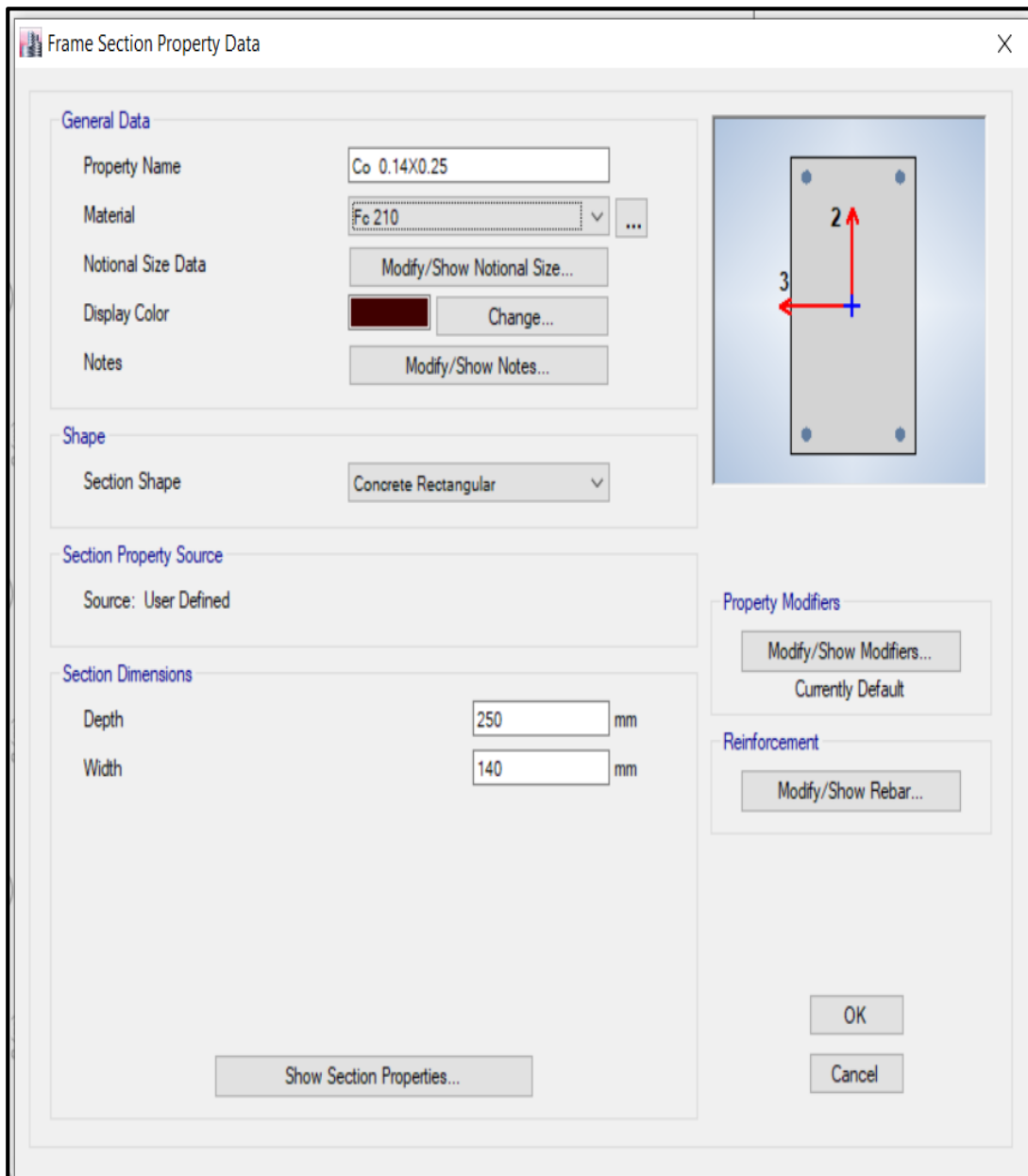


Figura N° 70: Diseño de estructura Etabs 2016 – Columneta 0.14x0.25m

Fuente: Elaboración propia

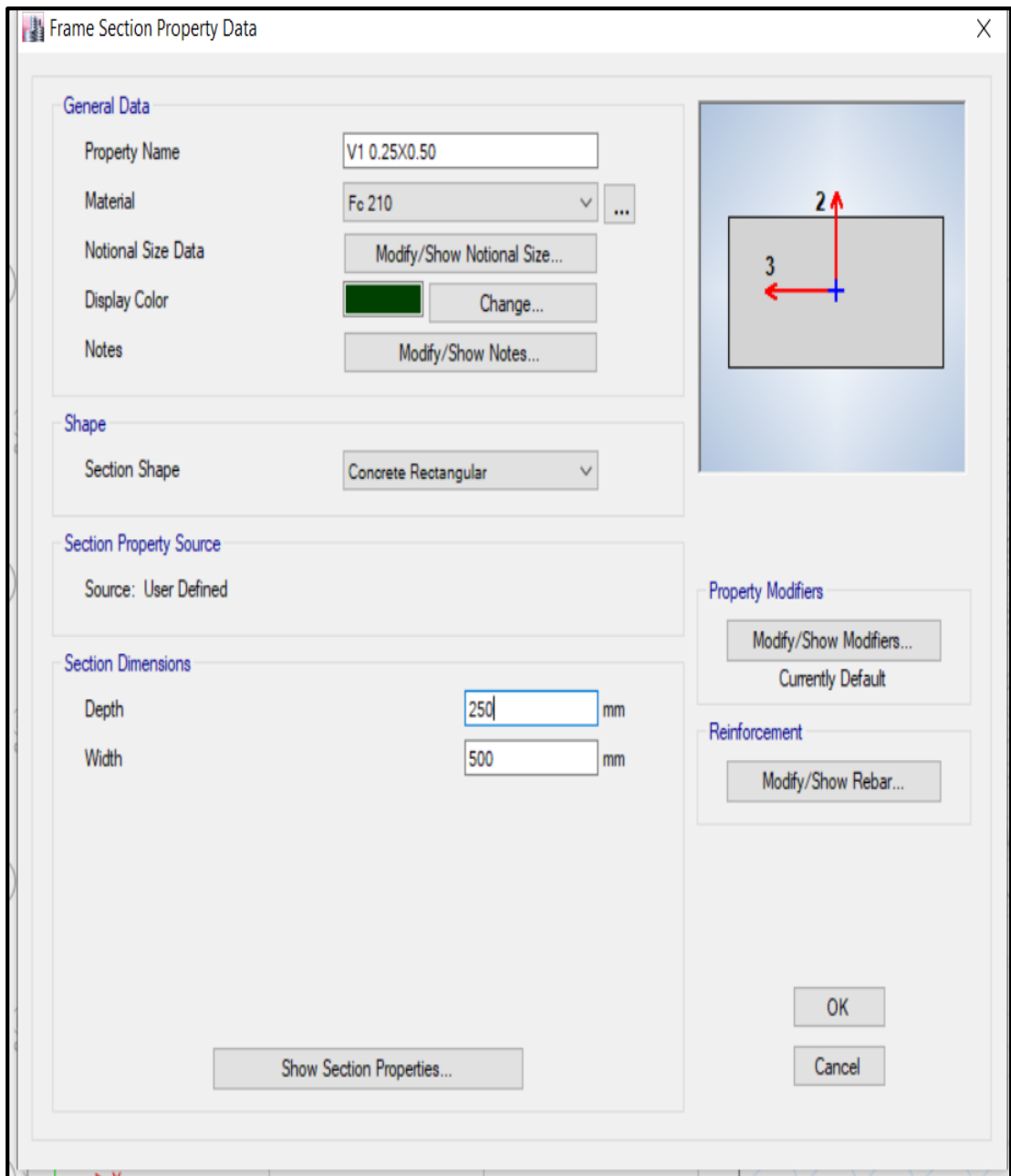


Figura N° 71: Diseño de estructura Etabs 2016 – Viga 0.25x0.50m

Fuente: Elaboración propia

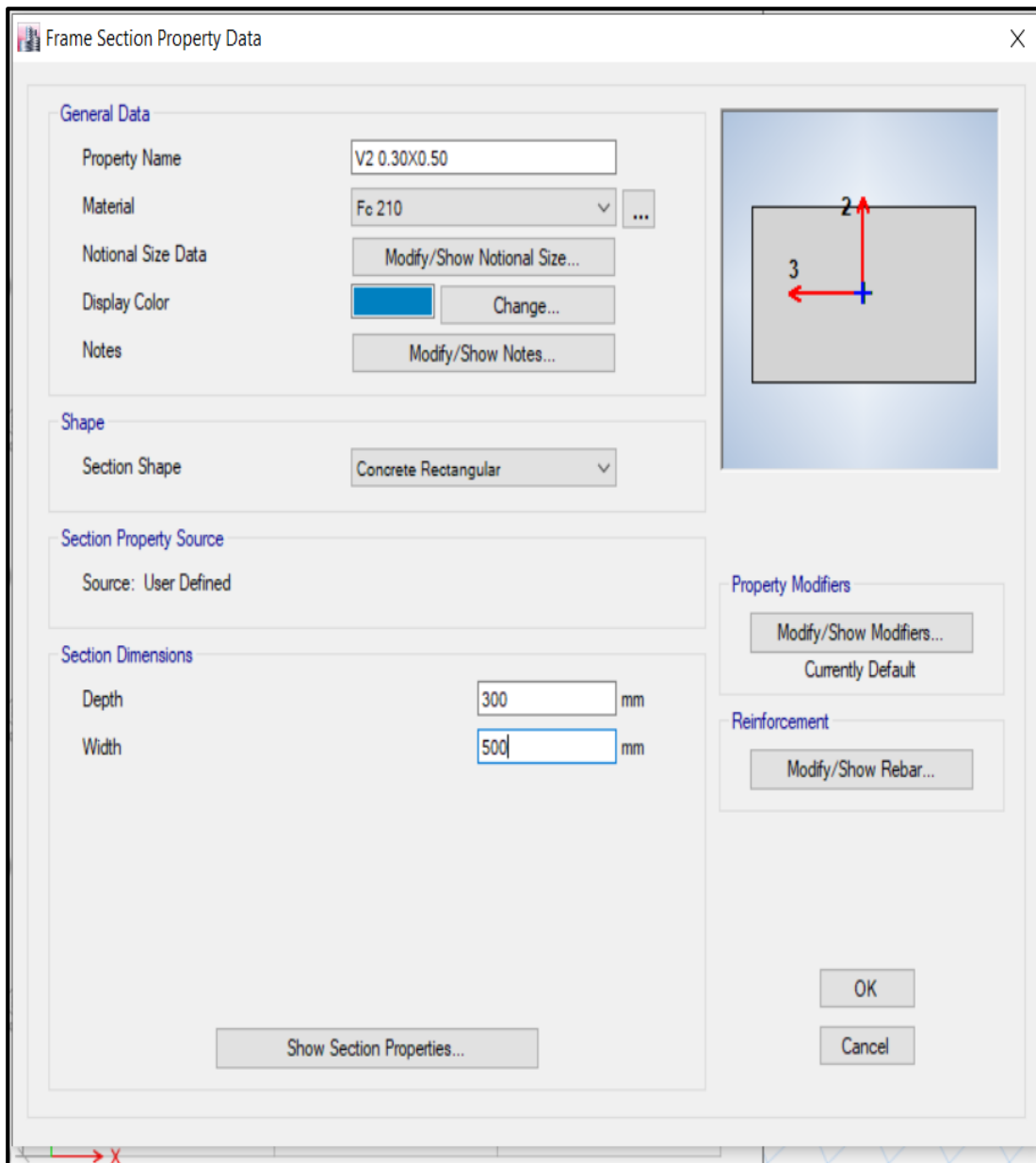


Figura N° 72: Diseño de estructura Etabs 2016 – Viga 0.30x0.50m

Fuente: Elaboración propia

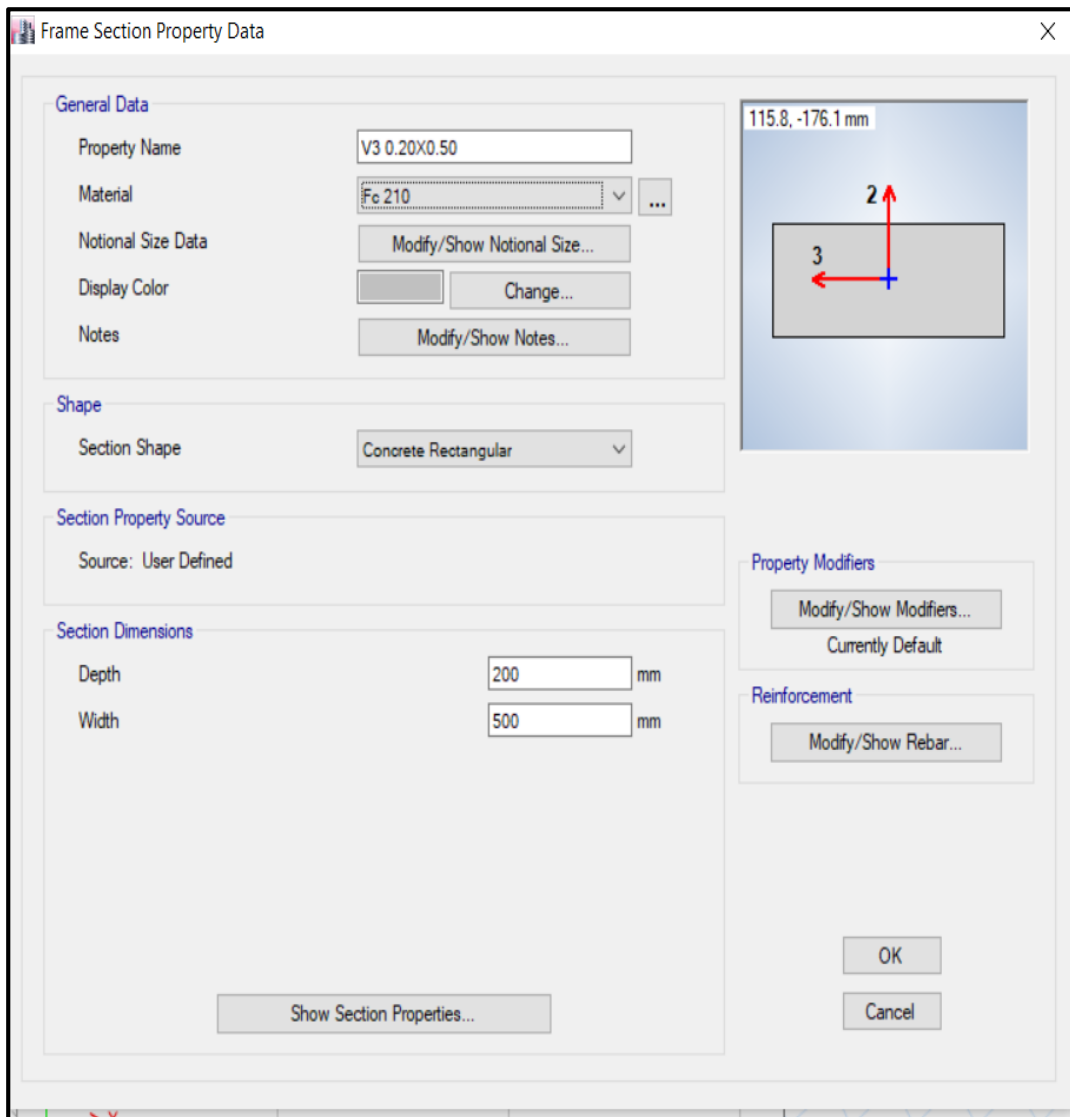


Figura N° 73: Diseño de estructura Etabs 2016 – Viga 0.20x0.50m

Fuente: Elaboración propia

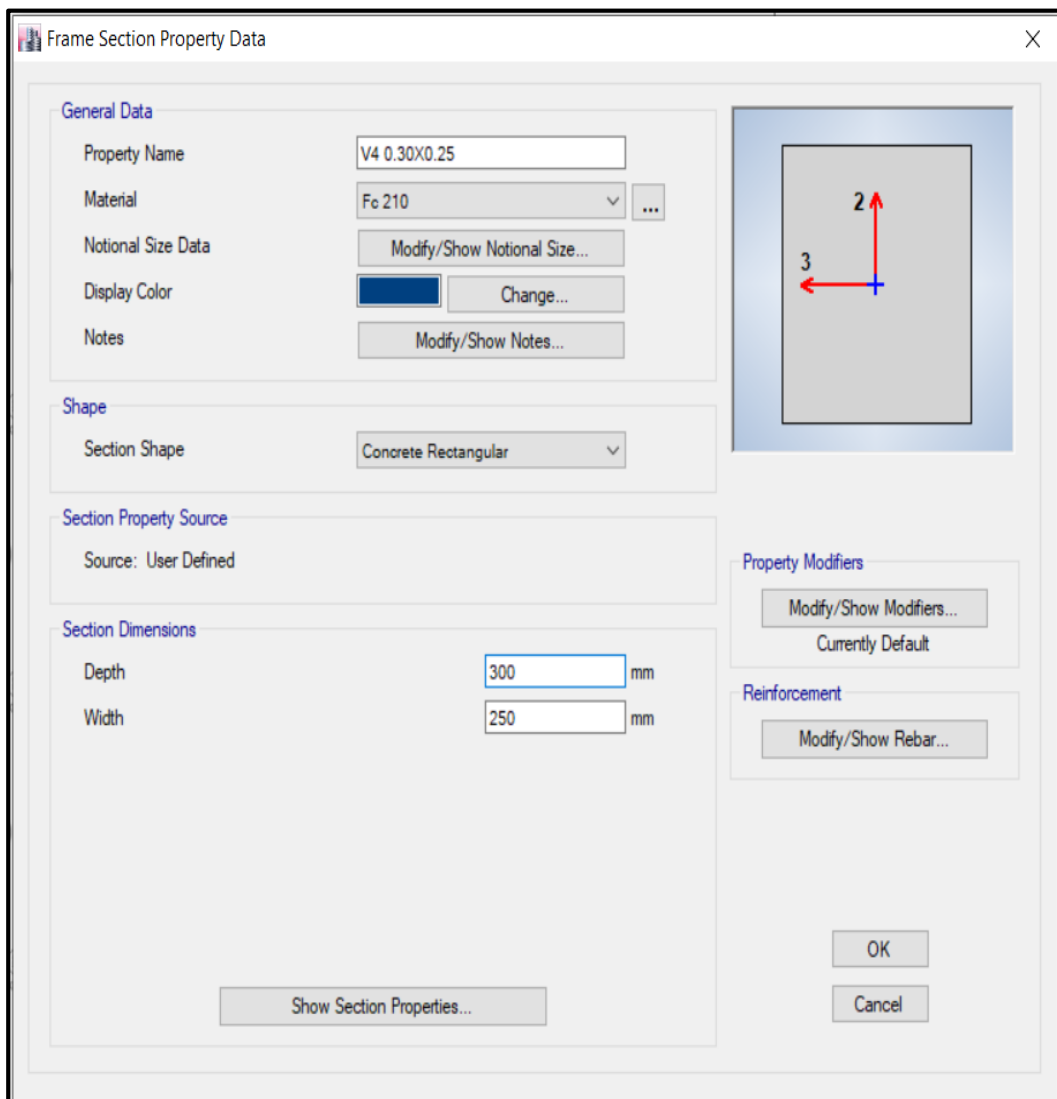


Figura N° 74: Diseño de estructura Etabs 2016 – Viga 0.30x0.25m

Fuente: Elaboración propia

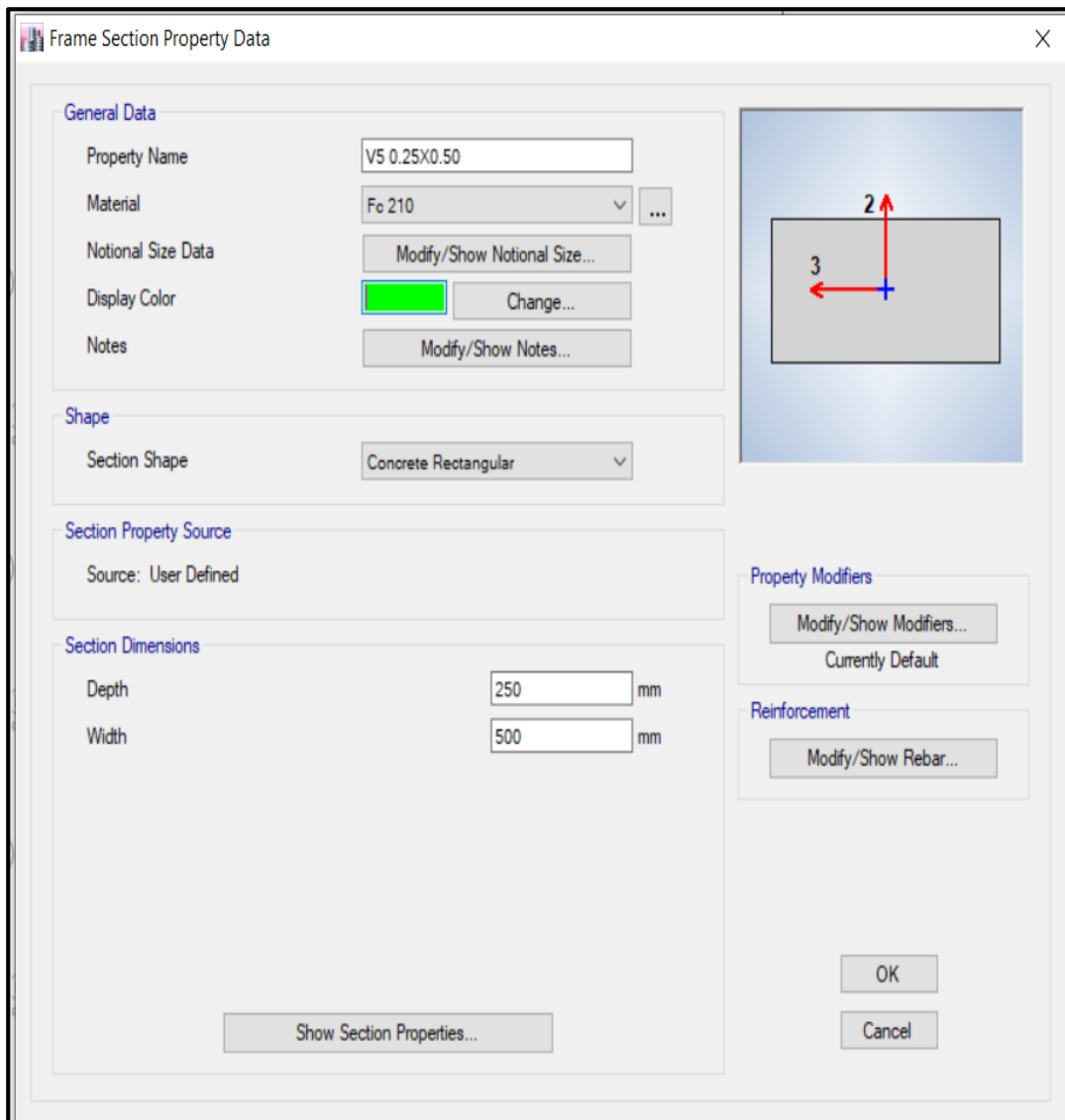


Figura N° 75: Diseño de estructura Etabs 2016 – Viga 0.25x0.50m

Fuente: Elaboración propia

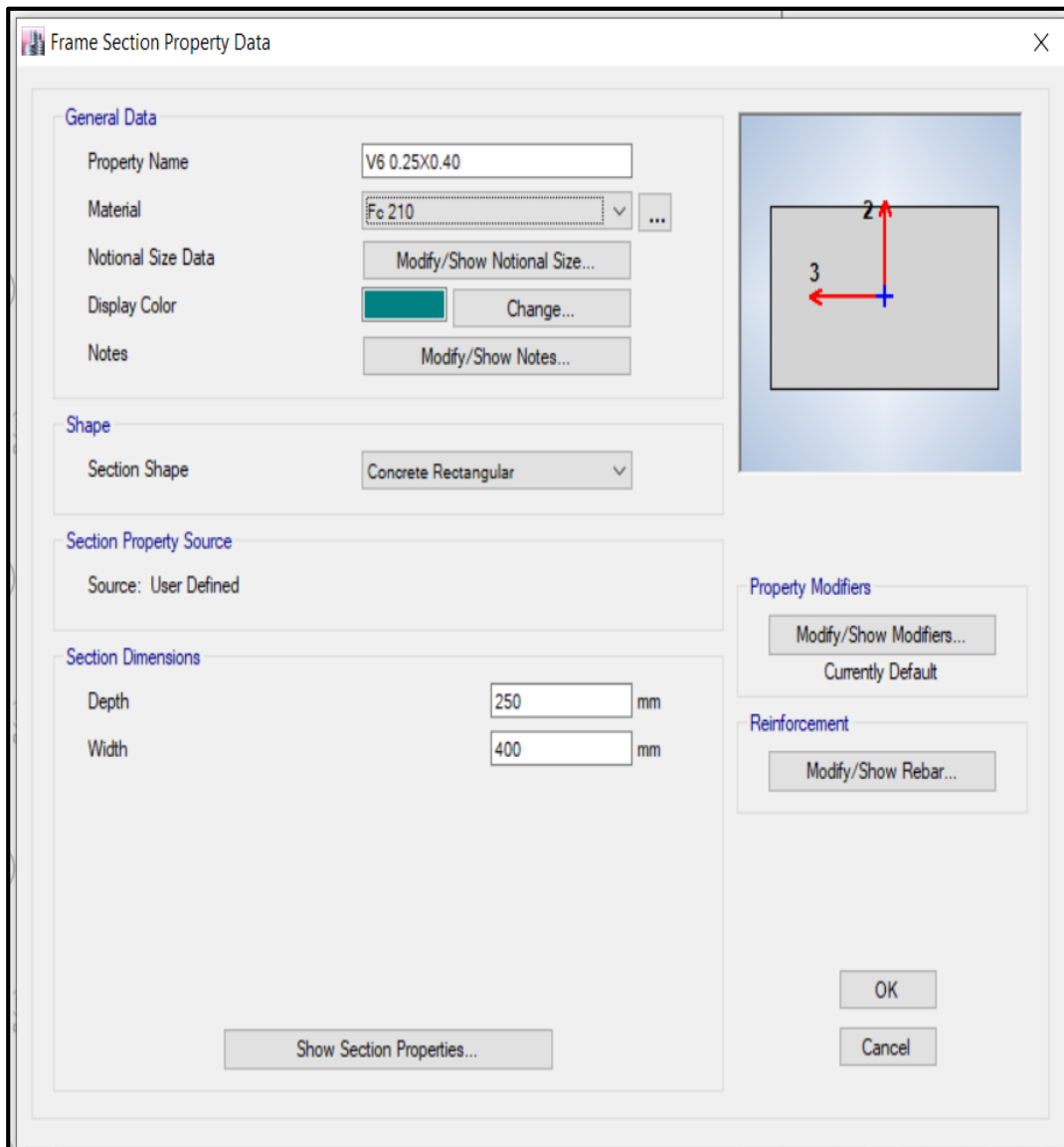


Figura N° 76: Diseño de estructura Etabs 2016 – Viga 0.25x0.50m

Fuente: Elaboración propia

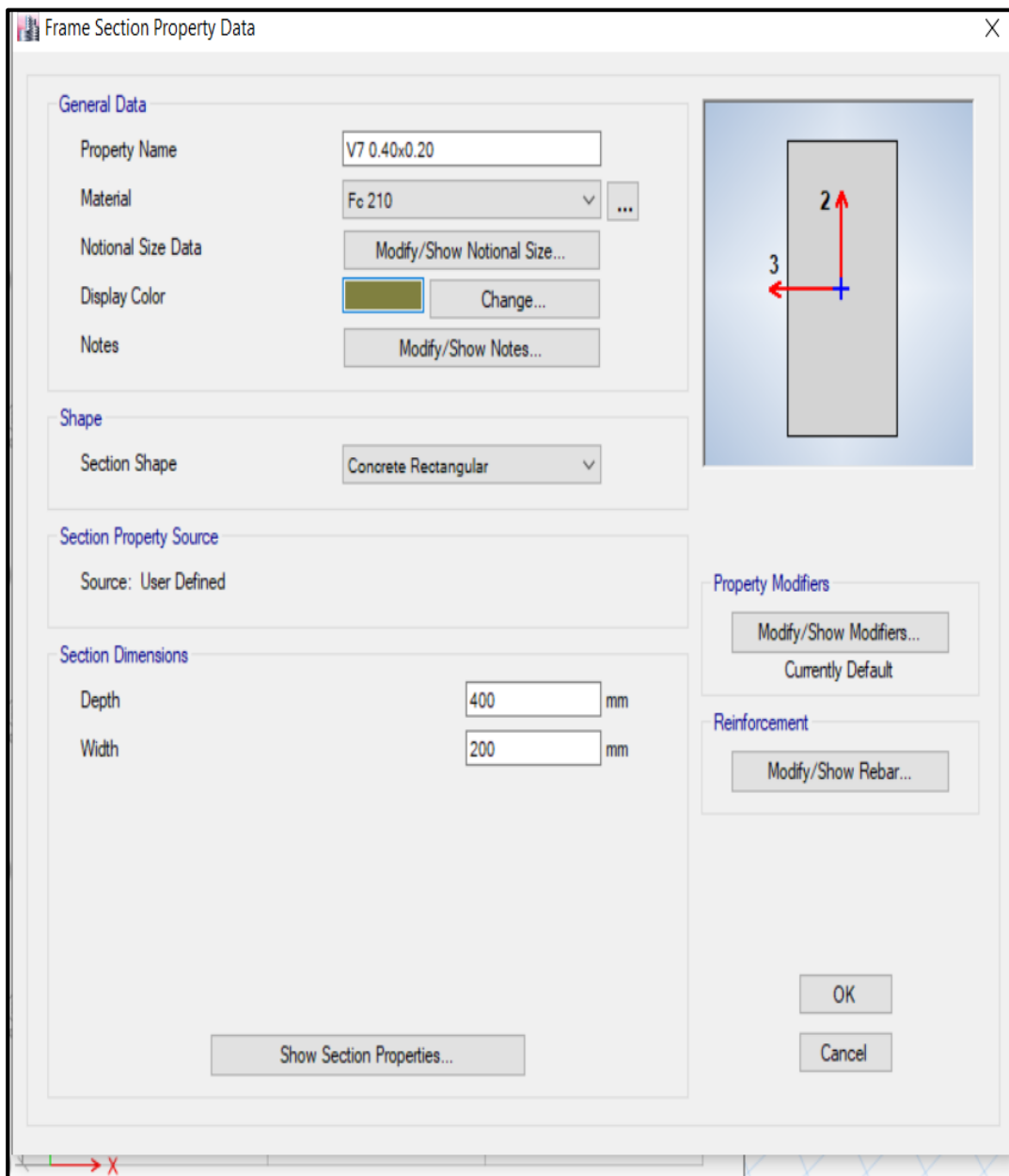


Figura N° 77: Diseño de estructura Etabs 2016 – Viga 0.40x0.20m

Fuente: Elaboración propia

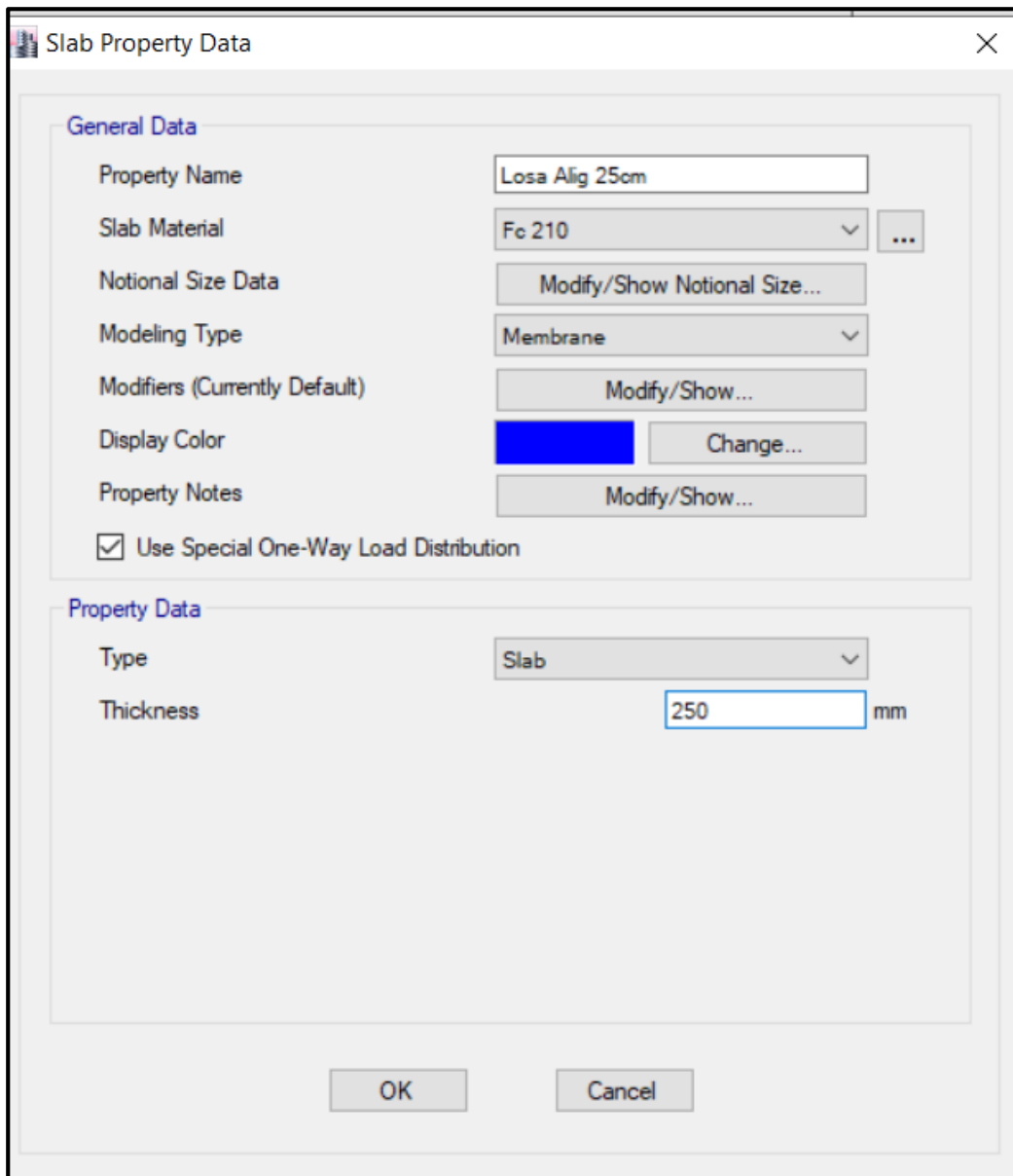


Figura N° 78: Diseño de estructura Etabs 2016 – Losa Aligerada de $e=25$ cm

Fuente: Elaboración propia

Anexo N° 7: Cuadros de Análisis de datos de la capacidad portante

Tabla N° 61

Cuadro capacidad de carga límite de zapatas redimensionadas Df= 0.60m de la estructura de 2 pisos

B	L	ϕ°	c' (ton/m ²)	Nc	Ny	Nq	Sc	Sq	Sy	dc	dq	dy	q (kg/cm ²)	qult (kg/cm ²)
2.50	2.00	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.62	0.50	0.50	1.16	1.13	1.00	0.86	3.34
2.50	2.00	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.62	0.50	0.50	1.16	1.13	1.00	0.86	3.34
2.20	2.00	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.55	0.56	0.56	1.16	1.13	1.00	0.86	3.22
2.10	1.80	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.58	0.53	0.53	1.16	1.13	1.00	0.86	3.18
2.40	2.00	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.6	1.54	0.73	1.16	1.13	1.00	0.86	3.30

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 62

Cuadro de la capacidad portante de las zapatas redimensionadas

B (m)	qult	FS	qult/FS
2.50	3.34	3.00	1.11
2.50	3.34	3.00	1.11
2.20	3.22	3.00	1.07
2.10	3.18	3.00	1.06
2.40	3.30	3.00	1.10

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 63

Cuadro de asentamiento de las zapatas redimensionadas de la estructura de 2 pisos

B	L	Df	H	L/B	DF/B	H/B	u_0	u_1	d1 (cm)	Δq	α
2.50	2.00	0.60	2.40	0.80	0.24	0.96	0.94	0.48	0.123	13.81	64.011
2.50	2.00	0.60	2.40	0.80	0.24	0.96	0.94	0.48	0.123	13.81	64.011
2.20	2.00	0.60	2.40	0.91	0.27	1.09	0.91	0.51	0.127	12.64	57.622
2.10	1.80	0.60	2.40	0.86	0.29	1.14	0.89	0.52	0.114	12.78	60.484
2.40	2.00	0.60	2.40	0.83	0.25	1.00	0.90	0.47	0.116	12.70	61.928

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 64

Cuadro de asentamiento total de las zapatas redimensionadas de la estructura de 2 pisos

H (Total)	H base	L/B	DF/B	H (Total)/B	u_0	u_1 (Total)	u_1 (Base)	u_1	d2 (cm)	d total (cm)
3.00	2.40	0.8	0.24	1.20	0.94	0.93	0.5	0.43	0.129	0.252
3.00	2.40	0.8	0.24	1.20	0.94	0.93	0.5	0.43	0.129	0.252
3.00	2.40	0.91	0.27	1.36	0.91	0.91	0.52	0.39	0.113	0.240
3.00	2.40	0.86	0.29	1.43	0.89	0.89	0.53	0.36	0.092	0.206
3.00	2.40	0.83	0.25	1.25	0.90	0.89	0.52	0.37	0.106	0.222

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 65

Cuadro capacidad de carga límite de zapatas iniciales Df= 1.20m de la estructura de 2 pisos

B	L	ϕ°	c' (ton/m ²)	Nc	Ny	Nq	Sc	Sq	Sy	dc	dq	dy	q (kg/cm ²)	qult (kg/cm ²)
1.50	2.40	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.31	1.28	0.75	1.32	1.25	1.00	1.72	4.48
1.50	2.40	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.31	1.28	0.75	1.32	1.25	1.00	1.72	4.48
1.70	2.25	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.38	1.34	0.70	1.32	1.25	1.00	1.72	4.70
1.00	1.40	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.36	1.32	0.71	1.32	1.25	1.00	1.72	4.30
1.60	2.40	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.33	1.30	0.73	1.32	1.25	1.00	1.72	4.57

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 66

Cuadro de la capacidad portante de las zapatas redimensionadas

B (m)	qult	FS	qult/FS
1.50	4.48	3.00	1.49
1.50	4.48	3.00	1.49
1.70	4.70	3.00	1.57
1.00	4.30	3.00	1.43
1.60	4.57	3.00	1.52

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 67

Cuadro de asentamiento de las zapatas para la estructura de 2 pisos

B	L	Df	H	L/B	DF/B	H/B	u_0	u_1	d1 (cm)	Δq	α
1.50	2.40	1.20	1.80	1.60	0.80	1.20	0.82	0.52	0.156	10.78	34.708
1.50	2.40	1.20	1.80	1.60	0.80	1.20	0.82	0.52	0.125	10.78	34.708
1.70	2.25	1.20	1.80	1.32	0.71	1.06	0.80	0.48	0.105	11.15	41.313
1.00	1.40	1.20	1.80	1.40	1.20	1.80	0.72	0.54	0.066	10.84	39.303
1.60	2.40	1.20	1.80	1.50	0.75	1.13	0.81	0.53	0.126	10.81	36.836

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 68

Cuadro de asentamiento total de las zapatas para la estructura de 2 pisos

H (Total)	H base	L/B	DF/B	H (Total)/B	u_0	$u_{1(Total)}$	$u_{1(Base)}$	u_1	d2 (cm)	d total (cm)
3.00	1.80	1.6	0.8	2.00	0.82	0.86	0.50	0.36	0.126	0.282
3.00	1.80	1.6	0.8	2.00	0.82	0.86	0.50	0.36	0.126	0.250
3.00	1.80	1.32	0.71	1.76	0.80	0.82	0.52	0.30	0.096	0.201
3.00	1.80	1.4	1.2	3.00	0.72	0.79	0.49	0.30	0.054	0.120
3.00	1.80	1.5	0.75	1.88	0.81	0.82	0.52	0.30	0.103	0.229

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 69

Cuadro de capacidad de carga límite de zapatas cuadradas con Df= 0.60m de la estructura de 2 pisos

B	ϕ°	c' (ton/m ²)	Nc	Ny	Nq	Sc	Sq	Sy	q (kg/cm ²)	qult (kg/cm ²)
1.50	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.50	1.45	0.60	0.86	3.02
1.50	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.50	1.45	0.60	0.86	3.02
1.70	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.50	1.45	0.60	0.86	3.11
1.00	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.50	1.45	0.60	0.86	2.80
1.60	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.50	1.45	0.60	0.86	3.06

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 70

Cuadro de la capacidad portante de las zapatas redimensionadas

B (m)	qult	FS	qult/FS
1.50	3.02	3.00	1.01
1.50	3.02	3.00	1.01
1.70	3.11	3.00	1.04
1.00	2.80	3.00	0.93
1.60	3.06	3.00	1.02

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 71

Cuadro de asentamiento de las zapatas para la estructura de 2 pisos

B	L	Df	H	L/B	DF/B	H/B	u_0	u_1	d1 (cm)	Δq	α
1.50	1.50	0.60	2.40	1.00	0.40	1.60	0.88	0.52	0.094	11.15	41.112
1.50	1.50	0.60	2.40	1.00	0.40	1.60	0.88	0.52	0.094	11.15	41.112
1.70	1.70	0.60	2.40	1.00	0.35	1.41	0.90	0.50	0.105	11.38	46.051
1.00	1.00	0.60	2.40	1.00	0.60	2.40	0.84	0.53	0.061	9.87	28.072
1.60	1.60	0.60	2.40	1.00	0.38	1.50	0.89	0.51	0.099	11.74	43.603

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 72

Cuadro de asentamiento total de las zapatas para la estructura de 2 pisos

H (Total)	H base	L/B	DF/B	H (Total)/B	u_0	$u_{1(Total)}$	$u_{1(Base)}$	u_1	d2 (cm)	d total (cm)
3.00	2.40	1.00	0.40	2.00	0.88	0.89	0.58	0.31	0.065	0.159
3.00	2.40	1.00	0.40	2.00	0.88	0.89	0.58	0.31	0.065	0.159
3.00	2.40	1.00	0.35	1.76	0.90	0.90	0.52	0.38	0.093	0.197
3.00	2.40	1.00	0.60	3.00	0.84	0.83	0.59	0.24	0.032	0.093
3.00	2.40	1.00	0.38	1.88	0.89	0.88	0.54	0.34	0.077	0.176

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 73

Cuadro de capacidad de carga límite de las zapatas iniciales con $D_f = 1.20\text{m}$ de la estructura de 2 pisos

B	ϕ°	c' (ton/m ²)	N_c	N_y	N_q	S_c	S_q	S_y	q (kg/cm ²)	qult (kg/cm ²)
2.00	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.50	1.45	0.60	1.72	4.81
2.20	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.50	1.45	0.60	1.72	4.90
2.50	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.50	1.45	0.60	1.72	5.03
2.00	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.50	1.45	0.60	1.72	4.81
2.40	24.21	0.30	19.32	9.44	9.60	1.50	1.45	0.60	1.72	4.99

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 74

Cuadro de la capacidad portante de las zapatas redimensionadas

B (m)	qult	FS	qult/FS
2.00	4.81	3.00	1.60
2.20	4.90	3.00	1.63
2.50	5.03	3.00	1.68
2.00	4.81	3.00	1.60
2.40	4.99	3.00	1.66

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 75

Cuadro de asentamiento de las zapatas para la estructura de 2 pisos

B	L	D_f	H	L/B	DF/B	H/B	u_0	u_1	d1 (cm)	Δq	α
2.00	2.00	1.20	1.80	1.00	0.60	0.90	0.84	0.48	0.123	11.72	43.603
2.20	2.20	1.20	1.80	1.00	0.55	0.82	0.83	0.47	0.131	11.92	47.499
2.50	2.50	1.20	1.80	1.00	0.48	0.72	0.87	0.45	0.149	12.05	53.130
2.00	2.00	1.20	1.80	1.00	0.60	0.90	0.84	0.48	0.123	11.72	43.603
2.40	2.40	1.20	1.80	1.00	0.50	0.75	0.85	0.46	0.143	12.01	51.282

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 76

Cuadro de asentamiento total de las zapatas para la estructura de 2 pisos

H (Total)	H base	L/B	DF/B	H (Total)/B	u_0	$u_{1(Total)}$	$u_{1(Base)}$	u_1	d2 (cm)	d total (cm)
3.00	1.80	1.00	0.60	1.50	0.84	0.83	0.50	0.33	0.098	0.221
3.00	1.80	1.00	0.55	1.36	0.83	0.86	0.42	0.44	0.143	0.273
3.00	1.80	1.00	0.48	1.20	0.87	0.88	0.46	0.42	0.162	0.311
3.00	1.80	1.00	0.60	1.50	0.84	0.83	0.50	0.33	0.098	0.221
3.00	1.80	1.00	0.50	1.25	0.85	0.85	0.47	0.38	0.138	0.281

Fuente: Elaboración propia

Anexo N°8: Especificaciones Técnicas Geomalla MacGrid EGB 30

MacGrid® EGB 30

Geomalla Biaxial Extruida

Características técnicas

MacGrid® EGB 30 es una geomalla biaxial extruida de polipropileno, indicada para refuerzo y estabilización de suelos.



Tabla N° 77

Especificaciones Técnicas MacGrid EGB 30

Propiedades Físicas	Unidades	Ensayo	EGB 30
Abertura nominal de la malla longitudinal (MD) ⁽¹⁾	mm		36
Abertura nominal de la malla transversal (TD) ⁽¹⁾	mm		38
Polímero			Polipropileno
Color			negro
Propiedades Mecánicas	Unidades	Ensayo	EGB 30
Resistencia longitudinal a la tracción (MD)	kN/m	ASTM D 6637	30.0
Resistencia transversal a la tracción (TD)	kN/m	ASTM D 6637	30.0
Resistencia longitudinal al 2% de deformación (MD)	kN/m	ASTM D 6637	10.5
Resistencia transversal al 2% de deformación (TD)	kN/m	ASTM D 6637	10.5
Resistencia longitudinal al 5% de deformación (MD)	kN/m	ASTM D 6637	21.0
Resistencia transversal al 5% de deformación (TD)	kN/m	ASTM D 6637	21.0
Eficiencia de las juntas	%	GRI GG2	93
Rigidez Flexural	mg-cm	ASTM D 1388	3,500,000
Espesor mínimo de la costilla Longitudinal (MD)	mm	ASTM D 1777	2.00

Espesor mínimo de la costilla Transversal (TD)	mm	ASTM D 1777	1.50
Estabilidad de las Aperturas	m-N/deg	COE Method	1.40
Presentación del Rollo	Unidades	Ensayo	EGB 30
Ancho del rollo	m		3.95
Largo del rollo	m		50

Fuente: Empresa Maccaferri

(1) La tolerancia de las dimensiones de la abertura es de ± 2 mm.

Los datos técnicos e informaciones indicadas en la presente hoja técnica están basados en la más reciente información disponible y pueden estar sujetas a variaciones, debido a modificaciones de los procesos productivos y de la política comercial.

MACCAFERRI
AMÉRICA LATINA

Anexo N°9: Especificaciones Técnicas Geomalla MacGrid WG 65X65

MACGRID® WG 65x65

Geomalla Tejida de Súper Alta Tenacidad para refuerzo de suelos

Características Técnicas

MacGrid® WG es una geomalla tejida, producida a partir de filamentos de poliéster de *súper 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.



Tabla N° 78

Especificaciones Técnicas Geomalla WG 65X65

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

Fuente: Empresa Maccferri

Anexo N°10: Informe de Estudio de Suelos

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

SOLICITA : *Dylan Mauricio Sedano Jara*
Jordan Fernando Sedano Jara

PROYECTO : *Propuesta Técnica-Económica para el diseño de la cimentación en el condominio Playa Azul*



UBICACIÓN : *Km. 127.5 de la Panamericana Sur, Condominio "Playa Azul"*

DISTRITO : *Cerro Azul*

PROVINCIA : *Cañete*

DEPARTAMENTO : *Lima*

JULIO - 2019





CONTENIDO

I. INFORME TÉCNICO

- 1.1. ALCANCES DEL ESTUDIO
- 1.2. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL PROYECTO
- 1.3. UBICACIÓN DEL ÁREA EN ESTUDIO
- 1.4. CONDICIONES CLIMÁTICAS
- 1.5. GEOMORFOLOGÍA, GEOLOGÍA Y SISMICIDAD EN EL ÁREA EN ESTUDIO
 - 1.5.1. GEOMORFOLOGÍA
 - 1.5.2. GEOLOGÍA
 - 1.5.3. SISMICIDAD
 - 1.5.4. CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS
 - 1.5.5. POTENCIAL DE LICUACIÓN DE SUELO
- 1.6. INVESTIGACIÓN DE CAMPO
 - 1.6.1. NUMERO "N" DE PUNTOS A INVESTIGAR
 - 1.6.2. TIPO DE MUESTRA EXTRAÍDAS
 - 1.6.3. TRABAJOS EFECTUADOS
 - 1.6.3.1. EXPLORACIÓN DE CAMPO
- 1.7. ENSAYOS DE LABORATORIO
 - 1.7.1. TRABAJOS DE GABINETE
- 1.8. PERFIL ESTRATIGRÁFICO
 - 1.8.1. CONFORMACIÓN DEL SUBSUELO
 - 1.8.2. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN
 - 1.8.2.1. PROFUNDIDAD DE LA CIMENTACIÓN
 - 1.8.2.2. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE
 - 1.8.3. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
- 1.9. POTENCIAL DE EXPANSIÓN
- 1.10. AGRESIÓN AL SUELO DE CIMENTACIÓN
- 1.11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- 1.12. RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN
- 1.13. RECOMENDACIONES
 - 1.13.1. RECOMENDACIONES ADICIONALES

2. ANEXOS

- ENSAYOS DE LABORATORIO
- ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
- LÍMITES DE ATTERBERG
- PERFIL ESTRATIGRÁFICO
- ENSAYO DE SALES SOLUBLES
- PANEL FOTOGRÁFICOS



I.- INFORME TÉCNICO

1.1.- ALCANCES DEL ESTUDIO

El objetivo del presente estudio es mostrar los trabajos realizados, así como los resultados y conclusiones obtenidos, en el estudio de suelos a nivel estratigrafía ejecutado con objeto de determinar la información requerida para el diseño de la estructura de cimentación del Proyecto: "CASA DE CAMPO VELA - L39", ha sido ejecutado de acuerdo al reglamento Nacional de Construcciones, Normas Técnicas de Edificaciones E-0.50 de suelos y cimentaciones.

1.1.2.-NORMATIVIDAD

La evaluación del suelo está en concordancia con la Norma E-0.50 de suelos y cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.2.- CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL PROYECTO

Las edificaciones comprendidos del proyecto materia del presente estudio, se encuentra destinada para el uso de "casa de campo", según la Norma Técnicas E-0.30 es categorizado con edificación esenciales A, el coeficiente de uso e importancia (U) factor de uso, para la presente edificación es igual a 1.5.

El sistema estructural a emplear, es en base a elementos de concreto armado. La obra transmite sus cargas al terreno mediante un concreto armado.

La Clasificación, para los fines de la determinación del programa Mínimo de exploración del EMS, de la Norma E-050, de acuerdo a la tabla N° 2.1.2, es tipificada como:

TIPO DE ESTRUCTURA	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS	TIPO DE EDIFICACIÓN
APORTICADA	Menor a 10 m.	A

Los tipos de edificación A, B y C, designan la importancia relativa de la estructura desde el punto de vista de la investigación de suelos necesaria para cada tipo, siendo el A más exigente que el B y este que el C.

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.**

INFORME-EMS-1-ESMC-Nº 121-19

LABORATORIO DE SUELOS, ANÁLISIS QUÍMICO, ESTUDIO DE SUELOS, CON FINES DE CIMENTACIÓN, PAVIMENTOS, ENSAYOS DE COMPRESIÓN, DENSIDAD DE CAMPO, SERVICIOS MÚLTIPLES

1.3.- UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El estudio se encuentra ubicado en el KM. 127.5 de la Panamericana Sur - Condominio Playa Azul Distrito de *Cerro Azul*-provincia de Cañete - departamento de Lima

1.4.-CONDICIONES CLIMÁTICAS

Se caracteriza por la alta humedad relativa, cielos grises, aridez y la nubosidad casi todo el año, la masa de nubes se debe al fenómeno de inversión atmosférica causado por al corriente del Humboldt, que produce suaves lloviznas entre Junio y Septiembre, que reduce los grados la temperatura ambiente y reduce la temperatura del mar.

Presenta precipitaciones totales que alcanzan un promedio anual de 60mm, la temperatura media anual es de 18.6°C y la humedad relativa fluctúa entre 85 y 99% ,predominancia de vientos de componente sur que en promedio alcanzan, velocidades de 3m/s.

1.5.-.GEOMORFOLOGÍA, GEOLOGÍA Y SISMICIDAD EN EL ÁREA EN ESTUDIO**1.5.1. GEOMORFOLOGÍA**

El área de estudio está comprendida en la unidad geomorfológica "pampas costeras", que es una franja paralela a la ribera litoral; y que limita al oeste por la ribera litoral y al este por una cadena de cerros de baja altura paralelos a la Cordillera de los Andes pertenecientes a los primeros con fuertes andinos de altitudes promedio a 250 m. Se caracteriza por mostrar una superficie relativamente plana con ligeras inclinaciones hacia el oeste. El desarrollo de esta morfología se encuentra determinada por la presencia de terrazas aluviales que corresponden a los antiguos conos de deyección del río Cañete y al final de esta morfología los extensos abanicos provenientes de quebradas secundarias que descienden del frente occidental andino y otro de sus particularidades, constituyen los depósitos eólicos que cubren parcialmente estas pampas ya sea en forma de dunas o mantos de arena.

1.5.2.- GEOLOGÍA

Originalmente el área de estudio fue una gran cuenca de sedimentos constituida por un conglomerado semi consolidado de cantos rodados y sub - redondeados de composición variable pertenecientes a la formación Cañete.

Actualmente pertenece al cuaternario reciente, sobre el cual se encuentran los depósitos pluviales que se ubican a lo largo de las quebradas y sus conos de deyección.

En su granulometría encontramos material graniodorítico en la parte alta de este valle, en algunas partes contiene 57% de arena, 36% de limo y 7% de arcilla y en otras partes 13% de arena, 84% de limo y 3% de arcilla, según estudios.

El suelo en este sector, se caracteriza por la presencia de limos arenosos de no plasticidad media, medianamente compactos seguido por estratos de arenas limosas y arenas mal gradadas, medianamente densas y en estado saturado.

En el área norte, adyacente a los pantanos se encuentran estratos de arena limosa arcillas y arena limosa mal graduada.

MAPA GEOLÓGICO DE LA PROVINCIA CAÑETE - DISTRITO DE CERRO AZUL





1.5.3.- SISMICIDAD

1.5.3.1.- EFECTOS SÍSMICOS

La actividad sísmica de la zona es manifestación de tectonismo que se desarrolla a lo largo del margen pacífico y oriental de la cordillera de los andes.

Según Gutenberg Richter los focos superficiales (0 - 62 km.) bordean la región costera y el flanco occidental de la cordillera de los Andes, incrementándose con algunas de profundidad intermedia (65 – 300 km).

De acuerdo a la publicación del instituto de geología y minería correspondientes al Dr. Enrique Silgado Ferro, Las vibraciones producidas por un sismo se transmiten a partir de su origen a través de las rocas de la corteza terrestre. En un lugar del pacifico, las vibraciones que llegan al basamento rocoso son a su vez transmitidas hacia la superficie a través de los suelos existentes en el lugar.

En el presente estudio para determinar la sismicidad del lugar se han analizado las aceleraciones procedentes de los mapas de aceleraciones máximas en la roca para periodos de recurrencia sísmica de 30, 50, 100 años, propuestas por Casaverde y Vargas (1980) los que indican que el terreno estudiado se encuentra en una zona de alta sismicidad.

Los sismos en la zona de estudio están asociados al fenómeno de subducción de la Placa de Nazca con la placa sudamericana, originando sismos de profundidad epicentral de naturaleza superficial e intermedia principalmente.

El estudio del movimiento del terreno en términos de series de tiempo/frecuencia de aceleración, velocidad y desplazamiento permiten describir las características básicas del fenómeno sísmico en el punto de registro.

1.5.4.-CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS

Se clasifican los suelos en cuatro grupos por tipo de suelo de cimentación por el periodo predominante T_s de la estratigrafía. Los que indican que el terreno estudiado se encuentra en una zona de sismicidad muy severo definida como ZONA =4 contando con un factor de zona $Z=0.45$. De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones. E-030, Diseño sismorresistente, el área estudiada tiene las siguientes características **suelos intermedios**, cuyas características sísmicas son: Según Norma E-030 el área de estudio se ubica en la zona 04, correspondiéndole un factor de zona $Z= 0.45$, para el diseño sismo resistente se tiene los siguientes parámetros:



CLASIFICACIÓN DE TIPOS DE SUELOS DE CIMENTACIÓN

PARÁMETRO DE SUELO		VALOR
Tipo de suelo		S 2
Factor de amplificación del suelo	(S2)	1.05
Periodo predominante	Tp (S)	0.60
Periodo predominante	TL (S)	2.0
Norma		E-030
Estructuras		

2.7.-FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

La fuerza horizontal o cortante en la base debido a la acción sísmica se determinara mediante la siguiente expresión:

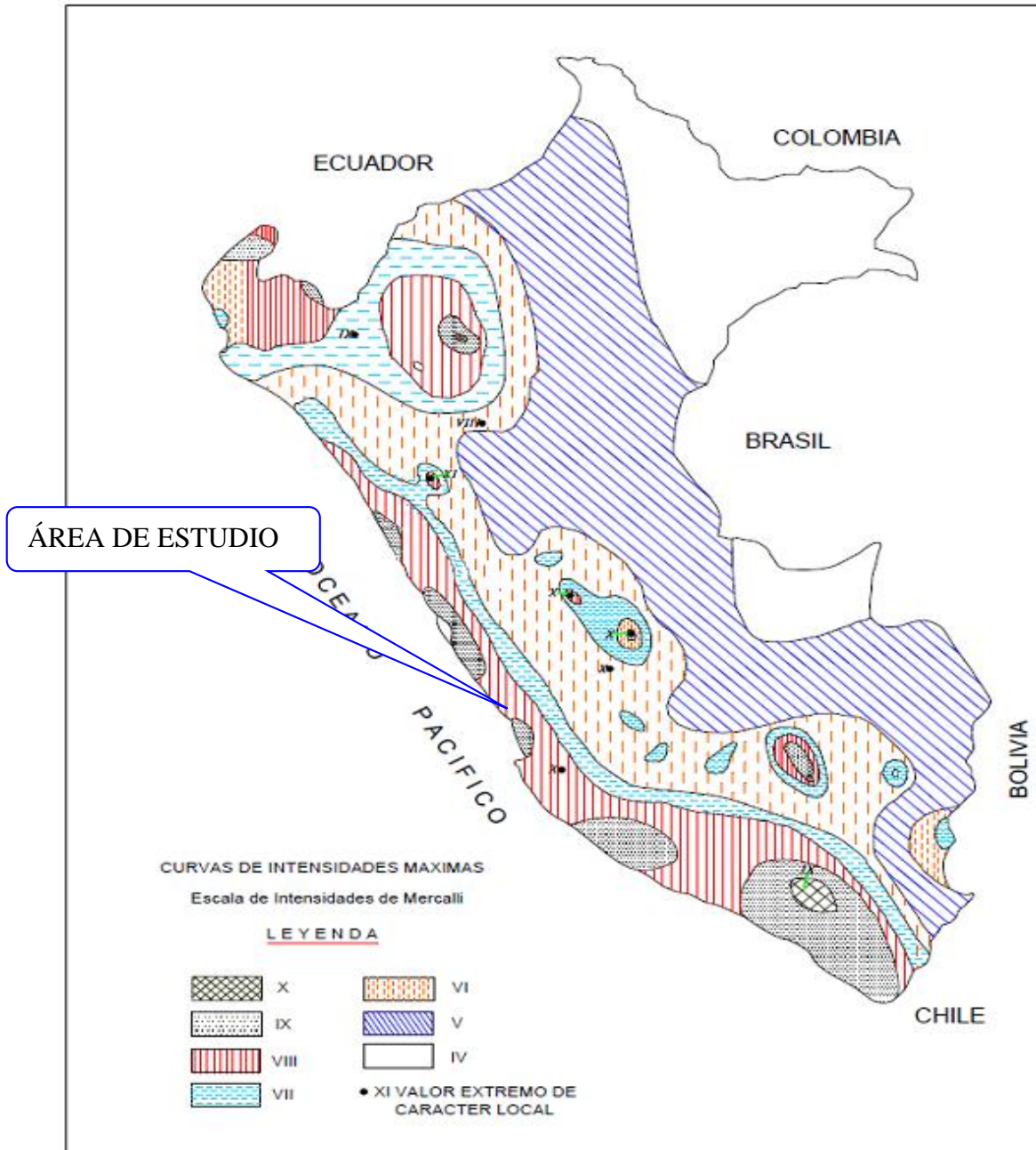
$V = Z \times U \times S \times C \times P / R_d$		
Z	Factor de zona	0.45
U	Factor de uso	1.30
S	Factor de suelo	1.05
C	Coficiente sísmico,	2.50
Rd	Coficiente de reduccion	8
P	Peso de la estructura	

Con estos valores, la fuerza cortante V, en la base del cimiento se calcula:
 $V=0.192P$.

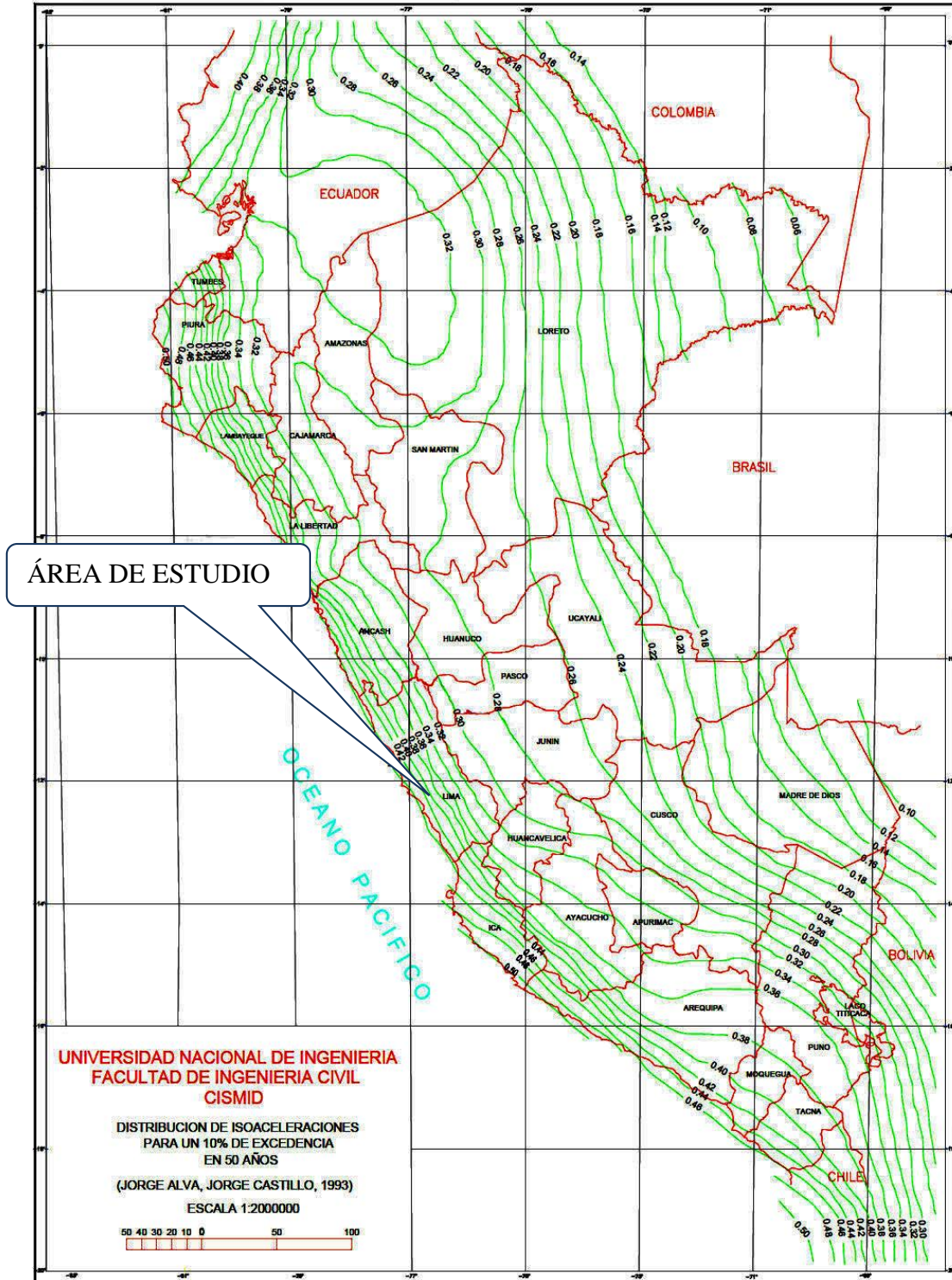
ZONAS SISMICAS



1.- Zonificación Sísmica del Perú, Según el Reglamento Nacional de Construcciones (1997)



2.-Mapa de Distribución de Máxima Intensidad Sísmica (Alva 1984)



Determinación del Peligro Sísmico Mapa de Distribución de Máxima Intensidad Sísmica (Alva 1984)

1.5.5.- POTENCIAL DE LICUACIÓN DE SUELOS

El fenómeno de licuación de suelos es un problema que en las condiciones actuales no es posible que ocurra, debido a las condiciones del suelo.


1.6.- INVESTIGACIÓN DE CAMPO

1.6.1 NUMERO "N" DE PUNTOS A INVESTIGAR

El número de sondajes a realizar se determina de acuerdo a la tabla N° 2.3.2 de la Norma E.050, el cual está en función del tipo de edificio y del área de la superficie a ocupar por este. El numero "n" de puntos a investigar, que se exige 800 m². De terreno. En nuestro caso se cumplió con lo normado ya que se realizó 03 calicatas a cielo abierto que se identificaron como C-1,C-2,C-3, a profundidades de 3.0 m, en las que se encontró un perfil que se describe más adelante así como fotografías que muestran el trabajo realizado, ubicado dentro de la superficie a ocupar por la futura estructura.

No, se encontró nivel freático hasta la profundidad excavado.

UBICACIÓN DE CALICATAS

UBICACION	CALICATAS			SÍMBOLO
<i>Km. 127.5 Panamerica Sur DISTRITO: Cerro Azul PROVINCIA: CAÑETE DEPARTAMENTO: LIMA</i>	1	2	3	

1.6.2.- TIPO DE MUESTRAS EXTRAÍDAS

Para el presente estudio, se ha tomado en cada calicata una muestra tipo **Mab** por estrato, hasta el plano de apoyo de la cimentación prevista **Df**, y a partir de esta se ha procedido a tomar una muestra tipo **Mib**, en la profundidad **p**.

1.6.3.- TRABAJOS EFECTUADOS

1.6.3.1 EXPLORACIÓN DE CAMPO

El reconocimiento del área de investigación consistió en observar la topografía y el perímetro del área a edificar. Seguidamente se determinó la ubicación de la perforación a realizar. Efectuándose los sondaje a una profundidad de 3.0 m, el ancho de la cimentación, contando a partir del fondo de la base, según la Norma E-050.

Se determina de la siguiente manera.

Sin sótano

$$\text{Prof} = h + D_f + Z$$

$$\text{Prof} = h + D_f + 1.5 (B)$$

$$\text{Prof} = 0.00 + 1.30 + 1.50 (1.0) = 3.00 \text{ m profundidad alcanzada}$$

D_f = En edificio sin sótano, es la distancia vertical de la superficie del terreno al Fondo de la cimentación.

Z = $1.5B$, siendo B el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

EJECUCIÓN DE CALICATAS EN EL ÁREA DE ESTUDIO





CARACTERÍSTICAS FÍSICAS MECÁNICAS DE LA SUB RASANTES

CUADRO DE CLASIFICACIONES DE SUELOS

CALICATA	1		
Muestra	1	2	
Profundidad (m)	0.0 –0.55	0.55 -3.0	
% Pasa Malla Nº 4			
% Pasa Malla Nº 200			
% Limite liquido			
% Índice plasticidad			
% cont. De Humedad			
Clasif. AASTHO			
Clasif. De suelos SUCS	SM	SW-SW	
DESCRIPCIÓN	Arena limosa	Arena bien graduado-limosa	

CUADRO DE CLASIFICACIONES DE SUELOS

CALICATA	2		
Muestra	1	2	
Profundidad (m)	0.30 –1.30	1.30 -3.0	
% Pasa Malla Nº 4			
% Pasa Malla Nº 200			
% Limite liquido			
% Índice plasticidad			
% cont. De Humedad			
Clasif. AASTHO			
Clasif. De suelos SUCS	SW	SM	
DESCRIPCIÓN	Arena bien graduado	Arena limosa	



CALICATA	3		
Muestra	1	2	
Profundidad (m)	0.0 –1.50	1.50 -3.0	
% Pasa Malla Nº 4			
% Pasa Malla Nº 200			
% Limite liquido			
% Índice plasticidad			
% cont. De Humedad			
Clasif. AASTHO			
Clasif. De suelos SUCS	SW	SW-SM	
DESCRIPCIÓN	Arena bien graduada	Arena bien graduado-limosa	

1.8.- PERFILES ESTRATIGRÁFICOS.

Con la información obtenida mediante los análisis estratigráficos, límites de Atterberg y observando los perfiles estratigráficos de las excavaciones se obtuvieron los siguientes resultados de la calicata realizado se evalúa y sintetiza la secuencia estratigráfica del suelo.

1.8.1.- CONFORMACIÓN DEL SUBSUELO

Calicata (C-1)

Muestra 1 según la prospección efectuada en la calicata **C-1**, de 3.0 m, de profundidad y el análisis de la muestra extraída, el suelo de fundación está constituido por dos capas de suelo, la **primera capa** de **0.0- 0.55 m**, está constituido por material arena limo (SM), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de material aluvial, suelo natural conformado por arena limo de granulometría fina aluvial, **segunda capa** de **0.55 – 3.0 m**, está constituido por material de arena bien graduado (SW), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de arena limo de suelo natural, en estado suelto.

MUESTREO Y ENSAYOS EN EL LABORATORIO



Calicata (C-2)

Muestra 1 según la prospección efectuada en la calicata **C-2**, de 3.0 m, de profundidad y el análisis de la muestra extraída, el suelo de fundación está constituido por dos capas de suelo, la **primera capa de 0.0- 1.30 m**, está constituido por material arena bien graduado (SW), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de material aluvial, suelo natural conformado por arena de granulometría fina aluvial, **segunda capa de 1.30 – 3.0 m**, está constituido por material de arena limosa(SM), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de arena limo de suelo natural, en estado denso.

Calicata (C-3)

Muestra 1 según la prospección efectuada en la calicata **C-3**, de 3.0 m, de profundidad y el análisis de la muestra extraída, el suelo de fundación está constituido por dos capas de suelo, la **primera capa de 0.0- 1.50 m**, está constituido por material arena bien graduado (SW), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de material aluvial, suelo natural conformado por arena de granulometría fina aluvial, **segunda capa de 1.50 – 3.0 m**, está constituido por material de arena limosa(SM), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de arena limo de suelo natural, en estado denso.

NIVEL DE LA NAPA FREÁTICO

Durante la ejecución de las calicatas, no se encontro napa freatica.

1.8.2.- ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

Se presenta a continuación el análisis de la cimentación para el cimiento corrido, que incluye recomendaciones para su diseño estructural según las características de terreno y al tipo de estructura

1.8.2.1.- PROFUNDIDAD Y TIPO DE CIMENTACIÓN.

Analizando los perfiles estratigráficos, los resultados de los ensayos de laboratorio y teniendo en cuenta en consideración las características estructurales del proyecto, se concluye que la cimentación de cimientos corridos armados desplataadas a profundidad minima ($D_f=1.30$ m), a una, en el suelos natural más desfavorable encontrado en el área en estudio, del tipo arena bien graduado (SW), arena bien graduado-limosa (SW-SM), no plástico y de consistencia densa.

1.8.2.2.- CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE (tipo de suelo SM)

Con los obtenidos en el ensayo de corte directo ($\theta = 34^\circ$ y $C = 0.0302 \text{ Kg/cm}^2$) en la condición más desfavorable y aplicando la teoría de Karl Terzaghi y corroborando por Meyerhoff para cimentaciones superficiales, considerando falla general se tienen las siguientes consideraciones:

$$\theta = 34^\circ \text{ y } C = 0.0302 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego cálculo de la capacidad portante del suelo

Para zapatas corrida conectadas:

$$q_{ULT} = S_c C N_c + S_q D_f \gamma_1 N_q + 0.5 S_\gamma \gamma_2 B N_\gamma$$

Siendo la capacidad admisible de carga:

$$q_{ad} = q_{ult} / FS, \text{ donde:}$$

$$FS = \text{Factor de Seguridad} = 3$$

$$N_c, N_q, N_\gamma = \text{Factores de Capacidad de Carga.}$$

$$S_c, S_q, S_\gamma = \text{Factores de Forma}$$

$$q = \text{Presión de Sobrecarga (Ton/ m}^2) = \gamma_1 D_f = 1.8616$$

$$\gamma_1 = \text{Peso unitario del suelo por encima del nivel de cimentación (Ton/ m}^2) = 1.432$$

$$\gamma_2 = \text{Peso unitario del suelo por debajo del nivel de cimentación} = 1.564$$

$$D_f = \text{Profundidad de Cimentación (m)} = 1.30$$

$$B = \text{Ancho de la Cimentación (m)} = 1.00$$

En la calicata C-1 de 3.0 m. de profundidad, se realizó el ensayo de corte directo considerando el estrato más desfavorable encontrado en el área en estudio, del tipo arena mal graduado-limosa (SP-SM), NO plástica y de consistencia densa. De acuerdo a este ensayo, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Angulo de fricción interna : $\Phi = 34^\circ$
- Cohesión (kg/cm^2) : $c = 0.0$
- Densidad Húmeda Inicial (kg/cm^3) : 1.82
- Contenido de humedad Inicial (%) : 6.4
- Contenido de Humedad Final : 6.42



Para el estado, arena limosa(SM), no plástico y de consistencia densa, se estima la ocurrencia de una **falla local**. Debido al estado de compactación suelta porosa del suelo de cimentación, se ha considerado la reducción del coeficiente del Angulo de fricción, para considerar el efecto de una posible falla local:

$$\Phi = \text{Arctg} (2/3 \text{ tang} (34^\circ))$$

$$\Phi = 24.21^\circ$$

Asimismo para $\Phi = 24.0^\circ$, los factores de capacidad de carga correspondientes son:

FALLA POR CORTE

Considerando zapatas corrido conectadas de ancho $B = 1.0 \text{ m.}$, los factores de forma correspondiente.

a) CIMIENTO CORRIDO

$$\phi = 24.0^\circ$$

$$\text{F.S.} = 3.0$$

I.- DEFINICIÓN DE ÁREA EFECTIVA DE CALCULO-HIPÓTESIS DE MEYERHOF		II.- COEFICIENTES DE TERZAGUI-PECK (SEGUN PRANDTL)	III. - COEFICIENTES DE FORMA DE BEER
	$C = 0.0302 \text{ kg/cm}^2$	$N_c = 19.32$	$S_c = 1.0$
$B = 1.00 \text{ m.}$	$\gamma_2 = 1.564 \text{ gr/cm}^3$	$N_\gamma = 9.44$	$S_\gamma = 1.0$
$D_f = 1.30 \text{ m.}$	$\gamma_1 = 1.432 \text{ gr/cm}^3$	$N_q = 9.60$	$S_q = 1.0$

IV.- CARGA DE HUNDIMIENTO

$$q_{ul} = CN_c S_c + D_f \gamma_1 N_q S_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma S_\gamma$$

$$q_{ult} = 3.109 \text{ kg/cm}^2$$

La capacidad de carga admisible es:

$$q_{ad} = \frac{q_{ult}}{\text{FS}}$$

$$q_{ad} = 1.04 \text{ kg/cm}^2$$

FALLA POR ASENTAMIENTO

Se propone limitar el asentamiento de la cimentación a 1" (2.54 cm.) utilizando la ecuación planteada por Terzaghi y Peck que se presenta a continuación:

$$\rho = \frac{\Delta_q B (1-\mu^2)}{E_s}$$

ρ	:	Asentamiento (cm)	= 2.54
Δ_q	:	Presión transmitida a la cimentación (kg/cm ²)	=
B	:	Ancho de la cimentación (m)	= 1.0
μ	:	Relación de Posición	= 0.15
E_s	:	Modulo de elasticidad (kg/cm ²)	= 800
If	:	Factor de Forma (cm/m)	= 254

Para Zapatas corrida de ancho **B** = 1.00 m., la presión admisible será de:

$$\Delta_q = \frac{2.54 \times 800}{1 \times 0.9775 \times 254} = 8.184 \text{ kg/cm}^2$$

Es decir, se requerirá aplicar al suelo una carga de 8.184 kg/cm² sobre el suelo de, arena limosa(SM) que constituye el suelo de fundación, para generar un asentamiento permisible de 2.54 cm, cumpliéndose con la especificación de asentamiento.

Finalmente, consideramos el valor más desfavorable, obtenemos:

$$q_{ad} = 1.04 \text{ kg/cm}^2$$

Y tn/m ³	C tn/m ²	B m	Df m	Θ°	Nc	Nq	Ny	Y'' tn/m ³	Qadm Tn/m ²	Qadm kg/cm ²	Qadm kg/cm ²
1.432	0.0302	1.0	1.30	34	19.32	9.60	9.44	FALLA GENERAL POR CORTE			
								1.432	31.09	3.109	1.04

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE (tipo de suelo SW- SM)

$$q_{ULT} = S_c C N_c + S_q D_f \gamma_1 N_q + 0.5 S_y \gamma_2 B N_y$$

Siendo la capacidad admisible de carga:

$$q_{ad} = q_{ult} / FS, \text{ donde:}$$

FS = Factor de Seguridad = 3

N_c, N_q, N_y = Factores de Capacidad de Carga.

S_c, S_q, S_y = Factores de Forma

$$q = \text{Presión de Sobrecarga (Ton/ m}^2) = \gamma_1 D_f = 2.2906$$

$$\gamma_1 = \text{Peso unitario del suelo por encima del nivel de cimentación (Ton/ m}^2) = 1.762$$

$$\gamma_2 = \text{Peso unitario del suelo por debajo del nivel de cimentación} = 1.884$$

$$D_f = \text{Profundidad de Cimentación (m)} = 1.30$$

$$B = \text{Ancho de la Cimentación (m)} = 1.00$$

En la calicata C-1 de 1.50 -3.0 m. de profundidad, se realizó el ensayo de corte directo considerando el estrato más desfavorable encontrado en el área en estudio, del tipo arena bien graduado-limosa(SW--SM), NO plástica y de consistencia suelta. De acuerdo a este ensayo, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Angulo de fricción interna : $\Phi = 34^\circ$
- Cohesión (kg/cm²) : c = 0.0
- Densidad Húmeda Inicial kg/cm³) : 1.84
- Contenido de humedad Inicial (%) : 7.4
- Contenido de Humedad Final : 7.4



Para el estado, arena bien graduado-limosa(SW-SM), no plástico y de consistencia densa, se estima la ocurrencia de una **falla local**. Debido al estado de compacidad suelta porosa del suelo de cimentación, se ha considerado la reducción del coeficiente del Angulo de fricción, para considerar el efecto de una posible falla local:

$$\Phi = \text{Arctg} (2/3 \text{ tang} (34^\circ))$$

$$\Phi = 24.21^\circ$$

Asimismo para $\Phi = 24.0^\circ$, los factores de capacidad de carga correspondientes son:

FALLA POR CORTE

Considerando zapatas corrido conectadas de ancho $B = 1.0 \text{ m.}$, los factores de forma correspondiente.

a) CIMIENTO CORRIDO

$$\phi = 24.0^\circ$$

$$F.S. = 3.0$$

I.- DEFINICIÓN DE ÁREA EFECTIVA DE CALCULO-HIPÓTESIS DE MEYERHOF		II.- COEFICIENTES DE TERZAGUI-PECK (SEGUN PRANDTL)	III. - COEFICIENTES DE FORMA DE BEER
	$C = 0.0302 \text{ kg/cm}^2$	$N_c = 19.32$	$S_c = 1.0$
$B = 1.00 \text{ m.}$	$\gamma_2 = 1.884 \text{ gr/cm}^3$	$N_\gamma = 9.44$	$S_\gamma = 1.0$
$D_f = 1.30 \text{ m.}$	$\gamma_1 = 1.762 \text{ gr/cm}^3$	$N_q = 9.60$	$S_q = 1.0$

IV.- CARGA DE HUNDIMIENTO

$$q_{ul} = C N_c S_c + D_f \gamma_1 N_q S_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma S_\gamma$$

$$q_{ult} = 3.471 \text{ kg/cm}^2$$

La capacidad de carga admisible es:

$$q_{ad} = \frac{q_{ult}}{FS}$$

$$q_{ad} = 1.20 \text{ kg/cm}^2$$

FALLA POR ASENTAMIENTO

Se propone limitar el asentamiento de la cimentación a 1" (2.54 cm.) utilizado la ecuación planteada por Terzaghi y Peck que se presenta a continuación:

$$\rho = \frac{\Delta_q B (1-\mu^2)}{E_s}$$

ρ	:	Asentamiento (cm)	= 2.54
Δ_q	:	Presión transmitida a la cimentación (kg/cm ²)	=
B	:	Ancho de la cimentación (m)	= 1.0
μ	:	Relación de Posición	= 0.15
E_s	:	Modulo de elasticidad (kg/cm ²)	= 800
If	:	Factor de Forma (cm/m)	= 254

Para Zapatas corrida de ancho **B** = 1.00 m., la presión admisible será de:

$$\Delta_q = \frac{2.54 \times 800}{1 \times 0.9775 \times 254} = 8.184 \text{ kg/cm}^2$$

Es decir, se requerirá aplicar al suelo una carga de 8.184 kg/cm² sobre el suelo de, arena limosa(SM) que constituye el suelo de fundación, para generar un asentamiento permisible de 2.54 cm, cumpliéndose con la especificación de asentamiento.

Finalmente, consideramos el valor más desfavorable, obtenemos:

$q_{ad} = 1.20 \text{ kg/cm}^2$

Y tn/m ³	C tn/m ²	B m	Df m	Θ°	Nc	Nq	Ny	Y'' tn/m ³	Qadm Tn/m ²	Qadm kg/cm ²	Qadm kg/cm ²
1.762	0.0302	1.0	1.30	34	19.32	9.60	9.44	FALLA GENERAL POR CORTE			
								1.762	34.71	3.471	1.20

3.4.6 - ASENTAMIENTO DE FUNDACIONES

Para el análisis de cimentaciones tenemos los llamados Asentamientos Totales, los que podrían comprometer la seguridad de la estructura, si sobrepasa 5cm, que es el asentamiento máximo tolerable.

El asentamiento de la cimentación se calculará en base a la Teoría de la Elasticidad (Lambe y Whitman, 1964). Se asume que el esfuerzo neto transmitido es uniforme en ambos casos.

El asentamiento elástico inicial será:

$$S = \phi q_s \times B \times (1-u^2) \cdot I_f / E_s$$

Donde:

ϕq_s = esfuerzo neto transmitible (kg/cm²)

B = ancho de la cimentación (cm)

E_s = módulo de elasticidad (Kg/cm²)

I_f = factor de influencia que depende de la forma y rigidez de la cimentación.

u = relación de poisson

Las propiedades elásticas del suelo de cimentación fueron asumidas a partir de tablas publicadas con valores para el tipo de suelo existente donde irá desplantada la cimentación.

Para este tipo de suelo donde se desplantara la cimentación se considera un módulo de elasticidad de $E=700 \text{ tn/m}^2$ y una relación de poisson de 0.30.

El Asentamiento es:

Cuadro Nº 05

q	B	U	I_f	E_s	Asentamiento
Kg/cm ²	cm	-	Cm/m	Kg/cm ²	cm
1.04	100.0	0.30	2.10	70	1.93

1.8.3 CALCULO DE ASENTAMIENTO.

Se procederá a calcular el asentamiento diferencial con el método de la distorsión angular (α) De la tabla Nº 3.2.0 de la Norma Técnica de Edificación E-050 Suelos y Cimentación, consideramos el límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.

ASENTAMIENTO TOLERABLE - NORMA E.050 DE SUELOS Y CIMENTACIONES

	DISTORSIÓN ANGULAR
$\theta = \delta / L$.	DESCRIPCIÓN
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios Convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en el que se debe esperar dificultades con puentes grúas
1/300	Límites en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límites seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de Cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1.20 m
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos

$$\alpha = \delta / L = 1 / 500 = 0.002$$

Donde la distancia entre las columnas del pórtico (L) es igual a 3.00 m. (Datos aproximado proporcionado por los responsables del diseño estructural del proyecto.

Despejando:

$$\Delta = 0.6 \text{ cm.}$$

En caso de considerarse el uso de plateas o losas de cimentación, se descarta totalmente la presencia de asentamiento diferenciales en las estructuras. Debido a que estos serán anulados por los elementos estructurales indicados.

Por tanto el asentamiento admisible máximo para este tipo de estructura en esta zona será de 0.6 cm. inferior a lo permisible que es 2.54 cm (1"), según la Norma E-0.50. Entonces no se presentarán problemas por asentamiento.

El resultado obtenido para el Diseño estructural es:

El resultado obtenido para el Diseño estructural es:

TIPO DE SUELO (prof: 1.20-1.90 m)	Arena limosa(SM)
Características	
Angulo de fricción	34.0°
Angulo de fricción corregido	24.0°
Peso unitario del suelo de apoyo	1.432 kg/cm ³
Capacidad portante suelo de apoyo (qad)	1.04 Kg / cm ²
Asentamiento permisible (s)	0.6 cm

1.9.- POTENCIAL DE EXPANSIÓN

De acuerdo a Seed, Woodward y Lundgren, establecieron la siguiente tabla de potencial de expansión determinado en Laboratorio.

ÍNDICE DE PLASTICIDAD	POTENCIAL DE EXPANSIÓN
0-15	BAJO
15-35	MEDIO
35-55	ALTO
MAYOR 55	MUY ALTO

Con los datos obtenidos en el laboratorio se tiene:

CALICATA	PROF. (m)	ÍNDICE PLÁSTICO	POTENCIAL DE EXPANSIÓN
C-1	0.0-3.0	N.P	BAJO
C-2	0.0-3.0	N.P	BAJO
C-3	0.0-3.0	N.P	BAJO

Comparando estos valores con los índices plásticos de los suelos

arena limosa -bien graduada (SM-SW), arena bien graduado (SW), se concluye que el potencial de Expansión es bajo.

1.10.- AGRESIÓN AL SUELO DE CIMENTACIÓN

Se concluye que el estrato de suelo que forma parte del contorno donde irá desplante de la cimentación no contiene concentraciones de sulfatos sales solubles totales y Cloruros, que podrían atacar al concreto y la armadura de la cimentación. Por lo tanto no se ha detectado la agresividad del suelo.

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICOS DEL SUELO

CALICATA Nº. 1

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS				
EXCAVACIÓN Nº.	PROFUNDIDAD (m)	SUSTANCIA	CONTENIDO	
C-1	0.00 - 3.0	PH	7.3	
		Cloruros (CL ^{NA})	880.00 ppm	0.0880 %
		Sulfatos (SO ₄ ⁻²)	1584.00 ppm	0.1584 %
		Sales solubles totales	1800.00 ppm	0.1800 %

CALICATA Nº. 2

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS				
EXCAVACIÓN Nº.	PROFUNDIDAD (m)	SUSTANCIA	CONTENIDO	
C-2	0.00 - 3.0	PH	7.3	
		Cloruros (CL ^{NA})	881.00 ppm	0.0881 %
		Sulfatos (SO ₄ ⁻²)	1585.00 ppm	0.1585 %
		Sales solubles totales	1801.00 ppm	0.1801 %



CALICATA Nº. 3

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS				
EXCAVACIÓN Nº.	PROFUNDIDAD (m)	SUSTANCIA	CONTENIDO	
C-3	0.00 -3.0	PH	7.3	
		Cloruros (CL ^{NA})	882.00 ppm	0.0882 %
		Sulfatos (SO ₄ ⁻²)	1586.00 ppm	0.1586 %
		Sales solubles totales	1802.00 ppm	0.1802 %

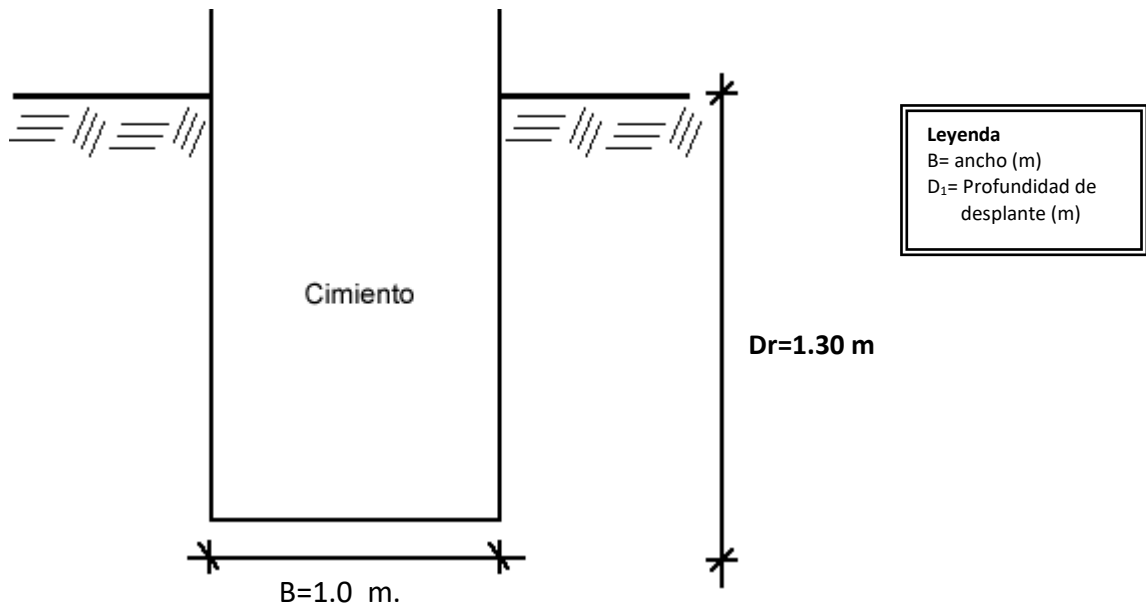
Para la determinación de la agresividad del suelo a las construcciones de concreto de uso las recomendaciones del Reglamento Nacional de Construcciones reproducidas en el cuadro siguiente:

TABLA Nº 1

CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS (R.N.C)		
Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO ₄ ⁻²) presente en el suelo (ppm)	Tipo de Cemento Recomendado
Insignificante	0 - 150	I
Moderada	150 - 1500	II
Severa	1500 - 10000	V
Muy severa	Sobra 10000	V + más puzolana

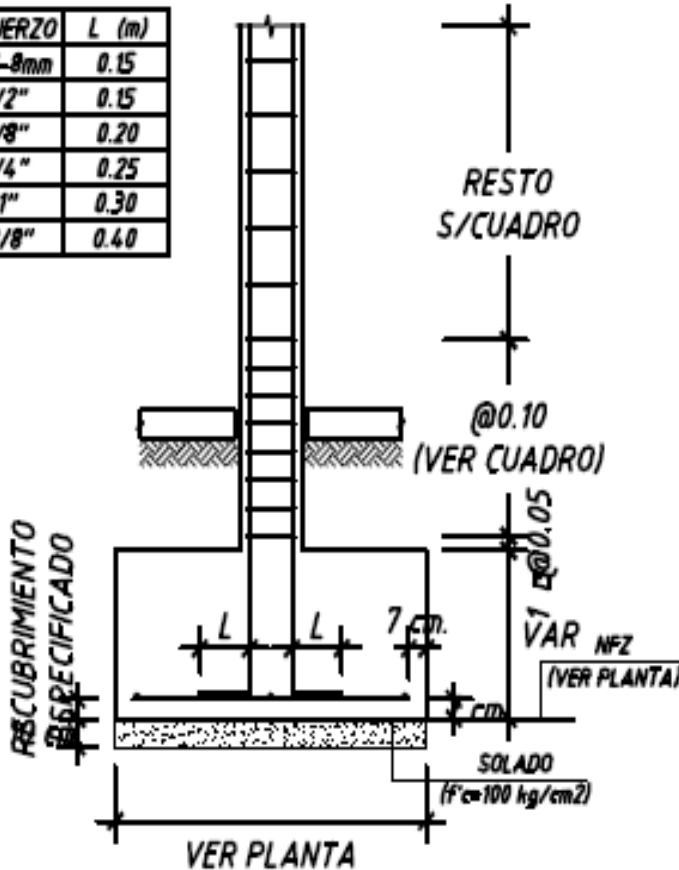
Se ha determinado que el suelo de la zona del proyecto contiene sales agresivas en cantidades **Severa**, es decir el contenido de sulfatos está comprendido entre **1500 - 10000ppm**, se recomienda el uso de cemento tipo V.

DETALLE DE CIMENTACIÓN

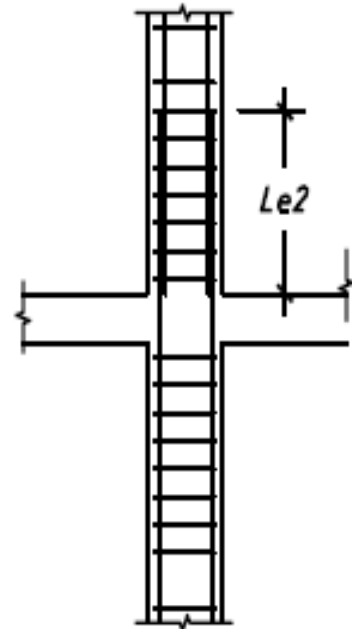


CONCENTRACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS SIN ESCALA

REFUERZO	L (m)
3/8"-8mm	0.15
1/2"	0.15
5/8"	0.20
3/4"	0.25
1"	0.30
1-3/8"	0.40



DETALLE DE ANCLAJE DE FIERRO DE COLUMNAS EN ZAPATA SIN ESCALA



REFUERZO	Le2 (m)
3/8"-8mm	0.45
1/2"	0.60
5/8"	0.75
3/4"	0.90
1"	1.45
1-3/8"	2.00

NOTA:
- EMPALMES AL 100% DEL REFUERZO TOTAL.

EMPALME DE REFUERZO VERTICAL EN COLUMNAS Y PLACAS SIN ESCALA

1.11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo al resultado de los cálculos, características físico-mecánicas de los suelos, se establecen las siguientes consideraciones finales.

1. El presente trabajo ha consistido en la ejecución del proyecto: "VIVIENDA UNIFAMILIAR", está constituida según la clasificación SUCS por el tipo de suelo predominante en todas el área investigada se encontró arena limosa -bien graduada y arena bien graduado, en estado denso.

2. Se realizó las Pruebas de Campo que consistieron en 03 calicata C-1, C-2, C-3, la calicata, se realizaron hasta una profundidad máxima de 3.0 m, a partir de la superficie inicial del terreno.

Tipo de suelo:

Calicata (C-1)

Muestra 1 según la prospección efectuada en la calicata **C-1**, de 3.0 m, de profundidad y el análisis de la muestra extraída, el suelo de fundación está constituido por dos capas de suelo, la **primera capa de 0.0- 0.55 m**, está constituido por material arena limo (SM), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de material aluvial, suelo natural conformado por arena limo de granulometría fina aluvial, **segunda capa de 0.55 – 3.0 m**, está constituido por material de arena bien graduado (SW), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de arena limo de suelo natural, en estado suelto.

Calicata (C-2)

Muestra 1 según la prospección efectuada en la calicata **C-2**, de 3.0 m, de profundidad y el análisis de la muestra extraída, el suelo de fundación está constituido por dos capas de suelo, la **primera capa de 0.0- 1.30 m**, está constituido por material arena bien graduado (SW), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de material aluvial, suelo natural conformado por arena de granulometría fina aluvial, **segunda capa de 1.30 – 3.0 m**, está constituido por material de arena limosa (SM), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de arena limo de suelo natural, en estado denso.

Calicata (C-3)

Muestra 1 según la prospección efectuada en la calicata **C-3**, de 3.0 m, de profundidad y el análisis de la muestra extraída, el suelo de fundación está constituido por dos capas de suelo, la **primera capa de 0.0- 1.50 m**, está constituido por material arena bien graduado (SW), no plástico, de color marrón claro.

Ligeramente húmedo, con un potente depósito de material aluvial, suelo natural conformado por arena de granulometría fina aluvial, **segunda capa** de 1.50 – 3.0 m, está constituido por material de arena limosa(SM), no plástico, de color marrón claro, ligeramente húmedo, con un potente depósito de arena limo de suelo natural, en estado denso.

3. NIVEL DE LA NAPA FREÁTICO

Durante la ejecución de las calicatas, no se encontro napa freatica hasta la profundidad donde se hicieron los trabajos de muestreo

4. Se recomienda que el tipo de cimentación a utilizar sea cimientos corridos armados, Para evitar los asentamientos diferenciales.

5. Profundidad de la cimentación:

Analizando los perfiles estratigráficos, los resultados de los ensayos de laboratorio y teniendo en cuenta en consideración las características estructurales del proyecto, se concluye que la cimentación de cimientos corridos armados desplatadas a profundidad minima (Df=1.30 m), a una, en el suelos natural más desfavorable encontrado en el área en estudio, del tipo arena limosa (SM), arena bien limosa (SW-SM), plástico y de consistencia densa.

6. La Capacidad Admisible del terreno a la profundidad de cimentación mínima Df =1.30 m, a partir de la superficie, de se puede considerar para el diseño estructural de:

El resultado obtenido para el Diseño estructural es:

TIPO DE SUELO (prof: 1.30 -3.0m)	Arena limosa(SM)
Características	
Angulo de fricción	34.0°
Angulo de fricción corregido	24.0°
Peso unitario del suelo de apoyo	1.432 kg/cm3
Capacidad portante suelo de apoyo (qad)	1.0 Kg / cm ²
Asentamiento permisible (s)	0.6 cm

El resultado obtenido para el Diseño estructural es:

TIPO DE SUELO (prof: 1.50-3.0 m)	Arena mal graduado(SW-SM)
bien	
Angulo de fricción	34.0°
Angulo de fricción corregido	24.0°
Peso unitario del suelo de apoyo	1.762 kg/cm ³
Capacidad portante suelo de apoyo (qad)	1.20 Kg / cm ²
Asentamiento permisible (s)	0.6 cm

7. El asentamiento total es de aproximadamente 0.6 cm, que es menor de 1"(2.54 cm.) recomendado para este tipo de estructuras (según la Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones que dice que para Edificaciones el Asentamiento Permisible es de 1"), por lo tanto no se presentaran problemas por asentamiento.

8. Se aplicara para obtener la capacidad admisible (qad) del suelo de fundación un factor de seguridad (F.S. = 3).

9.- Taludes de excavación:

Las excavaciones temporales hasta nivel de sello de fundación, y/o definitivas, deberán ejecutarse con los siguientes taludes:

Excavaciones hasta 1.20m, de profundidad: Taludes Verticales.

Excavaciones superiores a 1.20m, de profundidad: Taludes 2:1 (V:H),

Protegidos con lechada de cemento.

9.1.- Para el caso del movimiento de tierra se deben considerar las siguientes recomendaciones para los taludes:

- Excavaciones para taludes definitivos en suelos SP y SM H:V = 1,5:1
- Excavaciones transitorias H:V = 1:1,5
- Rellenos H:V = 2:1

9.2.- Cuando las excavaciones se requieran operaciones manuales y las profundidades superen el 200 cm se deberá disponer de **entibaciones** y protecciones que eviten desmoronamientos y riesgos de accidentes. Estas medidas se adoptaran cualquiera que sea la calidad de los suelos y siempre que el talud sea más empinado que H:V =1:1,5.

Se deberán respetar lo indicado en la norma de construcción vigente, respecto de la seguridad en excavaciones.

10. La estructura de los pisos, patios y obras exteriores tendrá el siguiente Diseño geométrico:

- **Subrasante.**- el material de la Subrasante está conformado por arena mal graduada, la que será mejorada la subrasante escarificada y compactada en un espesor de 0.30 m, al 95% de la máxima densidad seca del Proctor modificado.

- **Base.**- el material a emplear en la base será tipo granular seleccionado A-1-a (0) o A-1-b (0), con un espesor de 0.20 m. compactada, al 100% de la máxima densidad seca del Proctor modificado.

- **Losa de concreto.**- El concreto a utilizar tendrá un resistencia de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y un espesor de 0.10 m. Siguiendo las normas vigentes del reglamento nacional de construcciones.

11. De acuerdo con la nueva Norma Técnica de Edificación E-030 Diseño Sismo resistente y el predominio del suelo de la cimentación, se recomienda adoptar en los análisis sismo-resistente según el RNC. Se recomienda considerar un suelo de perfil tipo:

CLASIFICACIÓN DE TIPOS DE SUELOS DE CIMENTACIÓN

PARÁMETRO DE SUELO		VALOR
Tipo de suelo		S 2
Factor de amplificación del suelo	(S2)	1.05
Periodo predominante	Tp (S)	0.60
Periodo predominante	TL (S)	2.0
Norma		E-030
Estructuras		

12. En caso de que la cimentación de las estructuras del tipo plateas o losas, esta se desplantaran mayormente en el suelo natural **más desfavorable** encontrado en el área en estudio, del **tipo arena limosa bien graduada y arena bien graduada**.

13. Asimismo, en caso de considerarse el uso de plateas o losas de cimentación, se descarta totalmente la presencia de asentamientos diferenciales en las estructuras, debido a que estos serán anulados por los elementos estructurales indicados.

14. Se recomienda, antes del vaciado de las zapatas y/o plateas o losas de cimentación, compactar el suelo de apoyo que generalmente se altera por el proceso de excavación.

15. Se recomienda cimentar en base a zapatas conectadas con vigas de cimentación.

Asimismo la decisión y el criterio del Ingeniero Estructural son decisivos ya que podrían encontrarse diversos factores que conllevarían al uso de elementos de conexión (zapatas conectadas) tales como giros en las zapatas, torsión en planta, asimetría de la estructura.

16. En tal sentido, es recomendable, tomar en consideración la necesidad de establecer un tipo de estructura simétrica. Ya que la asimetría nos entregara deformaciones del sistema terreno-estructura. Bajo estas condiciones, una cimentación en base a zapatas conectadas para el caso de estructuras porticadas y en el caso de albañilería confinadas, cimientos corridos bajo muros de adecuada densidad de muros, incrementara la capacidad de resistencia suelo-estructura, así como atenuara los potenciales efectos dinámicos indicados.

17. Es conveniente tener presente el cuidado necesario para que los empalmes de las tuberías de agua y desagüe estén bien instalado de tal forma evitar fugas que pueden generar la reacción de los sulfatos y cloruros.

18. El subsuelo de actividad de cimentación no está sujeta a socavaciones ni deslizamientos, así como no se ha encontrado evidencias de hundimiento ni levantamientos en el terreno.

Así mismo la geodinámica externa en el área de estudio no presenta en la actualidad riesgo alguno como posibles aluviones, huaycos, deslizamientos de masas de tierra, inundaciones, etc.

19. Si en la zona del proyecto se encuentra la presencia de material de rellenos en estado suelto, se **recomienda eliminar dichos rellenos y reemplazarlo por material afirmado compactado**, con las recomendaciones respectivas.

20. En la zona del proyecto **si se notara la presencia de filtraciones superficiales debido a lluvias, aniegos** a la profundidad de cimentación con respecto a la superficie natural del terreno.

Se recomienda diseñar un sistema de **drenaje superficial** (sangría) para poder evacuar el agua de filtración y pueda facilitar el proceso constructivo de las cimentaciones y también afectar a las mismas una vez construidas.

21. De los ensayos de análisis químico de suelos, se ha realizados a la muestra del suelo donde ira desplantada la cimentación, e inspección de la zona en estudio, la presencia de sales solubles totales es de 1802 ppm mayores que 1500 ppm, que ocasionara problemas de perdida de resistencia mecánica por problemas de lixiviación (lavado de sales), es decir el contenido de sulfatos es 1586 ppm.

insignificante y está comprendido entre 150-1500 ppm., se recomienda el uso de cemento tipo V.

1.12. RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

De acuerdo con la Norma Técnica de Edificaciones **E-050** "Suelos y Cimentaciones", la siguiente información deberá transcribirse en los planos de cimentación.

Esta información no es limitativa y deberá cumplirse con todo lo especificado en el presente Estudio de Suelos y en el Reglamento Nacional de Construcciones.

Tipo de Cimentación: Cimientos corridos armada, bajo una adecuada densidad en ambas direcciones de muro portantes, los cuales pueden distribuir uniformemente las cargas.

En el caso de estructuras porticadas mediante zapatas conectadas. Asimismo la opción por el empleo de zapatas conectas depende de giros en la zapatas, torsión en planta, asimetría de la estructura. **Resistencia $f'c=210$ Kg/cm².**

ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN

Arena limosa (SM), y arena bien graduado-limosa(SW-SM) y potente depósito de suelo natural conformado por arenas de granulometrías medianas de aristas redondeadas. Contenido de finos, y no plásticos.

Parámetros de diseño de la cimentación

El resultado obtenido para el Diseño estructural es:

TIPO DE SUELO (prof: 1.30 -3.0m)	Arena limosa(SM)
Características	"VIVIENDA UNIFAMILIAR"
Angulo de fricción	34.0 ⁰
Angulo de fricción corregido	24.0 ⁰
Peso unitario del suelo de apoyo	1.432 kg/cm ³
Capacidad portante suelo de apoyo (qad)	1.0 Kg / cm ²
Asentamiento permisible (s)	0.6 cm

El resultado obtenido para el Diseño estructural es:

TIPO DE SUELO (prof: 1.50-3.0 m)	Arena mal graduado(SW-SM)
Características	"VIVIENDA UNIFAMILIAR"
Angulo de fricción	34.0 ⁰
Angulo de fricción corregido	24.0 ⁰
Peso unitario del suelo de apoyo	1.762 kg/cm ³
Capacidad portante suelo de apoyo (qad)	1.20 Kg / cm ²
Asentamiento permisible (s)	0.6 cm

1.13.- RECOMENDACIONES

1.13.1 RECOMENDACIONES ADICIONALES

Por otro lado en la norma técnica de edificaciones E-050, en el capítulo 4º, acápite 4.3, “Profundidad de Cimentación”, indica que no debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, desmonte o relleno sanitario, y que estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad, antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales que cumplan con lo indicado en el acápite 4.4.1 “Rellenos controlados o de ingeniería”.

NOTA:

Las Conclusiones y Recomendaciones establecidas en el presente informe técnico son solo aplicables para el área estudiada. De ninguna manera se puede aplicar a otros sectores para otros fines.



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.

INFORME-EMS-1-ESMC-Nº 121-19

LABORATORIO DE SUELOS, ANÁLISIS QUÍMICO, ESTUDIO DE SUELOS, CON FINES DE CIMENTACIÓN, PAVIMENTOS, ENSAYOS DE COMPRESIÓN, DENSIDAD DE CAMPO, SERVICIOS MÚLTIPLES

ANEXO



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.

INFORME-EMS-1-ESMC-Nº 121-19

LABORATORIO DE SUELOS, ANÁLISIS QUÍMICO, ESTUDIO DE SUELOS, CON FINES DE CIMENTACIÓN, PAVIMENTOS, ENSAYOS DE COMPRESIÓN, DENSIDAD DE CAMPO, SERVICIOS MÚLTIPLES

ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO MÉTODO ASTM D-422

**ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
NTP 339.128 - ASTM D422**

SOLICITA : DYLAN MAURICIO SEDANO JARA / JORDAN FERNANDO SEDANO JARA
 PROYECTO : "CASA DE PLAYA"
 UBICACIÓN : Km. 127.5 Panamerica Sur-DISTRITO: CERRO AZUL, PROVINCIA: CAÑETE-DEPARTAMENTO DE LIMA
 FECHA : 24/07/2019

CALICATA Nº 1

MUESTRA Nº 1

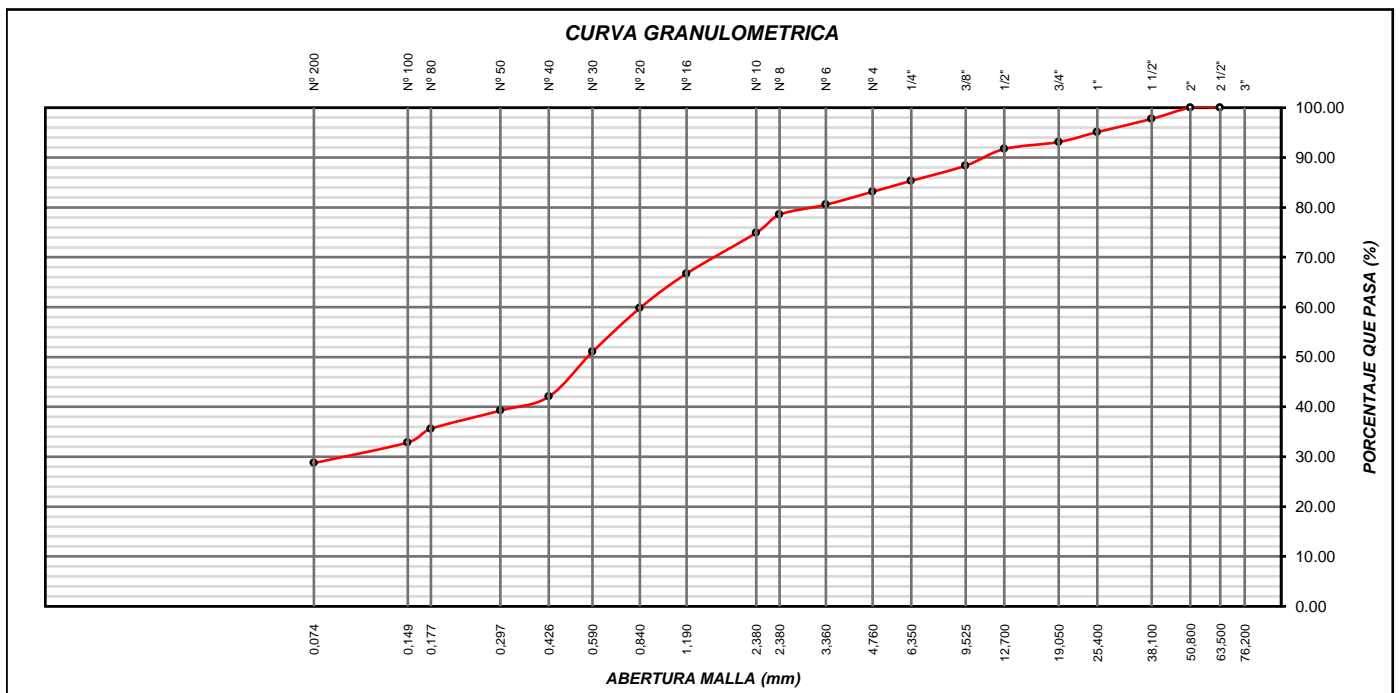
PROFUNDIDAD 0.00 m - 0.55 m

MALLAS SERIE AMERICANA	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO					
	ABERTURA (mm)	Pesos Retenidos	(%) RET	(%) RET ACUM.	PASA (%)	ESPECIFICACIONES GRADACION - A
3"	76.200					
2 1/2"	63.500			0.00	100.00	
2"	50.800		0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.100	45.0	2.24	2.24	97.76	
1"	25.400	53.0	2.64	4.89	95.11	
3/4"	19.050	40.0	2.00	6.88	93.12	
1/2"	12.700	28.0	1.40	8.28	91.72	
3/8"	9.525	67.0	3.34	11.62	88.38	
1/4"	6.350	61.0	3.04	14.66	85.34	
Nº 4	4.760	44.0	2.19	16.86	83.14	
Nº 6	3.360	52.0	2.59	19.45	80.55	
Nº 8	2.380	40.0	2.00	21.45	78.55	
Nº 10	2.000	73.0	3.64	25.09	74.91	
Nº 16	1.190	164.0	8.18	33.27	66.73	
Nº 20	0.840	139.0	6.93	40.20	59.80	
Nº 30	0.590	176.0	8.78	48.98	51.02	
Nº 40	0.426	180.0	8.98	57.96	42.04	
Nº 50	0.297	56.0	2.79	60.75	39.25	
Nº 80	0.177	73.0	3.64	64.39	35.61	
Nº 100	0.149	55.0	2.74	67.13	32.87	
Nº 200	0.074	83.0	4.14	71.27	28.73	
FONDO		576.0	28.73	100.00	0	
Peso Inicial:		2005.0				

RESULTADOS DE ENSAYOS			
LIMITE LIQUIDO	18.73	CLASIFICACION	
LIMITE PLASTICO	0.00	SUCS	AASHTO
INDICE PLASTICIDAD	0.00	SM	A-2-4 (0)
CALICATA	ESTRATO	PROFUNDIDAD	
Nº 1	1	0.00m - 0.55m	
HUMEDAD NATURAL (%)	1.05 %		
GRAVEDAD ESPECIFICA	2.54 Gr/cm ³		
PESO VOLUMETRICO	1528 Kg/m ³		

PESO INICIAL SECO	2005.00 grs
PESO LAVADO SECO	1429.00 grs
% QUE PASA LA MALLA Nº 200	28.73%
% RETENIDO EN LA MALLA 3"	0.00%

(%) GRAVA	16.86	D10 (mm)	0.026
(%) ARENA	54.41	D30 (mm)	0.097
(%) FINOS	28.73	D60 (mm)	0.850
		Cu	0.030
		Cc	0.430





LIMITES DE ATTERBERG

SOLICITA : DYLAN MAURICIO SEDANO JARA / JORDAN FERNANDO SEDANO JARA
 PROYECTO : "CASA DE PLAYA"
 UBICACIÓN : Km. 127.5 Panamerica Sur-DISTRITO: CERRO AZUL, PROVINCIA: CAÑETE-DEPARTAMENTO DE LIMA
 FECHA : 24/07/2019

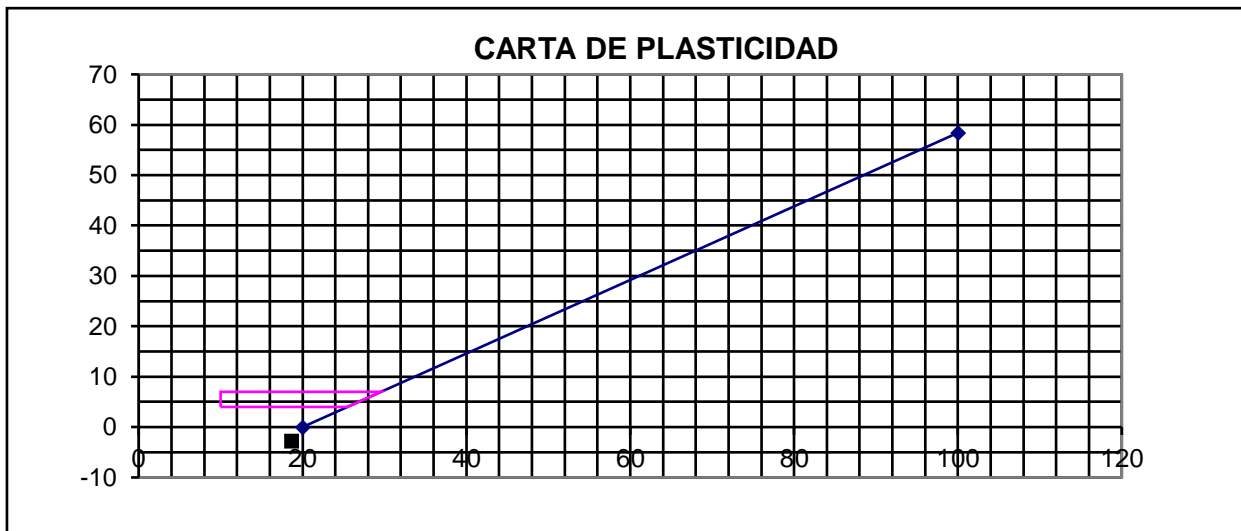
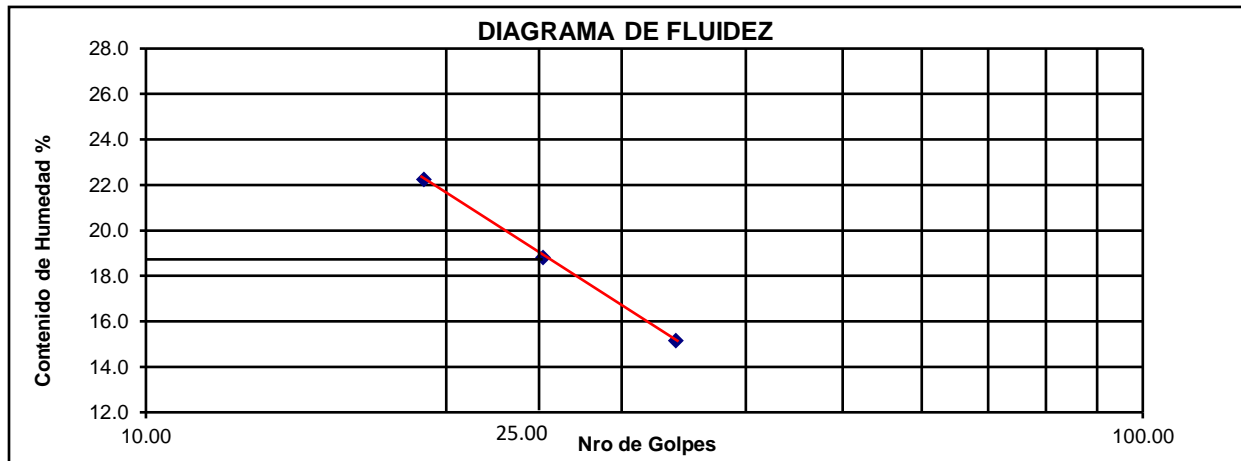
CALICATA Nº 1

MUESTRA Nº 1

PROFUNDIDAD 0.00 m - 0.55 m

		LIMITE PLASTICO (ASTM D-4318)		LIMITE LIQUIDO (ASTM D-4318)		
		1	2	16	17	18
				19	25	34
1	PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO			47.50	46.96	48.85
2	PESO CAPSULA + SUELO SECO			44.95	44.84	46.93
3	PESO CAPSULA			33.48	33.56	34.26
4	PESO AGUA (1-2)			2.55	2.12	1.92
5	PESO SUELO SECO (2-3)			11.47	11.28	12.67
6	CONTENIDO DE HUMEDAD(4/5*100)			22.23	18.79	15.15
		L.P. N.T		L.L. = 18.73		

I.P. = N.P



**ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
NTP 339.128 - ASTM D422**

SOLICITA : DYLAN MAURICIO SEDANO JARA / JORDAN FERNANDO SEDANO JARA
 PROYECTO : "CASA DE PLAYA"
 UBICACIÓN : Km. 127.5 Panamerica Sur-DISTRITO: CERRO AZUL, PROVINCIA: CAÑETE-DEPARTAMENTO DE LIMA
 FECHA : 24/07/2019

CALICATA Nº 1

MUESTRA Nº 2

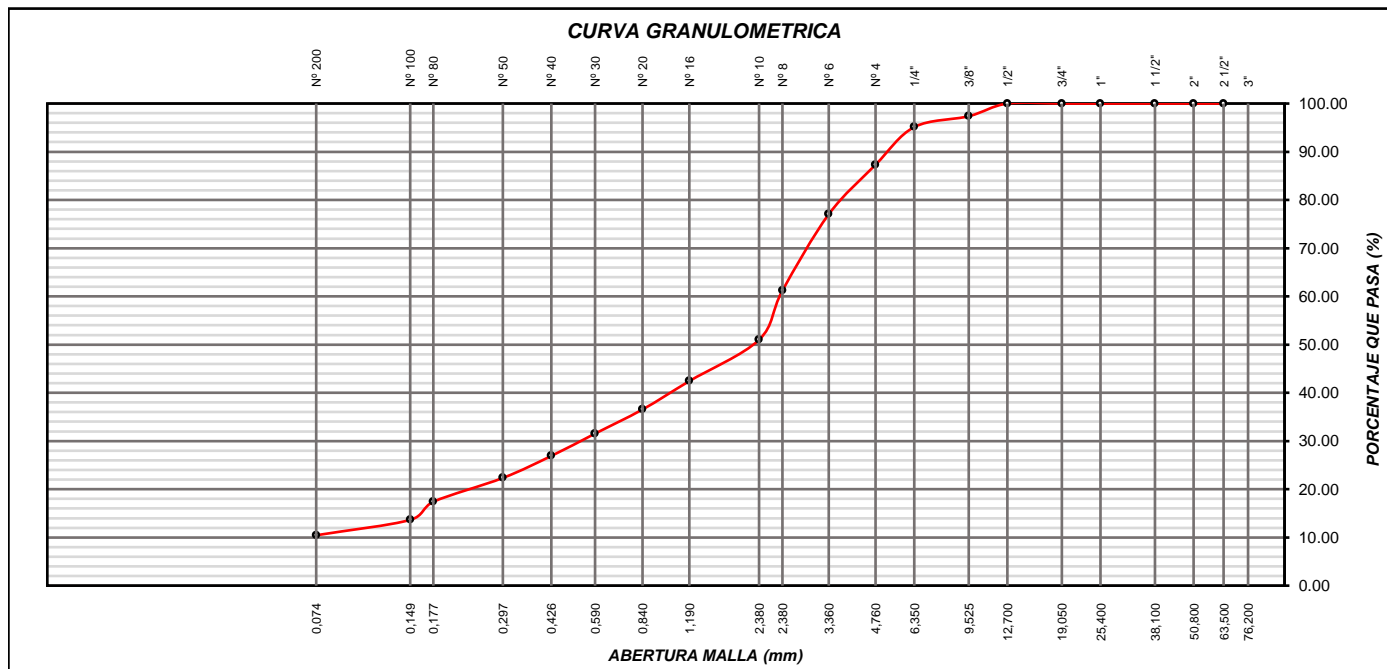
PROFUNDIDAD 0.55 m - 3.00 m

MALLAS SERIE AMERICANA	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO					
	ABERTURA (mm)	Pesos Retenidos	(%) RET	(%) RET ACUM.	PASA (%)	ESPECIFICACIONES GRADACION - A
3"	76.200					
2 1/2"	63.500		0.00	0.00	100.00	
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00	
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	100.00	
1/2"	12.700	0.00	0.00	0.00	100.00	
3/8"	9.525	42.00	2.63	2.63	97.37	
1/4"	6.350	36.00	2.25	4.88	95.12	
Nº 4	4.760	125.00	7.82	12.70	87.30	
Nº 6	3.360	164.00	10.26	22.97	77.03	
Nº 8	2.380	253.00	15.83	38.80	61.20	
Nº 10	2.000	163.00	10.20	49.00	51.00	
Nº 16	1.190	137.00	8.57	57.57	42.43	
Nº 20	0.840	94.00	5.88	63.45	36.55	
Nº 30	0.590	80.00	5.01	68.46	31.54	
Nº 40	0.426	74.00	4.63	73.09	26.91	
Nº 50	0.297	73.00	4.57	77.66	22.34	
Nº 80	0.177	79.00	4.94	82.60	17.40	
Nº 100	0.149	60.00	3.75	86.36	13.64	
Nº 200	0.074	51.00	3.19	89.55	10.45	
FONDO		167.00	10.45	100.00	0	
Peso Inicial:		1598.0				

RESULTADOS DE ENSAYOS			
LIMITE LIQUIDO	18.05	CLASIFICACION	
LIMITE PLASTICO	0.00	SUCS	AASHTO
INDICE PLASTICIDAD	0.00	SW-SM	A-1-b (0)
CALICATA	ESTRATO	PROFUNDIDAD	
Nº 1	2	0.55 m - 3.00 m	
HUMEDAD NATURAL (%)		1.9 %	
GRAVEDAD ESPECIFICA		2.64 Gr/cm ³	
PESO VOLUMETRICO		1564 Kg/m ³	

PESO INICIAL SECO	1598.00 grs
PESO LAVADO SECO	1431.00 grs
% QUE PASA LA MALLA Nº 200	10.45%
% RETENIDO EN LA MALLA 3"	0.00%

(%) GRAVA	12.70	D10 (mm)	0.071
(%) ARENA	76.85	D30 (mm)	0.535
(%) FINOS	10.45	D60 (mm)	2.335
		Cu	0.030
		Cc	1.734



LIMITES DE ATTERBERG

SOLICITA : DYLAN MAURICIO SEDANO JARA / JORDAN FERNANDO SEDANO JARA
 PROYECTO : "CASA DE PLAYA"
 UBICACIÓN : Km. 127.5 Panamerica Sur-DISTRITO: CERRO AZUL, PROVINCIA: CAÑETE-DEPARTAMENTO DE LIMA
 FECHA : 24/07/2019

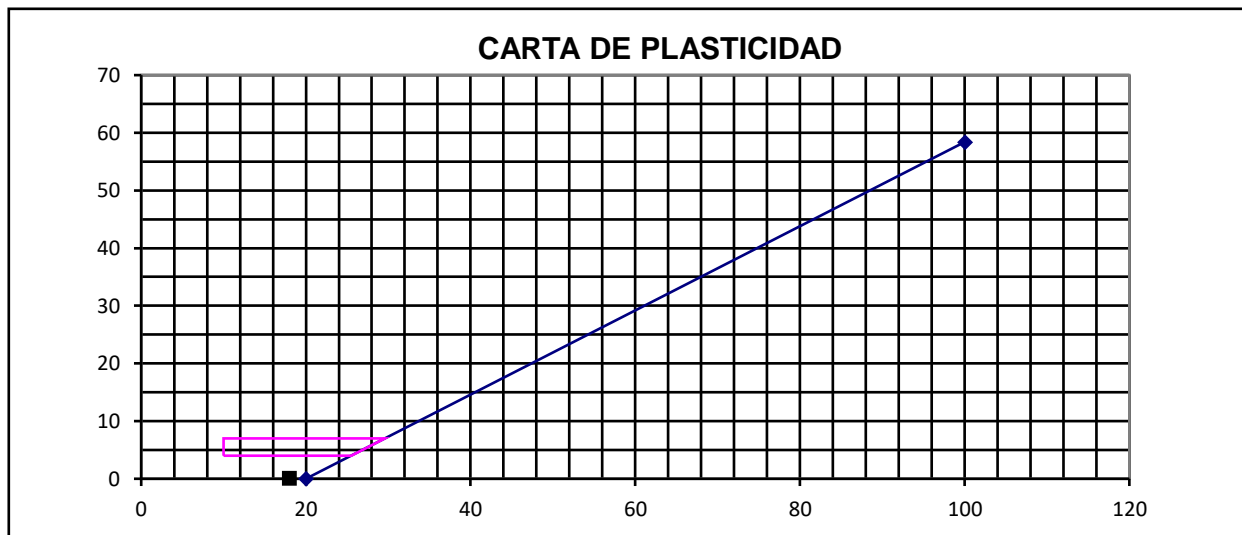
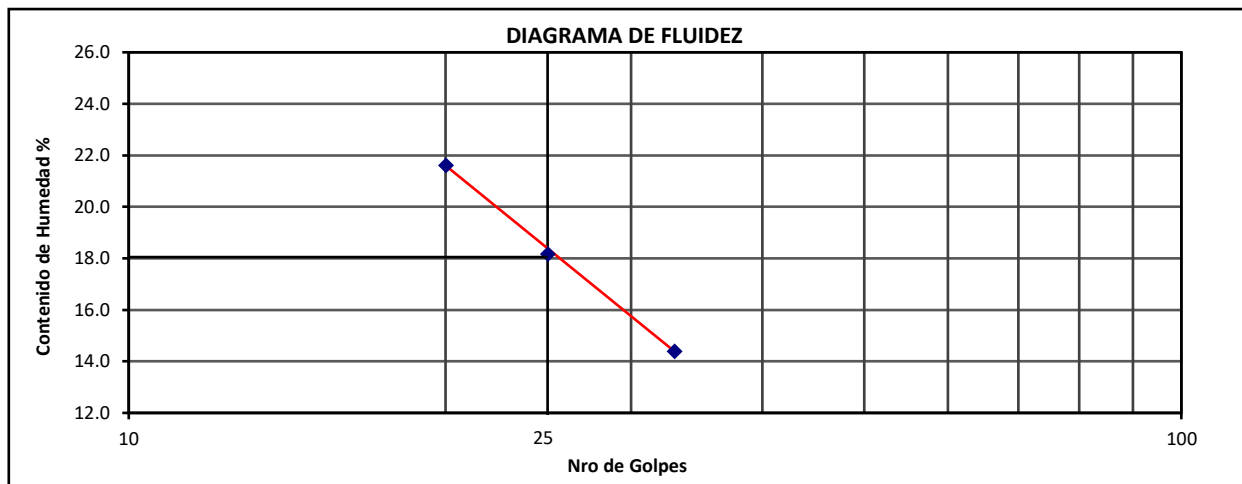
CALICATA Nº 1

MUESTRA Nº 2

PROFUNDIDAD 0.55 m - 3.00 m

		LIMITE PLASTICO (ASTM D-4318)		LIMITE PLASTICO (ASTM D-4318)		
				1	2	3
	ENSAYO Nº					
	CAPSULA Nº					
	NUMERO DE GOLPES			20	25	33
1	PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO			47.44	46.90	48.73
2	PESO CAPSULA + SUELO SECO			44.96	44.85	46.91
3	PESO CAPSULA			33.48	33.56	34.26
4	PESO AGUA (1-2)			2.48	2.05	1.82
5	PESO SUELO SECO (2-3)			11.48	11.29	12.65
6	CONTENIDO DE HUMEDAD(4/5*100)			21.60	18.16	14.39
		L.P. = N.T.		L.L. = 18.05		

I.P. = N.P.






PERFIL ESTRATIGRÁFICO

SOLICITA	: DYLAN MAURICIO SEDANO JARA / JORDAN FERNANDO SEDANO JARA
PROYECTO	: "CASA DE PLAYA"
UBICACIÓN	: Km. 127.5 Panamerica Sur-DISTRITO: CERRO AZUL, PROVINCIA: CAÑETE-DEPARTAMENTO DE LIMA
FECHA	: 24/07/2019

CALICATA Nº 1

PROFUNDIDAD 0.00 m - 3.00 m

PROFUNDIDAD METROS	SUCS	ESPESOR	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	OBSERVACIONES
0.10	SM	0.55		Arena Limosa , Color marron , con presencia de piedras de de tamaño 1" , en estado natural Semi compacto.	CALICATA : C-1 TIPO EXCAVACIÓN : MANUAL PROF. EXCAVACIÓN : 3.00 m. NIVEL FREÁTICO : NP
0.20					
0.40					
0.55					
0.60					
0.80	SW-SM	2.45		Conformada por material arena bien graduada limosa (SW-SM), de color marrón claro, ligeramente húmedo, no plástico por la total ausencia de material ligante, en estado suelto.	
1.00					
1.20					
1.40					
1.60					
1.80					
2.00					
2.20					
2.40					
2.60					
2.80					
3.00					
3.20					NO SE ENCONTRO NIVEL FREÁTICO

**ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
NTP 339.128 - ASTM D422**

SOLICITA	: DYLAN MAURICIO SEDANO JARA / JORDAN FERNANDO SEDANO JARA
PROYECTO	: "CASA DE PLAYA"
UBICACIÓN	: Km. 127.5 Panamerica Sur-DISTRITO: CERRO AZUL, PROVINCIA: CAÑETE-DEPARTAMENTO DE LIMA
FECHA	: 24/07/2019

CALICATA Nº 2

MUESTRA Nº 1

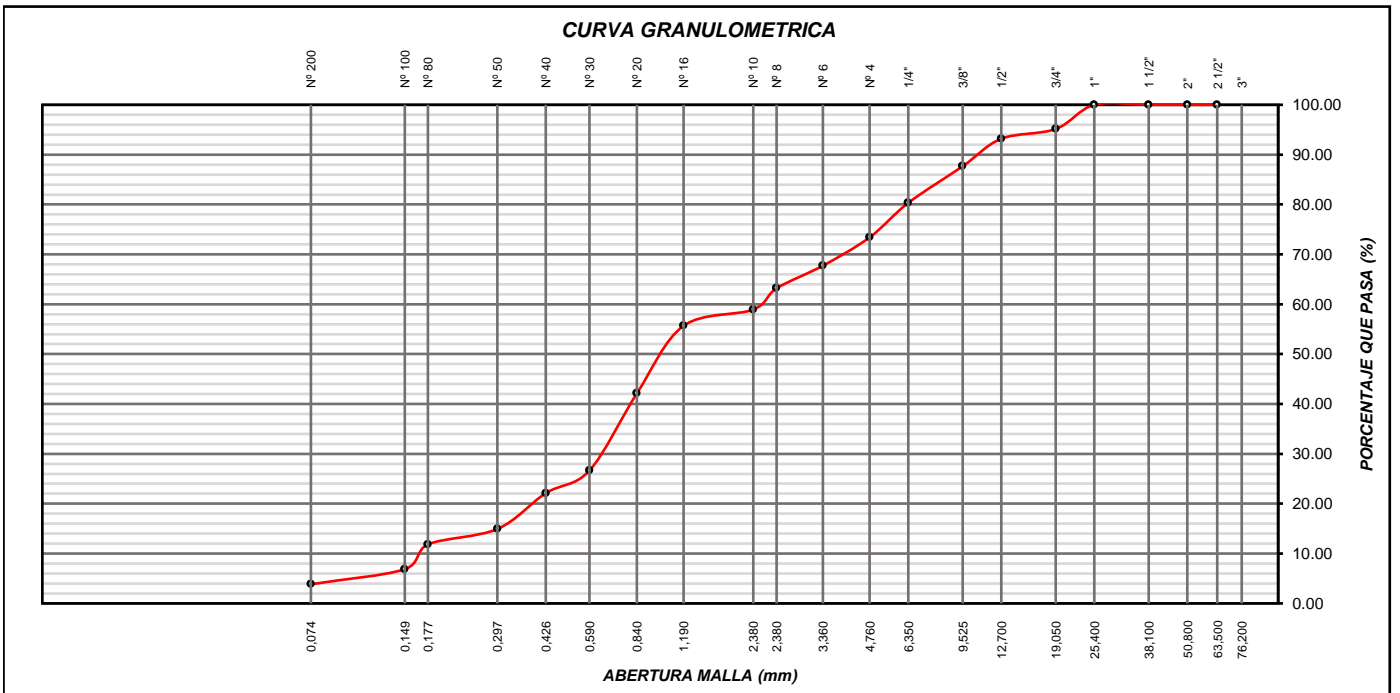
PROFUNDIDAD 0.00 m - 1.30 m

MALLAS SERIE AMERICANA	ANALISIS GRANULOMETRICO					
	ABERTURA (mm)	Pesos Retenidos	(%) RET	(%) RET ACUM.	PASA (%)	ESPECIFICACIONES GRADACION - A
3"	76.200					
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00	
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00	
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.050	90.0	4.86	4.86	95.14	
1/2"	12.700	36.0	1.95	6.81	93.19	
3/8"	9.525	102.0	5.51	12.32	87.68	
1/4"	6.350	136.0	7.35	19.68	80.32	
Nº 4	4.760	128.0	6.92	26.59	73.41	
Nº 6	3.360	105.0	5.68	32.27	67.73	
Nº 8	2.380	84.0	4.54	36.81	63.19	
Nº 10	2.000	79.0	4.27	41.08	58.92	
Nº 16	1.190	60.0	3.24	44.32	55.68	
Nº 20	0.840	251.0	13.57	57.89	42.11	
Nº 30	0.590	286.0	15.46	73.35	26.65	
Nº 40	0.426	84.0	4.54	77.89	22.11	
Nº 50	0.297	133.0	7.19	85.08	14.92	
Nº 80	0.177	57.0	3.08	88.16	11.84	
Nº 100	0.149	92.0	4.97	93.14	6.86	
Nº 200	0.074	56.0	3.03	96.16	3.84	
FONDO		71.00	3.84	100.00	0	
Peso Inicial:		1850.0				

RESULTADOS DE ENSAYOS			
LIMITE LIQUIDO	17.67	CLASIFICACION	
LIMITE PLASTICO	0.00	SUCS	AASHTO
INDICE PLASTICIDAD	0.00	SW	A-1-b (0)
CALICATA	ESTRATO	PROFUNDIDAD	
Nº 2	1	0.30 m - 1.30 m	
HUMEDAD NATURAL (%)		1.32 %	
GRAVEDAD ESPECIFICA		2.58 Gr/cm³	
PESO VOLUMETRICO		1452 Kg/m³	

PESO INICIAL SECO	1850.00 grs
PESO LAVADO SECO	1779.00 grs
% QUE PASA LA MALLA Nº 200	3.84%
% RETENIDO EN LA MALLA 3"	0.00%

(%) GRAVA	26.59	D10 (mm)	0.167
(%) ARENA	69.57	D30 (mm)	0.644
(%) FINOS	3.84	D60 (mm)	2.096
		Cu	0.080
		Cc	1.188





ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.

LABORATORIO DE SUELOS, ANÁLISIS QUÍMICO, ESTUDIO DE SUELOS, CON FINES DE CIMENTACIÓN, PAVIMENTOS, ENSAYOS DE COMPRESIÓN, DENSIDAD DE CAMPO, SERVICIOS MÚLTIPLES.

INFORME-EMS-1-ESMC-Nº 121-19

LIMITES DE ATTERBERG

SOLICITA	: DYLAN MAURICIO SEDANO JARA / JORDAN FERNANDO SEDANO JARA
PROYECTO	: "CASA DE PLAYA"
UBICACIÓN	: Km. 127.5 Panamerica Sur-DISTRITO: CERRO AZUL, PROVINCIA: CAÑETE-DEPARTAMENTO DE LIMA
FECHA	: 24/07/2019

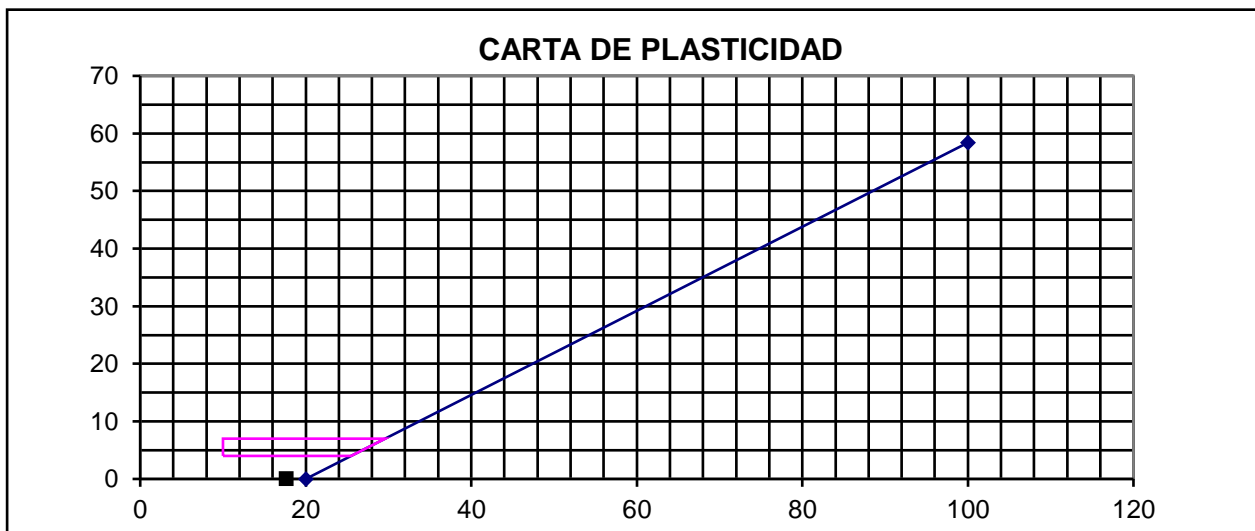
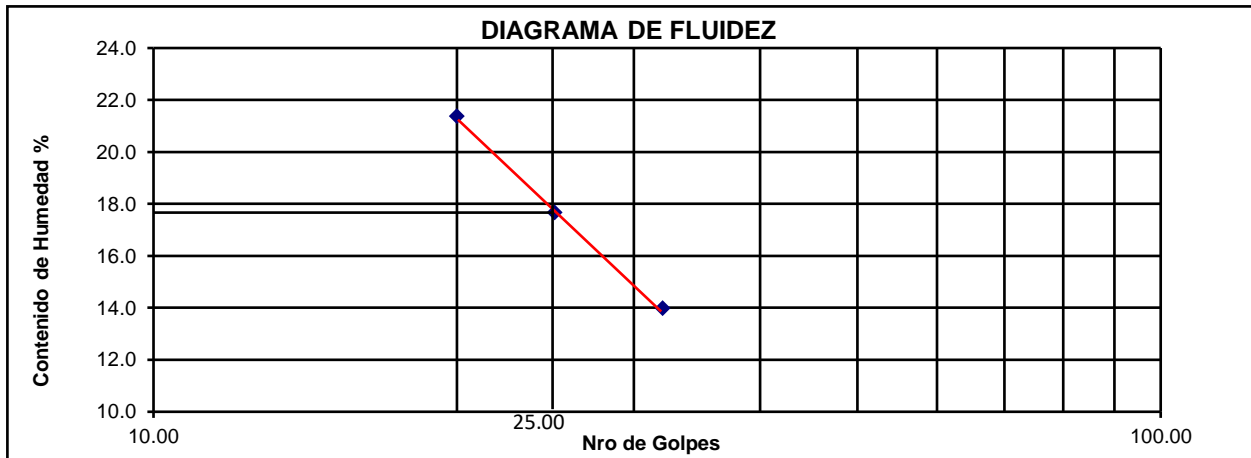
CALICATA Nº2

MUESTRA Nº 1

PROFUNDIDAD 0.00 m - 1.30 m

		LIMITE PLASTICO (ASTM D-4318)		LIMITE LIQUIDO (ASTM D-4318)		
		3	4	1	2	3
	ENSAYO Nº					
	CAPSULA Nº					
	NUMERO DE GOLPES			20	25	32
1	PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO			57.46	54.64	58.01
2	PESO CAPSULA + SUELO SECO			51.67	51.41	53.89
3	PESO CAPSULA			24.54	33.12	24.41
4	PESO AGUA (1-2)			5.80	3.23	4.12
5	PESO SUELO SECO (2-3)			27.13	18.29	29.48
6	CONTENIDO DE HUMEDAD(4/5*100)			21.36	17.66	13.98
		L.P. = N.T.		L.L. = 17.67		

I.P. = N.P.



DESCRIPCION DEL MATERIAL FINO:

**ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO ASTM-D422
NTP 339.128 - ASTM D6913**

SOLICITA	: DYLAN MAURICIO SEDANO JARA / JORDAN FERNANDO SEDANO JARA
PROYECTO	: "CASA DE PLAYA"
UBICACIÓN	: Km. 127.5 Panamerica Sur-DISTRITO: CERRO AZUL, PROVINCIA: CAÑETE-DEPARTAMENTO DE LIMA
FECHA	: 24/07/2019

CALICATA Nº 2

MUESTRA Nº 2

MALLAS SERIE AMERICANA	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO					
	ABERTURA (mm)	Pesos Retenidos (gr)	(%) RET	(%) RET ACUM.	PASA (%)	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
3"	76.200					
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00	
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00	
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	100.00	
1/2"	12.700	63.0	2.78	2.78	97.22	
3/8"	9.525	36.0	1.59	4.36	95.64	
1/4"	6.350	102.0	4.49	8.85	91.15	
Nº 4	4.760	136.0	5.99	14.85	85.15	
Nº 6	3.360	128.0	5.64	20.48	79.52	
Nº 8	2.380	105.0	4.63	25.11	74.89	
Nº 10	2.000	84.0	3.70	28.81	71.19	
Nº 16	1.190	73.0	3.22	32.03	67.97	
Nº 20	0.840	55.0	2.42	34.45	65.55	
Nº 30	0.590	251.0	11.06	45.51	54.49	
Nº 40	0.426	286.0	12.60	58.11	41.89	
Nº 60	0.297	84.0	3.70	61.81	38.19	
Nº 80	0.177	133.0	5.86	67.67	32.33	
Nº 100	0.149	57.0	2.51	70.18	29.82	
Nº 200	0.074	392.0	17.27	87.44	12.56	
FONDO		285.0	12.56	100.00	0	
Peso Inicial (gr):	2270.0					

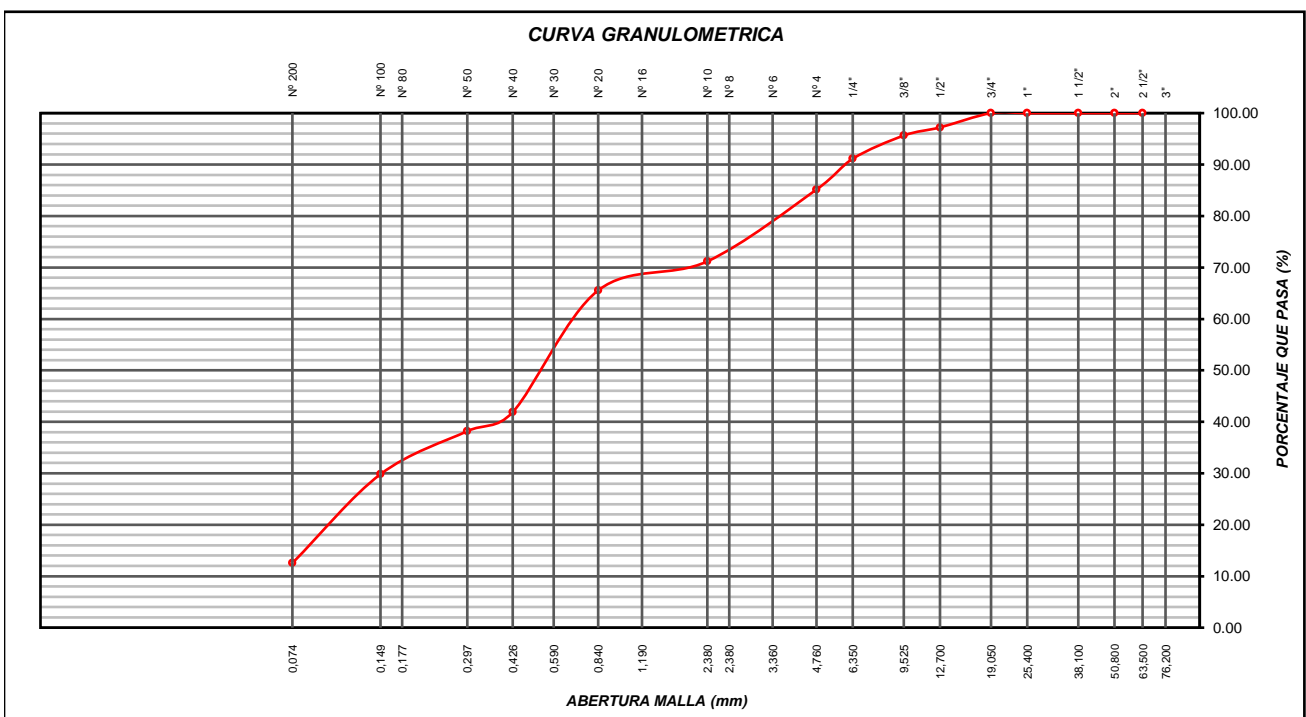
PROFUNDIDAD 1.30 m - 3.00 m

RESULTADOS DE ENSAYOS			
LIMITE LIQUIDO	18.16	CLASIFICACION	
LIMITE PLASTICO	0.00	SUCS	AASHTO
INDICE PLASTICIDAD	0.00	SM	A-1-b (0)

CALICATA	ESTRATO	PROFUNDIDAD
Nº2	2	1.30 m - 3.00 m
HUMEDAD NATURAL (%)		1.40 %
GRAVEDAD ESPECIFICA		2.51 %
PESO VOLUMETRICO		1482 Gr/cm³

PESO INICIAL SECO	2270.00 gr
PESO LAVADO SECO	1985.00 gr
% QUE PASA LA MALLA Nº 200	12.56%
% RETENIDO EN LA MALLA 3"	0.00%

COMPOSICION DEL MATERIAL			
(%) GRAVA	14.85	D10	0.06 mm
(%) ARENA	72.60	D30	0.15 mm
(%) FINOS	12.56	D60	0.71 mm
		Cu	12.122
		Cc	0.541





LIMITES DE ATTERBERG

SOLICITA : DYLAN MAURICIO SEDANO JARA / JORDAN FERNANDO SEDANO JARA
 PROYECTO : "CASA DE PLAYA"
 UBICACIÓN : Km. 127.5 Panamerica Sur-DISTRITO: CERRO AZUL, PROVINCIA: CAÑETE-DEPARTAMENTO DE LIMA
 FECHA : 24/07/2019

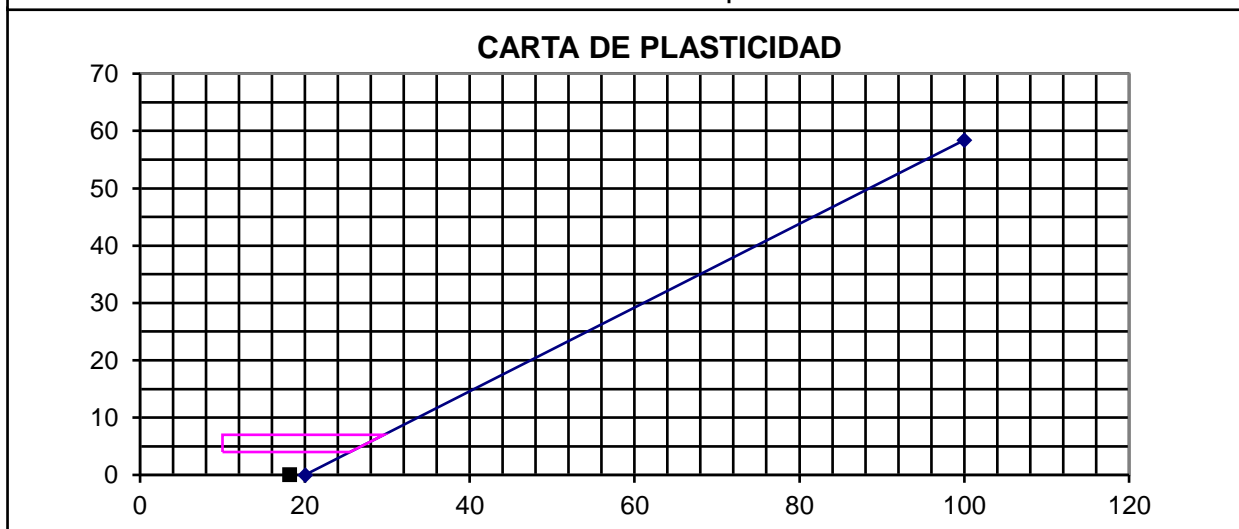
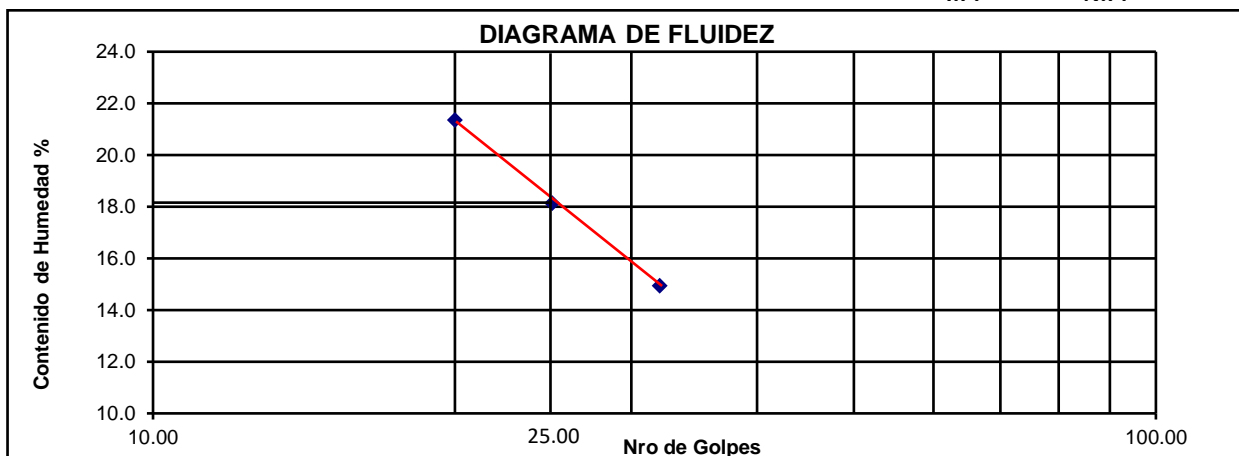
CALICATA Nº 2

MUESTRA Nº 2

PROFUNDIDAD 1.30 m - 3.00 m

		LIMITE PLASTICO (ASTM D-4318)		LIMITE LIQUIDO (ASTM D-4318)		
		1	2	1	2	3
	ENSAYO Nº					
	CAPSULA Nº					
	NUMERO DE GOLPES			20	25	32
1	PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO			57.46	54.73	58.30
2	PESO CAPSULA + SUELO SECO			51.67	51.41	53.89
3	PESO CAPSULA			24.54	33.12	24.41
4	PESO AGUA (1-2)			5.80	3.32	4.41
5	PESO SUELO SECO (2-3)			27.13	18.29	29.48
6	CONTENIDO DE HUMEDAD(4/5*100)			21.36	18.15	14.96
		L.P. =	N.T.	L.L. = 18.16		

I.P. = N.P.



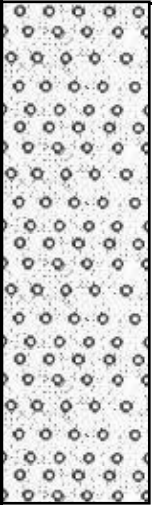

DESCRIPCION DEL MATERIAL FINO:

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

SOLICITA	: DYLANMAURICIOSEDANOJARA/JORDANFERNANDOSEDANOJARA
PROYECTO	: "CASA DE PLAYA"
UBICACIÓN	: Lt. 39 Alt. Km. 92.5 Panamerica Sur -DISTRITO: ASIA, PROVINCIA: CAÑETE- DEPARTAMENTO DE LIMA
FECHA	: 24/07/2019

CALICATA Nº 2

PROFUNDIDAD 0.00 m - 3.00 m

PROFUNDIDAD METROS	SUCS	ESPESOR	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	OBSERVACIONES
0.10 0.20 0.40 0.55 0.60 0.80 1.00 1.20	SW	1.30		Conformada por material arena bien graduada (SW), de color marrón claro, ligeramente húmedo, no plástico por la total ausencia de material ligante, en estado suelto.	CALICATA : C-2 TIPO EXCAVACIÓN : MANUAL PROF. EXCAVACIÓN : 3.00 m. NIVEL FREÁTICO : NP
1.30 1.60 1.80 2.00 2.20 2.40 2.60 2.80 3.00 3.20	SM	1.70		Arena Limosa , Color marron , con presencia de piedras de de tamaño 1" , en estado natural Semi compacto.	NO SE ENCONTRO NIVEL FREATICO

**ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO ASTM-D422
NTP 339.128 - ASTM D6913**

SOLICITA	: DYLAN MAURICIO SEDANO JARA / JORDAN FERNANDO SEDANO JARA
PROYECTO	: "CASA DE PLAYA"
UBICACIÓN	: Km. 127.5 Panamerica Sur-DISTRITO: CERRO AZUL, PROVINCIA: CAÑETE-DEPARTAMENTO DE LIMA
FECHA	: 24/07/2019

CALICATA Nº 3

MUESTRA Nº 1

PROFUNDIDAD 0.00 m - 1.50 m

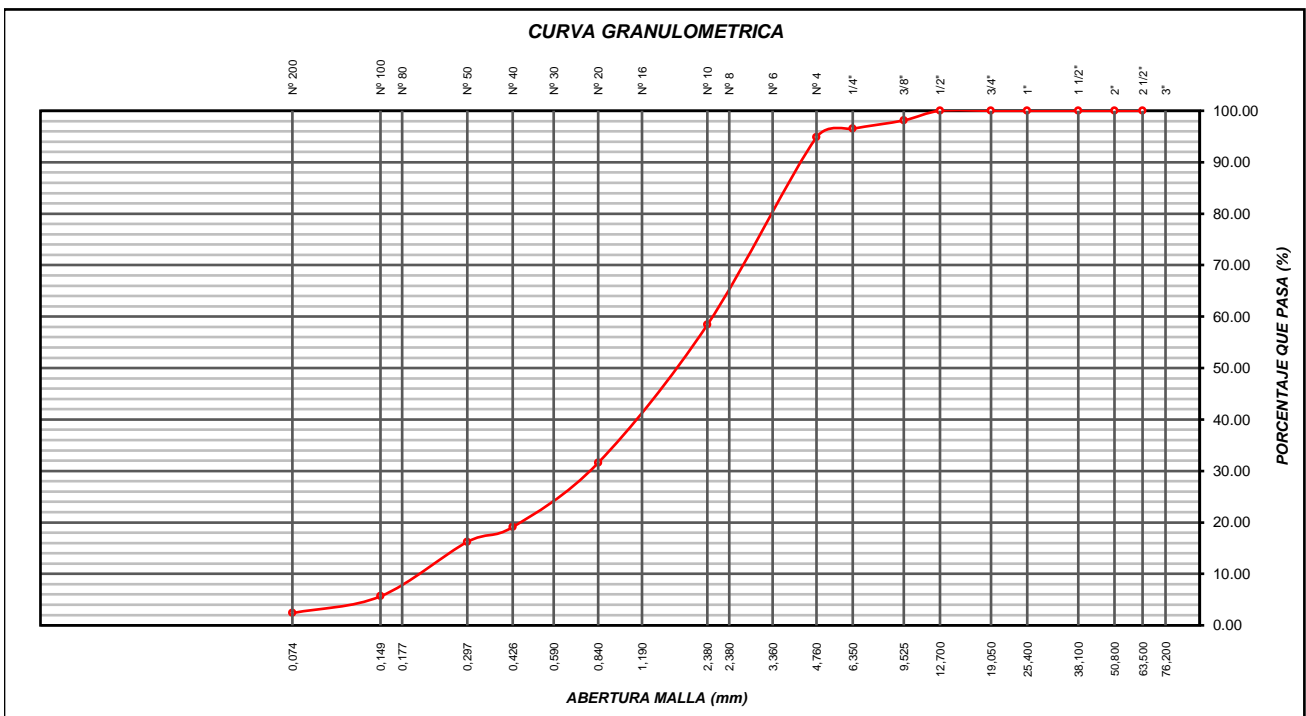
MALLAS SERIE AMERICANA	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO					
	ABERTURA (mm)	Pesos Retenidos (gr)	(%) RET	(%) RET ACUM.	PASA (%)	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
3"	76.200					
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00	
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00	
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	100.00	
1/2"	12.700	0.00	0.00	0.00	100.00	
3/8"	9.525	40.00	1.86	1.86	98.14	
1/4"	6.350	35.0	1.63	3.49	96.51	
Nº 4	4.760	36.00	1.68	5.17	94.83	
Nº 6	3.360	460.00	21.43	26.60	73.40	
Nº 8	2.380	118.00	5.50	32.09	67.91	
Nº 10	2.000	204.00	9.50	41.59	58.41	
Nº 16	1.190	362.00	16.86	58.45	41.55	
Nº 20	0.840	214.00	9.97	68.42	31.58	
Nº 30	0.590	198.00	9.22	77.64	22.36	
Nº 40	0.426	70.00	3.26	80.90	19.10	
Nº 60	0.297	62.00	2.89	83.79	16.21	
Nº 80	0.177	80.00	3.73	87.52	12.48	
Nº 100	0.149	147.00	6.85	94.36	5.64	
Nº 200	0.074	70.00	3.26	97.62	2.38	
FONDO		51.00	2.38	100.00	0	
Peso Inicial (gr):		2147.0				

RESULTADOS DE ENSAYOS			
LIMITE LIQUIDO	17.96	CLASIFICACION	
LIMITE PLASTICO	0.00	SUCS	AASHTO
INDICE PLASTICIDAD	0.00	SW	A-1-b(0)

CALICATA	ESTRATO	PROFUNDIDAD
Nº 3	1	0.00 m - 1.50 m
HUMEDAD NATURAL (%)		1.01 %
GRAVEDAD ESPECIFICA		2.69 %
PESO VOLUMETRICO		1586.00 Gr/cm ³

PESO INICIAL SECO	2147.00 gr
PESO LAVADO SECO	2096.00 gr
% QUE PASA LA MALLA Nº 200	2.38%
% RETENIDO EN LA MALLA 3"	0.00%

COMPOSICION DEL MATERIAL			
(%) GRAVA	5.17	D10	0.17 mm
(%) ARENA	92.45	D30	0.80 mm
(%) FINOS	2.38	D60	2.06 mm
		Cu	12.369
		Cc	1.846





LIMITES DE ATTERBERG

SOLICITA : DYLAN MAURICIO SEDANO JARA / JORDAN FERNANDO SEDANO JARA
 PROYECTO : "CASA DE PLAYA"
 UBICACIÓN : Km. 127.5 Panamerica Sur-DISTRITO: CERRO AZUL, PROVINCIA: CAÑETE-DEPARTAMENTO DE LIMA
 FECHA : 24/07/2019

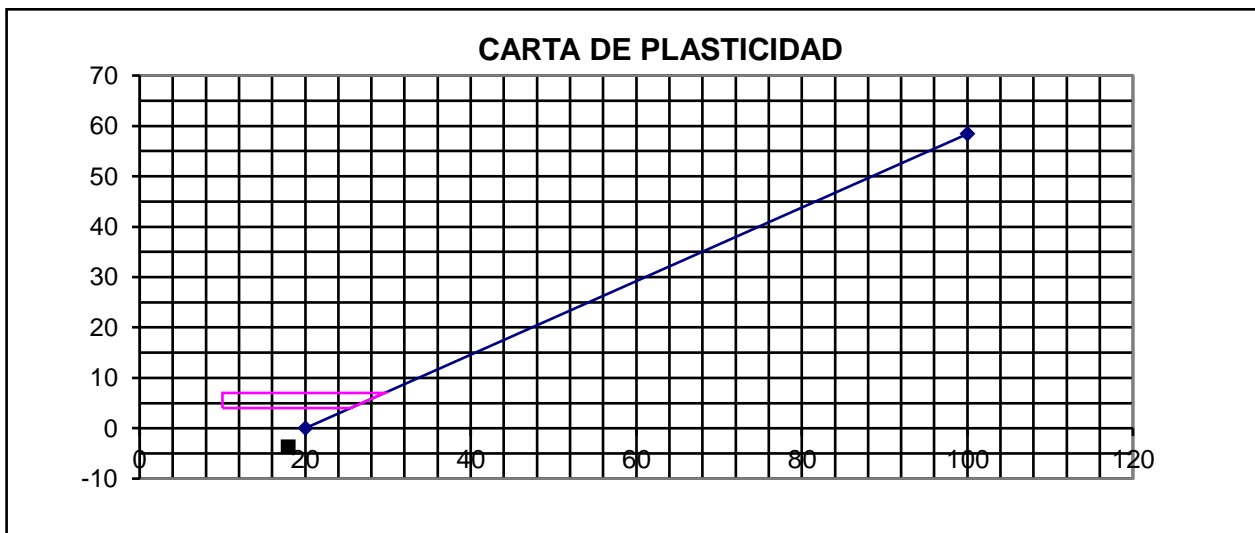
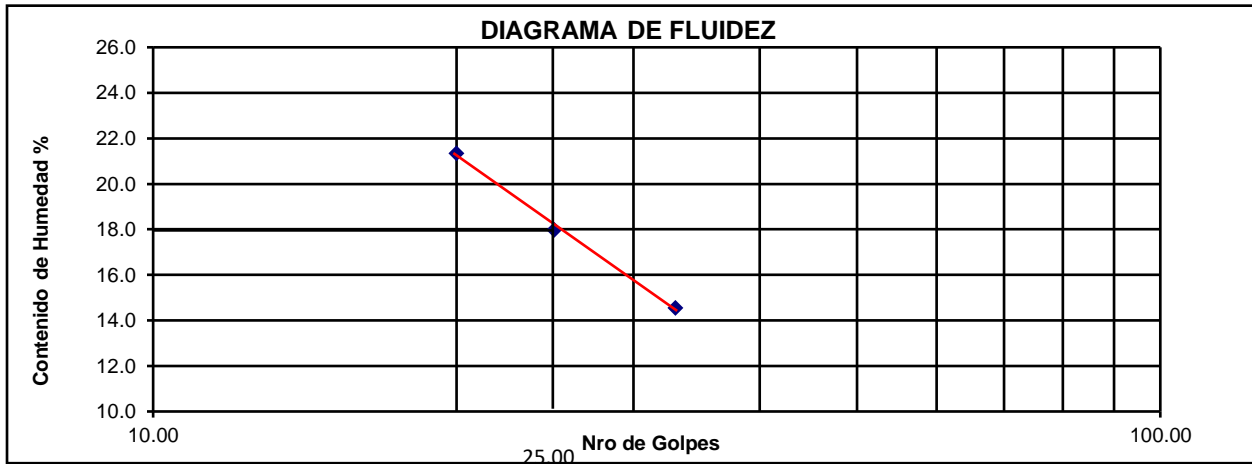
CALICATA Nº 3

MUESTRA Nº 1

PROFUNDIDAD 0.00 m - 1.50 m

		LIMITE PLASTICO (ASTM D-4318)		LIMITE LIQUIDO (ASTM D-4318)		
		3	4	1	2	3
		NUMERO DE GOLPES		20	25	33
1	PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO			47.41	46.88	48.75
2	PESO CAPSULA + SUELO SECO			44.96	44.85	46.91
3	PESO CAPSULA			33.48	33.56	34.26
4	PESO AGUA (1-2)			2.45	2.03	1.84
5	PESO SUELO SECO (2-3)			11.48	11.29	12.65
6	CONTENIDO DE HUMEDAD(4/5*100)			21.34	17.98	14.55
L.P. = N.T				L.L. = 17.96		

I.P. =N.P



DESCRIPCION DEL MATERIAL FINO:

ML

**ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO ASTM-D422
NTP 339.128 - ASTM D6913**

SOLICITA	: DYLAN MAURICIO SEDANO JARA / JORDAN FERNANDO SEDANO JARA
PROYECTO	: CASA DE CAMPO VELA - L39"
UBICACIÓN	: Km. 127.5 Panamerica Sur-DISTRITO: CERRO AZUL, PROVINCIA: CAÑETE-DEPARTAMENTO DE LIMA
FECHA	: 24/07/2019

CALICATA Nº 3

MUESTRA Nº 2

MALLAS SERIE AMERICANA	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO					
	ABERTURA (mm)	Pesos Retenidos (gr)	(%) RET	(%) RET ACUM.	PASA (%)	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS
3"	76.200		0.00	0.00	100.00	
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00	
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00	
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00	
3/4"	19.050	153.0	8.49	8.49	91.51	
1/2"	12.700	126.0	6.99	15.47	84.53	
3/8"	9.525	61.0	3.38	18.86	81.14	
1/4"	6.350	45.0	2.50	21.35	78.65	
Nº 4	4.760	37.0	2.05	23.41	76.59	
Nº 6	3.360	30.0	1.66	25.07	74.93	
Nº 8	2.380	41.0	2.27	27.34	72.66	
Nº 10	2.000	49.0	2.72	30.06	69.94	
Nº 16	1.190	94.0	5.21	35.27	64.73	
Nº 20	0.840	263.0	14.59	49.86	50.14	
Nº 30	0.590	285.0	15.81	65.67	34.33	
Nº 40	0.426	60.0	3.33	69.00	31.00	
Nº 60	0.297	109.0	6.05	75.04	24.96	
Nº 80	0.177	55.0	3.05	78.09	21.91	
Nº 100	0.149	78.0	4.33	82.42	17.58	
Nº 200	0.074	114.0	6.32	88.74	11.26	
FONDO		203.0	11.26	100.00	0	

Peso Inicial (gr): 1803.0

PROFUNDIDAD 1.50 m - 3.00 m

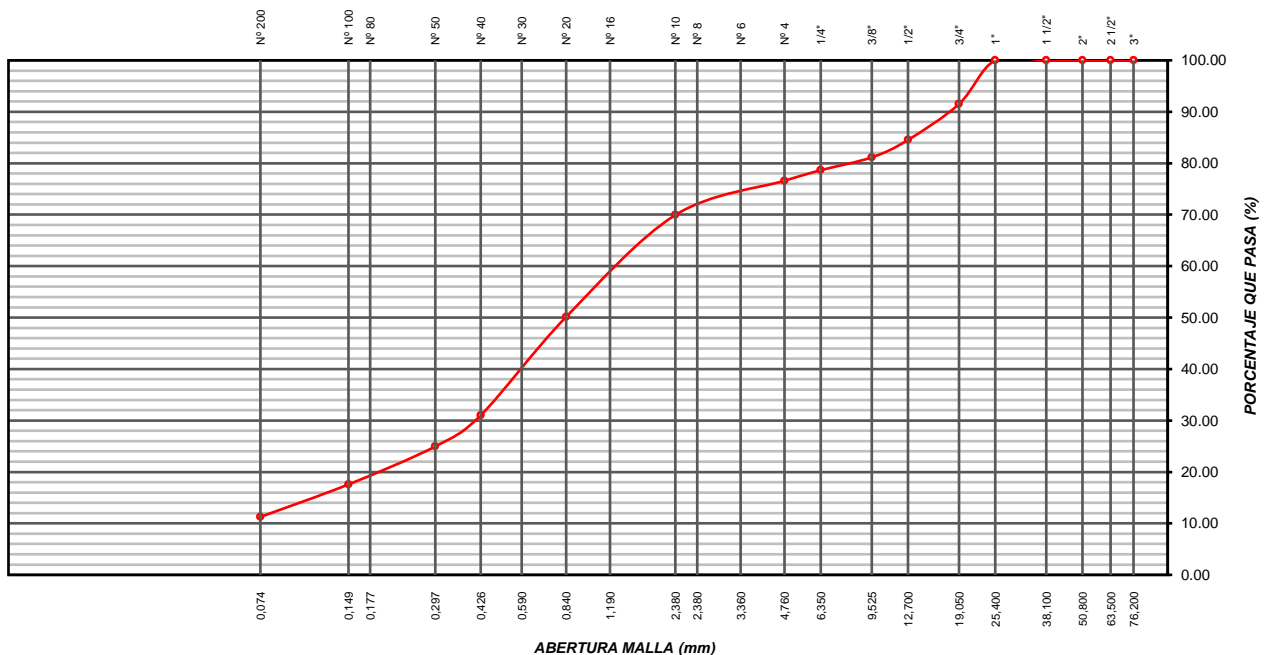
RESULTADOS DE ENSAYOS			
LIMITE LIQUIDO	17.44	CLASIFICACION	
LIMITE PLASTICO	0.00	SUCS	AASHTO
INDICE PLASTICIDAD	0.00	SW-SM	A-1-b (0)

CALICATA	ESTRATO	PROFUNDIDAD
Nº 3	2	1.50 m - 3.00 m
HUMEDAD NATURAL (%)		1.17 %
GRAVEDAD ESPECIFICA		2.71 %
PESO VOLUMETRICO		1566.00 Gr/cm ³

PESO INICIAL SECO	1803.00 gr
PESO LAVADO SECO	1600.00 gr
% QUE PASA LA MALLA Nº 200	11.26%
% RETENIDO EN LA MALLA 3"	0.00%

COMPOSICION DEL MATERIAL			
(%) GRAVA	23.41	D10	0.07 mm
(%) ARENA	65.34	D30	0.40 mm
(%) FINOS	11.26	D60	1.08 mm
		Cu	16.381
		Cc	2.313

CURVA GRANULOMETRICA



LIMITES DE ATTERBERG

SOLICITA : DYLAN MAURICIO SEDANO JARA / JORDAN FERNANDO SEDANO JARA
 PROYECTO : "CASA DE PLAYA"
 UBICACIÓN : Km. 127.5 Panamerica Sur-DISTRITO: CERRO AZUL, PROVINCIA: CAÑETE-DEPARTAMENTO DE LIMA
 FECHA : 24/07/2019

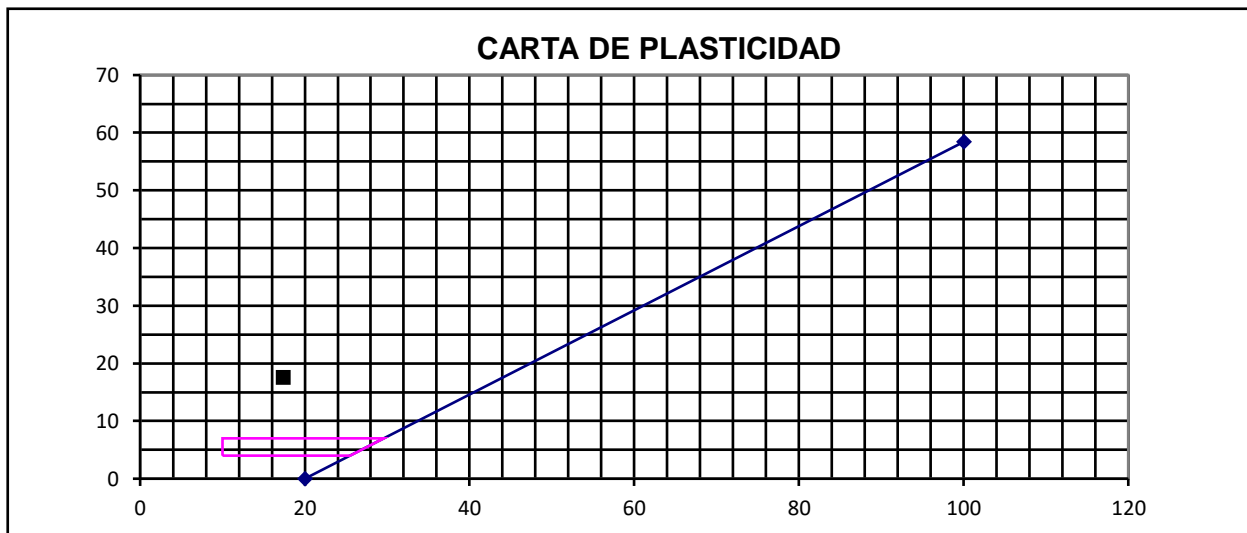
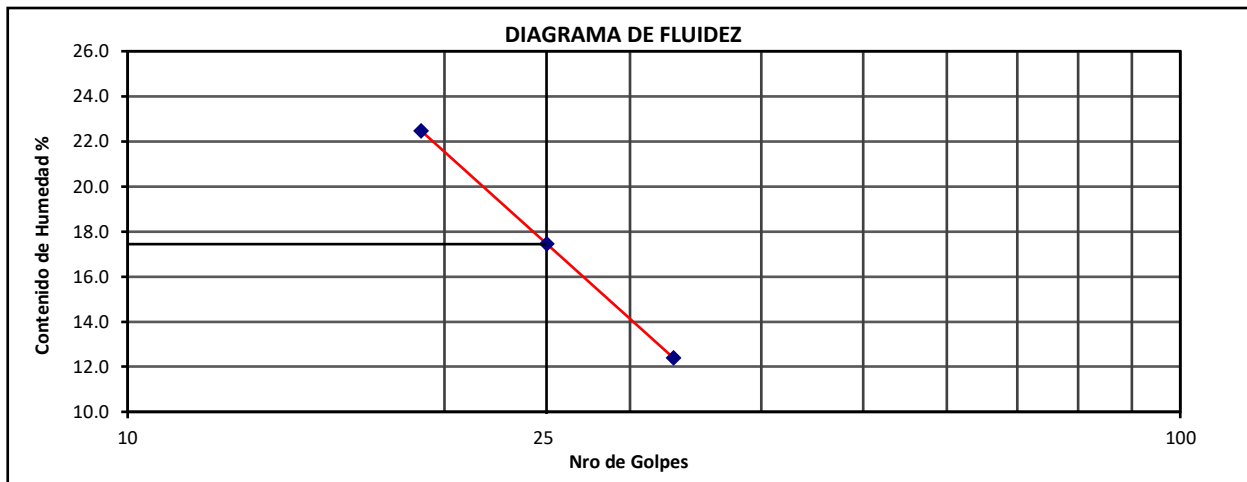
CALICATA Nº 3

MUESTRA Nº 2

PROFUNDIDAD 1.50 m - 3.00 m

		LIMITE PLASTICO (ASTM D-4318)		LIMITE PLASTICO (ASTM D-4318)		
				1	2	3
	ENSAYO Nº					
	CAPSULA Nº					
	NUMERO DE GOLPES			19	25	33
1	PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO			54.31	53.96	54.73
2	PESO CAPSULA + SUELO SECO			50.40	50.91	52.40
3	PESO CAPSULA			33.00	33.44	33.60
4	PESO AGUA (1-2)			3.91	3.05	2.33
5	PESO SUELO SECO (2-3)			17.40	17.47	18.80
6	CONTENIDO DE HUMEDAD(4/5*100)			22.47	17.46	12.39
L.P. = N.T				L.L. = 17.44		

I.P. =N.P

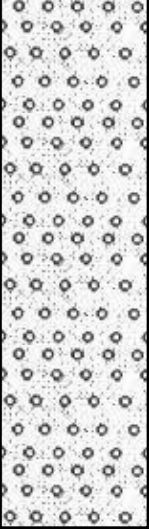
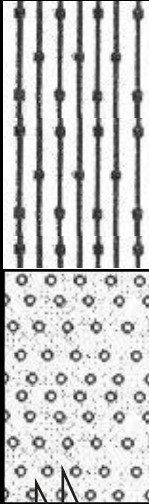


PERFIL ESTRATIGRÁFICO

SOLICITA	: DYLAN MAURICIO SEDANO JARA / JORDAN FERNANDO SEDANO JARA
PROYECTO	: "CASA DE PLAYA"
UBICACIÓN	: Km. 127.5 Panamerica Sur-DISTRITO: CERRO AZUL, PROVINCIA: CAÑETE-DEPARTAMENTO DE LIMA
FECHA	: 24/07/2019

CALICATA Nº 3

PROFUNDIDAD 0.00 m - 3.00 m

PROFUNDIDAD METROS	SUCS	ESPESOR	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	OBSERVACIONES
0.10 0.20 0.40 0.55 0.60	SW	1.50		Conformada por material arena bien graduada (SW), de color marrón claro, ligeramente húmedo, no plástico por la total ausencia de material ligante, en estado suelto.	CALICATA : C-3 TIPO EXCAVACIÓN : MANUAL PROF. EXCAVACIÓN : 3.00 m. NIVEL FREÁTICO : NP
1.00 1.20 1.50 1.80 2.00 2.20 2.40 2.60 2.80 3.00 3.20	SW-SM	1.50		Conformada por material arena bien graduada limosa (SW-SM), de color marrón claro, ligeramente húmedo, no plástico por la total ausencia de material ligante, en estado suelto.	NO SE ENCONTRO NIVEL FREÁTICO



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.

INFORME-EMS-1-ESMC-Nº 121-19

LABORATORIO DE SUELOS, ANÁLISIS QUÍMICO, ESTUDIO DE SUELOS, CON FINES DE CIMENTACIÓN, PAVIMENTOS, ENSAYOS DE COMPRESIÓN, DENSIDAD DE CAMPO, SERVICIOS MÚLTIPLES

ANÁLISIS QUÍMICO DEL SUELO



SOLICITA	: DYLAN MAURICIO SEDANO JARA / JORDAN FERNANDO SEDANO JARA
PROYECTO	: "CASA DE PLAYA"
UBICACIÓN	: Km. 127.5 Panamerica Sur -DISTRITO: CERRO AZUL, PROVINCIA: CAÑETE-DEPARTAMENTO DE LIMA
FECHA	: 24/07/2019

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO DE SUELOS

Los resultados de los ensayos químicos realizados para el presente estudio se muestran en el siguiente cuadro.

CALICATA Nº. 1

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS				
EXCAVACIÓN Nº.	PROFUNDIDAD (m)	SUSTANCIA	CONTENIDO	
C-1	0.00 - 3.0	PH	7.3	
		Cloruros (CL^{NA})	880.00 ppm	0.0880 %
		Sulfatos (SO_4^{-2})	1584.00 ppm	0.1584 %
		Sales solubles totales	1800.00 ppm	0.1800 %

Para la determinación de la agresividad del suelo a las construcciones de concreto de uso las recomendaciones del Reglamento Nacional de Construcciones reproducidas en el cuadro siguiente:

TABLA Nº 1

CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS (R.N.C)		
Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO_4^{-2}) presente en el suelo (ppm)	Tipo de Cemento Recomendado
Insignificante	0 - 150	I
Moderada	150 - 1500	II
Severa	1500 - 10000	V
Muy severa	Sobra 10000	V + más puzolana

Se ha determinado que el suelo de la zona del proyecto contiene sales agresivas en cantidades **severa** es decir el contenido de sulfatos está comprendido entre **1500 - 10000**ppm, se recomienda el uso de cemento tipo V.



SOLICITA	: DYLAN MAURICIO SEDANO JARA / JORDAN FERNANDO SEDANO JARA
PROYECTO	: "CASA DE PLAYA"
UBICACIÓN	: Km. 127.5 Panamerica Sur -DISTRITO: CERRO AZUL, PROVINCIA: CAÑETE-DEPARTAMENTO DE LIMA
FECHA	: 24/07/2019

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO DE SUELOS

Los resultados de los ensayos químicos realizados para el presente estudio se muestran en el siguiente cuadro.

CALICATA Nº. 2

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS				
EXCAVACIÓN Nº.	PROFUNDIDAD (m)	SUSTANCIA	CONTENIDO	
C-2	0.00 - 3.0	PH	7.3	
		Cloruros (CL ^{NA})	881.00 ppm	0.0881 %
		Sulfatos (SO ₄ ⁻²)	1585.00 ppm	0.1585 %
		Sales solubles totales	1801.00 ppm	0.1801 %

Para la determinación de la agresividad del suelo a las construcciones de concreto de uso las recomendaciones del Reglamento Nacional de Construcciones reproducidas en el cuadro siguiente:

TABLA Nº 1

CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS (R.N.C)		
Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO ₄ ⁻²) presente en el suelo (ppm)	Tipo de Cemento Recomendado
Insignificante	0 - 150	I
Moderada	150 - 1500	II
Severa	1500 - 10000	V
Muy severa	Sobra 10000	V + más puzolana

Se ha determinado que el suelo de la zona del proyecto contiene sales agresivas en cantidades severa es decir el contenido de sulfatos está comprendido entre 1500 - 10000ppm, se recomiendo el uso de cemento tipo V.



SOLICITA	: DYLAN MAURICIO SEDANO JARA / JORDAN FERNANDO SEDANO JARA
PROYECTO	: "CASA DE PLAYA"
UBICACIÓN	: Km. 127.5 Panamerica Sur -DISTRITO: CERRO AZUL, PROVINCIA: CAÑETE-DEPARTAMENTO DE LIMA
FECHA	: 24/07/2019

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO DE SUELOS

Los resultados de los ensayos químicos realizados para el presente estudio se muestran en el siguiente cuadro.

CALICATA Nº. 3

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS			
EXCAVACIÓN Nº.	PROFUNDIDAD (m)	SUSTANCIA	CONTENIDO
C-3	0.00 -3.0	PH	7.3
		Cloruros (CL ^{NA})	882.00 ppm 0.0882 %
		Sulfatos (SO ₄ ⁻²)	1586.00 ppm 0.1586 %
		Sales solubles totales	1802.00 ppm 0.1802 %

Para la determinación de la agresividad del suelo a las construcciones de concreto de uso las recomendaciones del Reglamento Nacional de Construcciones reproducidas en el cuadro siguiente:

TABLA Nº 1

CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS (R.N.C)		
Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO ₄ ⁻²) presente en el suelo (ppm)	Tipo de Cemento Recomendado
Insignificante	0 - 150	I
Moderada	150 - 1500	II
Severa	1500 - 10000	V
Muy severa	Sobra 10000	V + más puzolana

Se ha determinado que el suelo de la zona del proyecto contiene sales agresivas en cantidades **severa** es decir el contenido de sulfatos está comprendido entre 1500 - 10000ppm, se recomiendo el uso de cemento tipo V.



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.

INFORME-EMS-1-ESMC-Nº 121-19

LABORATORIO DE SUELOS, ANÁLISIS QUÍMICO, ESTUDIO DE SUELOS, CON FINES DE CIMENTACIÓN, PAVIMENTOS, ENSAYOS DE COMPRESIÓN, DENSIDAD DE CAMPO, SERVICIOS MÚLTIPLES

PANEL FOTOGRÁFICO DE EJECUCIÓN DE CALICATA

VISTA DE LA EJECUCIÓN DE CALICATA



VISTA DE LA EJECUCIÓN DE CALICATA



VISTA DE LA EJECUCIÓN DE CALICATA



VISTA DE LA EJECUCIÓN DE CALICATA



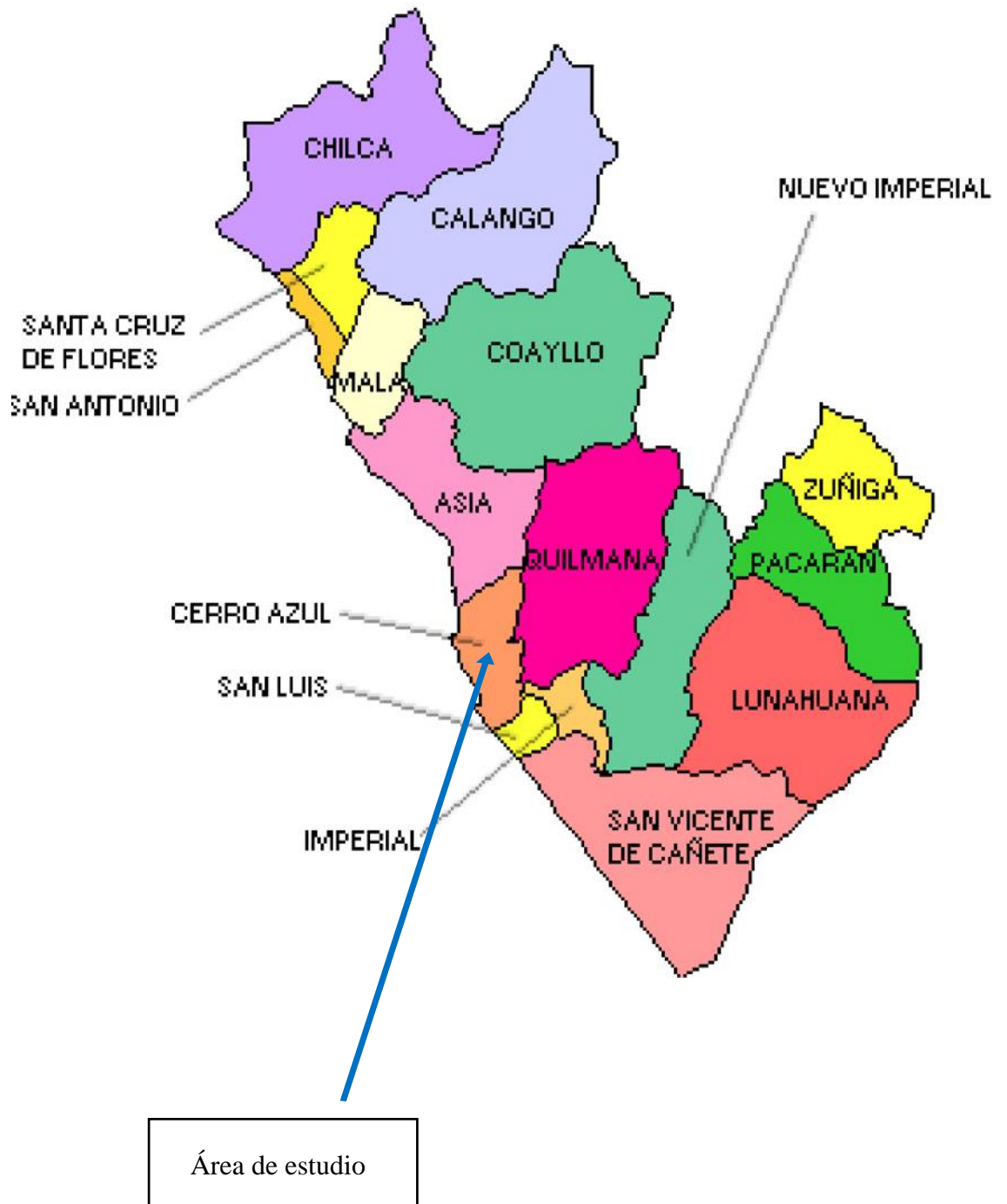
VISTA DE LA EJECUCIÓN DE CALICATA



VISTA DE PERFIL DE SUELO DE CALICATA



MAPA DE LA PROVINCIA DE CAÑETE





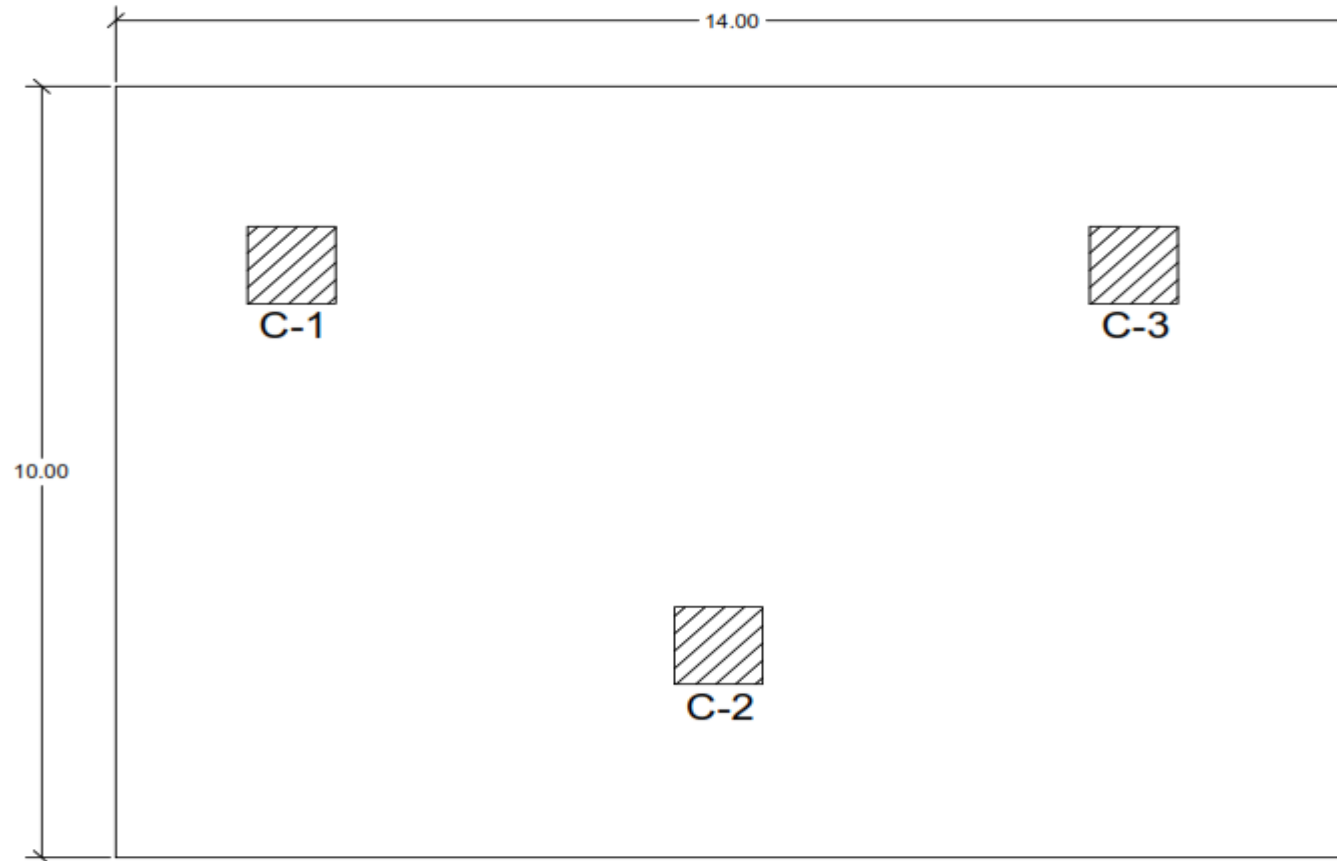
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTÉCNICO DE SUELOS S.A.C.

INFORME-EMS-1-ESMC-Nº 121-19

LABORATORIO DE SUELOS, ANÁLISIS QUÍMICO, ESTUDIO DE SUELOS, CON FINES DE CIMENTACIÓN, PAVIMENTOS, ENSAYOS DE COMPRESIÓN, DENSIDAD DE CAMPO, SERVICIOS MÚLTIPLES

PLANO DE UBICACIÓN DE CALICATA

Km. 127.5 Panamerica Sur -DISTRITO: CERRO AZUL, PROVINCIA: CAÑETE-DEPARTAMENTO DE LIMA



PLANO DE UBICACION DE CALICATAS