



UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

**“Propuesta de utilización de un sistema de pilas de grava compactada
para el mejoramiento de un suelo arenoso en el distrito de San Juan
Bautista”**

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES

Plascencia Olivares, Edgar Andrés (0000-0002-2475-2472)

Obregón Vilca, Manuel Eugenio (0000-0003-4623-7251)

ASESOR

Martinelli Montoya, Maggie (0000-0001-8520-5790)

Lima, 09 de Abril del 2021

DEDICATORIA

La presente tesis se lo dedicamos a nuestros padres y hermanos, quienes han sido nuestra fortaleza, nuestro apoyo incondicional, y nuestra motivación del día a día para poder salir adelante y formarnos como profesionales, siempre teniendo en cuenta nuestros valores y educación que nos enseñaron en el hogar, nuestro núcleo familiar.

AGRADECIMIENTOS

Yo, Manuel Obregón, agradezco a nuestro Señor Jesucristo por darme la dicha de tener unos padres y hermanos de bien, en primera instancia agradeceré a mi Señor padre Julio Obregón y a mi señora madre Teodocia Vilca quienes desde que llegue a este mundo me cuidaron, me protegieron, me enseñaron, me corrigieron, me aconsejaron y me dieron todo el verdadero amor de padres, por todo ello y mucho más estaré eternamente agradecido. En segunda instancia agradezco a mis hermanos mayores: Yhony, Cesar y Freddy, quienes en conjunto me ayudaron a valorar las cosas a obtener en la vida, quienes ante una necesidad, un problema o una adversidad no dudaron en extenderme la mano para brindarme su apoyo incondicional, al igual que a mis padres, estaré eternamente agradecido.

Yo, Edgar Plascencia, agradezco a mis padres Edgar y Victoria y a mi esposa Lizeth por el apoyo constante, sin condiciones y sobretodo con amor. Ustedes siempre estuvieron a mi lado apoyándome en los buenos y malos momentos que la vida me dio, asimismo les agradezco a mis amigos, que me dieron aliento durante esta difícil, pero maravillosa etapa universitaria. Estoy muy agradecido con cada uno de ustedes, solo me queda decir que cada desvelada y cada sobre esfuerzo lo realicé pensando en ustedes y por ello este logro les pertenece.

Ahora, nosotros, Manuel y Edgar, como equipo y socios de trabajo, agradecemos a la Ingeniera Maggie Martinelli por su enseñanza y el monitoreo constante de nuestro trabajo, que lo hizo con toda la dedicación profesional posible, siempre corrigiendo nuestros errores para bien y sobre todo para el fortalecimiento de nuestros conocimientos, Asimismo agradecemos en especial al Ingeniero Carlos Gutiérrez, que con sus enseñanzas y apoyo constante supo orientarnos permanentemente, a ti gran amigo, toda nuestra gratitud.

RESUMEN

Esta Tesis de investigación estudia la propuesta de aplicación de un sistema de mejoramiento de suelos para un proyecto inmobiliario de nueve niveles que se proyecta ejecutar en el distrito de San Juan Bautista, en la región Loreto, la cual colinda con el distrito de Iquitos. Bajo esta premisa, se desarrolla la idea de cómo introducir un sistema de mejoramiento para suelos de baja resistencia, el cual reemplazará el sistema de cimentaciones profundas propuesto inicialmente, en el terreno del proyecto se realizó el estudio de suelos y se concluyó que las capas superficiales son de material orgánico, en la capa intermedia con alta potencia se clasificó a las arenas y finalmente se encontró arcilla dura a una profundidad promedio de 8 a 9 metros. A continuación se procedió a estudiar conceptualmente los diferentes tipos de cimentación profunda y sistemas de reforzamiento de suelos. Finalmente nos centramos en el sistema de Pilas de grava compactada, la cual ya registra eficientes antecedentes en diversos proyectos realizados en la ciudad de Lima, y en el norte del país. Es así, que debido a las características desfavorables de los suelos de la ciudad de San Juan Bautista, se optó a dar inicio con la realización del diseño, luego a la evaluación del proceso constructivo, el análisis de los recursos a emplear; siendo la etapa de exploración de canteras, el proceso más determinante para el inicio de la viabilidad del sistema en términos de diseño, costo y tiempo de ejecución.

Finalmente se concluye que el sistema de Pilas de grava compactada tiene la capacidad de incrementar la presión admisible del suelo, y disminuir los costos de construcción de la cimentación.

Palabras Claves: Sistema de mejoramiento, suelos altamente compresibles, cimentaciones profundas, exploración geotécnica, Sistema de Pilas de grava compactada, exploración de canteras, presión admisible, asentamientos diferenciales.

ABSTRACT

This Research Thesis studies the proposal for the application of a soil improvement system for a nine-level real estate project that is planned to be executed in the San Juan Bautista district, in the Loreto region, which borders the Iquitos district. Under this premise, the idea of how to introduce an improvement system for highly compressible soils is developed, which will replace the system of deep foundations initially proposed, in the field of the project the soil study was carried out and it was concluded that the surface layers are of organic material, in the intermediate layer with high power the sands were classified and finally hard clay was found at an average depth of 8 to 9 meters. Next, the different types of deep foundations and soil reinforcement systems were conceptually studied. Finally, we focus on the system of Piles of compacted gravel, which already records efficient records in various projects carried out in the city of Lima, and in the north of the country. Thus, due to the unfavorable characteristics of the soils of the city of San Juan Bautista, it was decided to begin with the realization of the design, then to the evaluation of the construction process, the analysis of the resources to be used; being the quarry exploration stage, the most decisive process for the beginning of the viability of the system in terms of design, cost and execution time.

Finally, it is concluded that the system of compacted gravel piles has the capacity to increase the admissible pressure of the soil, and decrease the construction costs of the foundation.

Keywords: Improvement system, highly compressible soils, deep foundations, geotechnical exploration, System of compacted gravel piles, quarry exploration, admissible pressure, differential settlements..

TABLA DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN	20
1.1	Antecedentes:.....	20
1.2	Realidad Problemática.....	22
1.3	Formulación del Problema:	23
1.4	Hipótesis:	23
1.5	Objetivo General:	23
1.6	Objetivos específicos	23
1.7	Descripción del contenido	24
2	CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	27
2.1	Cimentaciones en edificaciones.....	27
2.2	Cimentaciones superficiales	28
2.2.1	Losas de Cimentación	29
2.2.2	Tipos de Losa de Cimentación.....	30
2.3	Cimentaciones profundas	31
2.3.1	Cimentación con Pilotes	31
2.3.2	Tipos de Pilotes y sus características estructurales.....	35
2.4	Sistemas de mejoramiento de suelos	49
2.4.1	Descripción de Sistemas de mejoramiento de suelos	49
2.4.2	Compactación superficial.....	51
2.4.3	Precarga.....	52
2.4.4	Vibración profunda	54
2.4.5	Compactación dinámica.....	56
2.4.6	Inyecciones	57
2.4.7	Jet-grouting	58

2.4.8	Inclusiones rígidas y columnas de grava	60
2.4.9	Sistema de Pilas de Grava Compactada.....	63
2.5	Teorías de diseño	85
2.5.1	Trasfondo: Diseño y opciones de Construcción	86
2.5.2	Análisis Numérico:	91
2.5.3	Resultados	93
2.5.4	Conclusiones de Estudio:	98
2.6	Suelos de la ciudad San Juan Bautista.....	99
2.6.1	Ubicación geográfica.	99
2.6.2	Geología regional y de la zona de estudio	103
2.6.3	Meteorología, climatología, hidrología e hidrogeología en la zona de estudio y aledaños	113
3	CAPÍTULO III. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA DE LA ZONA DE ESTUDIO. .	119
3.1	Técnicas de exploración.	119
3.2	Investigación de Campo.	121
3.2.1	Inspección Superficial.....	121
3.2.2	Exploración del subsuelo	122
3.3	Ensayos de laboratorio.....	124
3.3.1	Trabajos de gabinete	125
3.3.2	Resultados de laboratorio.....	125
3.3.3.	Perfil estratigráfico.....	130
3.4	Análisis de los resultados del estudio de suelos del expediente técnico.	137
4	CAPÍTULO IV: ESTUDIO DE LAS CANTERAS DE GRAVA EN LA REGIÓN LORETO Y ZONAS ALEDAÑAS	144
4.1	Ubicación de Canteras	145
4.2	Análisis de Potencia de Canteras	148

4.3	Análisis de ensayos físicos de la grava.....	149
4.3.1	Parámetros físicos obligatorios de la grava	149
4.3.2	Análisis de grava de Canteras	151
4.4	Selección de cantera para el suministro de la grava	160
4.5	Cadena de suministro del principal material: La grava	162
5	CAPÍTULO V: DISEÑO DE UN SISTEMA DE PILAS DE GRAVA COMPACTADA 167	
5.1	Diseño de las pilas de grava compactada	169
5.1.1	Determinación de los parámetros preliminares de diseño	170
5.1.2	Estimación de la matriz de suelo.	175
5.1.3	Cálculo del asentamiento en la zona superior, Suz.....	176
5.1.4	Cálculo de Asentamientos en la zona inferior.	184
5.1.5	Calculo del asentamiento total:.....	185
6	CAPÍTULO VI: DESARROLLO DE PLAN DE CONSTRUCCIÓN DE PILAS DE AGREGADO COMPACTADO	186
6.1	Análisis de las maquinarias a emplear.....	186
6.1.1	Costos por movilización y desmovilización de maquinarias	187
6.2	Análisis de costo del sistema de pilas de gravas compactadas.....	189
6.2.1	Metrado de unidades de pilas en el sistema	189
6.2.2	Metrado del agregado principal del sistema de pilas	190
6.2.3	Costo y tiempo de ejecución de una pila	191
6.3	Análisis de la prueba de módulo de rigidez en pilas	194
6.3.1	Costo y tiempo de ejecución de una prueba de módulo de rigidez.....	198
6.4	Presupuesto final del sistema de pilas de gravas compactadas	198
6.5	Programación de construcción del sistema de mejoramiento de suelos.....	202
6.5.1	Rendimiento de cuadrillas propuestas	203

6.5.2	Avance diario y semanal	205
7	CAPÍTULO VII: RESULTADOS	213
7.1	Análisis comparativo entre el sistema de cimentación por pilotes y el sistema de mejoramiento por pilas de grava compactada	213
7.2	Análisis del sistema de Pilotes propuesto por el expediente Técnico	213
7.3	Análisis de resultados del diseño propuesto por el sistema de pilas de grava compactada 215	
7.4	Comparación de resultados.....	215
7.4.1	Análisis comparativo respecto al tema económico	216
7.5	Ventajas y desventajas del sistema de pilas de grava compactada.....	219
7.5.1	Ventajas del sistema de Pilas de Agregado Compactado.	219
7.5.2	Desventajas del sistema de Pilas de Agregado Compactado.	220
8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	221
	CONCLUSIONES:.....	221
	RECOMENDACIONES:	222
9	REFERENCIAS	224
10	ANEXOS	229

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Parámetros de perfiles comunes en pilotes tipo H.....	37
Tabla N° 2: Perfiles seleccionados de pilotes de tubo.....	38
Tabla N° 3: Pilotes de concreto pre esforzados comunes.....	42
Tabla N° 4: Campo de aplicación de las principales técnicas de mejora del terreno.....	50
Tabla N° 5: Métodos de Inyección.....	58
Tabla N° 6: Algunos tipos de inclusiones rígidas.....	62
Tabla N° 7: Parámetros de pre dimensionamiento de losas de cimentación mediante pilas.....	93
Tabla N° 8: Datos climatológicos de estación Puerto Almendras – San Juan Bautista.....	115
Tabla N° 9: Distribución de pozos de agua subterránea.....	117
Tabla N° 10: Técnicas y normas de exploración de suelos.....	119
Tabla N° 11: Ensayos y normas para muestras de suelos.....	126
Tabla N° 12: Replanteo de resultados geotécnicos del terreno de estudio.....	139
Tabla N° 13: Parámetros geotécnicos PG-05.....	140
Tabla N° 14: Parámetros geotécnicos PG-06.....	141
Tabla N° 15: Parámetros geotécnicos PG-03.....	141
Tabla N° 16: Corrección de parámetros geotécnicos PG-05.....	142
Tabla N° 17: Corrección de parámetros geotécnicos PG-06.....	142
Tabla N° 18: Corrección de parámetros geotécnicos PG-03.....	143
Tabla N° 19: Resultado de análisis de grava de 3/ 4” cantera Carapongo – Lima.....	152
Tabla N° 20: Resultado de análisis de grava de 1.5” cantera Carapongo – Lima.....	153
Tabla N° 21: Resultado de análisis de grava de 1 1/ 2” cantera Pelejo – San Martín.....	153

Tabla N° 22: Resultado de análisis de grava de 1.5”cantera La Ramada – San Martín.....	154
Tabla N° 23: Resultado de análisis de grava de 1.5”cantera Buenos Aires – San Martín.....	154
Tabla N°24: Cuadro resumen porcentual de la diferencia de valores de la grava contra los requerimientos del sistema	159
Tabla N° 25: Cuadro Comparativo entre canteras.....	161
Tabla N° 26: Cuadro del proceso de licitación	162
Tabla N° 27: Cuadro del proceso de extracción y transporte.....	163
Tabla N° 28: Cuadro del proceso de Recepción.....	164
Tabla N° 29: Valores preliminares de Geopier para el diseño de refuerzo de suelo.....	174
Tabla N° 30: Resumen de valores de parámetro de diseño.....	175
Tabla N° 31: Cálculo del área de reemplazo (Ra).....	176
Tabla N° 32: Cálculo de esfuerzo en tope de Pila de Grava Compactada.....	179
Tabla N° 33: Datos previos para el cálculo del asentamiento superior de las pilas.....	179
Tabla N° 34: Diseño de pilas de agregado compactado.....	183
Tabla N° 35: Calculo del asentamiento en zona inferior.....	184
Tabla N° 36: Partida de maquinarias	188
Tabla N° 37: Detalle de un análisis de metrado para pilas de agregado.....	191
Tabla N° 38: Análisis de precio unitario de una pila.....	192
Tabla N° 39: Precios de horas hombre.....	193
Tabla N° 40: Programa típico de prueba de carga del módulo.....	195
Tabla N° 41: Partida de control de calidad.....	198
Tabla N° 42: Cuadrilla de mano de obra en movilización de equipos.....	203
Tabla N° 43: Cuadrilla de mano de obra para suministro de grava.....	203

Tabla N° 44: Cuadrilla de mano de obra para instalación de pilas.....	204
Tabla N° 45: Cuadrilla de mano de obra para control de calidad.....	204
Tabla N° 46: Cuadrilla de mano de obra por desmovilización de equipos.....	205

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1: Esquema que representa una cimentación superficial.....	28
Figura N° 2: Tipos de Losa de cimentación.....	30
Figura N° 3: Condiciones que requieren el uso de cimentaciones con pilotes.....	34
Figura N° 4: Pilotes de acero: a) empalme de un pilote H con soldadura; b) empalme de un pilote con soldadura; c) empalme de un pilote H con remaches y pernos; d) punta de hincado plana de un pilote de tubo; e) punta de hincado cónica de un pilote de tubo.....	39
Figura N° 5: Pilotes precolados con refuerzo ordinario.....	40
Figura N° 6: Pilotes de concreto vaciados en sitio.....	44
Figura N° 7: Empalme de pilotes de madera: a) con manguitos tubulares; b) con soleras metálicas y pernos.....	47
Figura N° 8: Comparación de tres tipos diferentes de compactación superficial.....	52
Figura N° 9: Deformación en carga noval y en descarga – recarga.....	53
Figura N° 10: Efecto de la vibro flotación en la densidad del suelo.....	54
Figura N° 11: Secuencia constructiva de la Vibro flotación.....	55
Figura N° 12: Proceso de compactación dinámica.....	56
Figura N° 13: Proceso de ejecución de una columna de jet-grouting.....	59
Figura N° 14: Chorros “jets” de alta velocidad.....	59
Figura N° 15: Proceso de construcción típico de una pila de agregado compactado.....	66
Figura N° 16: Soporte de carga del Geopier.....	68
Figura N° 17 Teoría básica de Geopier.....	70
Figura N° 18: Diseño típico del elemento Geopier bajo una base de columna aislada.....	75
Figura N° 19: Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravas Compactadas: ..	77

Figura N° 20: Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravav Compactadas tipo Impact	78
Figura N° 21: Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravav Compactadas tipo Densipact	79
Figura N° 22: Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravav Compactadas: Perforación helicoidal del terreno natural.....	80
Figura N° 23: Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravav Compactadas: Colocación de camisas o tubo casing para estabilización de la perforación.....	81
Figura N° 24: Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravav Compactadas: Llenado y compactación de agregados en el bulbo y fuste de la Pila.....	81
Figura N° 25: Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravav Compactadas: Vista panorámica del área de trabajo	82
Figura N° 26: Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravav Compactadas: Perforación helicoidal del terreno natural.....	82
Figura N° 27: Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravav Compactadas: Colocación de camisas o tubo casing para estabilización de la perforación.....	83
Figura N° 28: Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravav Compactadas: Perforación helicoidal del terreno natural.....	83
Figura N° 29: Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravav Compactadas: Perforación helicoidal del terreno natural.....	84
Figura N° 30: Gráfico que simula el diseño por el método de Winkler que asume rigideces uniformes en el suelo subyacente a la platea.	88
Figura N° 31: Gráfico que simula la solución para elevar presión admisible de suelo mediante el Retiro y Reemplazo de suelos compresibles considerado una solución superficial.....	89
Figura N° 32: Gráfico que simula la solución para soportar losas de cimentación con suelos altamente compresibles mediante el uso de pilotes como una solución profunda	89

Figura N° 33: Gráfico que simula la solución para soportar losas de cimentación con suelos altamente compresibles mediante el uso de pilas de grava compactada, la cual se considera una solución intermedia a la superficial y la profunda.....	90
Figura N° 34: : Grafica que muestra el espesor de losa normalizado requerido para la razón de rigidez de la pila de grava compactada sobre el suelo matriz (Kg/Km) de 5 y el espaciamiento de las pilas que está relacionado a la carga aplicada a la losa	95
Figura N° 35: Grafica que muestra el espesor de losa normalizado requerido para la razón de rigidez de la pila de grava compactada sobre el suelo matriz (Kg/Km) de 10 y el espaciamiento de las pilas que está relacionado a la carga aplicada a la losa.....	96
Figura N° 36: Grafica que muestra el espesor de losa normalizado requerido para la razón de rigidez de la pila de grava compactada sobre el suelo matriz (Kg/Km) de 20 y el espaciamiento de las pilas que está relacionado a la carga aplicada a la losa.....	97
Figura N° 37: Mapa de las regiones gubernamentales del Perú.....	100
Figura N°38: Mapa político de la región de Loreto.....	101
Figura N° 39: Se resalta la provincia de Maynas en la región Loreto.....	102
Figura N° 40: Vista 1 del mapa del distrito de San Juan Bautista en la provincia de Maynas.....	102
Figura N°41: Formaciones geológicas de la región de Loreto.....	106
Figura N° 42: Vivienda liviana construida con material natural en la ciudad de Iquitos.....	109
Figura N°43: Movimientos estacionales del terreno y debajo de un edificio.....	110
Figura N°44: Fallas por expansión de suelos en una vivienda de la ciudad de Iquitos.....	111
Figura N° 45: Histograma de lluvia mensual, temperaturas máximas y temperaturas mínimas en el año 2016.....	114
Figura N° 46: Histograma de precipitación anual de la estación meteorológica Punchana – San Juan Bautista.....	116

Figura N° 47: Plano de ubicación de prospecciones geotécnicas aplicados en el terreno de estudio ubicado en el distrito de San Juan Bautista, Maynas, Loreto.....	122
Figura N° 48: Parámetros Geotécnicos resultantes de la prospección PG-01.....	126
Figura N° 49: Parámetros Geotécnicos resultantes de la prospección PG-02.....	127
Figura N° 50: Parámetros Geotécnicos resultantes de la prospección PG-03.....	127
Figura N° 51: Parámetros Geotécnicos resultantes de la prospección PG-04.....	128
Figura N° 52: Parámetros Geotécnicos resultantes de la prospección PG-05.....	128
Figura N° 53: Parámetros Geotécnicos resultantes de la prospección PG-06.....	128
Figura N° 54: Perfil estratigráfico 1 del terreno de estudio ubicado en el distrito de San Juan Bautista, Maynas, Loreto.....	135
Figura N° 55: Perfil estratigráfico 2 del terreno de estudio ubicado en el distrito de San Juan Bautista, Maynas, Loreto.....	135
Figura N° 56: Plano topográfico de curvas de nivel correspondiente al terreno de estudio ubicado en el distrito de San Juan Bautista, Maynas, Loreto.....	138
Figura N° 57: Mapa de referencia para búsqueda de canteras.....	145
Figura N° 58: Detalles del Puerto La Ramada ubicado en Yurimaguas, provincia Alto Amazonas, Región Loreto	146
Figura N° 59: Detalles del Puerto Pelejo ubicado en distrito El Porvenir, provincia San Martín, Región de San Martín	147
Figura N° 60: Detalles de la Planta Belaunde Terry ubicado en distrito de Tarapoto, provincia San Martín, Región de San Martín	148
Figura N° 61: Cuadro con especificaciones técnicas que evaluadas en la grava para el sistema de pilas de grava compactada del proyecto “TOTTUS Huachipa.....	150
Figura N° 62: Gráfico de barras comparando el contenido de Sales solubles de la grava de 4 canteras y lo máximo tolerado por el sistema	155

Figura N° 63: Gráfico de barras comparando el contenido de Sulfatos solubles de la grava de 4 canteras y lo máximo tolerado por el sistema	156
Figura N° 64: Gráfico de barras comparando el nivel de abrasión de la grava de 4 canteras y lo máximo tolerado por el sistema.....	157
Figura N° 65: Gráfico de barras comparando el nivel de inalterabilidad de la grava de 4 canteras y lo máximo tolerado por el sistema	158
Figura N° 66: Mapa representativo para evaluación de distancias y tiempos viables.....	160
Figura N° 67: Procesos gráficos A de la cadena de suministro de la grava.....	165
Figura N° 68: Procesos gráficos B de la cadena de suministro de la grava.....	165
Figura N° 69: Procesos gráficos C de la cadena de suministro de la grava.....	166
Figura N° 70: Procesos gráficos D de la cadena de suministro de la grava.....	166
Figura N° 71: Leyenda de platea de cimentación $f'c=210$ kg/cm ² donde se muestra el detalle del acero de refuerzo superior e inferior	167
Figura N° 72: Planta de platea de cimentación de proyecto: Condominio San Lorenzo.....	168
Figura N° 73: Detalles de Pilotes de acero tubo HSS 16"x0.625" rellenos de concreto armado $f'c=210$ kg/cm ² : Condominio San Lorenzo.....	169
Figura N° 74: Método de dos capas para estimar asentamiento de cimentaciones.....	170
Figura N° 75: Modelamiento de la edificación de 9 niveles en programa ETABS.....	171
Figura N° 76: Diagrama de presiones en la base de la edificación, mediante el programa ETABS.....	171
Figura N° 77: Numero de golpes de ensayo SPT a 1.20 m de profundidad donde se ubica el fondo de cimentación, en prospección PG-05.....	173
Figura N° 78: Esquema de carga de una pila de agregado compactado.....	176
Figura N° 79: Representación gráfica de diseño de pilas de grava para el proyecto de Estudio 185	

Figura N° 80: Excavadora tipo oruga con acoples de un mandril, un apisonador y un embudo metálico.....	187
Figura N° 81: Modulaci3n en planta para determinar la cantidad de pilas de gravas compactadas.....	188
Figura N° 82: Dimensiones y separaci3n entre pilas t3picas de grava compactada.....	189
Figura N° 83: Formula de costos empleada para calcular cantidades de mano de obra y maquinarias.....	192
Figura N° 84: Configuraci3n t3pica de la prueba de carga del m3dulo.....	196
Figura N° 85: Configuraci3n t3pica de la prueba de elevaci3n.....	197
Figura N° 86: Propuesta econ3mica preliminar a todo costo bajo la modalidad de suma alzada.....	199
Figura N° 87: Cálculo de los gastos generales variables.....	200
Figura N° 88: Cálculo de los gastos generales fijos.....	200
Figura N° 89: Cálculo para determinar el porcentaje global por gastos generales.....	201
Figura N° 90: Cronograma para realizar el mejoramiento del suelo.....	202
Figura N° 91: Corte del cronograma general para observar el horizonte de la semana 1.....	206
Figura N° 92: Corte del cronograma general para observar el horizonte de la semana 2.....	207
Figura N° 93: Corte del cronograma general para observar el horizonte de la semana 3.....	208
Figura N° 94: Corte del cronograma general para observar el horizonte de la semana 4.....	209
Figura N° 95: Corte del cronograma general para observar el horizonte de la semana 5.....	210
Figura N° 96: Corte del cronograma general para observar el horizonte de la semana 6.....	211
Figura N° 97: Corte del cronograma general para observar el horizonte de la semana 7.....	212
Figura N° 98: Columnas comparativas entre el costo global de la instalaci3n de pilotes hincados y pilas de agregado compactado	218

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes:

Se presenta una breve reseña sobre el origen del sistema de pilas de grava compactada.

Los primeros pilotes de cimentación profunda fueron los Pieux Compressol, inventados en 1880 y patentados en 1909 por el ingeniero belga Edgar Frankignoul (1882-1954), los cuales se conformaban con capas de grava apisonada dentro de una perforación previa. Las primeras estructuras importantes cimentadas con esos pilotes fueron la Basílica del Sagrado Corazón, en Bruselas, el edificio de concreto Pacific Building de 11 niveles en San Francisco, California y el puente de mampostería Risorgimento, en Roma, de 100 metros de claro, entre otras. En 1911, Frankignoul fundó la Societédes Pieux Armés Frankignoul, compañía con presencia en 52 países donde los concesionarios Compressol construyeron cientos de cimentaciones entre los que destacan, por el número de casos, Argelia en primer lugar, con 108, y México en segundo, con 39. Posteriormente, la empresa conocida como Franki se especializó en pilotes prefabricados largos hincados a percusión para nuevas cimentaciones y cortos hincados a presión para re cimentaciones, lo que condujo a que los pilotes Compressol de grava perdieran importancia. Sin embargo, se puede decir que el concepto resurgió en 1969 con las columnas balastadas, y en 1989 con los pilotes de grava, es desde entonces, que el sistema de pilas de agregado compactado ha ampliado su uso en diversos países como México, EUA, Canadá, Sudamérica, Europa y Asia para diferentes estructuras como escuelas, tanques, edificios, plantas de tratamiento, terraplenes, parques eólicos, etc. (Santoyo Villa, 2014, pág 12)

En México, en la ciudad de Juárez, Chihuahua, año 2013, se construyó una planta de tratamiento de aguas residuales, la cual está conformada por diferentes estructuras y cuyo tanque digestor resultó el más pesado y con problemas de asentamiento, en esa situación, es que se propuso el sistema de pilas de gravas compactadas para mejorar el suelo y de esta forma disminuir los asentamientos totales de la estructura. Además, esta metodología, densificó e incrementó el módulo de rigidez del suelo matriz circundante, lo cual ayudo a disminuir el espesor de la losa del tanque digestor, con esto, también redujo el esfuerzo transmitido al suelo y se utilizó menos concreto. En este proyecto no se realizó una campaña de sondeos para verificar la densificación obtenida en las arenas después del

mejoramiento, sin embargo, por experiencia en otros proyectos se puede llegar a obtener incluso 100% de mejoramiento. Finalmente el tanque digestor se asentó en total 2 cm. después de la prueba de llenado. (Santoyo Villa, 2014, pág 12)

En Chile, en la ciudad de Concepción, en los pies del cerro La Virgen, año 2011, se construyó un edificio habitacional denominado "Edificio Monet", este predio cuenta con 06 niveles más un subterráneo, su área en planta corresponde a 950 m² y está estructurado básicamente por muros de concreto armado que se apoyan sobre una losa de fundación rígida de 80 cm. de espesor. Este proyecto logró que por primera vez en Chile se aplicara un sistema de pilas de gravas compactadas, concluida la instalación de los elementos, los resultados de la prueba de carga verificaron el diseño de las Pilas de Agregado Compactado, cumpliendo satisfactoriamente con el comportamiento y rigidez esperado. Se constató que dicho sistema no generó ningún nivel de daño a las estructuras colindantes al proyecto. Ante la presencia de suelos sueltos y compresibles y/o susceptibles a licuación, la solución de refuerzo usando Pilas de Agregado Compactado Geopier resultó ser una alternativa técnicamente viable y económica con respecto a las soluciones tradicionales como excavación y reemplazo o pilotes, además de ser un sistema rápido (ejecución de 274 pilas en 20 días laborales) y confiable mediante un exhaustivo control de calidad en terreno. (Ebensperger & Cañete, 2001)

En Puerto Rico, en la ciudad Mayaguez, año 2016, se realizó mejoras a la planta de energía existente proporcionando soporte de la fundación de la estera para tres proyectos distintos: Dos tanques de acero, transformadores y dos unidades de turbina de gas. Bajo las condiciones de estas infraestructuras pesadas, se instalaron 878 pilas de gravas compactadas durante 15 días a una profundidad de 18 pies para controlar el asentamiento total y diferencial a 1" y 1/2" respectivamente. Este sistema también se eligió para reducir el potencial de licuefacción si se produjera un terremoto con una magnitud de diseño de 7,5 y una aceleración máxima del terreno de 0,30 g. (Davidson , 2013)

En el territorio peruano se ha construido varios proyectos con reforzamiento de suelos mediante el sistema de pilas de gravas compactadas, cada una con objetivos distintos y puntuales, buscando mejoras económicas, funcionales, seguras, sustentables y armónicas con el medio ambiente y la sociedad. Dicho esto, como antecedente de ejecución, hacemos referencia a la

construcción del colegio VILLA PERSE, situada en el distrito de Lurín, provincia de Lima, dicho proyecto se construyó en el año 2014, en la cual se instalaron 3951 pilas de grava compactada sobre un suelo de arenas y material de relleno no compactado con el fin de aumentar la capacidad admisible del suelo de fundación. En el mismo territorio descrito y con el mismo objetivo a conseguir, también se construyó el centro comercial OUTLET PREMIUN durante el año 2015, en la cual se instalaron 4751 pilas de grava compactada en arenas. Saliendo de la ciudad de Lima, dataremos obras en el territorio provincial del Perú, en ello tenemos la construcción del centro comercial Mega Plaza en la ciudad de Jaén, realizado en el año 2015, en la cual se instalaron 468 pilas Impact que penetraron en arcillas con nivel freático. Por otro lado, en la ciudad de Pacasmayo, durante el año 2013, se construyó el centro comercial TOTTUS, en la cual se instalaron 1600 pilas Impact en arenas con nivel freático. (EMIN Geoestructuras, 2014)

Asimismo, centrándonos a la zona en donde se apunta el tema de la tesis, tenemos la construcción del edificio azul de ESSALUD en la provincia de Maynas, el cual es de alta importancia e impacto a la salud y a la sustentabilidad de la zona. Este edificio antiguo, fue empleado inicialmente, pero debido a la leve inclinación de la superestructura, fue inhabilitado y en consecuencia abandonado a la intemperie, luego se evaluó estructuralmente y se diagnosticó que la cimentación profunda no era la pertinente y funcional para resistir las cargas de la superestructura en un estado dinámico en la cual se producen mayores esfuerzos. (Región, 2012)

1.2 Realidad Problemática

Hoy en día, la industria de la construcción busca renovar e implementar sistemas constructivos para minimizar los costos de inversión y en efecto reducir el tiempo de ejecución de un proyecto en global. Asimismo, dicho sistema debe impactar en el eficiente comportamiento estructural de la superestructura en interacción con el suelo de fundación, bajo esta premisa, citamos la teoría de Armin W. Stuedlein, quien argumenta que los pilotes de grava mejoran las características mecánicas de los suelos, reduciendo los asentamientos admisibles. (Stuedlin & Holtz, 2012)

La investigación de aplicación de un sistema de mejoramiento de suelos a través del uso de pilas de grava compactada que será ejecutada en una edificación en la ciudad de San Juan Bautista, que pertenece al cono de deyección de los ríos Nanay, Itaya y Amazonas, por tal se comprende que el tipo de suelos sea en su mayor proporción y profundidad de arenas superficiales contaminadas con material orgánico, arenas mal gradadas a mayor profundidad y bases de

arcillas compactadas a profundidades medias mayores a 8.00 m, es por ello que la mayor cantidad de cimentaciones obedecen a las que requieren y pueden llegar a estas arcillas consolidadas, la cimentación por pilotes es con esta problemática la mejor opción constructiva para evitar asentamientos, sin embargo los altos costos de estas cimentaciones profundas encarecen el valor de las edificaciones altas. Se propone el uso de un sistema de mejoramiento de suelo, el cual aumentará la capacidad admisible del suelo, con lo cual el costo de las cimentaciones se vea reducido, además de tener mejor comportamiento ante la presencia de las aguas pluviales que incrementan los niveles de la napa freática, sumado a la mayor velocidad de construcción que ofrece este procedimiento. Con ello se podrían tener muchas edificaciones de mayor número de niveles. (Chacón, 1992)

1.3 Formulación del Problema:

¿Es viable técnica y económicamente el uso de un sistema de pilas de grava compactada, para elevar la presión admisible de un suelo arenoso-limoso que recibirá la cimentación de una edificación de nueve niveles que se construirá en la ciudad de San Juan Bautista, región de Loreto utilizando grava de canteras de origen aluvial?

1.4 Hipótesis:

La aplicación de un sistema de mejoramiento de suelos mediante un sistema de pilas de grava compactada, permitirá elevar la presión admisible de un suelo arenoso – limoso que recibirá la cimentación superficial de una edificación de nueve niveles.

1.5 Objetivo General:

Determinar que el sistema de pilas de gravas compactadas es óptimo y eficiente para incrementar la presión admisible del suelo que recibirá la cimentación superficial de un edificio multifamiliar de nueve niveles que se construirá en la ciudad de San Juan Bautista, región de Loreto.

1.6 Objetivos específicos

- Diseñar un sistema de mejoramiento de suelos mediante pilas de grava compactada.
- Evaluar la calidad de la grava de las canteras aledañas para el cumplimiento de la rigidez de la pila.
- Evaluar la eficiencia técnica - constructiva del sistema de mejoramiento de suelos arenosos- limosos mediante el uso de pilas de grava compactada.

- Evaluar la viabilidad económica del sistema de pilas de grava compactada.

1.7 Descripción del contenido

Cimentaciones en suelos arenosos

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 admisible, que, junto con la homogeneidad del terreno, aconsejan usar un tipo u otro diferente de cimentación. Siempre que es posible se emplean cimentaciones superficiales, ya que son el tipo de cimentación menos costoso y más simple de ejecutar. Cuando existen problemas con la capacidad portante o la homogeneidad del mismo no es posible usar cimentación superficial y por ello se valoran otros tipos de cimentaciones de características profundas.

Sistemas de mejoramiento de Suelos.

En años recientes se han desarrollado varias técnicas para el mejoramiento de suelos para fines de construcción de explanaciones viales, cimentaciones de edificios, túneles, etc. Las técnicas de mejoramiento de suelos consisten en modificar las características de un suelo por una acción física (vibraciones por ejemplo) o por la inclusión en el suelo de una mezcla de un material más resistente. Es en base a ello que la técnica a emplear será determinada según las necesidades del suelo del proyecto.

Suelos de la ciudad de San Juan Bautista

El Distrito de San Juan Bautista presenta un relieve poco accidentado con superficies de colina ligeramente onduladas; se caracteriza por presentar tanto zonas planas y adyacentes a los ríos (complejos de orillares y terrazas) como lomadas y colinas ubicadas en los interfluvios. El ámbito geográfico presenta dos geo formas diferenciadas producto de la interacción de factores: climáticos, litológicos, orogénicos y tectónicos, los cuales han dado lugar a procesos erosivos deposicionales de sedimentos que han contribuido a darle su actual configuración fisiográfica.

Características meteorológicas de la ciudad de San Juan Bautista

El distrito de San Juan Bautista tiene clima de selva tropical, permanentemente cálido y húmedo, con una temperatura promedio anual de 28 °C (82.4 °F), con una humedad relativa promedio del

85%. Existen dos zonas marcadas en cuanto al régimen de lluvias, una época lluviosa que se inicia en octubre y dura hasta mayo y una época poco lluviosa comprendida entre junio y setiembre. Por lo general el clima se mantiene caluroso, con intensidad de lluvias.

Análisis del suelo del proyecto de estudio.

El edificio multifamiliar proyectado a ejecutar cumplirá con los requisitos que solicita el Reglamento Nacional de Edificaciones basados en la norma E. 050 con la finalidad de asegurar la estabilidad de la obra de Infraestructura civil. Como esta edificación requiere de uso de pilotes, será obligatorio realizar un estudio de mecánica de suelos mediante diferentes técnicas, de las cuales se expone con mayor importancia, el ensayo de penetración estándar (SPT.), que consiste en hincar un muestreador de caña partida para obtener una muestra representativa de suelo y de esta manera poder medir la resistencia del suelo a la penetración del muestreador, todo ello será determinado por ASTM D 1586.

Estudio de las canteras de grava en la región Loreto y alrededores

En la región Loreto no se cuenta con canteras de agregado grueso (grava) es por ello que se realiza una evaluación de viabilidad para el abastecimiento con canteras de grava de origen aluvial, estas canteras ubicadas en la región San Martín a orillas del río Huallaga serán evaluadas en cuanto a calidad del material, legalidad de la extracción, y costo de material puesto en obra.

Diseño de un sistema de pilas de gravas compactadas.

Las Pilas de Agregado Compactado se diseñan para controlar asentamientos para satisfacer los criterios específicos del proyecto. Los asentamientos totales (s) bajo la cimentación se estiman sumando el asentamiento en la zona del suelo reforzado (zona superior, Suz.) y el asentamiento de la zona bajo el fondo de las pilas instaladas (zona inferior, Slz).

Desarrollo de plan de construcción de las pilas de agregado compactado.

Definido el diseño de las pilas y el abastecimiento de la grava, se desarrolla el plan de construcción, teniendo en cuenta los tiempos de transporte de los materiales, sabiendo que todos serán por vía pluvial, asimismo se tienen en cuenta factores climáticos como las lluvias constantes en la región y se define finalmente un costo total de construcción.

Análisis comparativo entre el sistema de cimentación por pilotes y sistema de mejoramiento por pilas de grava compactado.

Habiendo definido el costo total de la construcción del sistema de mejoramiento con pilas de grava, se realiza un análisis comparativo contra el sistema de cimentación por pilotes propuesto por el expediente técnico, se comparan tiempos de ejecución, costos de construcción y ventajas y desventajas de ambos sistemas, con la finalidad de determinar mediante el análisis las mejoras que pudiera ofrecer un sistema sobre el otro.

2 CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Cimentaciones en edificaciones

El diseño de la cimentación de una estructura debe realizarse en base a tres criterios como son: El esfuerzo permisible transmitido, El factor de seguridad contra la falla por capacidad portante y el asentamiento permisibles. Alva, J. (2013).

De estos tres criterios el más importante a considerar según indica el Dr. Jorge Alva Hurtado son los asentamientos permisibles como se indica a continuación:

“Asentamiento Permisible: Es el verdadero criterio de diseño para la mayoría de estructuras. Existen dos problemas al aplicar el criterio: (a). Qué asentamiento puede ser tolerado por la estructura y (b). Cómo se pueden predecir tales asentamientos.” Alva, J. (2013)

Como señala el Dr. Alva es de suma importancia determinar el asentamiento permisible, señala además que los tipos de asentamiento son: Asentamiento uniforme, inclinación y asentamiento no uniforme conocido como asentamiento diferencial Alva, J. (2013)

De los tres tipos de asentamiento es más importante de estudiar el asentamiento diferencial, que es el que causa más daño a la estructura, sobre este tipo de asentamiento el doctor Jorge Alva señala lo siguiente:

“Usualmente se establecen relaciones entre la distorsión máxima y el asentamiento diferencial máximo, luego se tiene relaciones entre el asentamiento diferencial máximo el asentamiento máximo de una zapata. Usualmente se especifica para zapatas de edificios comerciales un asentamiento total admisible de 1 pulgada”

Teniendo en cuenta el asentamiento admisible, se emplean en edificaciones apoyadas sobre suelos granulares dos tipos de cimentaciones las cuales son: superficiales cuando el asentamiento debido a la carga actuante es menor a una pulgada y cimentaciones profundas cuando la carga actuante es considerable y la cimentación superficial no es suficiente para asegurar que el asentamiento diferencial sea menor que el permisible.

2.2 Cimentaciones superficiales

La Norma E-050 define las cimentaciones superficiales como:

“Son aquellas en las cuales la relación profundidad / ancho (Df/B) es menor o igual a cinco (5), siendo Df la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma. Son cimentaciones superficiales las zapatas aisladas, conectadas y combinadas; las cimentaciones continuas (cimientos corridos) y las plateas de cimentación.”

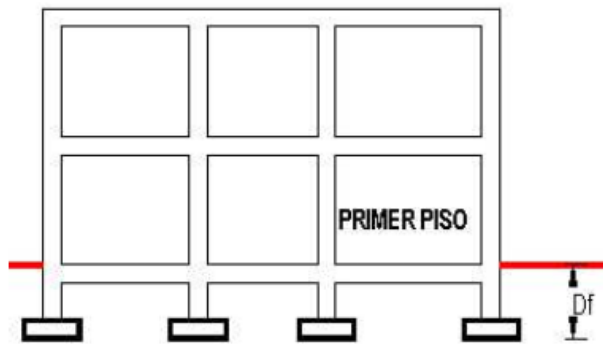


Figura 1: Esquema que representa una cimentación superficial, Adaptado de “Reglamento Nacional de Edificaciones”, por Ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2006

Luego, debemos distinguir los diferentes tipos de cimentación superficial, estos están enmarcados en 4 tipos, una definición de estos tipos de cimentaciones puede expresarse de la siguiente manera:

“Las cimentaciones superficiales, cuyos sistemas constructivos generalmente no revisten mayores dificultades pueden ser de varios tipos, según su función: zapata aislada, zapata combinada, zapata corrida y losa de cimentación. En una estructura de tipo zapata aislada, que puede ser concéntrica, medianera o esquinera, se caracteriza por soportar y trasladar al suelo la carga de un apoyo individual; una zapata combinada por soportar y trasladar al suelo la carga de varios apoyos; y una losa de cimentación por sostener y transferir al suelo la carga de todos los apoyos.” Berrocal J. 2013

Teniendo en cuenta la presión admisible del suelo de estudio, a través del ensayo de SPT se ha podido identificar la densidad del suelo matriz compuesto por arenas limosas, esta baja densidad obliga a optar por cimentación corrida o losa de cimentación, se estudiará el sistema de losa de cimentación.

2.2.1 Losas de Cimentación

La losa de cimentación se describe como una cimentación de gran tamaño que recibe múltiples elementos verticales como columnas o muros portantes. Sobre el uso en ciertos escenarios de este sistema de cimentación Alva (2013) señala lo siguiente:

“Si el perfil del suelo es errático, la ventaja de la platea de cimentación estriba en la reducción del asentamiento diferencial debido a que el esfuerzo es reducido y la platea es capaz de distribuir la carga sobre pequeños puntos débiles. La platea reducirá significativamente los asentamientos si el material blando se encuentra a una profundidad relativamente superficial, pero no reducirá apreciablemente el asentamiento si el material blando está a profundidad. El diseño estructural de la platea se realiza asumiendo una distribución uniforme de presión en la base de la platea. Esto proporcionará una estimación conservadora de los momentos de flexión.”

Asimismo, según Das (2012), una losa de cimentación se puede definir de la siguiente manera:

La losa de cimentación, a la que en ocasiones se le refiere como placa de cimentación, es una zapata combinada que puede cubrir toda el área debajo de una estructura que soporta varias columnas y muros. Las losas de cimentación se prefieren en ocasiones para suelos que tienen capacidades de soporte de carga bajas, pero que tendrán que soportar cargas altas de las columnas o muros. En algunas circunstancias, las zapatas ensanchadas tendrán que cubrir más de la mitad del área de un edificio y las losas de cimentación podrían ser más económicas. En la actualidad se utilizan varios tipos de losas de cimentación.

Los tipos de losa de cimentación son descritos en el siguiente sub – capítulo 5.1.2.

2.2.2 Tipos de Losa de Cimentación

Según Das (2012), las losas de cimentación se pueden clasificar según sus características en: "Losa de cimentación de losa plana (figura 2 a), De placa plana con mayor espesor bajo las columnas (figura 2 b), De vigas y losa Las vigas corren en ambas direcciones y las columnas se ubican en la intersección de las vigas (figura 2 c), De placas planas con pedestales (figura 2 d). Losa con muros de sótano como parte de la placa (figura 2 e). Las paredes actúan como refuerzo de la losa."

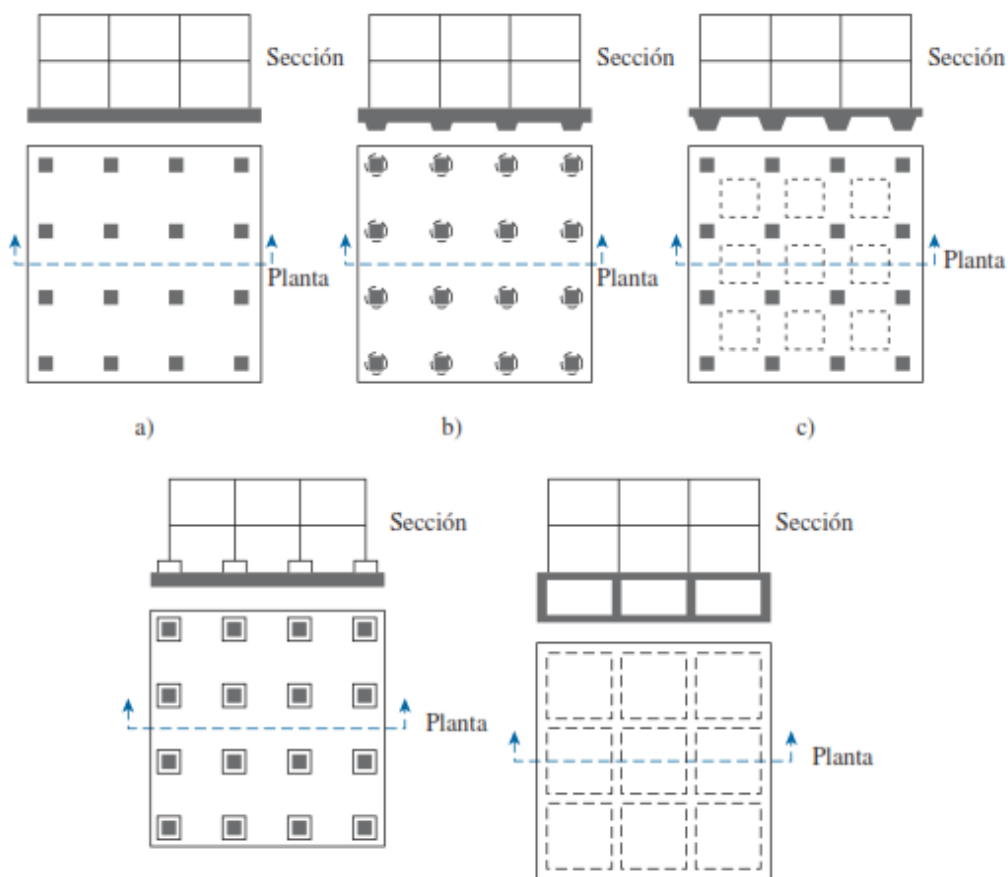


Figura 2: Tipos de Losa de cimentación, Adaptado de "Fundamento de ingeniería de cimentaciones", por Braja M. Das (2012)

2.3 Cimentaciones profundas

La Norma E-050 define las cimentaciones profundas como:

“Son aquellas en la que la relación profundidad/ancho (Df/B) es mayor a cinco (5), siendo Df la profundidad de la cimentación y B el ancho o el diámetro de la misma. Son cimentaciones profundas: los pilotes y micropilotes, los pilotes para densificación, los pilares, los cajones de cimentación, y cualquier otro tipo de elemento estructural que transmita las cargas de la estructura a estratos profundos”

La Norma E-050 describe también condiciones en las que es necesario el uso de las cimentaciones profundas:

“Algunas de las condiciones que hacen obligatorio el uso de cimentaciones profundas, se indican a continuación:

- a) Cuando el estrato o estratos superiores del suelo son altamente compresibles y de baja resistencia, las estructuras deben transmitir sus cargas a un estrato más profundo resistente.
- b) Cuando las estructuras están sometidas a fuerzas horizontales que no puedan ser tomadas por las cimentaciones superficiales.
- c) Cuando existen suelos expansivos, colapsables, licuables o suelos sujetos a erosión que impiden cimentar las obras por medio de cimentaciones superficiales.
- d) Las cimentaciones de algunas estructuras, como torres de transmisión, estructuras en el mar, ríos o lagos, y losas de sótanos debajo del nivel freático, están sometidas a fuerzas de levantamiento.”

2.3.1 Cimentación con Pilotes

Los pilotes de cimentación se utilizan cuando la cimentación calculada no es suficiente para evitar asentamientos debido a la poca capacidad portante del suelo, en el caso de estudio se recomienda el uso de pilotes de los cuales se hablará para familiarizarse con este sistema de cimentación, según Das (2012), se describe este sistema como:

Los pilotes son elementos estructurales que están hechos de acero, concreto o madera. Se utilizan para construir cimentaciones con pilotes, que son profundas y cuestan más que las

cimentaciones superficiales. A pesar de su costo, el uso de pilotes frecuencia es necesario para asegurar la seguridad estructural. En la lista siguiente se identifican algunas de las condiciones en las que se requieren cimentaciones con pilotes (Vesic, 1977):

1. Cuando uno o más estratos de suelo son ligeramente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la superestructura, los pilotes se utilizan para transmitir la carga al lecho de roca subyacente o a un estrato de suelo más fuerte, como se muestra en la figura 3 a. Cuando no se encuentra un lecho de roca a una profundidad razonable debajo de la superficie del terreno, los pilotes se emplean para transmitir la carga estructural de manera gradual al suelo. La resistencia a la carga estructural aplicada se deriva principalmente de la resistencia por fricción desarrollada en la interfaz suelo-pilote. (Consulte la figura 3 b).

2. Cuando se someten a fuerzas horizontales (consulte la figura 3 c), las cimentaciones con pilotes resisten por flexión, mientras soportan la carga vertical transmitida por la súper estructura. Este tipo de situación por lo general se encuentra en el diseño y construcción de estructuras de retención de tierra y de cimentaciones de estructuras altas que están expuestas avientos fuertes o a fuerzas sísmicas.

3. En muchos casos, los suelos expansivos y colapsables están presentes en el emplazamiento de una estructura propuesta. Estos suelos se pueden entender hasta una gran profundidad debajo de la superficie del terreno. Los suelos expansivos se hinchan y contraen conforme a su contenido de humedad que aumenta o disminuye, y la presión de expansión puede ser considerable. Si en esas circunstancias se utilizan cimentaciones superficiales, la estructura puede sufrir un daño notable. Sin embargo las cimentaciones con pilotes se pueden considerar como una alternativa cuando los pilotes se extienden más allá de la zona activa, que es donde ocurre la expansión y contracción. (Consulte la figura 3 d). Los suelos cohesivos son de naturaleza colapsable. Cuando su contenido de humedad aumenta, su estructura puede romperse. Una disminución repentina en la relación de vacíos del suelo induce asentamientos grandes de las estructuras soportadas por cimentaciones superficiales. En esos casos, se pueden emplear cimentaciones con pilotes, en donde los pilotes se extienden hasta los estratos de suelo estable más allá de la zona donde cambiará la humedad.

Aunque en el pasado se han conducido numerosas investigaciones, tanto teóricas como experimentales, para predecir el comportamiento y la capacidad de soporte de carga de los pilotes en suelos granulares y cohesivos, los mecanismos aún no se comprenden por completo y quizá nunca lo sean. Así pues, el diseño y análisis de cimentaciones con pilotes se puede considerar un arte como resultado de las incertidumbres implicadas al lidiar con algunas de las condiciones del subsuelo.

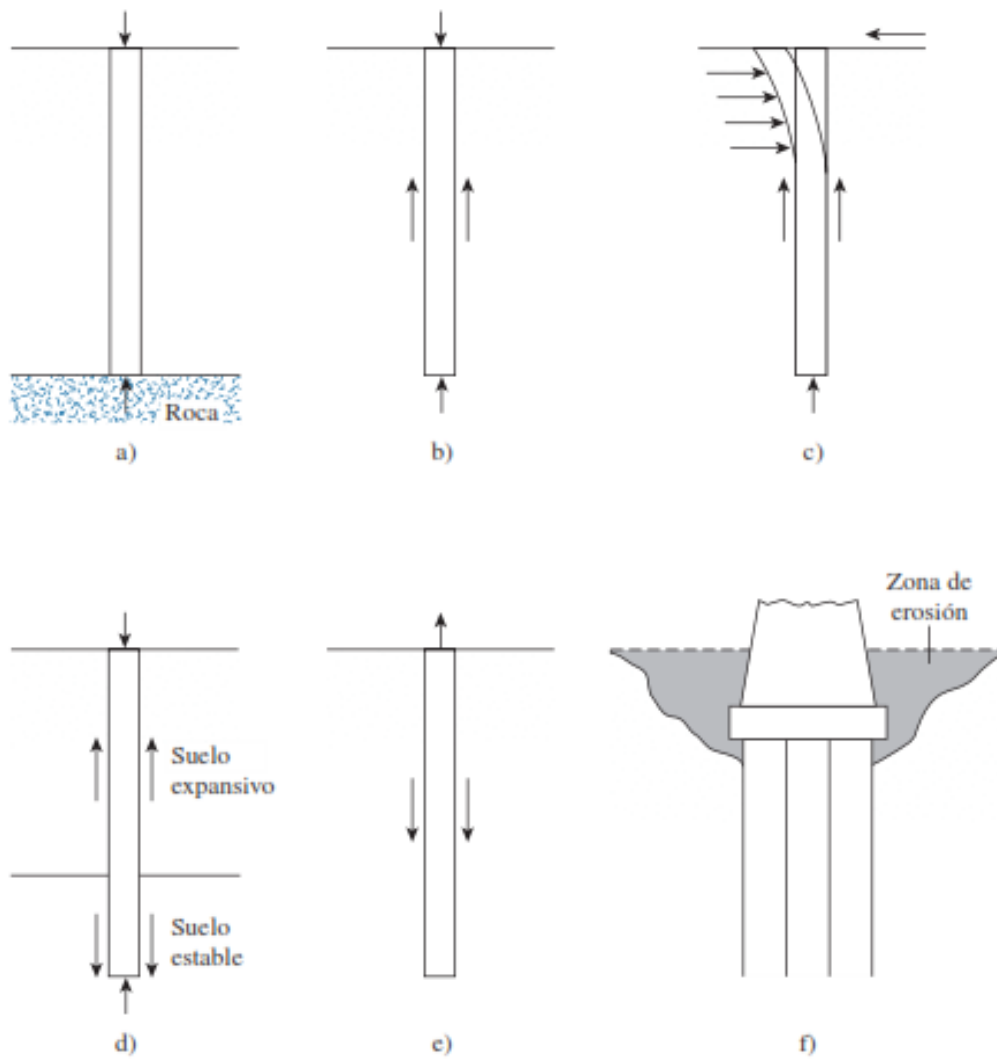


Figura 3: Condiciones que requieren el uso de cimentaciones con pilotes, Adaptado de “Fundamento de ingeniería de cimentaciones”, por Braja M. Das, 2012

2.3.2 Tipos de Pilotes y sus características estructurales

Siguiendo con la teoría sobre cimentaciones profundas con pilotes, Das (2012) clasifica los pilotes según el material del que están compuestos en: a) Pilotes de Acero, b) Pilotes de Concreto, c) Pilotes de madera y d) Pilotes compuestos.

En el trabajo de construcción se utilizan diferentes tipos de pilotes, dependiendo del tipo de carga que soportarán, de las condiciones del subsuelo y de la ubicación del nivel freático. Los pilotes Se pueden dividir en las categorías siguientes: a) de acero, b) de concreto, c) de madera y d) compuestos.

a) Pilotes de acero

Los pilotes de acero por lo general son a base de tubos o de perfiles H de acero laminado. Los pilotes de tubo se hincan en el terreno con sus extremos abiertos o cerrados. Las vigas de patín ancho y de perfil I también se pueden utilizar como pilotes. Sin embargo, los pilotes de perfil H suelen preferirse debido a que sus espesores del alma y del patín son iguales. (En las vigas de patín ancho y de perfil I, los espesores del alma son menores que los del patín). En la tabla 14 se indican las dimensiones de algunos pilotes de acero de perfil H estándar empleados en Estados Unidos. En la tabla 15 se muestran algunas secciones de tubos de uso frecuente para fines de pilotaje. En muchos casos, los pilotes de tubo se rellenan con concreto después de su hincado.

La capacidad estructural permisible para pilotes de acero es:

$$Q_{perm} = A_s \times f_s \quad (1.1)$$

Donde:

A_s = área de la sección transversal del acero

f_s = esfuerzo permisible del acero (= 0.33-0.5 f_y)

Una vez que se fija la carga de diseño para un pilote, se debe determinar, con base en consideraciones geométricas, si $Q(\text{diseño})$ está dentro del intervalo permisible según su definición con la ecuación 1.1.

Cuando es necesario, los pilotes de acero se empalman por medio de soldadura, remaches o pernos. En la figura 3 a se muestra un empalme común de un pilote H. En la figura 3 b aparece un empalme común mediante la soldadura de un pilote. En la figura 3 c se muestra un diagrama de un empalme de un pilote H mediante remaches o pernos. Cuando se esperan condiciones de hincado difíciles, como a través de arena densa esquistosa o roca suave, los pilotes de acero se pueden adaptar con puntas o zapatas de hincado. En las figuras 4 y 4e se muestran los diagramas de dos tipos de zapatas utilizadas en pilotes de tubo.

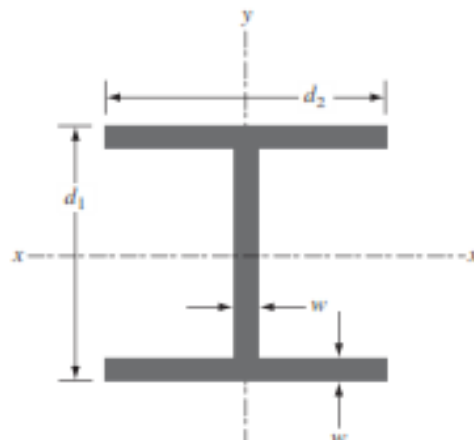
Los siguientes son algunos datos generales de los pilotes de acero:

- Longitud usual: 15 a 60 m
- Carga usual: 300 a 1200 kN
- Ventajas:
 - a. Fácil manejo con respecto al corte y a la extensión a la longitud deseada.
 - b. Pueden soportar esfuerzos de hincado muy altos.
 - c. Pueden penetrar estratos duros como grava densa y roca suave.
 - d. Alta capacidad de soporte de carga.
- Desventajas
 - a. Relativamente costosos.
 - b. Alto nivel de ruido durante su hincado.
 - c. Expuesto a la corrosión.
 - d. Los pilotes H se pueden dañar o flexionar de la vertical durante su hincado a través de estratos duros o al pasar por obstrucciones mayores.

Tabla 1

Parámetros de perfiles comunes en pilotes tipo H

Designación, tamaño (mm) × peso (kg/m)	Profundidad d_1 (mm)	Área de sección ($m^2 \times 10^{-3}$)	Espesor del patin y del alma w (mm)	Ancho del patin d_2 (mm)	Momento de inercia ($m^4 \times 10^{-6}$)	
					I_{xx}	I_{yy}
HP 200 × 53	204	6.84	11.3	207	49.4	16.8
HP 250 × 85	254	10.8	14.4	260	123	42
× 62	246	8.0	10.6	256	87.5	24
HP 310 × 125	312	15.9	17.5	312	271	89
× 110	308	14.1	15.49	310	237	77.5
× 93	303	11.9	13.1	308	197	63.7
× 79	299	10.0	11.05	306	164	62.9
HP 330 × 149	334	19.0	19.45	335	370	123
× 129	329	16.5	16.9	333	314	104
× 109	324	13.9	14.5	330	263	86
× 89	319	11.3	11.7	328	210	69
HP 360 × 174	361	22.2	20.45	378	508	184
× 152	356	19.4	17.91	376	437	158
× 132	351	16.8	15.62	373	374	136
× 108	346	13.8	12.82	371	303	109



Nota: Perfiles comunes en pilotes H utilizados en Estados Unidos, Adaptado de “Fundamento de ingeniería de cimentaciones”, por Braja M. Das (2012)

Tabla 2

Perfiles seleccionados de pilotes de tubo

Diámetro exterior (mm)	Espesor de pared (mm)	Área de acero (cm ²)
219	3.17	21.5
	4.78	32.1
	5.56	37.3
	7.92	52.7
254	4.78	37.5
	5.56	43.6
	6.35	49.4
305	4.78	44.9
	5.56	52.3
	6.35	59.7
406	4.78	60.3
	5.56	70.1
	6.35	79.8
457	5.56	80
	6.35	90
	7.92	112
508	5.56	88
	6.35	100
	7.92	125
610	6.35	121
	7.92	150
	9.53	179

Nota: Perfiles seleccionados de pilotes de tubo, Adaptado de “Fundamento de ingeniería de cimentaciones”, por Braja M. Das (2012)

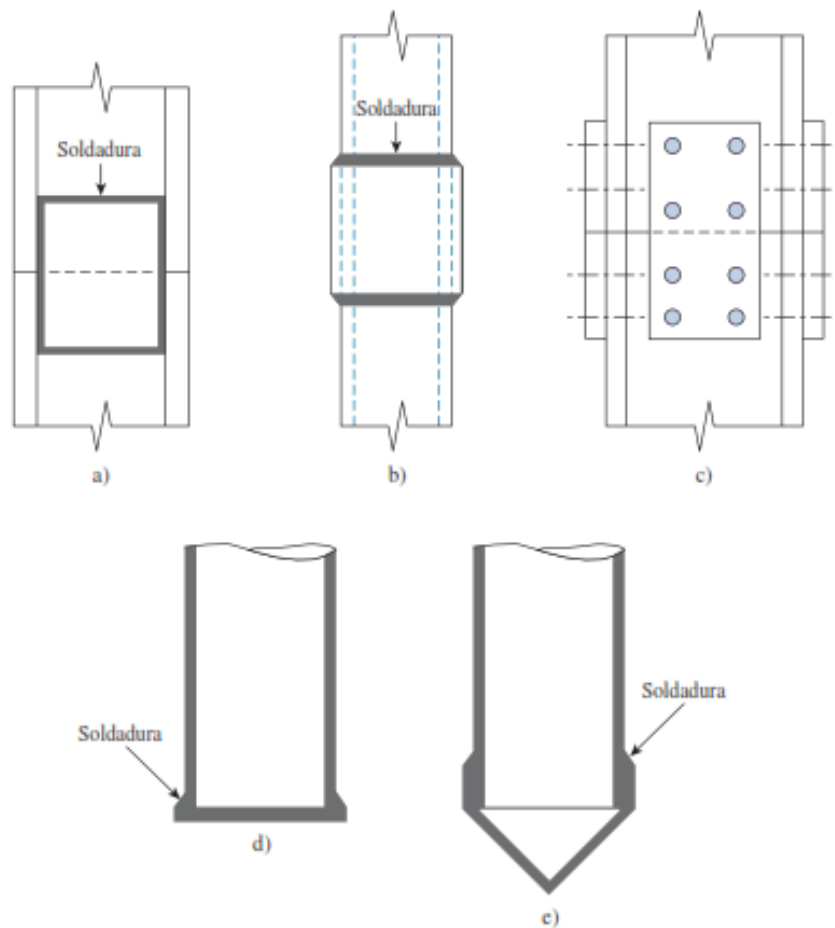


Figura 4: Pilotes de acero: a) empalme de un pilote H con soldadura; b) empalme de un pilote con soldadura; c) empalme de un pilote H con remaches y pernos; d) punta de hincado plana de un pilote de tubo; e) punta de hincado cónica de un pilote de tubo, Adaptado de “Fundamento de ingeniería de cimentaciones”, por Braja M. Das (2012)

b) Pilotes de concreto

Siguiendo con la descripción de los pilotes según el material que los componen a continuación se describirá a los pilotes de concreto vaciados en sitio, según. Das (2012) se describen de la siguiente manera:

Los pilotes de concreto se pueden dividir en dos categorías básicas: a) prefabricados y b) vaciados in situ. Los pilotes pre fabricados se pueden preparar empleando un refuerzo ordinario y pueden tener una sección transversal cuadrada u octagonal. (Consulte la figura 5). El refuerzo se proporciona con el fin de habilitar al pilote para resistir el momento flexionante desarrollado durante su levantamiento y transporte, la carga vertical y el

momento flexionante causado por una carga lateral. Los pilotes se vuelan a la longitud deseada y se curan antes de transportarlos a los emplazamientos de trabajo.

Los siguientes son algunos datos generales de los pilotes de concreto:

- Longitud usual: 10 a 15 m
- Carga usual: 300 a 3 000 kN
- Ventajas
 - a. Se pueden someter a un hincado pesado.
 - b. Resistentes a la corrosión.
 - c. Es fácil combinarlos con una superestructura de concreto.

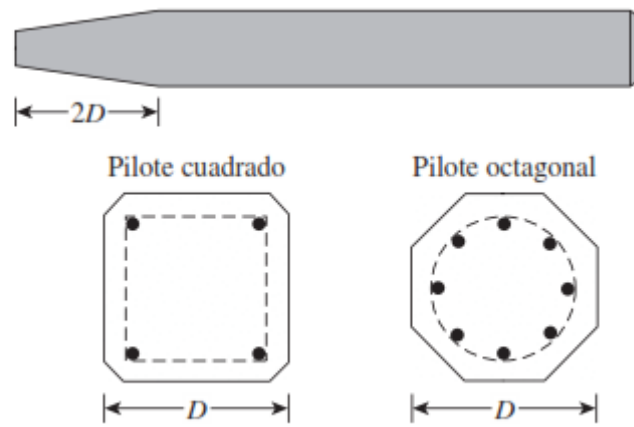


Figura 5: Pilotes precolados con refuerzo ordinario, Adaptado de “Fundamento de ingeniería de cimentaciones”, por Braja M. Das (2012)

- Desventajas:
 - a. Difícil de lograr su corte deseado.
 - b. Difíciles de transportar.

Los pilotes vaciados in situ o vaciados en el lugar se construyen haciendo un barreno en el terreno y luego colándolo con concreto. En la actualidad en la construcción se utilizan varios tipos de pilotes de concreto colados en el lugar y la mayoría de ellos fueron patentados por sus fabricantes. Estos pilotes se pueden dividir en dos categorías generales: a) ademados b) no ademados. Los dos tipos pueden tener un pedestal en el fondo. Los pilotes ademados se hacen hincando un tubo (ademe) de acero en el terreno con ayuda de un mandril colocado dentro del tubo. Cuando el pilote llega a la profundidad adecuada se retira el mandril y el tubo se llena con concreto. En las figuras 6 a, 6 b, 6 c y 6 d se muestran algunos ejemplos de pilotes ademados sin pedestal. En la figura 6 e se muestra un pilote ademado con pedestal. El pedestal es un bulbo de concreto expandido que se forma dejando caer un martillo sobre el concreto fresco. Algunos datos generales de pilotes ademados vaciados en el lugar son los siguientes:

- Longitud usual: 5 a 15 m
- Longitud máxima: 30 a 40 m
- Carga usual: 200 a 500 kN
- Carga máxima aproximada: 800 kN
- Ventajas:

a. Relativamente baratos.

b. Permiten su inspección antes de verter el concreto.

c. Fácil de extender

Tabla 3

Pilotes de concreto pre esforzados comunes

Forma del pilote ^a	D (mm)	Área de la sección transversal (cm ²)	Perímetro (mm)	Número de torones		Fuerza de presforzado efectiva mínima (kN)	Módulo de sección (m ³ × 10 ⁻³)	Capacidad de carga de diseño (kN)	
				Diámetro 12.7 mm	Diámetro 11.1 mm			Resistencia del concreto (MN/m ²)	
								34.5	41.4
S	254	645	1016	4	4	312	2.737	556	778
O	254	536	838	4	4	258	1.786	462	555
S	305	929	1219	5	6	449	4.719	801	962
O	305	768	1016	4	5	369	3.097	662	795
S	356	1265	1422	6	8	610	7.489	1091	1310
O	356	1045	1168	5	7	503	4.916	901	1082
S	406	1652	1626	8	11	796	11.192	1425	1710
O	406	1368	1346	7	9	658	7.341	1180	1416
S	457	2090	1829	10	13	1010	15.928	1803	2163
O	457	1729	1524	8	11	836	10.455	1491	1790
S	508	2581	2032	12	16	1245	21.844	2226	2672
O	508	2136	1677	10	14	1032	14.355	1842	2239
S	559	3123	2235	15	20	1508	29.087	2694	3232
O	559	2587	1854	12	16	1250	19.107	2231	2678
S	610	3658	2438	18	23	1793	37.756	3155	3786
O	610	3078	2032	15	19	1486	34.794	2655	3186

^aS = sección cuadrada; O = sección ortogonal



Nota: *Pilotes de concreto pre esforzados comunes*, Adaptado de “Fundamento de ingeniería de cimentaciones”, por Braja M. Das (2012)

- Desventajas:

- a. Difíciles de empalmar después de fraguar.
- b. Los tubos delgados se pueden dañar durante el hincado.

- Carga permisible:

$$Q_{perm} = A_s f_s + A_c f_c \quad 1.2.)$$

Donde:

A_s = área de la sección transversal del acero

A_c = área de la sección transversal del concreto

f_s = esfuerzo permisible del acero

f_c = esfuerzo permisible del concreto

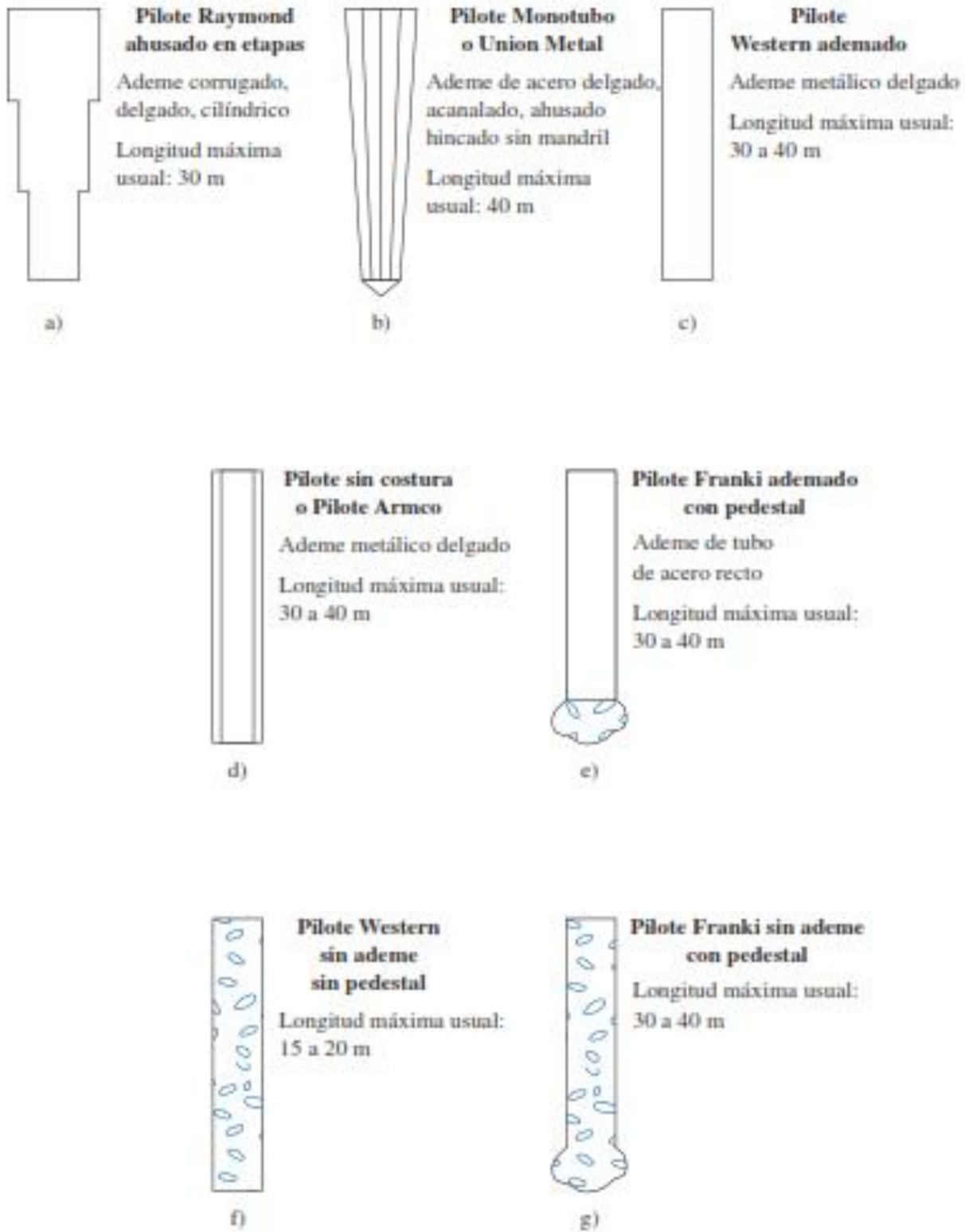


Figura 6: Pilotes de concreto vaciados en sitio, Adaptado de “Fundamento de ingeniería de cimentaciones”, por Braja M. Das (2012)

En las figuras 6f y 6g se muestran dos tipos de pilotes sin ademe, uno con un pedestal y otro sin pedestal. Los pilotes sin ademe se hacen primero hincando el ademe hasta la profundidad deseada y luego llenándolo con concreto fresco. Luego el ademe se saca gradualmente.

Los siguientes son algunos datos generales acerca de los pilotes de concreto vaciados en el lugar sin ademe:

- Longitud usual: 5 a 15 m
- Longitud máxima: 30 a 40 m
- Carga usual: 300 a 500 kN
- Carga máxima aproximada: 700 kN
- Ventajas:

- a. Económicos inicialmente.
- b. Se pueden terminar en cualquier elevación.

Desventajas:

- a. Se pueden crear vacíos si el concreto se vierte rápidamente.
- b. Difíciles de empalmar después de fraguar.
- c. En suelos suaves, los lados del agujero se pueden derrumbar, disminuyendo la sección el concreto

- Carga permisible:

$$Q \text{ Perm} = A_c f_c \quad (1.3)$$

Donde:

A_c = área de la sección del concreto

f_c = esfuerzo permisible del concreto

c) Pilotes de madera

Sobre este tipo de pilotes Das indica lo siguiente:

Los pilotes de madera son troncos de árboles a los que se les recortaron cuidadosamente las ramas y la corteza. La longitud máxima de la mayoría de los pilotes de madera es de 10 a 20 m. Para calificar para su uso como pilote, la madera debe ser recta, resistente y sin defectos. El Manual of Practice, Núm. 17 (1959) de la American Society of Civil Engineers, dividió los pilotes de madera en tres clases:

1. Pilotes clase A que soportan cargas pesadas. El diámetro mínimo del fuste debe ser de 356 mm.
2. Pilotes clase B que se utilizan para soportar car gas medias. El diámetro mínimo del fuste debe ser de 305 a 330 mm.
3. Pilotes clase C que se utilizan en trabajos provisionales de construcción. Se pueden emplear permanentemente para estructuras cuando todo el pilote se encuentra debajo del nivel freático. El diámetro mínimo del fuste deber ser de 305 mm.

En cualquier caso, la punta de un pilote no debe tener un diámetro menor que 150 mm. Los pilotes de madera no pueden soportar esfuerzos altos de hincado; por lo tanto, la capacidad del pilote por lo general está limitada. Se pueden utilizar zapatas de acero para evitar dañar la punta del pilote (fondo). Las partes superiores de los pilotes de madera también se pueden dañar durante la operación de hincado al aplastamiento de las fibras de madera ocasionado por el impacto del martinete se le refiere como astillado. Para Evitar dañar la parte superior de un pilote, se puede utilizar una banda o un capuchón metálico. El empalme de los pilotes de madera se debe evitar, en particular cuando se espera que soporten una carga de tensión o una carga lateral. Sin embargo, si es necesario su empalme, se puede hacer empleando manguitos de tubo (consulte la figura 7a) o soleras metálicas y pernos (consulte La figura 7b). La longitud del manguito debe ser al menos de cinco veces el diámetro del pilote. Los Extremos a tope se deben cortar a escuadra tal que se mantenga un contacto completo. Las partes empalmadas se deben recortar de modo cuidadoso de manera que se ajusten estrechamente dentro de los manguitos. En el caso de soleras metálicas y pernos, los extremos a tope también se deben cortar a escuadra. Los

lados de la parte empalmada se deben recortar planos antes de colocar las soleras para que asiente bien.

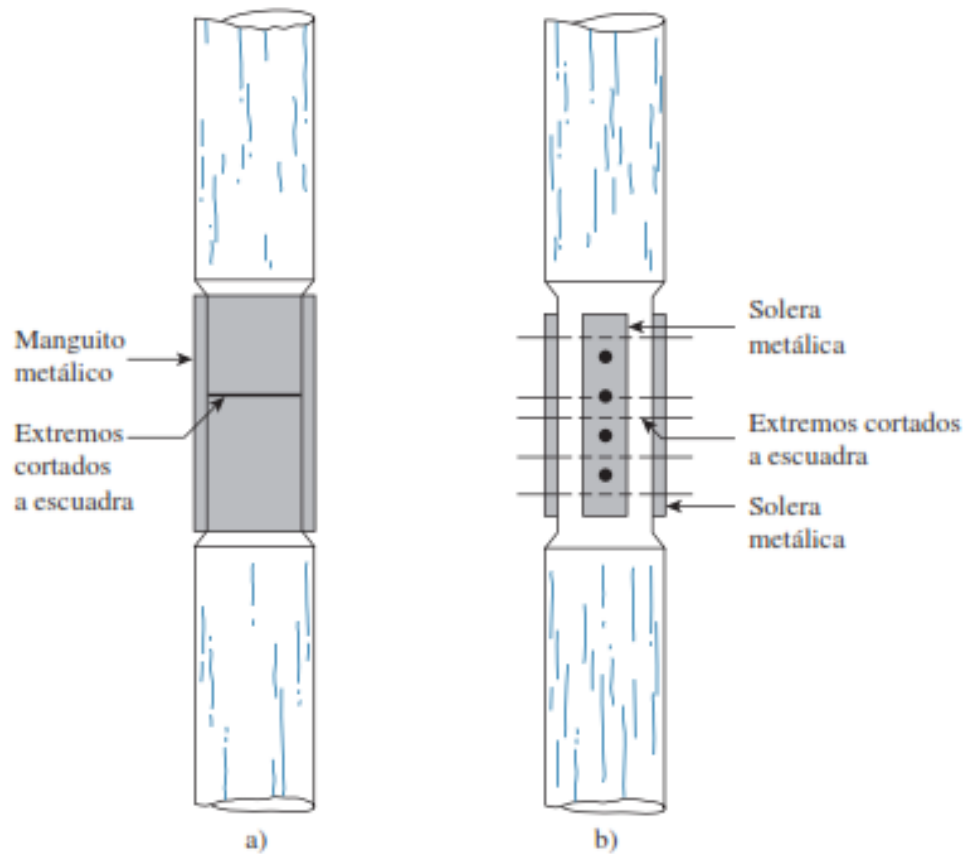


Figura 7: Empalme de pilotes de madera: a) con manguitos tubulares; b) con soleras metálicas y pernos., Adaptado de “Fundamento de ingeniería de cimentaciones”, por Braja M. Das (2012)

Los pilotes de madera pueden permanecer indefinidamente sin dañarse si están rodeados por suelo saturado. Sin embargo, en un entorno marino, los pilotes de madera están expuestos al ataque de varios organismos y se pueden dañar en gran medida en algunos meses. Cuando se ubican arriba del nivel freático, los pilotes están expuestos al ataque de los insectos. La vida útil de los pilotes se puede incrementar tratándolos con preservativos como la creosota. La capacidad de soporte de carga permisible de los pilotes de madera es:

$$Q_{perm} = A_p f_w \quad (1.4)$$

Donde:

A_p = área promedio de la sección transversal del pilote

F_w = esfuerzo permisible de la madera

La longitud usual de los pilotes de madera es de 5 a 15 m. La longitud máxima es de aproximadamente 30 a 40 m (100 a 130 pies). La carga usual soportada por los pilotes de madera es de 300 a 500 kN.

En el extracto del libro de Das (2012) se conocen las principales características de los pilotes de madera, siendo estos subdivididos en pilotes que cargan grandes cargas, pilotes que cargan pesos medios y pilotes provisionales, en el proyecto de estudio no se utilizarán pilotes de madera, pero al ser los más utilizados en la zona de estudio es importante mencionarlos y describirlos.

d) Pilotes compuestos

A continuación se describe brevemente la composición de un pilote compuesto, sobre esto Das (2012) señala lo siguiente:

Las partes superior e inferior de los pilotes compuestos están hechos de materiales diferentes. Por ejemplo, los pilotes compuestos se pueden hacer de acero y concreto o de madera concreto. Los pilotes de acero y concreto consisten de una parte inferior de acero y una parte superior de concreto colado en el lugar. Este tipo de pilote se utiliza cuando la longitud del pilote requerida para un soporte adecuado excede la capacidad de un pilote simple de concreto colado en el lugar. Los Pilotes de madera y concreto suelen consistir de una parte inferior del pilote de madera debajo del nivel freático permanente y una parte superior de concreto. En cualquier caso, la formación de juntas apropiadas entre dos materiales disimilares es difícil, y por esa razón, los pilotes compuestos no se utilizan ampliamente.

2.4 Sistemas de mejoramiento de suelos

Entendemos como mejoramiento de un suelo a todo proceso físico, químico o mecánico que se realiza en este, para mejorar el comportamiento de los materiales que lo conforman y de esta manera poder recibir eficientemente las cargas que le transmitirá el apoyo estructural de una obra civil. Entonces comenzaremos con la descripción de cada tipo de sistema que se emplea hoy en día para un determinado proyecto.

2.4.1 Descripción de Sistemas de mejoramiento de suelos

Este subcapítulo explicara algunos métodos de mejoramiento de suelos que se pueden llevar a cabo, tomando en cuenta aspectos no tradicionales en nuestro medio, con nuevas tecnologías puestas a disposición a una de las ciencias más antiguas denominada “Mecánica de suelos”. El Ingeniero Alonso (2014) “resume numerosos métodos de mejora y su posible aplicabilidad según: tipo de suelo (granular o cohesivo), propiedad a mejorar (resistencia, deformabilidad, permeabilidad) y la profundidad a la que el tratamiento es eficaz (p.29). Veamos el siguiente cuadro descriptivo:

Tabla 4

Campo de aplicación de las principales técnicas de mejora del terreno

TÉCNICA O TRATAMIENTO	TERRENO		MEJORA DE			PROFUNDIDAD EFICAZ DEL TRATAMIENTO
	GRANULAR	COHESIVO	RESISTENCIA	DEFORMABILIDAD	PERMEABILIDAD	
Sustitución del terreno	Cualquier suelo problemático (suelos blandos, arcillas expansivas, suelos colapsables)		Sí	Sí	Sí	Moderada (normalmente menos de 3 m)
Compactación con rodillo	Cualquier terreno no saturado		Sí	Sí	No	Pequeña (normalmente menos de 1 m).
Precargas	Sí	Sí	Sí	Sí	No	Hasta varias decenas de metros
Mechas drenantes	No	Sí	No	No	Sí	Hasta varias decenas de metros
Vibración profunda	Sí Vibroflotación	Sí Vibrosustitución	Sí	Sí	No	Normalmente hasta 15 m de profundidad
Compactación dinámica	Cualquier tipo		Sí	Sí	No	Véase epígrafe 7.2.4
Inyecciones	Impregnación (véase nota al pie)	No aplicable	Algo	Algo	Sí	Hasta más de 100 m
	Hidrofracturación: cualquier terreno		Algo	Sí	Sí	
	Desplazamiento: cualquier terreno		Sí	Sí	Sí	
Jet-grouting	Cualquier tipo		Sí	Sí	Sólo con columnas secantes	Normalmente menos de 20 m
Columnas de grava	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	Sí	Normalmente menos de 20 m
Columnas de suelo cemento	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 20 m
Claveteado o cosido del terreno	Suelos de consistencia media o superior		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 10 m

Nota: Se describe cada tipo de técnica o tratamiento para mejorar el terreno relacionándola según el tipo de suelo, los parámetros geotécnicos que mejora y a que profundidad es eficaz el tratamiento aplicado, Adaptado de “Tesis doctoral: Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava”, por Alonso, 2014.

A continuación se realizara una descripción breve de cada método en el orden estipulado en la tabla 4.

2.4.2 Compactación superficial

El concepto de compactación de suelo o superficial ha sido descrito por varios autores y en líneas generales se define como “la modificación en el volumen y la estructura de los poros”, los ingenieros y personas especialistas en movimiento de tierras tienen claro que es el método más simple, fácil y barato para la mejora del terreno. Bergado (1996, como se cita en Alonso Pollán, 2014) ha señalado que durante la compactación se aumenta el peso específico del suelo, ordenándose las partículas en un estado más denso, reduciendo el aire de los poros mediante la aplicación de fuerzas estáticas y dinámicas. Por conocimientos académicos sabemos que el peso específico es la relación entre el peso del material y su volumen en estado natural, ahora para que esta unidad de masa aumente se deben emplear equipos mecánicos o manuales que ejercerán una fuerza sobre el terreno natural eliminando las micro pequeñas cavidades de aire que se forman en la estructura de un determinado estrato.

Este tratamiento implica un proceso dirigido y es aplicable a cualquier tipo de terreno que no se encuentre en un estado saturado y se recomienda que su plena efectividad se da en profundidades menores a 1.00 metro. Kraemer y Morilla (1997, como se cita en Alonso Pollán, 2014) indica que el suelo se compacta mediante la aplicación de energía en tres formas: por presión estática (con o sin un cierto amasado del suelo), por impacto dinámico y por vibración. Las máquinas convencionales utilizadas suelen compactar por uno de estos principios o por una combinación de ellos.

En el transcurrir de los años al día de hoy se sigue buscando evolucionar las técnicas alternativas de alta energía con el propósito de abarcar una profundidad de influencia mayor, para mejor entendimiento veamos la siguiente ilustración:

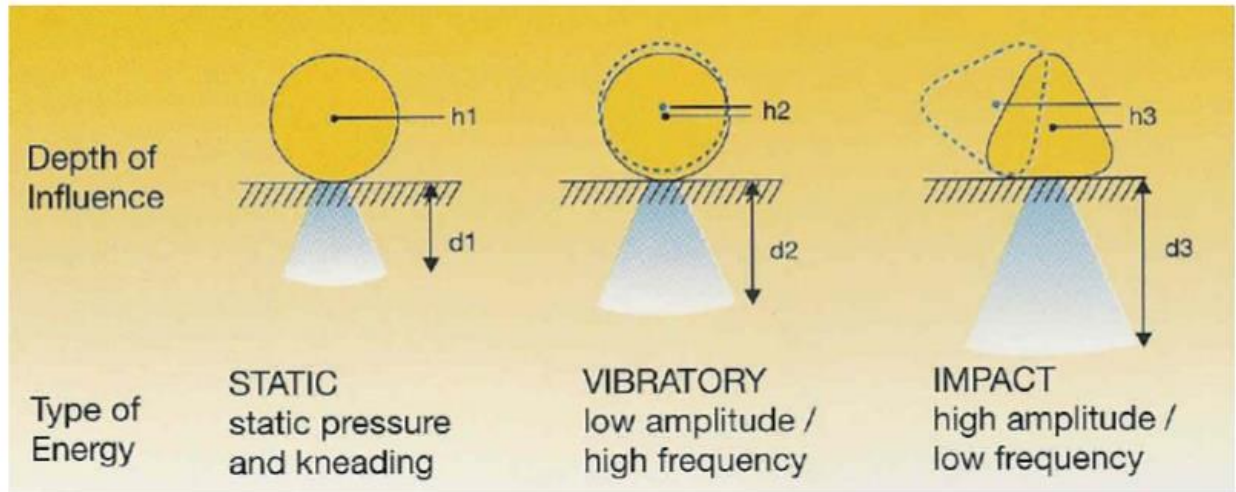


Figura 8. Comparación de tres tipos diferentes de compactación superficial, Adaptado de "Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava", por Alonso, 2014

En esta imagen se observa la representatividad el tipo de energía que se puede aplicar a un suelo, las líneas discontinuas referencian el movimiento o traslación del equipo (masa) que ejercerá la compactación continua, y asimismo se visualiza la variación del centroide de dicha masa y de la profundidad de influencia en el terreno natural.

2.4.3 Precarga

Este método consiste en aplicar al terreno una carga igual o superior a la que producirá en servicio la estructura que se proyecta apoyar en él, provocando su consolidación, es por ello que también es denominado como pre consolidación. Faraco (1980, como se cita en Alonso Pollán, 2014) explica su entendimiento por precarga como el acto de comprimir un terreno mediante una presión aplicada en superficie, antes de colocar la carga estructural, con la finalidad de aumentar la resistencia del terreno y disminuir los asentos post constructivos. Se recomienda que en algunos casos sea necesario realizar la precarga cuando la obra está acabada o semi acabada, por ejemplo en tanques de almacenamiento de líquidos. Además se debe considerar que el método más usual para la aplicación de la precarga es la construcción de terraplenes.

"Los tipos de suelos que se pueden mejorar mediante precarga incluyen: arcillas blandas, arenas sueltas, limos orgánicos e inorgánicos, turbas, rellenos artificiales (materiales procedentes de dragado, rellenos hidráulicos, desechos industriales y escombros" (Alonso, 2014, p. 36).

Casi todos los tipos de suelos descritos en el párrafo anterior, tanto secos como saturados, pueden ser mejorados con excelentes resultados por medio de la precarga, en donde si tendremos resultados negativos será en los suelos sobre consolidados ya que estas se encuentran sometidos a una carga mayor que la actual y ello conlleva a no responder tan bien a la precarga, puesto que su comportamiento es más elástico que los normalmente consolidados.

A continuación, observemos los procesos de deformación ante la aplicación de un método de precarga:

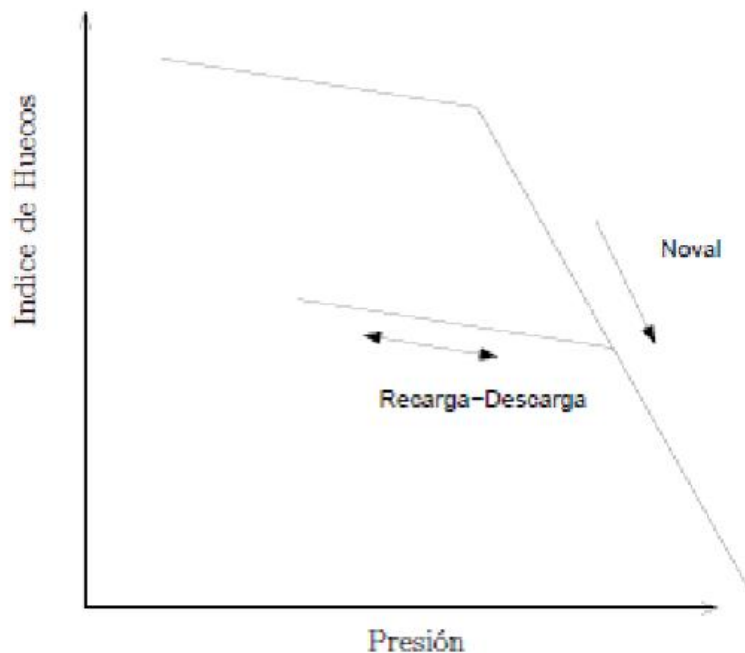


Figura 9. Deformación en carga noval y en descarga – recarga, Adaptado de “Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava”, por Alonso, 2014

Este diagrama tiene la finalidad de sintetizar el objetivo de la precarga, la cual es reducir considerablemente el índice de vacíos que existe en un suelo determinado, para con ello conseguir una mínima deformación cuando nuevamente se cargue el terreno con la superestructura o estructura de apoyo.

2.4.4 Vibración profunda

La vibro compactación es una técnica de mejora del terreno por vibración profunda del suelo que produce la densificación de suelos no cohesivos. Dicha técnica es aplicable en suelos granulares con porcentajes de finos menores de entre 10 y 15%. Bergado (1996, como se cita en Alonso Pollán, 2014) describe que en suelos saturados, las vibraciones mecánicas consiguen que las partículas de arena y gravas (sueltas) se reordenen en un estado más denso. En la siguiente imagen comprenderemos mejor el proceso de densificación del suelo.

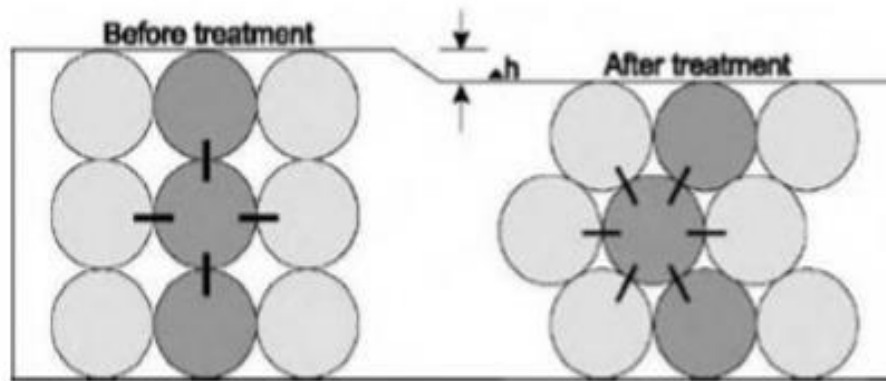


Figura 10. Efecto de la vibro flotación en la densidad del suelo, Adaptado de "Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava", por Alonso, 2014

De esta gráfica, podemos decir que antes del tratamiento de vibración profunda las partículas internas concentradas del suelo se mantienen estáticas en su estado natural con pocas presiones tangenciales, sin embargo, después de dicho tratamiento de vibración profunda las partículas internas se agrupan y se contraen unas a otras, y además se genera un asiento relativo en el nivel del terreno natural.

Raju y Sodermann (2005, como se cita en Alonso Pollán, 2014) dicen que la vibroflotación consta de las siguientes fases:

- Introducción del vibrador en el terreno por su propio peso ayudado por chorros de agua en la punta del vibrador (chorros inferiores).
- Cuando se alcanza la profundidad considerada se cierran los chorros inferiores y el lavado continúa mediante chorros posicionados en la parte superior del vibrador. El vibrador se mantiene en la profundidad final hasta que se verifica uno de los

siguientes criterios: la potencia requerida para la vibración alcanza un determinado amperaje (que se calibra previamente con la densidad a conseguir) o bien cuando hayan transcurrido los intervalos de tiempo preestablecidos, típicamente 30-60 s.

- Cuando se verifica el criterio de tiempo / amperaje se eleva el vibrador al tramo siguiente, comúnmente 0.5 – 1.0 m, manteniendo la vibración hasta que se verifica uno de los criterios mencionados. De nuevo el vibrador se eleva al tramo siguiente.
- El proceso se repite hasta que el vibrador llegue a la superficie.

En consiguiente a la explicación del procedimiento de dicha técnica, observemos el dibujo siguiente:

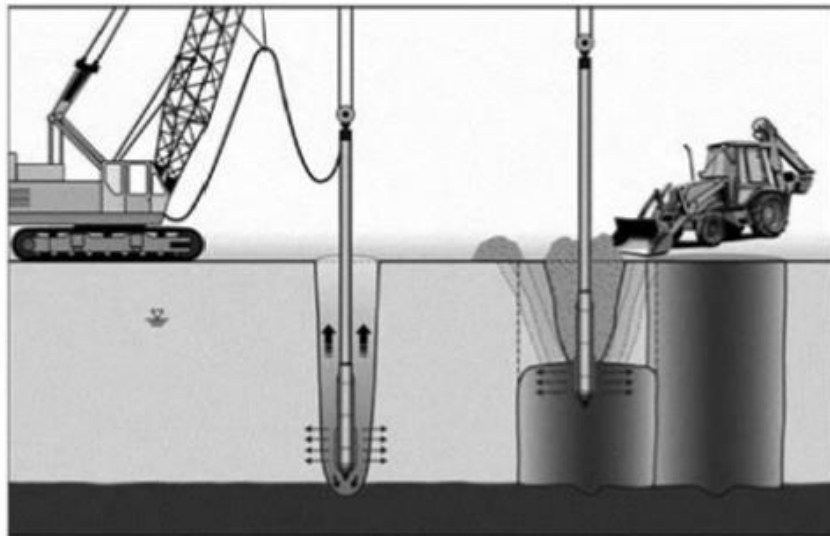


Figura 11. Secuencia constructiva de la Vibro flotación, Adaptado de "Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava", por Alonso, 2014

En esta imagen se puede apreciar las maquinas a emplear en el proceso de perforación y llenado de material granular, la forma y profundidad de perforación y llenado, el chorreo del agua en la parte inferior y posterior del hueco, las fuerzas intersticiales del agua y la dirección que toma el material granular al ser depositado.

2.4.5 Compactación dinámica

La compactación dinámica es una técnica cuyo fin es mejorar las propiedades mecánicas del suelo mediante el efecto de impactos de alta energía causados por la caída de pesos de 10 a 35 toneladas (comúnmente). Esta técnica fue inventada y desarrollada por Louis Menard a finales de los años 60. Desde entonces, la compañía Menard ha llevado a cabo con ella cientos de proyectos alrededor del mundo, como estructuras portuarias, aeroportuarias, industriales, almacenamiento pesado, edificación, etc.

El objetivo de la compactación dinámica es la densificación de depósitos de suelos granulares sueltos tanto en presencia de nivel freático como sin él. Persigue la mejora de la capacidad portante, la disminución de la deformabilidad y la reducción del potencial de licuefacción. La compactación dinámica es también aplicable a suelos cohesivos, sin embargo se prefiere el término consolidación dinámica para la mejora específica de suelos cohesivos saturados, aunque las mejoras alcanzadas son claramente inferiores (Alonso, 2014, p. 43).

Su proceso de compactación tiene cierto parecido al ensayo SPT tanto en el proceso de ejecución como en los parámetros del equipamiento que influyen en el mejoramiento del terreno. Kirstein (2012, como se cita en Alonso Pollán, 2014) afirma que la mejora en el suelo debida al proceso de compactación depende de factores tales como: tipo de malla de puntos de impacto y separación, peso y forma de la maza, numero de pasadas y el número de impactos efectuado en cada punto de la malla.

Ahora, veamos la siguiente secuencia grafica de la ejecución de esta técnica:

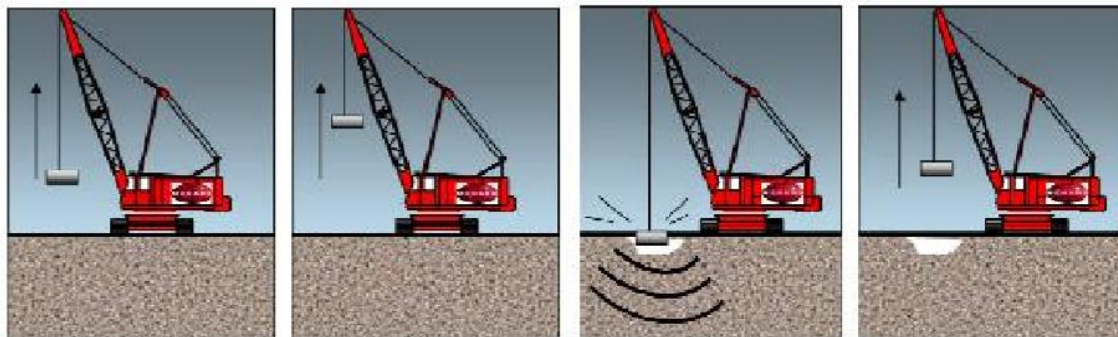


Figura 12. Proceso de compactación dinámica, Adaptado de "Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava", por Alonso, 2014

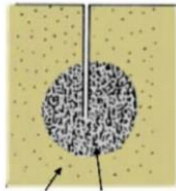
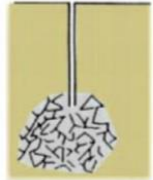

En esta imagen secuencial se visualiza el proceso de ejecución de la técnica que principalmente consiste en soltar a caída libre una maza desde cierta altura generando un impacto puntual en el terreno natural. Otro aporte es la de Mitchell y Jardine (2002, como se cita en Alonso Pollán, 2014) quienes afirman que: la profundidad de mejora puede alcanzar típicamente unos 15 m. y se aplica para superficies mayores de unos 5000 m². En mi opinión no considero que se pueda generar mejora continua típica en una misma profundidad ya que en la mayoría los estratos son variables y no uniformes ya que presentan potenciales de diferentes medidas y a ello sumarle la variedad de tipo de materiales que la conforman.

2.4.6 Inyecciones

Las inyecciones son procedimientos que se aplican al subsuelo, mediante las cuales se introduce en los poros del medio a tratar, un producto líquido (mortero o lechada), que se solidifica adquiriendo una resistencia determinada a través del tiempo. El Objetivo principal de este tratamiento es fortificar e impermeabilizar el suelo, incrementando las propiedades mecánicas del mismo; lo descrito como introducción a este episodio es algo parecido a lo mencionado por el Ingeniero Alonso (2014) quien dice que: "las técnicas de inyección son variadas y sus objetivos y aplicaciones son múltiples, persiguiéndose, en general un aumento de la resistencia del terreno, una disminución de su deformabilidad y, especialmente, una disminución de la permeabilidad" (p.53). De acuerdo a este párrafo pasaremos a detallar en una tabla los métodos de inyección con y sin desplazamiento:

Tabla 5

Métodos de Inyección

SIN DESPLAZAMIENTO	INYECCIONES DE IMPREGNACIÓN Inyección de permeación Inyección de fisuras Inyección de contacto	La lechada o mezcla química rellena los huecos o fisuras sin alterar el terreno. Reduce la permeabilidad y, en general, aumenta la resistencia y la densidad del medio inyectado.	
	INYECCIONES DE RELLENO	Puesta en obra de volúmenes importantes de mezcla de inyección por gravedad a presión baja.	En terrenos con grandes huecos resulta adecuado emplear inyecciones de compactación.
CON DESPLAZAMIENTO	INYECCIONES DE HIDROFRACTURACIÓN Inyecciones armadas Inyecciones de compensación	La lechada abre rellena y fisuras, desplazando el terreno. Por las nuevas fracturas se propaga la lechada quedando el terreno reforzado por lajas de inyección.	
	INYECCIONES DE COMPACTACIÓN	Un mortero "seco" forma un bulbo inyectado que desplaza al terreno circundante. La consistencia del mortero es tal que forma una masa homogénea y no produce ninguna impregnación ni fracturación hidráulica del terreno.	

Nota: Se describe los métodos de inyección relacionados con el desplazamiento del terreno, que puede ser como no puede ser, asimismo se realiza una breve descripción del líquido a inyectar y que parámetros geotécnicos mejora, Adaptado de “Tesis doctoral: Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava”, por Alonso, 2014.

2.4.7 Jet-grouting

Es una técnica de alta presión para desagregación del suelo o de roca poco compacta, mezclándolo y sustituyéndolo por cemento, así se van llenando huecos y discontinuidades. De esta manera se crean las columnas de suelo – cemento de una forma controlada. AETESS (2002, como se cita en Alonso Pollán, 2014) dice que: Aunque estas columnas vienen en ocasiones reforzadas por armaduras de acero situadas en su eje, lo habitual es que estén compuestas únicamente por la mezcla de suelo, previamente disgregado, con la lechada de cemento. Para mejor entendimiento de esta cita de cita observemos las siguientes ilustraciones:

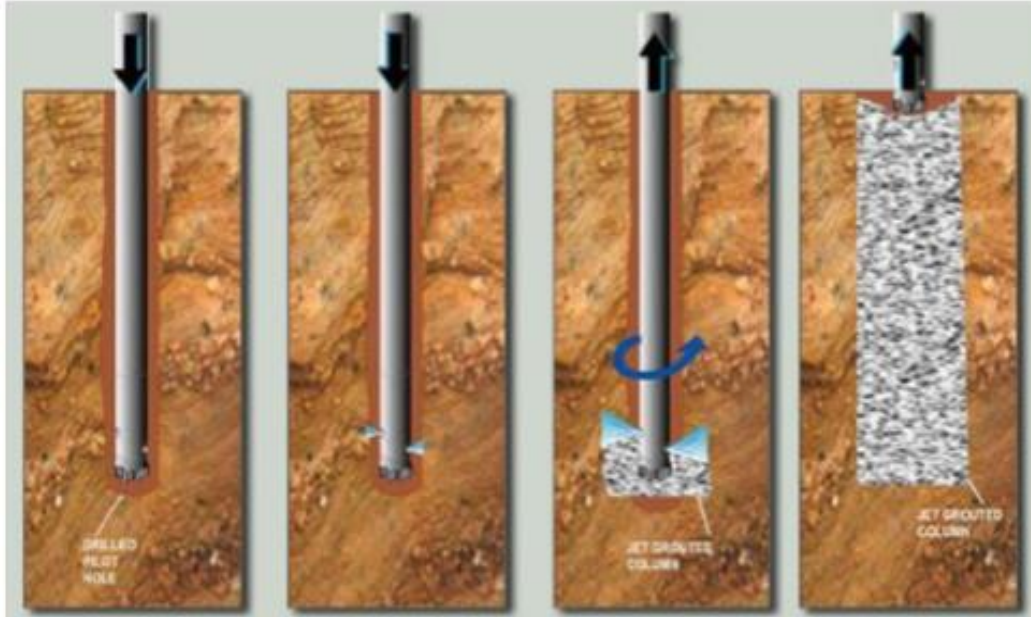


Figura 13. Proceso de ejecución de una columna de jet-grouting, Adaptado de "Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava", por Alonso, 2014



Figura 14. Chorros "jets" de alta velocidad, Adaptado de "Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava", por Alonso, 2014

Ambas imágenes son complementarias para el entendimiento del proceso de ejecución. En resumen básicamente se expulsan chorros de lechada de cemento (grout) a través de unas toberas a velocidades muy altas, logrando así la rotura del terreno y su íntima mezcla con el mismo.

2.4.8 Inclusiones rígidas y columnas de grava

Las inclusiones rígidas o columnas de rigidez controlada constituyen una técnica de mejora y refuerzo del terreno, basada en la formación de columnas de elevada resistencia y elevado módulo de elasticidad con relación al terreno natural. En términos estructurales el Ingeniero Alonso (2014) describe la técnica de esta manera:

Debido a que las columnas tienen una rigidez elevada comparada con la del suelo circundante, estas atraen una parte importante de la carga aplicada en superficie, mientras que la carga tomada por el suelo se puede reducir a niveles aceptables en términos de capacidad portante o de asiento admisible (p.71).

Según esta cita se entiende que la transferencia de cargas por parte de la superestructura al terreno, se llevara a cabo en dos reparticiones, en donde la mayor proporción de cargas será asumida y soportada por las columnas de gravas o inclusiones, mientras que una restante proporción pequeña de carga será transmitida al suelo circundante de las pilas que estarán distribuidas en todo el terreno espaciadas de acuerdo al criterio del proyectista geotécnico.

Por otro lado el Ingeniero Alonso (2014) indica que: "En las inclusiones rígidas el material que las compone ofrece de forma permanente una elevada cohesión, que implica que la estabilidad de la columna no necesita del confinamiento lateral del terreno circundante, a diferencia de las columnas de grava" (p.71). En consecuencia veamos la siguiente tabla descriptiva:

El objetivo fundamental de la técnica consiste en permitir la cimentación de todo tipo de estructuras sobre suelos blandos y/o flojos, alcanzándose un aumento de la capacidad portante del terreno, y una reducción de los asientos bajo las cimentaciones. Esta técnica puede ejecutarse en todo tipo de suelos, incluyendo rellenos heterogéneos, suelos orgánicos, turbas, arcillas, arenas, etc.

Su uso más típico se produce en:

- Cimentación de estructuras, edificios y almacenes.
- Losas y firmes.
- Presas y diques.
- Rellenos y terraplenes.

Tabla 6

Algunos tipos de inclusiones rígidas

Método	Descripción
Columnas de módulo controlado (CMC)	Ver detalles en el texto
Columnas de suelo-cal o suelo-cemento (DSM)	Consiste en la realización de una perforación y mezclado del suelo con un agente cementante (cemento o cal). Tipo SpringSol o Mixpile (fotografía adjunta)
Columnas de grava inyectadas	Se forma una columna de grava o piedra y posteriormente se inyecta, desde el fondo, mediante un tubo de inyección.
Columnas de hormigón vibrado (VCC)	Mediante hormigón se forma una columna usando un método similar al de columnas de grava con alimentación por fondo.
Pilotes de hormigón "in situ" huecos (PCC)	Pilotes de hormigón de gran diámetro (1 – 1.2 m) huecos, ejecutados "in situ" mediante una doble camisa metálica
Pilotes en forma de X o Y	Se ejecuta un pilote de hormigón "in situ" mediante la introducción de una camisa metálica en forma de X o Y.

Nota: Se describe brevemente y gráficamente el proceso de ejecución de cada tipo o método de inclusión rígida para mejorar el terreno, Adaptado de "Tesis doctoral: Diseño basado en técnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava", por Alonso, 2014.

2.4.9 Sistema de Pilas de Grava Compactada.

El sistema de pilas de agregado compactado no debe ser entendido como un sistema de cimentación, sino más bien como un sistema de reforzamiento de suelo, lo que hace el sistema en otras palabras es modificar las propiedades mecánicas del suelo a mejorar, al incluir las pilas que son elementos muy rígidos en el suelo, este va a mejorar su capacidad portante no sólo por el hecho de tener las pilas, sino también porque estas pilas van a compactar lateralmente el suelo a su alrededor, lo que va a permitir que el suelo que rodea las pilas tenga una mayor capacidad de soporte, a continuación se explica la historia y teoría de diseño de este sistema.

2.4.9.1 Historia del sistema de pilas de grava compactada:

El sistema de mejoramiento con Pilas de Grava compactada se originó en Iowa, Estados Unidos, creado por el Ingeniero Nathaniel Fox, integrante del cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos, es así que en 1984 se inicia el desarrollo de este sistema, como se describe a continuación:

En la primavera de 1984, el Dr. Nathaniel Fox comenzó el desarrollo del método de refuerzo de suelo vertical que se convirtió en la Fundación intermedia Geopier. Su objetivo fue refinar el antiguo método de mejorar un suelo eliminando un volumen de tierra y reemplazándolo con material de mejor calidad comúnmente llamado el método de "sobre excavación y sustitución", que típicamente requiere el control de compactación para lograr resultados uniformemente aceptables. Los materiales seleccionados usados para métodos de sobre excavación son ordinariamente agregado (piedra), o afirmado de alta calidad. Fox y Cowell (1998) (p.1)

Sabiendo el origen del sistema, podemos describir la composición de las pilas de grava compactada, que son elementos muy rígidos constituidos por grava triturada, estas pilas se forman al perforar el suelo con una barrena y rellenar el agujero con grava que se va compactando por capas, esta compactación con ayuda de un pisón biselado no sólo compacta verticalmente la pila, sino también lateralmente al suelo que la rodea con este proceso se tienen elementos muy rígidos y a su vez se mejora el suelo al compactarlo "lateralmente". El conjunto de elementos de pilas de grava compactada ha sido denominada por el fundador como "Geopier", asimismo estos elementos dan lugar a un sistema de refuerzo de suelo tales como: Arcillas blandas a duras, arenas sueltas a arenas densas, limos, limos orgánicos, turbas y rellenos no

controlados. Este sistema posee propiedades únicas y tiene como objetivo principal que su ejecución sea rápida, de menor costo a las cimentaciones profundas y a las sobre excavaciones y sustitución con afirmado, métodos que se consideran comunes o tradicionales, asimismo su objetivo también es aumentar la resistencia del suelo y disminuir los asentamientos diferenciales que se generan cuando el suelo y la cimentación están sometidos a las cargas de la edificación futura.

2.4.9.2 Principios y fundamentos del Sistema

Los autores Fox y Cowell (1998) señalan los principios del sistema de la siguiente manera:

El objetivo inicial en el desarrollo de fundaciones Geopier fue proporcionar un proceso más práctico y eficiente para reemplazar suelos débiles y compresibles con materiales más rígidos y fuertes, mediante agregados graduados o materiales granulares, utilizando equipos de construcción relativamente pequeños. El criterio incluido: aprovecha al máximo los suelos con comportamiento únicos de ingeniería, particularmente en áreas de suelo pre esforzado; produciendo una masa compuesta de mayor capacidad portante, proporcionando un método práctico para verificar capacidad para controlar asentamientos de cimentaciones superficiales apoyadas por pilas de agregado compactado; y reduciendo el volumen de materiales de reemplazo seleccionados requeridos Fox y Cowell (1998) (p. 1)

Como se menciona, el sistema busca aprovechar al máximo el suelo mejorado por las pilas, formando un suelo pre esforzado, lo que no sucede con los pilotes los cuales son los elementos de cimentación que transmiten las cargas a suelos más profundos, despreciando el aporte de carga que pueda ofrecer el suelo que lo rodea. Asimismo, Fox y Cowell (1998) describen el fundamento del sistema y proceso de construcción a continuación:

Las fundaciones intermedias Geopier son un sistema de apoyo de cimientos especializado y un sistema de refuerzo de suelo vertical. Las propiedades únicas de las fundaciones Geopier son desarrollado por el método de construcción especializado. Las fundaciones de Geopier son construido de la siguiente manera:

- Excavando una cavidad en el suelo de la matriz.

- Pre escaneo vertical y pre esforzado del suelo de la matriz de suelo en la parte inferior de la cavidad mientras se hace una "bulbo" inferior con agregado seleccionado;
- Creación de un eje de fundación Geopier denso y ondulado en la parte superior del bulbo compactando delgadas capas de agregados bien graduados usando una fuente de energía de impacto que causa una acción de "embestida", la energía vibratoria no es tan efectiva en densificar el elemento Geopier.
- Creación de acumulación alta de tensión lateral y pre esfuerzo lateral dentro de la matriz suelos que rodean el elemento Geopier durante la construcción. Fox y Cowell (1998) (p. 16)

De lo anteriormente citado de Fox y Cowell se describe al sistema como un refuerzo vertical del suelo, asimismo se describe el proceso de la construcción de una pila de agregado compactado que consiste en pre excavar el suelo con una barrena adaptado a una excavadora, luego introducir cierta cantidad de grava con la ayuda de un mini cargador o una retro excavadora, luego se introducir el pisón biselado que es un accesorio adaptado al brazo de otra segunda excavadora, este pisón compactará la grava por capas de 30 centímetros y el bisel de 45 grados compactará la grava lateralmente, el bisel permitirá que se ejerza una presión lateral sobre el suelo matriz, este proceso se repite hasta alcanzar el nivel de fondo de cimentación, tal como se describe en la figura 15. Asimismo, este procedimiento se realiza con rapidez, los autores Fox y Cowell (1998) describen la rapidez de la construcción de los elementos a continuación

Las cimentaciones de Geopier requieren la excavación de una cavidad antes de construir un elemento de Geopier. Como la mayoría de los elementos de Geopier son relativamente cortos, este es un proceso relativamente rápido. Del mismo modo, una vez que el agujero se excava para un elemento Geopier, la construcción ocurre bastante rápido, de 10 a 30 minutos es típico para un elemento Geopier. Fox y Cowell (1998) (p. 43)

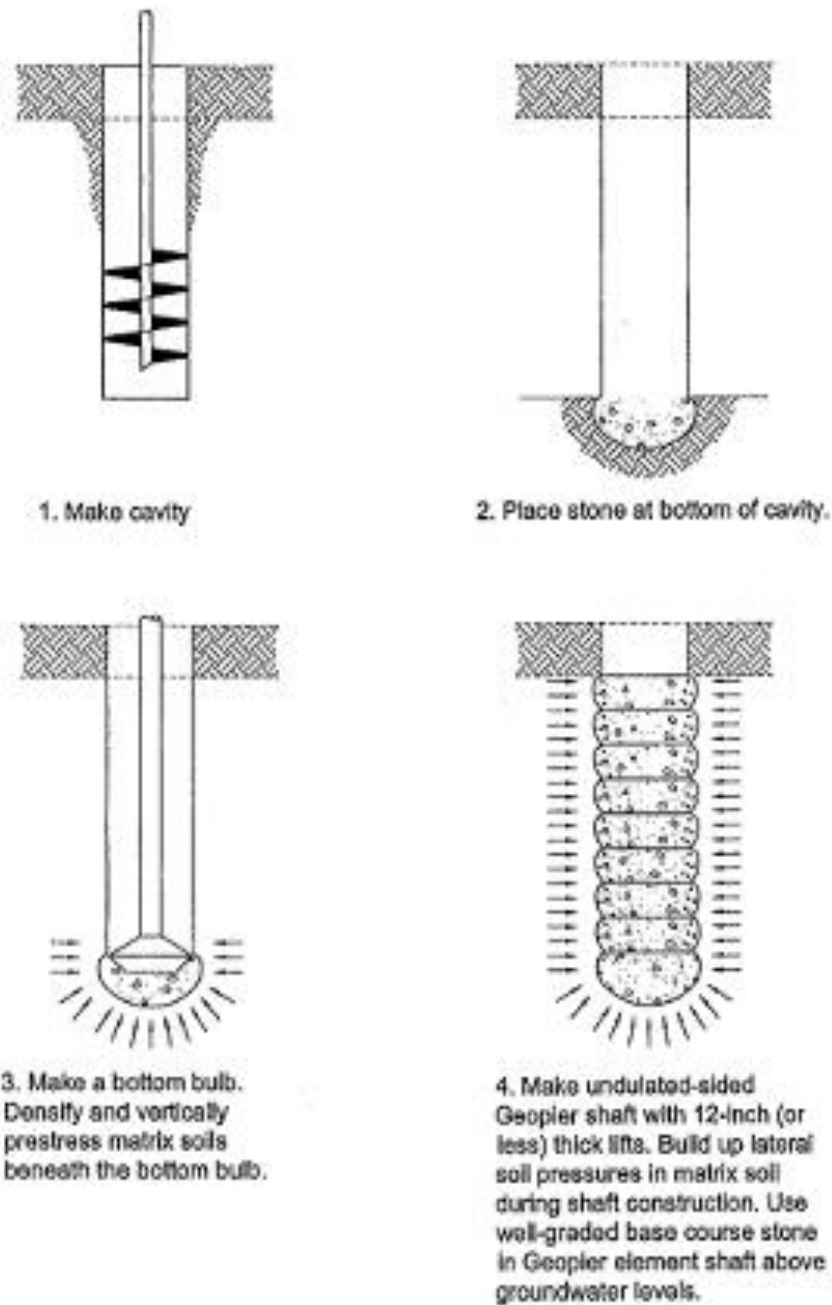


Figura 15. Proceso de construcción típico de una pila de agregado compactado, Adaptado de "GEOPIER foundation And Soil reinforcement manual" por Fox and Comwell (1998).

La compactación de las capas de agregado se realizara en capas o tramos de espesor aproximadamente 30 cm como se explicó anteriormente. Asimismo Fox y Cowell (1998) describen el proceso de reforzamiento del suelo matriz alrededor de las pilas de grava compactada:

La acción de apisonamiento a través de una amplitud relativamente pequeña, alta frecuencia y alto impacto de la fuente de energía no solo densifica el agregado, sino que también pre esfuerza y presiona la matriz de suelo por todos lados. La acumulación de esfuerzo lateral en el suelo de la matriz es maximizada por la configuración geométrica del cabezal de manipulación Geopier, tiene sus lados biselados a 45 grados. Las fuerzas de impacto vertical del martillo hidráulico modificado son parcialmente convertidas a fuerzas horizontales. Estas fuerzas horizontales empujan el agregado lateralmente contra las paredes del suelo confinado. El suelo retrocede, creando un aumento tensión lateral en los suelos de la matriz (ver figura 15). Pruebas ejecutadas in situ realizadas al suelo junto a elementos de Geopier instalados dentro de una capa de limo suave, indican que el suelo que estaba cerca del elemento tiene una influencia de acumulación de presión que se extiende al menos 6 pies horizontalmente y más de 4 pies debajo de la parte inferior del Geopier. Los elementos de la base de Geopier son elementos muy rígidos, como resultado del tipo y intensidad de energía utilizada en la densificación, el uso de un agregado bien graduado, y el efecto de confinamiento resultante de las paredes de la cavidad, realizado por pre esfuerza y pretensado de suelos de matriz que ocurren durante el proceso de construcción. La matriz del suelo que rodea los elementos de Geopier se mejoran, no principalmente por la densificación del suelo, sino a través de formación de presiones de suelo verticales y laterales, también el pre esfuerzos efectivo de la matriz de suelo se produce como resultado de este proceso de alta frecuencia, alta energía, baja amplitud del impacto o acción de embestida. La energía nominal del aparato de instalación de la pila de grava compactada varía de 250,000 ft-lb, a 1.7 miles ft-lb. por minuto, mientras la frecuencia de impacto o embestida generalmente varía de 300 a 600 ciclos por minuto. El resultado es un suelo matriz mejorado que tiene un pre consolidación significativamente mayor que el suelo de la matriz no mejorada. Esta presión de pre consolidación lateral alta, ejerce el esfuerzo dentro del suelo de la matriz y lo hace capaz de proporcionar un mayor apoyo lateral para el elemento Geopier cuando está cargado. Fox y Cowell (1998) (p. 16)

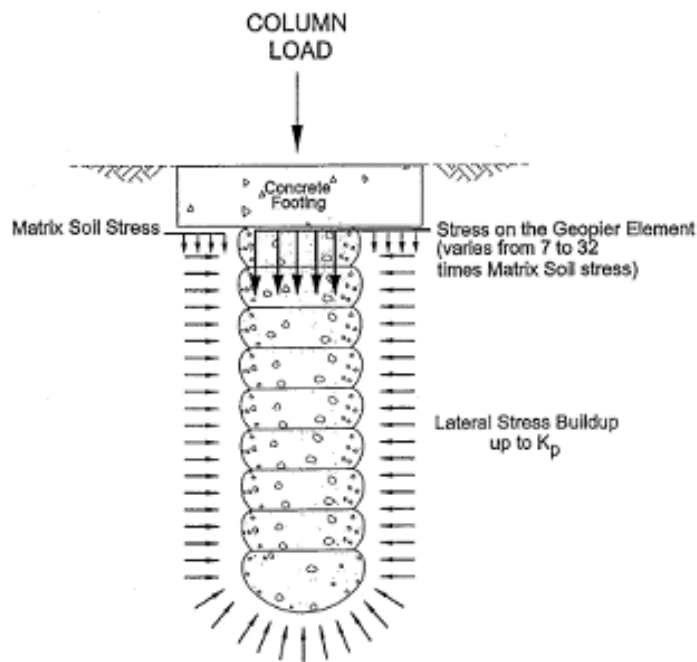
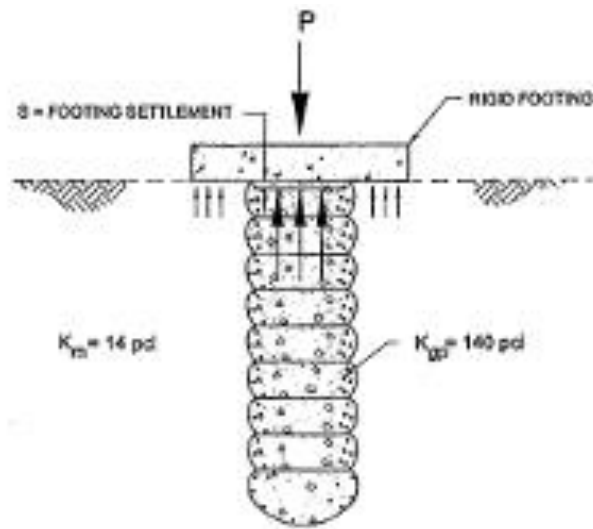


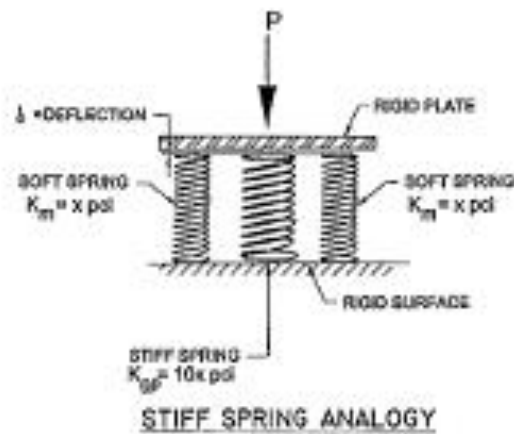
Figura 16. Soporte de carga del Geopier, Adaptado de "GEOPIER foundation And Soil reinforcement manual" por Fox and Comwell (1998).

Los autores señalan que gran parte del éxito de la rigidez de la pila es la energía de compactación, con pisones que tienen 300 a 600 ciclos por minuto, también explican que el suelo circundante a la pila de grava compactada, es denominado "Suelo Matriz" y se consolida por la presión lateral a lo largo de la pila, presión que se ejerce al compactar la grava a través del pison biseado con lados a 45 grados, la grava en la pila empuja al suelo circundante y este se consolida, volviendo al suelo matriz más rígido. Asimismo señalan que cuanto más rígido es el suelo matriz, más pequeño es el bulbo inferior, y cuando menos rígido es el suelo matriz, el bulbo inferior es más grande, señalan también que se han medido en ensayos a escala real que la presión ejercida al suelo lateral por parte de la pila se extiende hasta en 6 pies, o sea hasta en más de 1.80 metros, y en suelos inferiores (debajo de la pila) hasta 4 pies, o sea poco más de 1.20 metros. Luego para entender el comportamiento de las pilas de grava en conjunto con el suelo matriz mejorado, se hace una analogía con resortes rígidos para las pilas y menos rígidos para el suelo matriz, Fox y Cowell (1998) explican la analogía de la siguiente manera:

Se ha medido que la rigidez típica de las pilas de grava compactada es de 8 a 32 veces más rígida que la rigidez de los suelos de la matriz circundante. Un punto de partida en la estimación del comportamiento de la base de Geopier es suponer una relación de 10 para la rigidez del elemento Geopier a la rigidez del suelo de la matriz. El elemento Geopier, que es granular y muy rígido, puede ser aproximado como un resorte rígido (Figura 18). Su comportamiento en compresión no es elástico, sin embargo, su deflexión o compresión bajo carga ocurre rápidamente, excepto por la posible lenta fluencia de consolidación desde el extremo y la zona inferior. En la mayoría condiciones de carga observadas al registrar cientos de pruebas de carga a gran escala, tasas de la deflexión bajo carga se debe a menos de 0.01 pulgadas por hora dentro de los 30 minutos de carga, a excepción de cargas relativamente altas o en suelos muy blandos de arcilla. Las tasas más altas de la desviación están influenciadas por la consolidación de los suelos subyacentes debajo del bulbo inferior y debajo de la "Zona de Influencia" del elemento Geopier. La deflexión de los elementos de Geopier está causada principalmente por tres mecanismos: 1) compresión del agregado dentro del propio muelle agregado; 2) desplazamiento vertical hacia abajo a medida que el suelo de la matriz se somete a una tensión limitada para movilizar la cizalladura del perímetro resistencia a lo largo del eje del elemento Geopier; y 3) compresión y consolidación de los valores subyacentes dentro de la "Zona Inferior" debajo del Geopier. Fox y Cowell (1998) (p. 18)



GEOPIER ELEMENTS AS "STRESS SINKS"



STIFF SPRING ANALOGY

Figura 17. Teoría básica de Geopier, Adaptado de "GEOPIER foundation And Soil reinforcement manual" por Fox and Comwell (1998).

De la anterior cita se expone que la rigidez de las pilas de grava compactada típicamente son más rígidas que el suelo matriz en una relación que va de 8 a 32 veces más (dependiendo de la rigidez del suelo matriz). Asimismo los autores señalan que el comportamiento de las pilas se puede entender con un esquema de resortes, explicado en la figura 17, considerando la cimentación como un elemento rígido las pilas de grava actúan como resortes rígidos, mientras que el suelo matriz actúa como resortes menos rígidos, para temas de diseño, los autores

consideran sólo una relación de 1 a 10, es decir que las pilas de grava son sólo 10 veces más rígidas que el suelo matriz.

2.4.9.3 Ejemplo de cálculo de esfuerzo aplicado sobre una pila de agregado compactado

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo de esfuerzo transmitido hacia un grupo de pilas de agregado compactado, estos cálculos son citados del manual de diseño de Geopier International Company. A partir de la premisa de que la relación de rigidez de una pila es diez veces mayor a la rigidez del suelo matriz, se calcula el esfuerzo transmitido que va a ser soportado por la pila, estudios han comprobado que el esfuerzo transmitido hacia la pila está en un orden de 250% del esfuerzo aplicado, mientras que el suelo matriz sólo recibe el 25% del esfuerzo aplicado al suelo, estos datos fueron calculados a partir de ensayos en escala natural, a continuación se cita del manual de diseño de Geopier International Company un ejemplo del esfuerzo transmitido hacia la pila de agregado compactado, según Fox y Cowell (1998) señalan:

Dado que los fundamentos de Geopier pueden considerarse resortes de rígidos y el suelo matriz dentro de la Zona de Influencia del Elemento Geopier se pueden considerar como resortes más suaves, el análisis del comportamiento de la Zona Superior se puede aproximar usando un método de módulo elástico.

Lo importante para comprender el comportamiento eficiente de los Geopier utilizados para apoyar pilares compuestos o losas, es comprender el efecto de equilibrio estático de la rigidez de las inclusiones de pilas en una matriz de suelo menos rígida. Suponiendo que la base aislada de hormigón reforzado es perfectamente rígida, y además suponer que los pilas de grava y los suelos de matriz tienen una relación de rigidez de "N" rigidez del elemento Geopier (o módulo), dividido por la rigidez del suelo de la matriz (o módulo), luego para satisfacer el equilibrio estático, vertical la intensidad del esfuerzo en la parte superior de los elementos de Geopier debe ser "N" por el esfuerzo vertical en la parte superior del suelo de la matriz. Las tensiones deben redistribuirse dentro del equilibrio en el arco de las tensiones que se concentran en los elementos Geopier, y las tensiones en los suelos de la matriz son reducidas.

"N" debe ser a efectos de la siguiente discusión considerada de 10. El Geopier son elementos que son 10 veces más rígidos que el suelo de la matriz. Para este ejemplo, el esfuerzo vertical la intensidad en el elemento Geopier es 10 veces mayor que en el suelo

de matriz, los elementos Geopier, por lo tanto, son calculados, en esencia, como "sumideros de esfuerzo" o imanes de esfuerzo, que alientan el esfuerzo, causando una reducción de esfuerzo en el suelo matriz. Cuanto mayor es la relación de esfuerzo entre el elemento Geopier y el suelo matriz, (es más rígido el elemento Geopier en comparación con el suelo matriz), mayor será el esfuerzo en el elemento Geopier, y menor será el esfuerzo en el suelo matriz, como se muestra en la Figura 18, si el área de huella de Geopier (A_{gp}) para el área total de zapata (A) es 33.3%, y la presión del cojinete compuesto de la zapata (q) es 6000 psf, y la relación de rigidez entre el Geopier y el suelo matriz (R_s) es 10, entonces uno puede calcular el esfuerzo en el Elemento Geopier (q_{gp}) de la siguiente manera:

DADO:

$$q = 6000 \text{ psf}$$

$$R_s = 10$$

$$A_{gp} = 0.33 A$$

$$A_m = 0.67A$$

$$\text{Estrés de pies } q = \text{Carga de pies (F) / Área de zapatas (A)} \quad (2.1)$$

$$k_{gp} \text{ I } k_m = R_s = \text{relación de rigidez de esfuerzo} \quad (2.2)$$

Dónde:

k_{gp} = módulo del elemento Geopier

k_m = módulo de suelo matriz

Relación de área de Geopier

$$R_a = A_{gp} / A \quad (2.3)$$

Dónde:

A = área total de la cimentación (base)

A_{gp} = área del elemento Geopier debajo de la base

A_m = área del suelo matriz debajo de la base

Reescribiendo la Ecuación 5.1, $F = qA$, por lo tanto;

$$q \times A = A_{gp} \times q_{gp} + A_m \times q_m$$

La división por el área A de pie da como resultado:

$$q = A_{gp}/A \times q_{gp} + A_m/A \times q_m$$

Sustituyendo la ecuación 5.3:

$$A_{gp} = R_a \times A$$

$$q = q_{gp} \times R_a + q_m \times A_m/A \quad (2.4)$$

El área bajo la base, A, se puede expresar como

$$A = A_{gp} + A_m$$

Reescribir y sustituir la ecuación 5.3 en esto da como resultado:

$$A = R_a \times A + A_m$$

$$A_m = A - R_a \times A = A(1 - R_a) \quad (2.5)$$

Por lo tanto, al sustituir la Ecuación 5.5 en la Ecuación 5.4 se obtiene:

$$q = R_a q_{gp} + q_m(1 - R_a)$$

Donde: $q_{gp}/q_m = k_{gp}/K_m = R_s$ donde $q_{gp} = R_s \times q_m$

Sustituyendo en la anterior Ecuación resulta en:

$$q = q_m \times R_s \times R_a + q_m(1 - R_a) \quad (2.6)$$

Resolviendo para q_m

$$q_m = q / (R_s \times R_a + (1 - R_a)) \quad (2.7)$$

Sustituir la información dada en la Ecuación 5.7 produce:

$$q_m = 6000 \text{ psf} / (10(0.333) + (1 - 0.33))$$

$$q_m = 1500 \text{ psf}$$

Dado que $R_s = 10$, entonces $q_{gp} = 10 \times q_m$

$q_{gp} = 15,000 \text{ psf}$

Los elementos rígidos Geopier han reducido la tensión de la base en los suelos de la matriz de 6 000 psf a 1 500 psf, o al 25% de la intensidad del esfuerzo de la base. Por el contrario, Los elementos de Geopier han atraído 15,000 psf, o el 250% de la intensidad del esfuerzo de la base. Para una carga de columna de 500 kips, la carga total admitida por las fundaciones Geopier sería aproximadamente $15,000 \times 0.33 \times 500,000 / 6000 = 416,250 \text{ lbs.}$, versus el total carga soportada por suelos de matriz siendo $1,500 \times .67 \times 500,000 / 6000 = 83,750 \text{ lbs.}$ Los cimientos Geopier soportan 5 veces más carga que el suelo matriz, y el suelo matriz admite solo el 16.75% de la carga de carga total. Si la relación de Geopier y la rigidez del suelo matriz es 15, la característica de la pila rígida para atraer tensiones y actuar como un "sumidero de esfuerzo" es aún más pronunciado, y el esfuerzo en el elemento Geopier es 16,014 psf, y el esfuerzo del suelo matriz es 1,067 psf. Para este ejemplo, los elementos Geopier soportan 7.5 veces más de la carga de apoyo total que los suelos de la matriz, y el suelo matriz soporta solo el 13.5% de la carga total de la zapata.

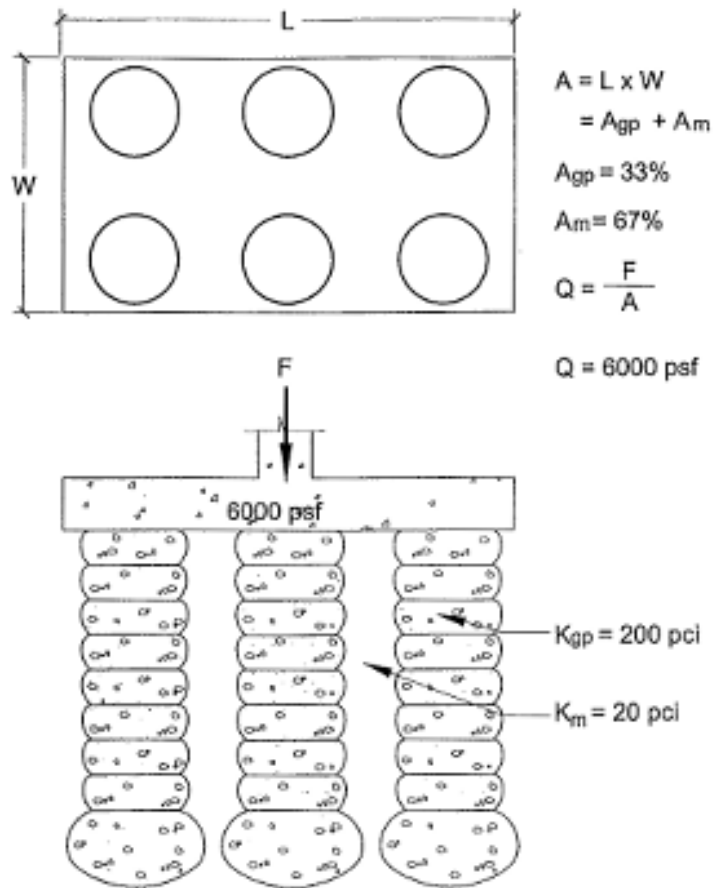


Figura 18. Diseño típico del elemento Geopier bajo una base de columna aislada, Adaptado de "GEOPIER foundation And Soil reinforcement manual" por Fox and Comwell (1998).

De la teoría de diseño expuesto en la cita anterior los autores explican que la cantidad de pilas de grava compactada se calculan de acuerdo a la resistencia del suelo que aún no ha sido mejorado. Asimismo, se tiene como premisa que las pilas son (para diseño) 10 veces más rígidas que el suelo matriz, luego pre dimensionando se asume que las pilas ocupan un área equivalente al 33% del área de la zapata, luego se puede calcular una relación de área de pila sobre el área de la zapata (R_a), una relación de área de suelo matriz sobre el área de zapata (R_m), luego se calcula por equilibrio estático la carga aplicada sobre el área que ocupa las pilas y la carga aplicada sobre el área de suelo sabiendo que la fuerza es igual a la Carga por el área ($F = q \times A$). Luego sustituyendo factores en relación a la rigidez de los elementos se calcula la carga soportada por el suelo o " q_m ", finalmente sabiendo que la rigidez de la pila es 10 veces mayor que el suelo matriz se calcula la carga soportada por la pila o " q_{gp} ".

Del ejemplo anteriormente expuesto podemos concluir que para un esfuerzo de 6000 psf o lo que es lo mismo decir (29 Ton/m²) el suelo matriz sólo va a soportar 1 500 psf (7.3 Ton/m²), mientras que la pila llega a soportar hasta 15 000 psf (73 Ton/m²).

2.4.9.4 Tipos de Pila de agregado compactado

Se presenta los tipos de pila de agregado compactado, los cuales se aplican en función al tipo de suelo que se va a mejorar. Asimismo, otra denominación para efectos de diseño se aplica dependiendo del tipo de elemento que va a soportar el suelo mejorado, diferenciándose entre:

- Zapatas Aisladas
- Plateas de Cimentación.
- Estabilización de Taludes.
- Tanques de almacenamiento
- Mitigación de licuación
- Resistencia al levantamiento y cargas laterales

A continuación, se describe el tipo de pila dependiendo del tipo de suelo que se va a mejorar.

2.4.9.4.1 Pila de Grava Compactada tipo Geopier

Se sabe que los suelos están divididos entre granulares y finos, son estos últimos, como las arcillas y limos los que presentan mayores fallas por la composición de sus partículas, para los suelos muy finos como Arcillas se utiliza la pila denominada Geopier, que fue el primer tipo de pila en ser diseñada y patentada, en el sub capítulo 2.4.9.4.2.. Se describe el proceso de construcción de este tipo de pila. Este tipo de pilas no requiere más equipo que dos excavadoras con un peso de 33 Ton, a las cuales estarán adosadas en el brazo hidráulico dos equipamientos, la primera excavadora con una barrena de diámetro 20” o 50.8 centímetros de diámetro, la longitud de la barrena va desde los 5 metros hasta los 15 metros, recordando que este sistema es considerado de cimentación intermedia, la segunda excavadora tiene adosada al brazo hidráulico un pisón de 15”, este pisón tiene una terminación en la punta biselada a 45° la cual forma la esperada compactación lateral de la grava hacia el suelo, asimismo se utiliza un mini cargador o

un telehandler para rellenar el agujero echo por la barrena, y que sea compactado por el pisón biselado.



Figura 19. Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravas Compactadas: Llenado y compactación de agregados en el bulbo y fuste de la Pila., Adaptado de “ <http://www.emin.pe/portfolio/supermercado-chepen/> ”, por EMIN GEOESTRUCTURAS, 2016

En la figura 19 se aprecia el pisón adaptado al brazo de la excavadora, también se aprecia el telehandler con una pala habilitada para vaciar la grava en el interior del agujero echo con la barrena.

2.4.9.4.2 Pila de Grava Compactada tipo Impact

En los suelos granulares como las arenas, sobre todo las arenas finas se utiliza un tipo de pila denominada “Impact” este tipo de pila se utiliza cuando los suelos granulares presentan un alto contenido de finos como limos o arcillas, es decir para un tipo de suelo (arenoso – limoso) o (arenoso – arcilloso). La composición física de la pila no cambia con relación al tipo de pila denominada “Geopier”, es simplemente el proceso de construcción el que cambia, para estos tipos de suelo, lo que se hace es pre – excavar el suelo con la barrena para luego introducir el pisón biselado, que en este caso está conectado a un “mandril” que no es más que un tubo hueco que tiene un accesorio en la parte superior tipo embudo, sobre este embudo se llena la grava con la ayuda de un telehandler, esta grava baja a través del mandril y se introduce a la cavidad antes perforada por la barrena, la grava baja por el mandril hasta el pisón que al ser hueco permite que la grava se introduzca hasta el fondo de la perforación y se procede a compactar.

El uso del mandril está relacionado sobre todo a la inestabilidad del suelo, ya que al pre barrenar, el suelo podría colapsar tapando el agujero realizado por la barrena, el mandril funciona como una especie de camisa, lo cual va a asegurar que la grava llegue hasta el fondo del pisón, el problema del suelo colapsable no ocurre en arcillas, puesto que en arcillas, el agujero echo con la barrena mantiene su forma. Asimismo. Este tipo de pila se utiliza cuando en el suelo existe presencia de napa freática, la napa no afecta el proceso de construcción, ya que la pila no utiliza materiales cementosos, únicamente utiliza la grava que es compactada. Asimismo, en presencia de la napa freática el agua sube a través de las pila para luego ser evacuada mediante algún sistema de captación y traslado de aguas medianamente cercanas, esto puede ser realizado mediante canales o tanques de infiltración.



Figura 20. Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravas Compactadas tipo Impact: Llenado y compactación de agregados en el bulbo y fuste de la Pila., Adaptado de "<http://www.emin.pe/portfolio/centro-comercial-lurin/>", por EMIN GEOESTRUCTURAS, 2016.

2.4.9.4.3 Pila de Grava Compactada tipo Densipact

En suelos granulares, “arenas finas” que no tienen presencia de suelos finos se utiliza el “Densipact”, el principio es el mismo que el Impact, sólo que el brazo hidráulico a posee un accesorio compactador compuesto por cuatro columnas prismáticas huecas, las cuales vibran al introducirse en el suelo matriz, las columnas huecas tienen un embudo en la parte superior donde se coloca la grava con ayuda del telehandler, la grava baja a través de las columnas huecas y así se introduce la grava al fondo de la pila, estas columnas poseen en la punta pisonos biselados que son los que van a compactar la grava y el suelo matriz a su alrededor-.

En la figura 21 se aprecia las columnas prismáticas verticales, las cuales se introducen junto con el mandril adaptado al brazo hidráulico de la excavadora.



Figura 21. Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravas Compactadas tipo Densipact: Llenado y compactación de agregados en el bulbo y fuste de la Pila., Adaptado de " <http://www.emin.pe/portfolio/supermercado-pacasmayo/> ", por EMIN GEOESTRUCTURAS, 2016

2.4.9.5 Casos del uso de sistema de Pilas de Gravas Compactadas en Perú

Antes de evaluar cada caso, debemos saber que este sistema tiene muy poco tiempo en el mercado internacional, desde 1998, si se compara con sistemas de cimentación profunda como pilotes, que se data el uso desde inicios de 1900. Este sistema se creó en Estados Unidos, luego hace pocos años atrás este sistema llegó a Sudamérica y Perú fue uno de los últimos países en recibirlo. Debido a la necesidad de los proyectos en obtener una solución eficiente y económica de cimentación intermedia para el apoyo de estructuras propensas al asentamiento, es que se aplica en un suelo de fundación que está conformado por arenas sueltas, arcillas blandas, limos, suelos mixtos, limos orgánicos, turba o rellenos no controlados.

Este sistema está patentado y comprobado, respaldado con una extensa experiencia de miles de obras en todo el mundo. En Perú se han ejecutado a la fecha distintos tipos de obras en diversas condiciones de suelo con la mejor relación costo-beneficio (EMIN GEOESTRUCTURAS, 2016, <http://www.emin.pe/>).

En base a lo expuesto, a continuación detallaremos brevemente algunos casos de construcción:

1.- Construcción del colegio VILLA PERSE, situada en el distrito de Lurín, departamento de Lima, esta edificación se construyó en el mes de abril del año 2014; el suelo estaba conformado de arenas y material de relleno no compactado y para su reforzamiento se instalaron 3 951 pilas Impact a una profundidad variable entre los intervalos de 2.50 metros a 4.00 metros (EMIN GEOESTRUCTURAS, 2016).



Figura 22. Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravas Compactadas: Perforación helicoidal del terreno natural, Adaptado de "<http://www.emin.pe/portfolio/colegio-villa-perse/>", por EMIN GEOESTRUCTURAS, 2016.

2.- Construcción de centro comercial OUTLET PREMIUN, situado en el distrito de Lurín, departamento de Lima. Este retail se construyó en el mes de Mayo del año 2015; el suelo estaba conformado netamente de arenas y para su reforzamiento se instalaron 4 751 pilas Impact a una profundidad de 5.00 metros (EMIN GEOESTRUCTURAS 2016).



Figura 23. Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravas Compactadas: Vista panorámica del área de trabajo, Adaptado de "<http://www.emin.pe/portfolio/centro-comercial-lurin/>", por EMIN GEOESTRUCTURAS,

3.- Construcción de centro de distribución TOTTUS HUACHIPA- BODEGA DE FRESCOS, situada en el distrito de Huachipa, departamento de Lima, este retail industrial se construyó en el mes de Octubre del año 2013; el suelo estaba conformado netamente de arenas sueltas a medianamente sueltas y para su reforzamiento se instalaron 7 328 pilas Impact a una profundidad variable entre los intervalos de 3.00 metros a 5.50 metros (EMIN GEOESTRUCTURAS 2016).



Figura 24. Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravas Compactadas: Perforación helicoidal del terreno natural, Adaptado de "<http://www.emin.pe/portfolio/centro-de-distribucion-huachipa-ii/>", por EMIN GEOESTRUCTURAS 2016)

4.- Construcción de ampliación astillero SIMA CALLAO, situado en el distrito de Callao, departamento de Lima, esta ampliación se construyó en el año 2012; el suelo estaba conformado netamente de arenas y para su reforzamiento se instalaron 4 751 pilas Impact a una profundidad de 5.00 metros (EMIN GEOESTRUCTURAS 2016).

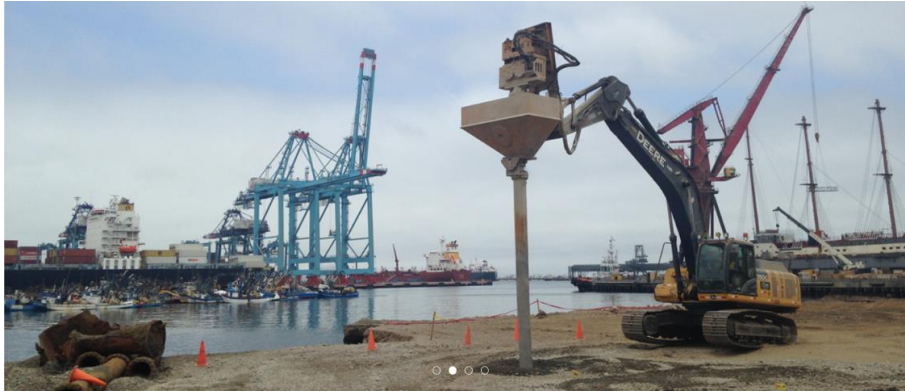


Figura 25. Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravas Compactadas: Perforación helicoidal del terreno natural, Adaptado de "<http://www.emin.pe/portfolio/callao/>", por EMIN GEOESTRUCTURAS, 2016

5.- Construcción de centro comercial MEGA PLAZA, situado en la provincia de Jaén, departamento de Cajamarca. Este retail se construyó en el mes de Mayo del año 2015; el suelo estaba conformado netamente de arcillas con nivel freático y para su reforzamiento se instalaron 468 pilas Impact a una profundidad variable entre los intervalos de 4.00 metros a 5.50 metros (EMIN GEOESTRUCTURAS 2016).



Figura 26. Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravas Compactadas: Colocación de camisas o tubo casing para estabilización de la perforación, Adaptado de "<http://www.emin.pe/portfolio/supermercado-jaen/>", por EMIN GEOESTRUCTURAS, 2016

6.- Construcción de centro comercial TOTTUS, situado en la ciudad de Pacasmayo, región de La Libertad. Este retail se construyó en el mes de Junio del año 2013; el suelo estaba conformado netamente de arenas con nivel freático y para su reforzamiento se instalaron 1 600 pilas Impact a una profundidad de 3.50 metros (EMIN GEOESTRUCTURAS 2016).



Figura 27. Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravas Compactadas: Perforación helicoidal del terreno natural, Adaptado de " <http://www.emin.pe/portfolio/supermercado-pacasmayo/> ", por EMIN GEOESTRUCTURAS, 2016

7.- Construcción de centro comercial TOTTUS, en la ciudad de Chepen, región de La Libertad. Este retail se construyó en el mes de Abril del año 2015; el suelo estaba conformado netamente de arcillas con nivel freático y para su reforzamiento se instalaron 321 pilas Impact a una profundidad de 3.00 metros (EMIN GEOESTRUCTURAS 2016).



Figura 28. Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravas Compactadas: Perforación helicoidal del terreno natural, Adaptado de " <http://www.emin.pe/portfolio/supermercado-chepen/> ", por EMIN GEOESTRUCTURAS, 2016

8.- Construcción de centro comercial REAL PLAZA, en el distrito de Juliaca, departamento de Puno. Este retail se construyó en el mes de Abril del año 2014; el suelo estaba conformado de arcillas y arenas con nivel freático y para su reforzamiento se instalaron 945 pilas Impact a una profundidad variable entre los intervalos de 5.00 metros a 7.00 metros (EMIN GEOESTRUCTURAS 2016).



Figura 29. Proceso Constructivo para la instalación de las Pilas de Gravas Compactadas: Perforación helicoidal del terreno natural, Adaptado de “ <http://www.emin.pe/portfolio/supermercado-juliaca/> ”, por EMIN GEOESTRUCTURAS, 2016

2.5 Teorías de diseño

Sobre la teoría de diseño Richard y Miller en el boletín técnico: “Consideraciones de diseño estructural para losas de piso con carga uniforme soportadas por elementos de agregado apisonado Geopier” realizan el estudio y diseño de elementos de pila de grava compactada para diferentes relaciones de rigidez entre pila de grava y suelo matriz (Kg/ Km) donde se considera la rigidez de la pila de grava compactada en un valor de $150 \text{ pci (lb/inch}^3\text{)}$, consideran distintos espesores de losa para un concreto $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y también consideran distintos espaciamientos para las pilas que van desde 8, 10, 12, 14 y 16 pies (ft), en el estudio realizado Richard y Miller (2014) señalan lo siguiente:

Éste boletín técnico discute el análisis estructural de losas de piso uniformemente cargadas soportadas por elementos de agregado apisonado Geopier para el refuerzo de suelos. Los elementos Geopier son comúnmente usados para el apoyo de losas de piso de concreto, eliminando la necesidad de losas estructurales soportadas en cimentaciones profundas o excavaciones y re compactaciones masivas requeridas para la construcción de losas sobre la superficie de terreno. Los elementos Geopier reducen los asentamientos totales y diferenciales debido a sus características de alta resistencia y rigidez. Sin embargo, debido a la variación de rigideces entre el elemento Geopier y el suelo matriz ya no es válido asumir que el soporte de la superficie es uniforme. La disimilitud de condiciones en el soporte de losa, debido a la alta rigidez donde se localizan los Geopiers y relativamente baja rigidez entre los Geopiers, induce al desarrollo de momentos flexionantes y esfuerzos cortantes dentro de las losas bajo las cargas aplicadas.

Este boletín técnico describe el resultado de una serie de análisis de elementos finitos conducidos para cuantificar las condiciones de momento flexionante y esfuerzo cortante que se desarrollan en losas relativamente delgadas soportadas por elementos Geopier. Este boletín provee gráficas de diseño que pueden ser usadas para estimar el espesor de concreto requerido para losas en condiciones de carga distribuida uniformemente soportadas por elementos Geopier. Sin embargo, las gráficas deben de ser usadas con criterio debido a que el análisis de carga distribuida uniformemente puede no capturar el caso de condición crítica de carga para el diseño de la losa.

En el párrafo anterior Richard y Miller describen la mayor característica que tiene el sistema de pilas de grava compactada (denominadas Geopiers) que es reducir los niveles de asentamiento, además explican que el boletín técnico tiene la finalidad de dar pautas para un predimensionamiento de elementos de pilas de grava compactada para distintos espesores de losa, con un $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, y con distintas presiones actuantes sobre ellas.

2.5.1 Trasfondo: Diseño y opciones de Construcción

A continuación, Richard y Miller (2014) describen el trasfondo del diseño y las opciones de construcción:

Para la mayoría de los edificios, las losas de piso son típicamente diseñadas usando prácticas empíricas estandarizadas que requieren poco esfuerzo ingenieril y que resultan en secciones de losa relativamente delgadas y costo-efectivas. Métodos analíticos que usan nomografías están disponibles para los diseñadores para tomar en cuenta condiciones de carga no-uniformes como las cargas inducidas por llantas de vehículos o por soportes de estantes de almacenaje. Ambos métodos, empírico y analítico, asumen rigideces uniformes en el suelo subyacente, el cual es representado como resortes elásticos (Figura 30.), comúnmente conocido como modelo de Winkler. Usando los métodos mencionados por la Asociación de Cemento Portland entre otras, el diseño de losas de piso incluye la aplicación simulada de cargas a la losa para evaluar los esfuerzos cortantes y momentos flexionantes calculados. Los diseños resultantes pueden incluir losas construidas simplemente de concreto y concreto reforzado con varilla convencional o acero post-tensado. El diseño se basa típicamente en una sección sin juntas y se enfoca en limitar los esfuerzos a tensión en el concreto a un valor mucho menor del módulo de ruptura del concreto o del esfuerzo flexionante de agrietamiento. El módulo de ruptura del concreto (f_r) es normalmente tomado como:

$$F_r = 9\sqrt{f'_c} \quad (7.1)$$

Donde f'_c es la resistencia a la compresión del concreto (psi). Un factor de 1.7 es normalmente usado en el diseño de losas de piso. Las losas de piso convencionales generalmente presentan de cuatro a seis-pulgadas de espesor y su costo de construcción es relativamente bajo. Cuando las losas de piso son posicionadas en rellenos no controlados, suelos orgánicos, y otros materiales compresibles, y el asentamiento excesivo es

inadmisible, las opciones de diseño para la losa usualmente consiste en una de las siguientes tres opciones:

1. Mantener la filosofía de diseño de la losa de piso relativamente delgada, solo si el suelo inapropiado es excavado y re compactado o remplazado con material más competente (Figura 30). Las losas de piso son después analizadas con el método de balasto de Winkler previamente mencionado, que resulta en secciones de losa comparables con aquellas para suelos apropiados. El costo adicional que representa esta opción es relacionado al costo del movimiento de tierras, costos que pueden rápidamente convertirse en limitantes en sitios con sobre excavaciones profundas, suelos contaminados, nivel freático superficial, o cuando estructuras adyacentes tienen que ser protegidas o reforzadas desde sus cimientos.

2. Instalar pilotes o pilas de concreto para soportar una losa estructural (por ejemplo una losa que es estructuralmente diseñada y reforzada para tener claros entre las cimentaciones profundas instaladas). Una losa estructural soportada por pilotes (Figura 31.) puede costar por sí sola, tanto como la opción de sobre excavación y reemplazo. Debido a la alta relación de rigidez entre las pilas y el suelo natural, es asumido que las pilas resisten la carga completa de la losa y que la losa debe de ser estructuralmente capaz de soportar claros entre los apoyos de pilotes. En este caso, la rigidez y el soporte del suelo entre las pilas son completamente ignorados en el análisis.

3. Instalar elementos de agregado compactado Geopier para el refuerzo de suelos compresibles y permitir la construcción de una losa de piso relativamente delgada (Figura 32). Los elementos Geopier son instalados para reforzar los suelos pobres a un espaciamiento de elementos de un rango entre 8 y 15 pies centro a centro debido a que los elementos Geopier presentan mayor rigidez que el suelo adyacente, atraen las cargas de la losa formando una condición de soporte no-uniforme, de igual manera que las losas estructurales soportadas por pilotes o pilas, las losas de piso deben de ser diseñadas para resistir esfuerzos de corte y momentos a flexión que se desarrollan mientras las cargas

aplicadas intentan abrirse a los soportes de mayor rigidez. Sin embargo, estos esfuerzos son significativamente menores a aquellos para losas estructurales soportadas por pilotes o pilas debido a la relación de rigidez reducida.

Este boletín técnico se enfoca en la metodología de diseño para la opción de elementos Geopier. La construcción de elementos de refuerzo Geopier está bien descrita en la literatura (Lawton y Fox 1994, Fox y Cowell 1998, Wissmann et al. 2000). El uso de una pila de agregado compactado. Sobre capas delgadas de agregado, constituye un proceso único que resulta en elementos de alta resistencia y rigidez (Wissmann et al. 2001). La técnica de elementos Geopier resulta en una pila de rigidez distribuida de manera no-uniforme: la alta rigidez en los elementos Geopier y baja rigidez en las áreas soportadas por el suelo matriz entre los elementos Geopier generan que la losa experimente demandas de esfuerzos cortantes, de momentos y de flexión entre aquellas experimentadas por una losa estructural y una losa de piso sobre la superficie. Análisis de elementos finitos pueden ser usados para calcular los esfuerzos de flexión y de corte originados en la losa. Las variables de diseño usadas en el análisis de elementos finitos incluyen el área de una carga uniformemente distribuida, la resistencia a la compresión del concreto, la rigidez de los elementos Geopier, la rigidez del suelo, el espaciamiento de los elementos Geopier, y el espesor de la losa.

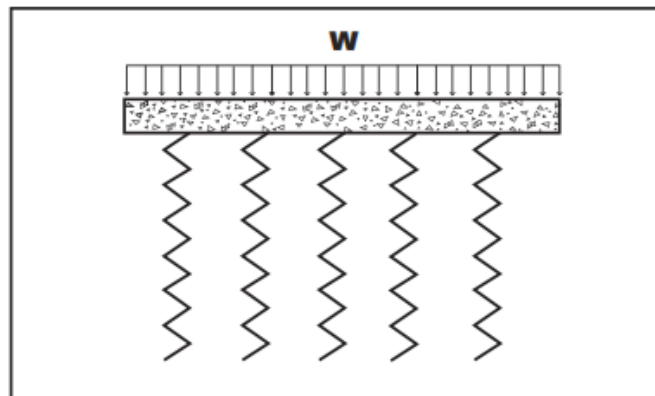


Figura 30: Gráfico que simula el diseño por el método de Winkler que asume rigideces uniformes en el suelo subyacente a la losa. Adaptado de: Consideraciones de diseño estructural para losas de piso con carga uniforme soportadas por elementos de agregado apisonado, por Richards 2016

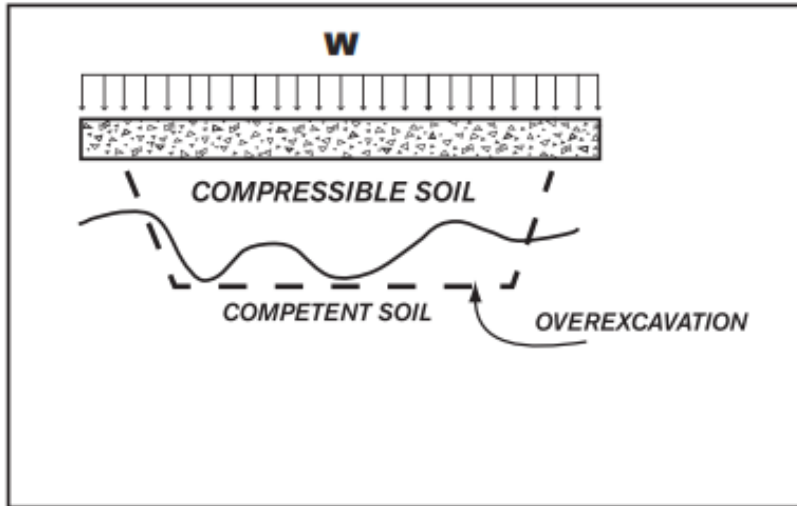


Figura 31: Gráfico que simula la solución para elevar presión admisible de suelo mediante el Retiro y Reemplazo de suelos compresibles considerado una solución superficial, Adaptado de: Consideraciones de diseño estructural para losas de piso con carga uniforme soportadas por elementos de agregado apisonado por Richards 2016

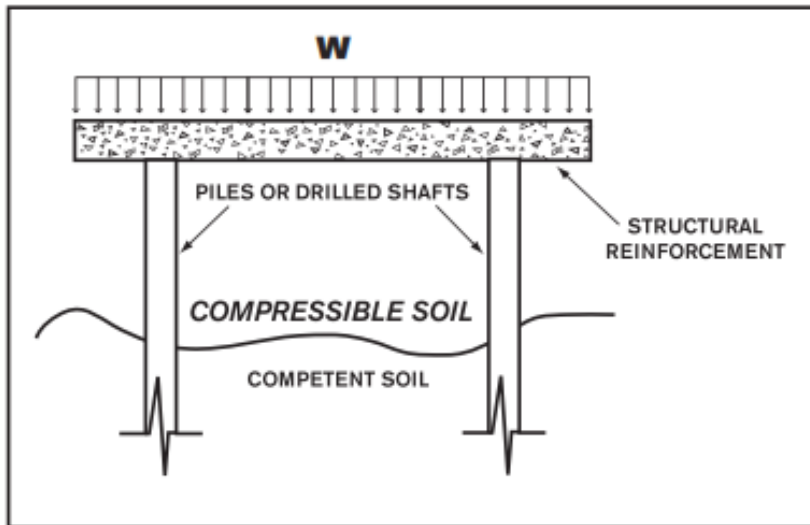


Figura 32: Gráfico que simula la solución para soportar losas de cimentación con suelos altamente compresibles mediante el uso de pilotes como una solución profunda, Adaptado de: Consideraciones de diseño estructural para

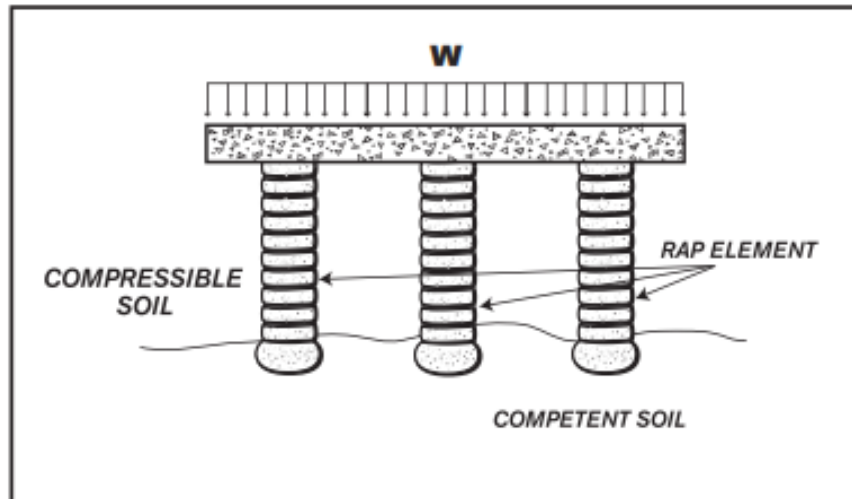


Figura 33: Gráfico que simula la solución para soportar losas de cimentación con suelos altamente compresibles mediante el uso de pilas de grava compactada, la cual se considera una solución intermedia a la superficial y la profunda, Adaptado de: Consideraciones de diseño estructural para losas de piso con carga uniforme soportadas por elementos de agregado apisonado por Richards 2016

En los párrafos antes descritos por Richard y Miller se estudian los distintos escenarios en donde una platea de cimentación va a transmitir sus cargas, empezando por considerar que el suelo subyacente es uniforme y actúa como múltiples resortes, luego se describen los problemas frecuentes donde la platea de cimentación transmite su carga a suelos subyacentes, pero que son de muy baja capacidad de presión admisible donde se consideran dos soluciones que aseguren la estabilidad de la platea, donde en el primer escenario se describe como se emplea la sustitución íntegra del suelo por un relleno competente en el cual se compacta por capas, y en el segundo escenario la solución se trata de aplicar un sistema de sostenimiento mediante pilotes los cuales van a transmitir la carga de la platea a estratos más competentes, con lo cual se deja de lado cualquier aporte del suelo circundante a los pilotes. Los autores del boletín técnico informan de una tercera solución ante suelos de baja capacidad de presión admisible, mediante el uso de pilas de grava compactada, dicho sistema se puede considerar como una solución intermedia, ya que no es superficial como en un corte y relleno ni tampoco es profunda como con el uso de los pilotes.

2.5.2 Análisis Numérico:

A continuación, Richard y Miller (2014) describen el análisis numérico resultante para el predimensionamiento de pilas de agregado compactado Geopier:

Para entender el desarrollo de esfuerzos cortantes y momentos flexionantes en losas de piso soportadas por elementos Geopier, un grupo de análisis de elementos finitos fue llevado a cabo por los ingenieros estructurales de KPFF, John P. Miller, P.E., S.E., y Jason N. Richards, P.E., S.E. Los análisis consideraron el comportamiento de una losa a condiciones de carga distribuida uniformemente, tomando en cuenta el soporte mediante el uso de resortes rígidos en las localizaciones de elementos Geopier y utilizando resortes blandos para representar el suelo matriz entre los elementos. Los análisis fueron llevados a cabo con las siguientes variables:

Carga de presión aplicada uniformemente a la losa de piso (w , expresada en psf), resistencia a la compresión del concreto (f'_c , expresado en psi) y características de rigidez correspondientes,

- Rigidez de resorte de los elementos Geopier (k_m , expresada en psi/in),
- Rigidez de resorte de suelo matriz (k_s , expresada en psi/in)
- Espaciamiento de elementos Geopier (L , expresada en pies),
- Espesor de losa de piso (t , expresada en pulgadas)

Los resultados de cada análisis fueron usados para comparar los esfuerzos en tensión calculados en las fibras inferiores contra los valores permisibles para establecer el valor permisible de la presión aplicada a la losa para la geometría y condiciones de resortes de soporte modelados. Estos resultados fueron usados para evaluar la carga máxima permisible uniformemente aplicada (previo al desarrollo de los esfuerzos a tensión límite del concreto) para cada valor de espesor de losa normalizado (t/L). Para simplificar, los análisis ignoraron los esfuerzos inducidos por contracción del concreto y deformaciones de losa, factores que se piensan son mitigados mediante el uso de juntas como se describe en la sección

Para la representación del soporte de la sub rasante, se usaron resortes elástico-lineares, mientras que resortes rígidos (k) fueron usados para representar los elementos Geopier de 30 pulgadas de diámetro. Así mismo, resortes relativamente blandos fueron usados para la representar la respuesta del suelo matriz sin mejoramiento. Se utilizó una constante de resorte de rigidez de elemento Geopier (k_g) de 150 pci (4.5 kg/cm^3) y unos valores en el rango de 5 a 30 pci (0.15 kg/cm^3 a 0.9 kg/cm^3) correspondientes al suelo matriz (k). La razón de la constante de resorte es denotada por la razón de rigidez ($R_s = K_g / K_m$) y es un factor clave determinante en el desarrollo de los esfuerzos flexionante de la losa (por ejemplo, una relación de rigidez infinita resultaría en el diseño una losa estructural como la presentada en la Figura 30; una razón de rigidez de uno resultaría en una losa de piso convencional como la presentada en la Figura 31. La Tabla 7 presenta las constantes de rigidez y las razones de rigidez usadas en este estudio.

La instalación de los elementos Geopier incrementa los esfuerzos laterales en el suelo matriz lo cual resulta en características de rigidez mejoradas (Handy 2001). El mejoramiento de suelo resulta en una transición de la alta rigidez de los elementos a la estructura del suelo matriz. La función de transición de rigidez que fue usada en los análisis fue tomada de los resultados de pruebas de carga de placa conducidas por investigadores de la Universidad Estatal de Iowa (White 2004).

En los párrafos antes descritos por Richard y Miller describen los parámetros considerados para el predimensionamiento y diseño de plateas con sistema de pilas de grava compactada. Para el diseño se considera la interacción de la carga aplicada a la losa, la resistencia a la compresión del concreto, la altura de la losa de cimentación, el diámetro de las pilas de grava compactada, el espaciamiento de las pilas que va a depender de la carga aplicada a la losa, la rigidez de una pila de grava compactada y la relación entre la rigidez de las pilas de grava compactada y la rigidez del suelo matriz.

Tabla 7

Parámetros de pre dimensionamiento de losas de cimentación mediante pilas

Parámetro	Valores Considerados en Este Estudio
Espaciamiento Centro a Centro de Geopier (ft)	8, 10, 12, 14, y 16
Rigidez de Geopier, k_g (pci)	150
Razón de Rigidez, $R_s = \frac{k_g}{k_m}$	5, 10, y 20
Espesor de Losa, t (in)	4, 6, 8, y 10

Nota: Se describen los rangos de parámetros considerados en el estudio de predimensionamiento de losas de cimentación mediante pilas de grava compactada, Adaptado de “Boletín técnico sobre diseño de losas de cimentación que usan sistema de pilas de grava compactada”, por Richard y Miller, 2015.

2.5.3 Resultados

A continuación, Richard y Miller (2014) describen los resultados del estudio para el predimensionamiento de pilas de agregado compactado Geopier:

Las Figuras 34 a 36 presentan los resultados de las simulaciones numéricas para los 60 grupos de geometría, soporte de sub rasante, y condiciones de carga uniforme presentadas en la Tabla 29. Las figuras presentan contornos de razones de espesor (t/L) normalizados requeridos por las demandas de esfuerzos límite impuestas por las presiones de losa normalizadas (w/f') dentro de los valores permisibles. Los contornos mostrados en las figuras fueron desarrollados para un espaciamiento de elementos que varió de 8 a 16 pies centro a centro. El espesor de losa requerido para las varias aplicaciones de presión uniforme en la losa puede ser estimado usando el siguiente procedimiento:

1. Establecer la razón de rigidez apropiada entre los elementos Geopier y el suelo matriz para el sitio de proyecto. El módulo de rigidez del elemento Geopier (k_g) es típicamente verificado con una prueba de módulo realizada en campo, conducida de acuerdo a los procedimientos descritos por Fox y Cowell (1988). El módulo de rigidez del suelo matriz (k_m) es obtenido calculando el asentamiento del suelo no-reforzado en respuesta a la presión de losa, donde k_m es la razón de presión aplicada para una deformación calculada. Nótese que los valores k_m calculados por este procedimiento pueden resultar en valores

significativamente menores a los valores recomendados usualmente en la literatura para losas de piso con carga uniforme sujetas a cargas puntuales en movimiento.

2. Establecer el valor del parámetro de carga normalizado (w/f') para el proyecto. Incluir el peso de la losa cuando se determina la presión de la misma, w .

3. Seleccionar un espaciamiento para los elementos Geopier.

4. Para el parámetro de carga normalizado calculado (w/f') y para el espaciamiento de elementos seleccionado (L), se usan las Figuras 34 a 36, apropiadamente, para encontrar el espesor de losa normalizado requerido (t/L). Si el valor de $w/f' c$ resulta en una solución graficada a la izquierda de la línea punteada mostrada en las figuras, se debe usar un espesor de losa mínimo de 4 pulgadas.

5. Estimar el espesor de losa requerido en pulgadas para resistir apropiadamente los esfuerzos a tensión inducidos, multiplicando el espesor de losa normalizado (t/L) por el espaciamiento centro a centro (L) de los elementos. Cuando se usan las gráficas de diseño mostradas en las Figuras 34 a 36, se debe reconocer que los resultados de los análisis numéricos están sujetos a limitaciones. Los valores de esfuerzos a tensión calculados en la losa a nivel de piso son desarrollados únicamente para condiciones de carga uniforme; otras condiciones de patrones de carga, tales como cargas puntuales concentradas, cargas lineales, o cargas intercaladas, resultará en valores de esfuerzos diferentes que pueden ser más críticos para un desempeño aceptable de la losa. Las losas de piso modeladas incluyen una junta de construcción ubicada en el tope de los elementos, la cual no puede transmitir momentos a flexión. Las losas de piso con juntas de construcción en diferentes orientaciones deben de ser evaluadas de forma separada. Los modelos también excluyen la presencia de relleno controlado existente entre el tope de los elementos y el fondo de losas de piso, lo cual mejora la uniformidad en las características de soporte de losa. Los análisis están basados en condiciones de soporte de sub rasante para Elementos de Agregado Apisonado Geopier. Estos resultados no deben de ser extrapolados a otro tipo de mejoramiento de suelo debido a las variaciones de razones de rigidez y en las diferencias de rigideces radiales en el suelo matriz resultantes de diferencias en los procesos de instalación.

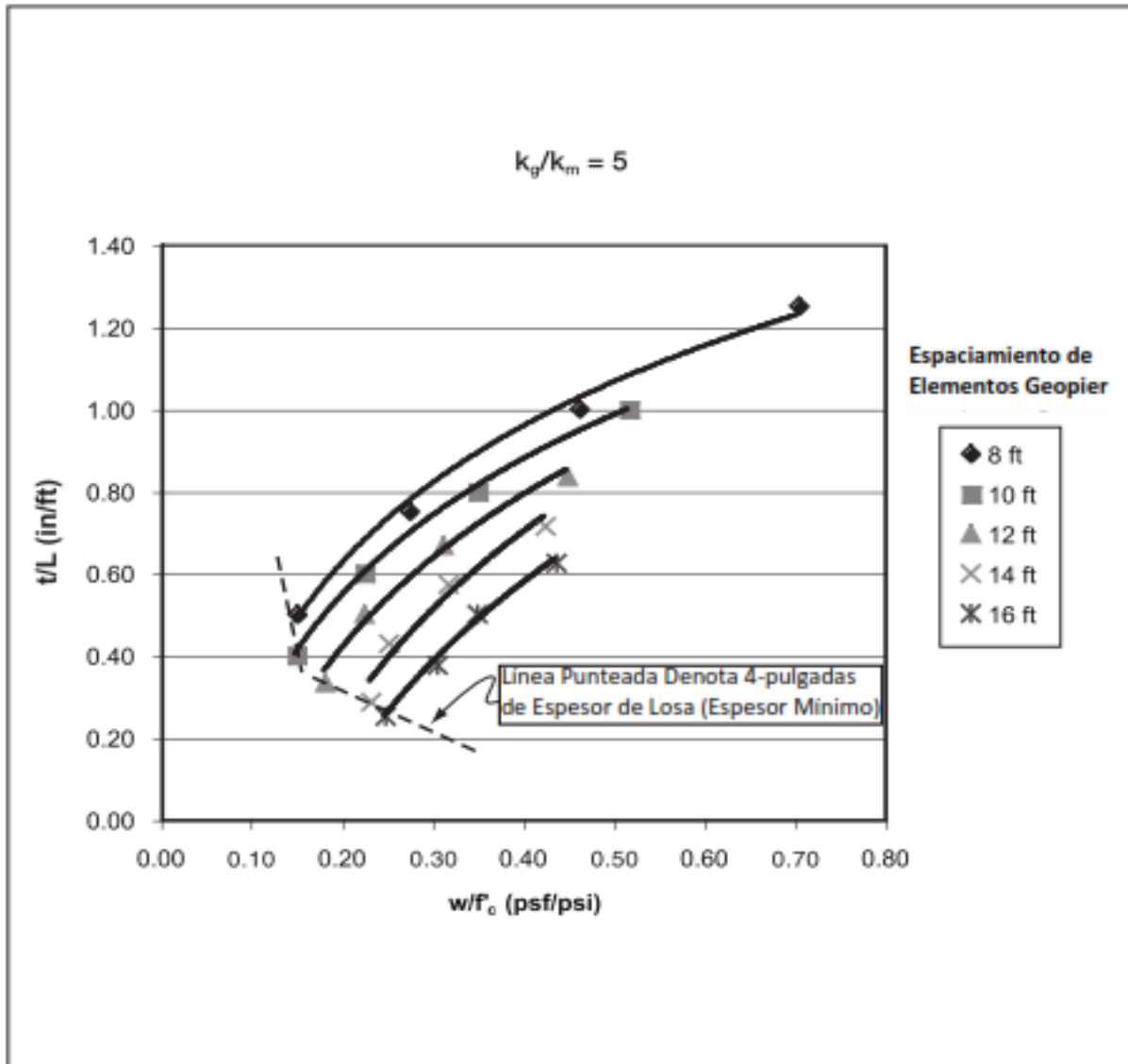


Figura 34: Grafica que muestra el espesor de losa normalizado requerido para la razón de rigidez de la pila de grava compactada sobre el suelo matriz (K_g/K_m) de 5 y el espaciamento de las pilas que está relacionado a la carga aplicada a la losa. Adaptado de: Consideraciones de diseño estructural para losas de piso con carga uniforme soportadas por elementos de agregado apisonado por Richards 2016

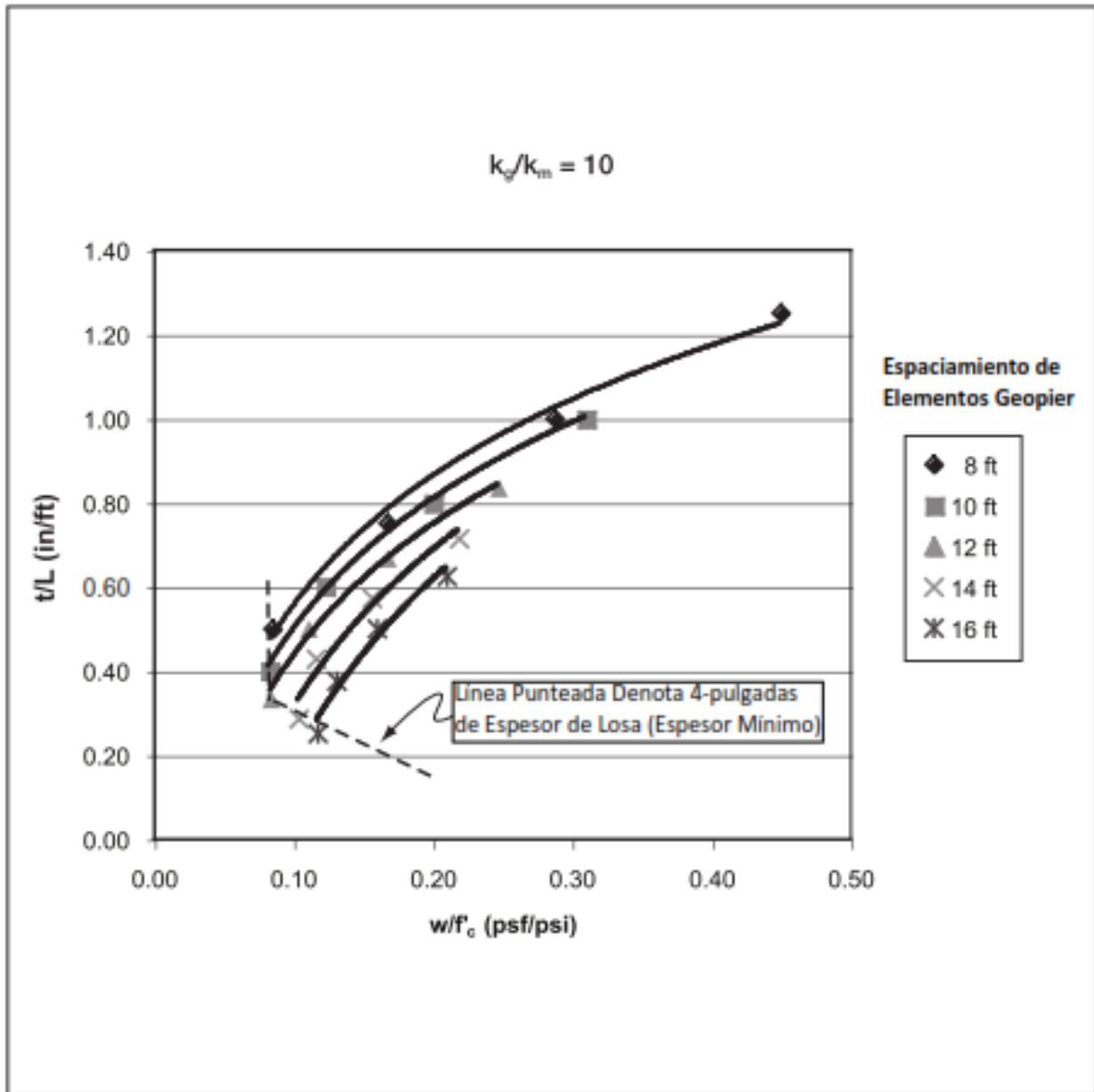


Figura 35: Grafica que muestra el espesor de losa normalizado requerido para la razón de rigidez de la pila de grava compactada sobre el suelo matriz (K_g/K_m) de 10 y el espaciamiento de las pilas que está relacionado a la carga aplicada a la losa. Adaptado de: Consideraciones de diseño estructural para losas de piso con carga uniforme soportadas por elementos de agregado apisonado por Richards 2016

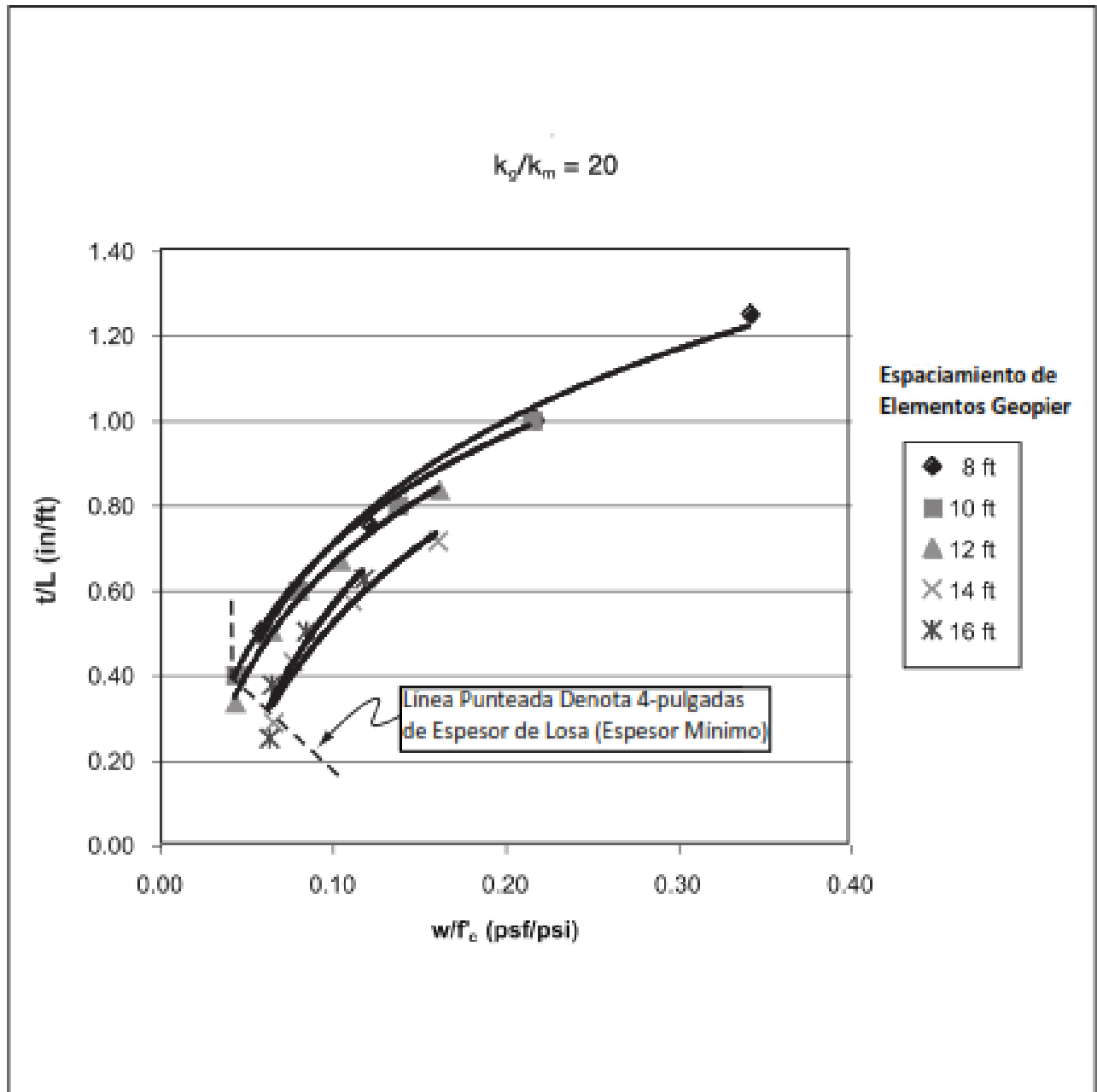


Figura 36: Grafica que muestra el espesor de losa normalizado requerido para la razón de rigidez de la pila de grava compactada sobre el suelo matriz (K_g/K_m) de 20 y el espaciamiento de las pilas que está relacionado a la carga aplicada a la losa. Adaptado de: Consideraciones de diseño estructural para losas de piso con carga uniforme soportadas por elementos de agregado apisonado por Richards 2016

En los párrafos antes descritos por Richard y Miller se muestran Gráficos de resultados para el predimensionamiento del espesor de la losa de cimentación que va a depender en primer lugar de la relación entre la rigidez de la pila sobre la relación del suelo matriz, teniendo 3 escenarios sobre esta relación:

- Relación : $K_g / K_m = 5$
- Relación : $K_g / K_m = 10$
- Relación : $K_g / K_m = 20$

Donde: K_g = módulo de rigidez de la pila de grava; K_m = módulo de rigidez del suelo matriz.

Para este estudio se considera la rigidez de una pila de grava compactada de 150 pci (lb/inch³), asimismo, se entiende que mientras la relación K_g / K_m sea mayor, significa que el suelo matriz es menos rígido.

2.5.4 Conclusiones de Estudio:

A continuación, Richard y Miller (2014) describen las conclusiones del estudio para el predimensionamiento de pilas de agregado compactado Geopier:

Los Elementos de agregado apisonado Geopier son usados comúnmente para el soporte de losas a sobre terreno hechas de concreto y de un espesor relativamente delgado que soportan cargas de ligeras a pesadas. El diseño de las losas de piso debe considerar las condiciones de soporte no-uniforme, ofrecidas por el elemento rígido Geopier, contrastando con la matriz de suelo relativamente blanda, encontrada entre los elementos. Estas condiciones de soporte no-uniforme pueden ser estudiadas usando análisis numéricos estructurales desarrollados para calcular la respuesta de losas de piso de concreto cargadas uniformemente y soportadas por elementos Geopier con valores variables de razones de rigidez del elemento al suelo matriz, y tomando en cuenta los rangos de presión aplicada a la losa para cargas uniformes presentados en las Figuras 35 a 37. Estos resultados proveen espesores de losa (t), estimados que puedan resistir las presiones aplicadas sin desarrollar esfuerzos a tensión que excedan la capacidad permisible. Las soluciones de diseño de las gráficas presentadas son únicamente para condiciones de carga uniforme; los análisis para un proyecto en específico deben ser desarrollados de acuerdo a las condiciones de carga correspondientes.

En las conclusiones del estudio descritos por Richard y Miller, se indica que en el predimensionamiento se ha tenido en cuenta la interacción de la losa apoyada sobre las pilas y el suelo matriz, considerando que el suelo es menos rígido que las pilas se ha llegado a un espaciamiento tal, para que en la losa no se produzcan esfuerzos de tensiones sobre el suelo matriz, también se considera en este estudio que los pre dimensionamientos descritos se usan cuando las cargas aplicadas sobre las losas son uniformes, cuando las cargas son puntuales como el caso de las zapatas, se considera además del asentamiento otros factores como son:

- Modos de falla de capacidad de carga en equilibrio límite.
- Falla por abultamiento de elementos individuales.
- Falla por corte bajo las puntas inferiores de las pilas de grava compactada en condiciones drenada y no drenada.
- Falla por corte en una matriz de suelo reforzada con pilas de grava compactada.

2.6 Suelos de la ciudad San Juan Bautista.

En este sub capítulo conoceremos la organización territorial de la zona de estudio, desde su región hasta su distrito propiamente dicho, una vez identificado geográficamente, se procederá a describir y comentar las exploraciones geológicas y los problemas del suelo en dicha zona de estudio, para ello se tendrá en cuenta los argumentos que fueron estudiados años atrás por profesionales especialistas en la materia.

2.6.1 Ubicación geográfica.

Primero debemos identificar la ubicación del distrito de San Juan Bautista en los mapas geográficos existentes, de acuerdo a ello podemos decir que esta ciudad se encuentra en la provincia de Maynas y en la región de Loreto. Sin embargo, para obtener una mejor visión territorialmente a continuación jerarquizaremos su ubicación de la siguiente manera:



Figura 37. Mapa de las regiones gubernamentales del Perú. Adaptado de “Plan Vial Departamental participativo de Loreto 2006 – 2015”, por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones, 2005

En la imagen se resalta un área de color verde, la cual delimita la superficie territorial del departamento de Loreto, además, esta región está ubicado al noreste del país, en la región Amazonía, limitando al norte con Ecuador y Colombia, al este con Brasil, al sur con Ucayali y al oeste con San Martín y Amazonas.

Ahora, en consecuencia, veamos con mayor puntualidad el mapa político del departamento de Loreto, la cual se divide en 07 provincias: 1.- Maynas, 2.- Alto Amazonas, 3.- Loreto, 4.- Mariscal Ramón Castilla, 5.- Requena, 6.- Ucayali, 7.- Datem del Marañón.

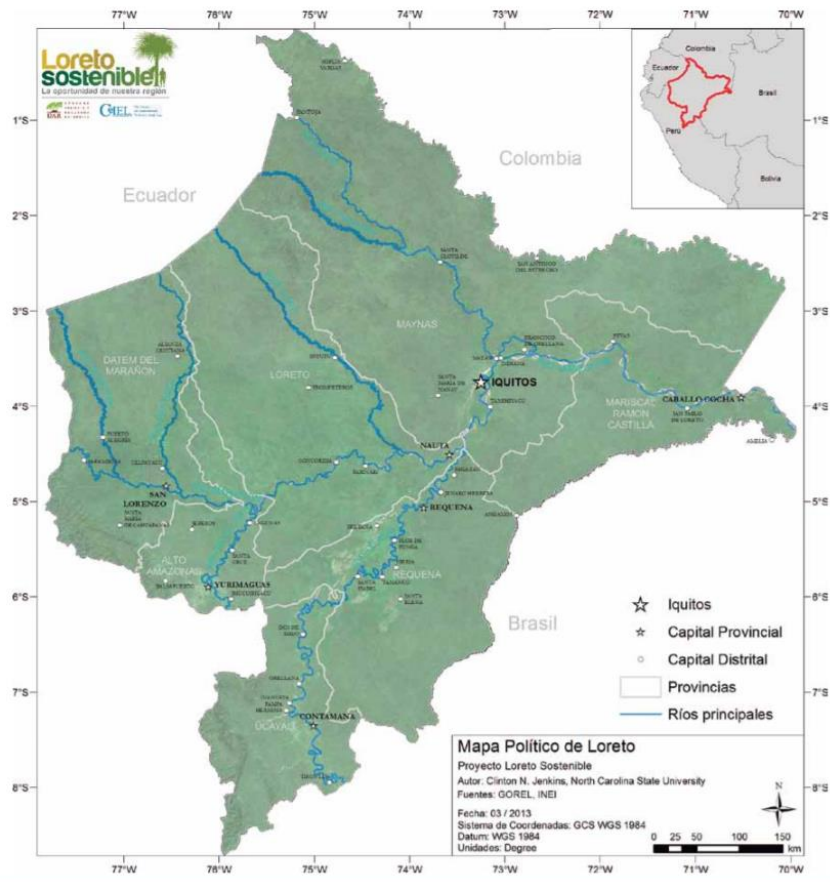


Figura 38. Mapa político de la región de Loreto. Adaptado de “Loreto Sostenible al 2021”, por Marc Dourojeanni, 2013

De este mapa extraeremos la provincia de Maynas, la cual está formada por 13 distritos que son: 1.- Iquitos, 2.- Alto Nanay, 3.- Fernando Lores, 4.- Indiana, 5.- Las Amazonas, 6.- Mazan, 7.- Napo, 8.- Punchana, 9.- Putumayo, 10.- Torres Causana, 11.- Belen, 12.- San Juan Bautista, 13.- Teniente Manuel Cavero.



Figura 39. Se resalta la provincia de Maynas en la región Loreto. Adaptado de “<https://www.google.com.pe/maps/place/Maynas/@2.3036707,76.1795694,6.22z/data=!4m5!3m4!1s0x91e877c1c7d54901:0x9be8303642093ff2!8m2!3d-3.7700696!4d-73.2625513?hl=es>”, por Google maps, 2017

Identificada la región y la provincia, finalmente podemos visualizar la zona de estudio, que será el distrito de San Juan Bautista. A continuación vemos la toma recogida:

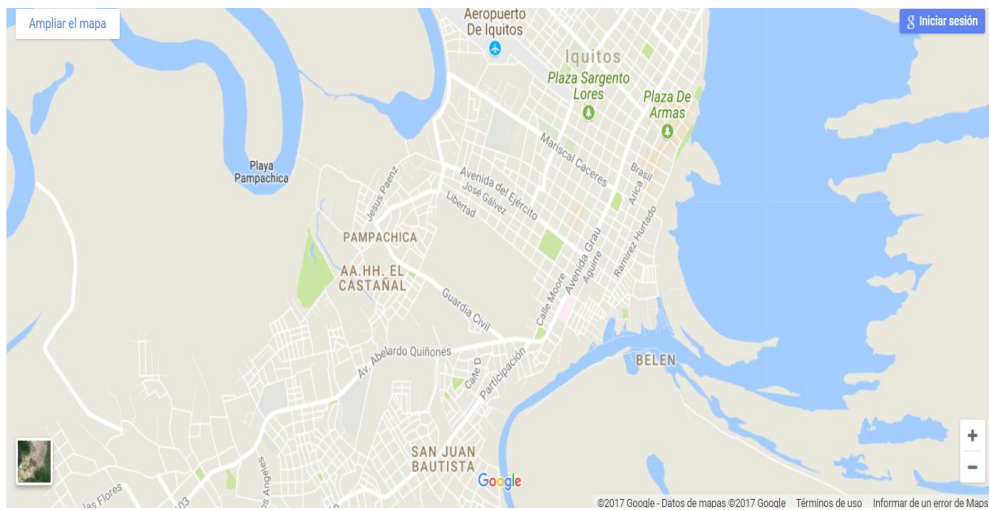


Figura 40. Vista 1 del mapa del distrito de San Juan Bautista en la provincia de Maynas. Adaptado de “<https://www.google.com.pe/maps/place/San+Juan+Bautista/@14.0115278,75.7404649,16z/data=!3m1!4b1!4m5!3m4!1s0x9110fd39a4fb5241:0xf60e0fca6cbfad5a!8m2!3d-14.0122426!4d-75.7364222?hl=es>”, por Google maps, 2017

En la imagen podemos observar que dicho distrito de estudio está rodeado de tres ríos navegables, y además, colinda con la ciudad de Iquitos, la cual es capital de Loreto y la principal

urbe turística – comercial en toda la Amazonia peruana, asimismo, posee una población considerable.

2.6.2 Geología regional y de la zona de estudio

En este subcapítulo se describe y se comenta las investigaciones geológicas que se hicieron hace ya muchos años, esto nos ayudara a estudiar y reconocer la formación de los suelos a través de la historia geológica. Luego, también se describirá algunos problemas del suelo debido a sus deficientes características mecánicas.

2.6.2.1 Características de los suelos

Para desarrollar los conceptos geológicos de cualquier superficie de la tierra, primero debemos tener como base el conocimiento de la cronología de las eras y periodos de la tierra, asimismo, conocer los tipos de sedimentos que se caracterizan por su lugar de ubicación, y por sus propiedades físicas y mecánicas que la conforman, para luego, interpretar la lectura de los mapas geológicos que ya se encuentran realizados para el público en general. Dicho este preámbulo, comenzaremos con la descripción de los suelos de San Juan Bautista, en la región de Loreto, para ello citaremos lo argumentado por el ingeniero Robalino (2014), quien indica lo siguiente:

La estructura Geológica de la Selva Peruana pertenece a la gran Cuenca Cretácea que se desarrolló en el Continente Sudamericano el cual se encuentra enmarcado en una serie de eventos cronológicos (párr. 24).

La secuencia Geológica de esta Cuenca la constituyen rocas del paleozoico de una gran distribución y en su mayor parte depositados en ambientes marinos; rocas del Triásico Jurásico; calizas marinas de poca profundidad y capas rojas continentales en el Jurásico Superior (párr. 25).

Según estos párrafos informativos se entiende que la formación de las cuencas y relieves de la región Loreto se dieron inicio en la era Paleozoica y se extendió su formación hasta la era Mesozoica, siendo este último de mayor impacto y representatividad en la geología de este extenso terreno amazónico, pues durante los periodos que la conforman: Triásico, Jurásico y Cretácico se consolidaron rocas, calizas y paisajes desarrollados en capas sedimentarias terrígenas rojas continentales. “Los sedimentos Cretáceos, mayormente han provenido de la erosión desde el oriente del Escudo Guayano-Brasilero y fueron depositados conformando ciclos

transgresivos y regresivos” (Robalino, 2014, párr. 25). Esto significa que debido a las erosiones eólicas y fluviales que se acontecieron hace miles de años, algunas cantidades de areniscas y cuarcitas fueron transportados y alojados en los suelos de la región Amazónica, siendo este fenómeno algo insólito ya que dichos sedimentos son muy resistentes al proceso de la erosión, esto se debe a la antigüedad geológica del Escudo Guayanés y del Escudo Brasileiro. Además de estos datos, Robalino (2014) señala otras características:

Por otro lado en las inter estratificaciones con areniscas muchas veces aparecen potentes capas de lutitas, que han sido pre-consolidados durante los movimientos tectónicos, habiéndose levantado probablemente las areniscas ayudadas por las superficies lubricantes de arcillas sumamente plásticas que en la actualidad se presentan como una masa compacta; de este modo las lutitas han ayudado a fallamientos importantes que siempre siguen la dirección del buzamiento de las rocas sedimentarias que han sido afectadas (párr. 26).

Debido a los diferentes factores clima-atmosféricos que presenta la Amazonía, la meteorización ha sido el fenómeno más importante en la modificación de las propiedades geológicas iniciales, en tal grado que no dista mucho de ser verdaderos sedimentos sin litificación, presentando consolidación relativamente pequeña debido a la presencia de arcillas y arenas densificadas; estos procesos de transformación está íntimamente vinculada con la fracturación y lixiviación (párr. 27).

Este fragmento quiere decir que las inter estratificaciones estarían definidas por una serie de cuencas volcánicas del cual yacieron las lutitas y las areniscas durante los periodos Jurásico y Cretácico, ambos correspondientes a la era Mesozoica. Asimismo, se produjeron meteorizaciones físicas, químicas y biológicas que modificaron globalmente las propiedades geológicas de nacimiento, pero sin embargo dichos sedimentos densificados como las arcillas y arenas no fueron convertidos en rocas sedimentarias en su totalidad ya que solo estaban compactados en pequeñas proporciones. También se tiene otros estudios interesantes que son los datos recopilados por Dourojeanni (2013), éste indica lo siguiente:

Loreto está localizado sobre cuencas viejas de cientos de kilómetros de ancho que tienen depósitos que alcanzan hasta 10 km de profundidad. La Amazonía es la cuenca sedimentaria cenozoica mayormente fluvial más grande del planeta. Su relieve actual se

desarrolló durante el Mioceno-Plioceno y su división en sub cuencas es más reciente. Forma parte del ante arco amazónico (también conocido como llano sub andino), caracterizado por levantamientos y hundimientos poco acentuados, y por acumulación de depósitos fluviales de formación antigua y lenta (p. 39).

En efecto a estas descripciones, a continuación se visualiza las formaciones geológicas de la región Loreto mediante el siguiente mapa representativo:

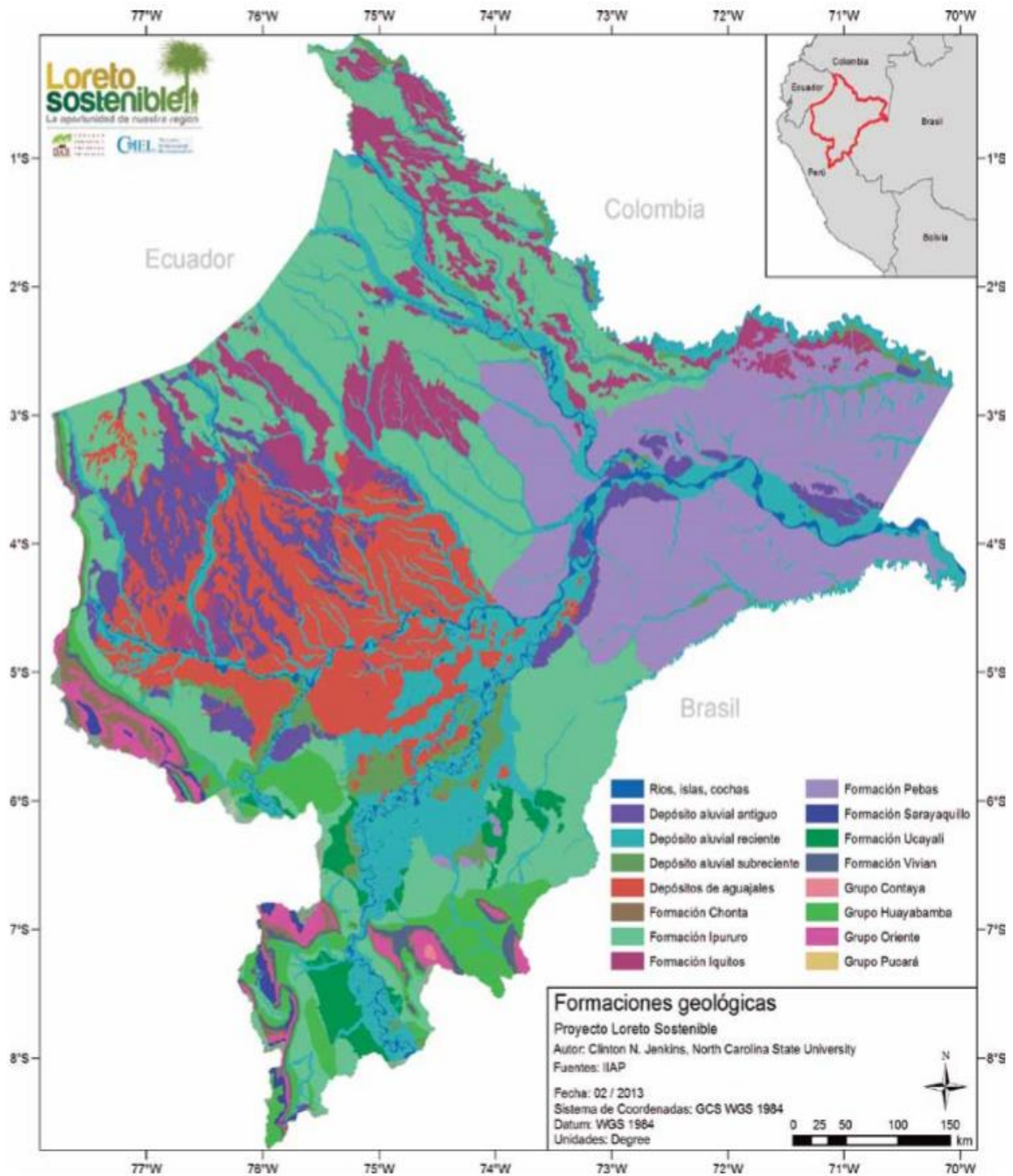


Figura 41. Formaciones geológicas de la región de Loreto. Adaptado de "Loreto Sostenible al 2021", por Marc Dourojeanni, 2013

En este mapa geológico es interesante destacar la formación Pebas que fue depositada en el sistema del "Lago Pebas", la cual presenta aguas poco profundas llegando hasta un máximo

promedio de 30 metros de profundidad, todo ello en una cuenca sedimentaria que probablemente estuvo siempre cerca al mismo nivel del mar y que pudo haber tenido una conexión estrecha con el mar. Asimismo, los sedimentos de cada depósito sedimentario tienen diferentes edades, propiedades físicas, geoquímicas, mineralógicas y geomorfológicas propias, por esta razón, la meteorización y lixiviación del trópico ha afectado a cada unidad de una manera característica resultando en condiciones edáficas diferentes.

Con lo que respecta al área en estudio, la ciudad de San Juan Bautista; el Ingeniero Robalino (2014) indica “que no existe ningún tipo de afloramiento rocoso, sin embargo existe presencia de suelos residuales arcillosos meteorizados, en algunos sectores existen sedimentos arenosos limosos petrificados y arenosos medianamente densos” (párr. 28). En función a los materiales encontrados se resume las siguientes características geológicas:

a.- Se han encontrado sedimentos del Holoceno o Cuaternario Reciente, constituidos por los últimos sedimentos del tipo arcilloso o arcillo-arenoso, arenosos, arenosos limosos de colores amarillentos y tonalidades anaranjados con betas rojizas, marrones y blanquecinos a grises debido al fenómeno de laterización, con una potencia aproximada de 4m. (Robalino, 2014, párr. 29).

Esto quiere decir que en la zona predomina la arcilla y la arena como sedimentos independientes o combinados, asimismo, en su mayoría estos suelos han experimentado un proceso de meteorización química generalizada debido a que la zona presenta unos climas cálidos con precipitaciones abundantes – continuos y bien distribuidos.

b.- También se observa, Sedimentos del Pleistoceno o Cuaternario antiguo, constituido por arenas cremas o blancas de granulometría predominantemente fina, con algunas intercalaciones de arena media. Estas arenas proceden de la desintegración de las “areniscas azúcar” de la Edad Senónica (picos elevados del Cretáceo Superior), las cuales abundan en la Amazonía. La potencia aproximada de estos sedimentos encontrados es del orden de 4.5 m. constituyendo la napa freática (Robalino, 2014, párr. 30).

En relación al párrafo anterior, este aporte continúa abarcando la era Cenozoica, esta vez un periodo más antiguo, del cual nuevamente se hace énfasis a las arenas como material

constituyente de la zona, pero esta vez afirmando que el nivel freático se encuentra dentro de la potencia del estrato.

c.- No se han identificado Sedimentos del Terciario y Cretáceo, generalmente constituidos por arcillas compactas a duras, de colores azul grisáceo hasta negro, con presencia de carbonatos, fósiles y delgadas capas de material carbonoso en transición a lignito, que se presentan intercalados en el banco de arcilla. Estos sedimentos son esencialmente marinos y presentan una transición a marino continental. Se aprecian que en partes las capas de arenas y arenas algo arcillosas del cuaternario sobre yacen en discordancia erosional a las capas de arcilla fundamentalmente marina, coincidente con la regresión marina que se produce a finalizar el terciario (Robalino, 2014, párr. 31).

Esto significa que no existen sedimentos que hayan provenido de eras o periodos más antiguos a las descritas líneas arriba.

Como referencia de investigaciones geofísicas (método sísmico) de las exploraciones petroleras se ha determinado aproximadamente la potencia de esta capa de 2Km., seguidamente a este estrato se ha encontrado evidencias del Cratón Brasileiro de edad probablemente Precámbrica (Robalino, 2014, párr. 32).

Esta técnica de reconocimiento geotécnico mediante ondas sísmicas que atraviesan el terreno es de uso universal y de alto costo debido a su capacidad de recolectar información a grandes profundidades logrando así determinar con alta probabilidad estratigrafías de la era Arcaica y Proterozoica.

2.6.2.2 Problemas frecuentes de los suelos

Se cuenta con investigaciones e informes técnicos que describen los suelos en su mayoría de la ciudad de Iquitos, en este caso al estar en una zona muy cercana a la ciudad de San Juan Bautista se tomará como referencia. Luego, podemos decir que Iquitos se asienta en un alto nivel topográfico. La ciudad de Iquitos, desde sus orígenes, se fue formando de "asentamientos nativos agrupados en comunidades de dimensiones diversas, (...), construyeron sus edificaciones durante milenios con materiales de la zona, utilizando para techarlos hojas de diversas palmeras que, además de protegerlos de la lluvia les proporcionaban ambientes frescos y confortables" (Santos,

2014, p. 200). La construcción de las viviendas no tenía en cuenta los estudios geológicos y mucho menos se realizaban estudios de mecánica de suelos, pues todo era informal ya que la población desconocía a plenitud los estudios de la ingeniería. A continuación observaremos una vivienda de material liviano, que fue levantada en aquellos tiempos e incluso al día de hoy en algunas zonas se siguen construyendo este tipo de edificación simple y liviana.



Figura 42. Vivienda liviana construida con material natural en la ciudad de Iquitos. Adaptado de “Iquitos – Telefónica”, por Santos, 2014

En el siglo XIX, debido al crecimiento sostenido de la producción de algunas materias primas oriundas de la zona, comenzaron a migrar comerciantes provenientes de ciudades de la Selva Alta, estas personas buscaron instalarse de forma perenne en la zona y es así que comenzaron a construir “viviendas y locales comerciales con los mismos materiales y sistemas de construcción que los existentes en sus ciudades de origen: muros anchos de tapial, quincha o adobe y cobertura de tejas” (Santos, 2014, p. 202). Aun así, con materiales de mayor peso y que

dan lugar a una edificación que transmite una determinada carga al terreno, no consideraban los estudios respectivos de los suelos, sin saber que a futuro por movimientos sísmicos e inundación por aguas pluviales o desbordes de ríos nacían los problemas de los suelos dando lugar a los fenómenos de licuefacción y asentamiento diferencial.

Dicho este preámbulo, indicaremos que en la ciudad de Iquitos predominan los suelos expansivos ya que existen arcillas mediana y altamente plásticas. Para el entendimiento de los esfuerzos en la estructura, observemos la siguiente imagen:

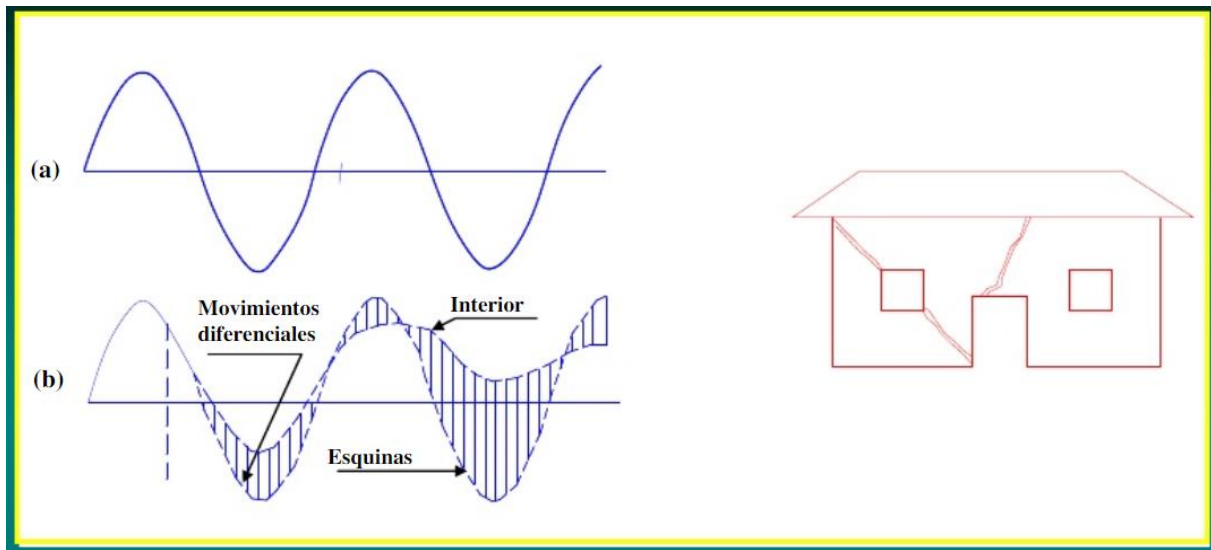


Figura 43. Movimientos estacionales del terreno y debajo de un edificio. Adaptado de “Problemas presentados por los suelos a las obras de Ingeniería”, por Aguilar, 2012

Esta representación se modula antes de la construcción de la vivienda y es de gran aporte para tomar medidas preventivas estructurales tanto en la cimentación como en el levantamiento propiamente de la estructura y de esta forma evitar fisuras prominentes como este caso fotográfico:



Figura 44. Fallas por expansión de suelos en una vivienda de la ciudad de Iquitos. Adaptado de “Problemas presentados por los suelos a las obras de Ingeniería”, por Aguilar, 2012

En esta imagen real se nota como una falla de suelo puede llegar a dañar drásticamente los elementos verticales de una edificación y si este no ha colapsado es debido a que la carga de la losa de techo no es significativa, pero si esto hubiera ocurrido a un edificio de varios niveles, la probabilidad a colapsar sería alta, y por ende de alto riesgo a las personas que lo habitan y a los transeúntes que emplean las calles que lo rodean.

Por otro lado, el ingeniero Bustamante bajo la supervisión del doctor Alva, quienes fueron los representantes contratados por el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID); realizaron estudios en la ciudad de Iquitos y alrededores llegando a la conclusión de establecer valores relativos en cuanto a la presión admisible que se tiene en un suelo de la zona II-A, y es en dicha zona que pertenece la ciudad de estudio San Juan Bautista. A continuación citamos lo expresado por Bustamante (1992) en su informe de investigación:

La capacidad portante para cimentaciones superficiales típicas de esta zona tiene un valor menor a 0.5 kg/cm^2 . Para el uso de cimentaciones profundas, se recomienda cimentar sobre la arcilla dura o la arena densa a una profundidad mayor o igual a 9 metros; en la cual la resistencia del suelo arroje valores de: $N \text{ (SPT)} > 30$ ó $q_c \text{ (CPT)} > 160 \text{ kg/cm}^2$ (p. 113).

Este estudio indica que el suelo de fundación del distrito de San Juan Bautista tiene una muy baja capacidad de presión admisible, que de no utilizar cimentaciones profundas ocasionará niveles críticos de asentamiento en las edificaciones, este fenómeno comprometería desfavorablemente la estructura de la edificación y la volvería inhabitable, un caso muy conocido en la zona es el hospital de Essalud que se ubica cerca a la plaza de armas de Iquitos, esta edificación consta de diez niveles y para su base se ejecutó cimentaciones profundas con pilotes de concreto hincados, los cuales fallaron produciéndose un asentamiento excesivo, esto ocasionó que el hospital se clausurara por peligro inminente de derrumbe, en la actualidad el edificio se encuentra abandonado perjudicando a la comunidad, dado que el establecimiento debió mudarse a ambientes más modestos.

2.6.3 Meteorología, climatología, hidrología e hidrogeología en la zona de estudio y alrededores

Para entender las características particulares del suelo de la región Loreto, también es necesario conocer el medio atmosférico, los fenómenos producidos, el clima y sus variaciones a lo largo del tiempo cronológico, las precipitaciones, las escorrentías, la humedad del suelo, la distribución de las aguas superficiales y subterráneas, este conjunto de factores afectan críticamente a los procesos constructivos de la ingeniería y a los suelos de esta región.

2.6.3.1 Características Meteorológicas, climatológicas e hidrológicas en la Región Loreto y su capital Iquitos.

De acuerdo a los estudios del SENAMHI podemos indicar que la región Loreto presenta climas similares, en sus diferentes provincias. Al respecto, el Consejo Nacional del Ambiente (2005) señala lo siguiente:

El clima en la región Loreto es cálido húmedo tropical, las temperaturas son constantemente altas y la media anual supera los 25°C. Las máximas absolutas son mayores de 35°C y las mínimas oscilan entre 18 y 21°C. La variación térmica es poco sensible y el calor persiste a lo largo del día y la noche.

La temperatura promedio anual va desde los 26.95°C y 32.33°C, presentando una variación de 9.2°C entre la máxima y mínima diaria (p. 11).

Luego, en la ciudad de Iquitos la precipitación es constante durante todo el año alcanzando los 2 827 mm/año, presentándose meses de poca lluvia entre junio y noviembre, la época más lluviosa abarca los meses de diciembre a mayo, se presenta mayor intensidad de lluvia en el mes de abril alcanzando hasta 304.72 mm/mes. Esta información es importante ya que permite tomar en cuenta el factor climático, las precipitaciones juegan en contra del tiempo durante los procesos constructivos de cualquier etapa en la construcción de edificaciones, es por ello que durante los trabajos a campo abierto entre los meses de Junio y Noviembre no se debe tomar demasiada precaución contra las lluvias, sin embargo, no ocurre lo mismo entre los meses de Diciembre y Mayo, donde las precipitaciones son mayores, hasta se consideran torrenciales, es en este periodo que se deben tener consideraciones especiales para trabajos en campo como sistemas de filtración de aguas de lluvia en suelos, sistemas de bombeo de agua en caso de trabajar en excavaciones, entre otras.

Asimismo, el SENAMHI monitorea la ciudad de Iquitos y San Juan Bautista mediante cuatro estaciones meteorológicas, las cuales son: estación Puerto Almendra, estación Amazonas, estación Iquitos y estación Punchana. También, se ubican en esta ciudad dos estaciones Hidrológicas que son la estación Seda Loreto y la estación Enapu. A continuación se muestra un histograma con información de temperaturas máximas, temperaturas mínimas y niveles de precipitación mensual que se dieron en la ciudad de Iquitos durante el año 2016:

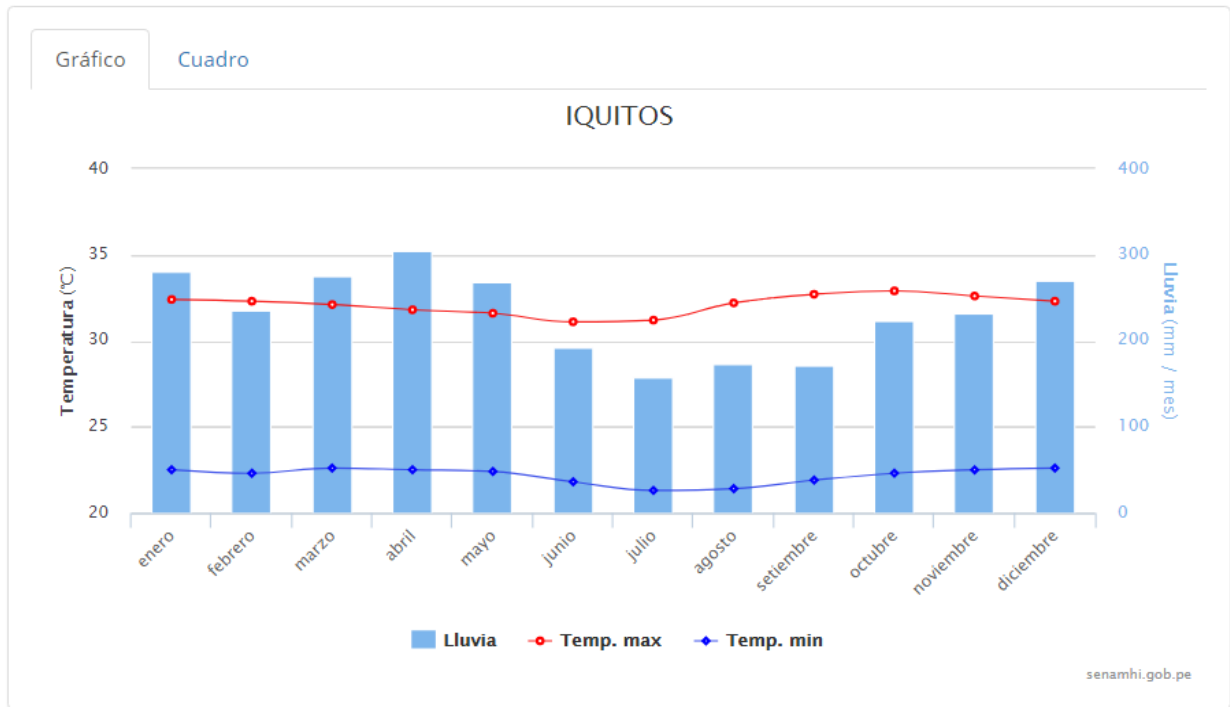


Figura 45. Histograma de lluvia mensual, temperaturas máximas y temperaturas mínimas en el año 2016. Adaptado de “Información del tiempo y el clima – Iquitos”, por SENAMHI, 2017

2.6.3.2 Características Meteorológicas, climatológicas, hidrológicas e hidrogeológicas en el distrito de San Juan Bautista

En el distrito de San Juan Bautista, sitio de estudio, líneas abajo se presenta un cuadro con los resultados de la estación Puerto Almendra, estos datos corresponden al mes de Abril del 2017, donde se registran los niveles más altos de precipitación, además, las temperaturas más altas registradas fluctúan entre 27.2 y 35°C, las temperaturas más bajas van de 22°C a 24°C, y la precipitación mensual alcanza los 304.72 mm/mes.

Asimismo se estudia y registra el agua subterránea, las cuales afectan directamente los niveles de Napa Freática presente en los suelos de San Juan Bautista.

Tabla 8

Datos climatológicos de estación Puerto Almendras – San Juan Bautista

Estación : PUERTO ALMENDRA , Tipo Convencional - Meteorológica												
Departamento : LORETO			Provincia : MAYNAS			Distrito : SAN JUAN BAUTISTA			Ir : 2017-04 ▾			
Latitud : 3° 47' 11.5"			Longitud : 73° 17' 35.6"			Altitud : 146						
Día/mes/año	Temperatura Max (°c)	Temperatura Min (°c)	Temperatura Bulbo Seco (°c)			Temperatura Bulbo Humedo (°c)			Precipitación (mm)		Dirección del Viento 13h	Velocidad del Viento 13h (m/s)
			07	13	19	07	13	19	07	19		
01-Abr-2017	32.4	23	23.4	31.6	27	23.2	31.2	26.4	64.2	0	SW	4
02-Abr-2017	28	23.8	24.4	26	25.4	24.2	25.8	24.8	0	55.8	C	
03-Abr-2017	32.6	22.6	23.4	31.2	29	23.2	29.4	28.6	0	0	S	2
04-Abr-2017	31.4	23.2	24	30.8	29.6	23.6	29.6	29.2	0	0	C	
05-Abr-2017	29.6	23.8	24.8	26.8	25.8	24.6	25.8	25	0	2	S	2
06-Abr-2017	30.4	23.2	23.6	26.2	26.4	23.4	25.4	25.2	0	0	N	2
07-Abr-2017	28.8	23.2	23.8	28.2	25.6	23.4	27.6	25	0	3.8	S	2
08-Abr-2017	33.8	23	24.6	32	30.2	24.4	30.6	27.6	0	0	E	2
09-Abr-2017	34	23.6	25	33.2	29.4	24	27.4	27.2	0	0	N	2
10-Abr-2017	29	24	24.4	28.2	27	24.2	25.6	26	0	0	C	
11-Abr-2017	32.6	22.8	23.2	31.8	28.6	23	30.4	27.4	0	0	N	4
12-Abr-2017	29.8	23.4	24.2	25	28.4	23.8	24	27	0	9.6	E	2
13-Abr-2017	27.2	23	23.4	25	25.4	23.2	24.2	24.8	20.4	46.2	E	2
14-Abr-2017	29.6	23.4	23.8	28	26	23.6	25.6	25.4	0	4.6	E	2
15-Abr-2017	29.8	22.6	23.2	29.4	25.4	22.8	25.4	24.6	10.5	4.5	E	2
16-Abr-2017	32.6	22.8	23.2	31.8	29.4	23	28.4	26.6	0	0	E	4
17-Abr-2017	31.2	24	24.4	30.2	29.8	24.2	26.6	28.6	0	0	E	2
18-Abr-2017	30	24	24.4	28.6	27.4	24.2	25.8	25.6	38.4	5.8	E	2
19-Abr-2017	28.2	23.2	23.6	24	24.4	23.4	23.2	24.2	0	4.5	E	2
20-Abr-2017	30	23.4	24.4	29.6	28.2	24.2	28.4	25.6	2	0	E	2
21-Abr-2017	33.2	23.6	24	31	29.6	23.8	29.6	27.6	0	0	N	2
22-Abr-2017	35	24	25.2	33.4	27	24.8	28.4	25.2	0	0	N	2
23-Abr-2017	34.2	23.8	24.2	31.6	28.4	24	29	25.6	0	0	E	2
24-Abr-2017	32.4	23.4	24	30.4	28	23.6	28.4	26	0	0	C	
25-Abr-2017	33	23.8	25	31.8	28.6	24.4	28.8	27.4	0	0	E	2
26-Abr-2017	33.4	24	25.8	32.2	28.4	25.2	28.6	26.6	2	0	C	
27-Abr-2017	32	23.4	24.2	30.4	28.4	24	27.2	25.2	0	0	E	2
28-Abr-2017	33.6	22	23.2	31.4	27.4	22.8	28.8	26.2	0	0	S	2
29-Abr-2017	31.2	22.2	23.2	30	27	22.4	25.6	24.8	0	0	S	2
30-Abr-2017	30	22.8	24.6	25.6	24	24.2	24.6	23.4	0	10.5	N	2

Nota: Cuadro que presenta datos meteorológicos de la ciudad de San Juan Bautista del mes de abril donde se presentan los más altos índices de precipitación. Adaptado de “Datos históricos - Loreto”, por SENAMHI, 2017.

Los datos meteorológicos estudiados demuestran que la situación climática de San Juan Bautista es particular, la precipitación es constante durante todo el año y a través de ellos, lo que se refleja en el histograma desarrollado con datos descargados del SENAMHI de la estación

meteorológica Punchana, a continuación se presenta el histograma de precipitación anual desde el año 2004 hasta el año 2013.

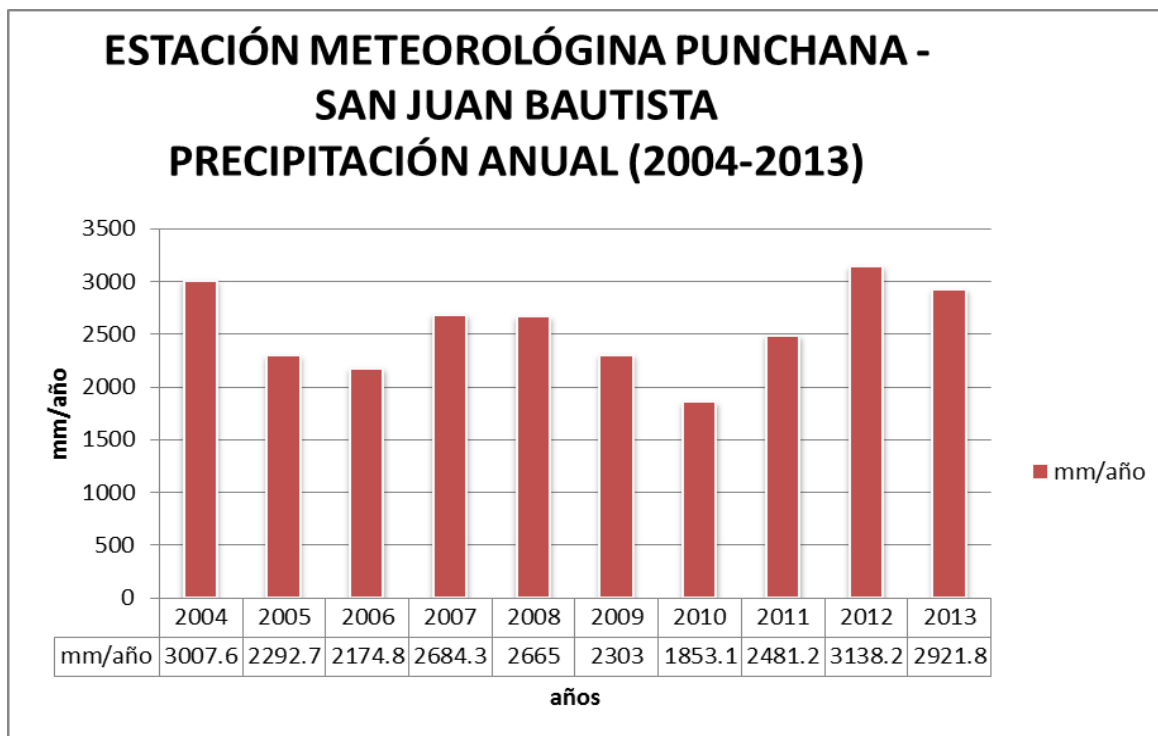


Figura 46. Histograma de precipitación anual de la estación meteorológica Punchana – San Juan Bautista, Adaptado de “Descarga de datos hidro meteorológicos”, por SENAMHI, 2017

Este histograma nos permite ver que la precipitación anual mínima en 10 años fue de 1853.1 mm, la cual corresponde al año 2010; en el año 2012 se presentó el máximo valor con 3138.21 mm, en diez años el valor promedio anual es de 2552.16 mm, estos valores considerablemente altos de precipitación sumado los elevados niveles de agua de los ríos Nanay, Itaya y Amazonas, contribuyen a formar corrientes de agua subterránea, en casi toda la extensión de la ciudad de Iquitos y San Juan Bautista.

2.6.3.2.1 Aguas Subterráneas en el sitio de estudio.

Uno de los problemas que presenta un suelo granular es la presencia de agua subterránea, este es el caso del distrito de San Juan, que debido a la cercanía del río Nanay, sumado a las altas precipitaciones presenta un nivel de napa freática considerable. Estudios realizados por el INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS NATURALES INTENDENCIA DE RECURSOS

HÍDRICOS DIRECCIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS – IQUITOS registró en el distrito de San Juan Bautista, durante el año 2006, la presencia de 1335 pozos de agua subterránea en uso y 165 inoperativos, estos pozos son de uso doméstico, industrial, pecuario y agrícola.

Tabla 9

Distribución de pozos de agua subterránea

Distrito	Utilizado		Utilizable		No Utilizable		Total	
	Nº	%	Nº	%	Nº	%	Nº	%
San Juan Bautista	1335	89.00	134	8.93	31	2.07	1500	100.00
Total	1335	89.00	134	8.93	31	2.07	1500	100.00

Nota: Distribución de pozos de agua subterránea. Adaptado de “Inventario de fuentes de agua subterránea – Iquitos”, por Administración técnica del distrito de riego – Iquitos, 2006.

A través de este estudio, mediante la ubicación de pozos de agua subterránea, se evidencia la presencia de napa freática en gran parte del distrito de San Juan. Asimismo, estudios del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) a través de su informe: Características Geotécnicas del Subsuelo de la ciudad de Iquitos, determinan la división de Iquitos en dos zonas: La zona Iquitos y la zona San Juan, siendo este último nuestro sitio de estudio, el cual se ubica en la zona II-A y presenta la siguiente descripción de acuerdo al estudio del ingeniero Bustamante (1992):

El perfil estratigráfico se presenta en forma heterogénea predominando en la parte superior un suelo arenoso-arcilloso a arenoso-limoso (SC; SM) con una potencia que varía entre 2.5 y 8.5 metros; el cual tiene una compacidad relativa muy suelta. Debajo se puede encontrar una arena arcillosa de alta plasticidad (CH) ó una arena pobremente graduada (SP), de una consistencia dura o una compacidad relativamente densa.

El nivel freático en esta subzona II-A se encuentra a una profundidad mayor o igual a 1 metro (p. 113).

Estos estudios realizados en el distrito de San Juan Bautista comprueban la presencia de napa freática a poca profundidad, sin embargo se debe mencionar que dichos estudios fueron

realizados en áreas públicas como calles, avenidas y parques, para el sitio de estudio se analizará el resultado de los estudios de suelos con fines de cimentación para el proyecto en estudio, que corresponde a una propiedad de 16,867.80 metros cuadrados, dicho estudio se presentará más adelante en el capítulo 3.

3 CAPÍTULO III. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA DE LA ZONA DE ESTUDIO.

Esta tesis se desarrolla con el objetivo de analizar la viabilidad del uso de un sistema de mejoramiento de suelos mediante la instalación de pilas de grava compactada, este sistema de mejoramiento de suelos sustituirá lo indicado en el expediente técnico de la construcción de una edificación de nueve niveles en la ciudad de San Juan Bautista, región Loreto, En el expediente técnico mencionado se indica el uso de un sistema de pilotes de concreto armado rellenos de concreto, los cuales transmitirán las cargas de la edificación a una platea de cimentación de 50 centímetros de espesor y luego a través de pilotes de 9 metros de profundidad transmitir estas cargas al suelo de arcilla consolidada.

En este capítulo se estudiará y conocerá las técnicas de exploración, algunas normas peruanas e internacionales, el perfil estratigráfico del terreno de estudio y los resultados mecánicos de las muestras alteradas tomadas en sitio; para ello se tendrá como referencia de alta relevancia el estudio de suelos realizado por una empresa especializada en el rubro de geotecnia que reside en Iquitos identificada como “Amazonian Soil”.

3.1 Técnicas de exploración.

Para realizar un correcto levantamiento de campo de un suelo a estudiar, debemos conocer íntegramente las normas peruanas e internacionales que podríamos emplear, para nuestro caso de estudio, dada la naturaleza del suelo de la región ya casi debemos ir asumiendo los métodos de exploración a usar, pero para dar con la veracidad plena es vital el reconocimiento en campo que será analizado en el segundo subcapítulo, dicho esto, comencemos con la elección y descripción de las técnicas a aplicar según las normas vigentes de hoy en día. Veamos el siguiente cuadro resumen:

Tabla 10

Técnicas y normas de exploración de suelos

TECNICA DE EXPLORACION	NORMAS APLICABLES
Calicatas y técnicas de muestreo	ASTM D 440
Descripción visual de suelos	ASTM D 2487
Ensayo de penetración estándar	NTP-339.133 - ASTM D 1586

Nota: Se registran las técnicas y normas internacionales ASTM empleadas como guías para la realización de exploraciones en campo, Adaptado de “Estudio de Mecánica de Suelos con fines de cimentación: Construcción del Condominio San Lorenzo “, por AMAZONIAN, 2015.

En consecuencia al detalle del cuadro, se describirá brevemente lo esencial cada norma:

❖ Calicatas y técnicas de muestreo.

Según la norma **ASTM D 440 (2017)**, las calicatas son una de las técnicas de prospección empleadas para facilitar el reconocimiento geotécnico de un terreno, para su realización se hacen excavaciones de profundidad pequeña a media, empleando como herramienta generalmente la pala. Las calicatas permiten la inspección directa del suelo que se desea estudiar y, por lo tanto, es el método de exploración que normalmente entrega la información más confiable y completa. En suelos con grava, la calicata es el único medio de exploración que puede entregar información confiable, y es un medio muy efectivo para exploración y muestreo de suelos de fundación y materiales de construcción a un costo relativamente bajo.

❖ Descripción visual de suelos.

La norma **ASTM D 2487 (2017)**, indica el procedimiento para la descripción de suelos para propósitos de ingeniería. Es importante conocerla porque nos ayuda a obtener una información precisa para suelos naturales (disturbados o no disturbados). También podemos decir que esta práctica describe un sistema para clasificación mineral y orgánica-mineral de suelos para propósitos de ingeniería basados en la determinación de características como tamaño de las partículas, límite líquido e índice plástico y será usado cuando no se requiera una clasificación precisa.

❖ Ensayo de Penetración Estándar.

Método estándar de ensayo de penetración y muestreo de suelos con caña partida, determinado por **ASTM D 1586 (2017)**, indica que este método describe el procedimiento, generalmente conocido como Ensayo de Penetración Estándar (SPT), de hincar un muestreador de caña partida para obtener una muestra representativa de suelo y medir la resistencia del suelo a la penetración del muestreador. Para nuestro proyecto en particular, el Ingeniero Zapata (2015) describió el procedimiento de esta manera:

El muestreo se realizó con un toma-muestras partido denominado también “Cuchara Normal”, que está formado por un tubo de acero de paredes gruesas partido longitudinalmente, que en su extremo inferior está unido a un anillo cortante, y el superior a una válvula y pieza de conexión a la barra de sondeo. Una vez limpia la perforación de

sondeo, se hincan el toma-muestras en 15 cm., para asegurar que la zapata de corte se asiente en material virgen. Luego se hincó 30 cm. en incrementos de 15 cm. con golpes del martinete de 64 kilos (140 libras) desde una altura de 76 cm. Se anotó el número de golpes que se necesita para hincar el toma-muestras cada uno de los 15 cm. El Registro de Penetración o índice de Penetración “N” se obtuvo al considerar los golpes necesarios para penetrar los últimos 30 cm. (12”) de un total de 45 cm. (18”) de la cuchara muestreadora. Cabe mencionar que los primeros 15 cm. (6”) no se consideran en los cálculos, dado que el suelo pudo estar alterado, por efecto del mismo procedimiento (p.6).

3.2 Investigación de Campo.

He aquí el punto de partida para estudiar cualquier tipo de suelo, en cualquier lugar y bajo cualquier condición, podemos decir que es el conjunto de trabajos más didáctico y de aplicación de muchos criterios de la geotecnia.

3.2.1 Inspección Superficial

De acuerdo a los estudios realizados para el expediente técnico de estudio denominado “Condominio San Lorenzo”, ejecutado por la empresa Amazonian Soil, el Ingeniero Zapata (2015), indica que hoy en día el terreno investigado se encuentra rodeado por muros de albañilería confinada con fines de cercamiento provisional, cabe indicar que solo la fachada frontal se encuentra libre de cerco. Para ingresar al área del terreno se debe emplear la Avenida José Abelardo Quiñonez, una vez en el interior del predio, se puede observar algunas construcciones de material noble en un reducido sector de la entrada principal, las cuales dan lugar a la caseta de guardianía y al cuarto de almacenaje; el resto del terreno se encuentra cubierto en su mayoría de maleza saturada debido a las escorrentías que son generadas por las aguas pluviales, finalmente estos líquidos naturales se concentran en la parte inferior del terreno.

El propósito de esta supervisión in situ es evaluar las condiciones superficiales del terreno de estudio para que los especialistas puedan pensar criterios para el tipo de técnica y ensayo a realizar, asimismo, que medidas correctivas y preventivas deben tomar para que esta actividad se lleve a cabo sin restricción o falla alguna, todo esto implica un tipo de instrumentos a emplear para ensayos de campo, pensar en posibles tipos de suelo, aplicar un tipo de sistema de drenaje y otros procesos que se requieran.

3.2.2 Exploración del subsuelo

Realizado la visualización del terreno y el reconocimiento de las condiciones de estabilidad superficial de los suelos, drenaje natural y evaluación de la presencia de sectores pantanoso, se prosiguió con los estudios a un nivel superior más técnico, iniciándose con la programación de cada exploración del subsuelo, para ello se facilitó el ingreso al terreno, con el objetivo de aplicar las técnicas más idóneos de exploración, y de esta manera poder extraer muestras para analizar la estratigrafía del suelo, conocer la ubicación del nivel freático, realizar ensayos para obtener parámetros mecánicos, conocer el comportamiento geo mecánico del subsuelo, determinar y evaluar las condiciones actuales de la sub-rasante, y proponer el nivel de fundación de las estructuras que se proyecten en el terreno. Para dicha exploración se programó 06 Prospecciones Geotécnicas con equipo de Penetración Estándar SPT distribuidas de una forma equitativa y estratégica en todo el terreno en estudio (Zapata, 2015). A continuación observemos el siguiente plano de ubicación:

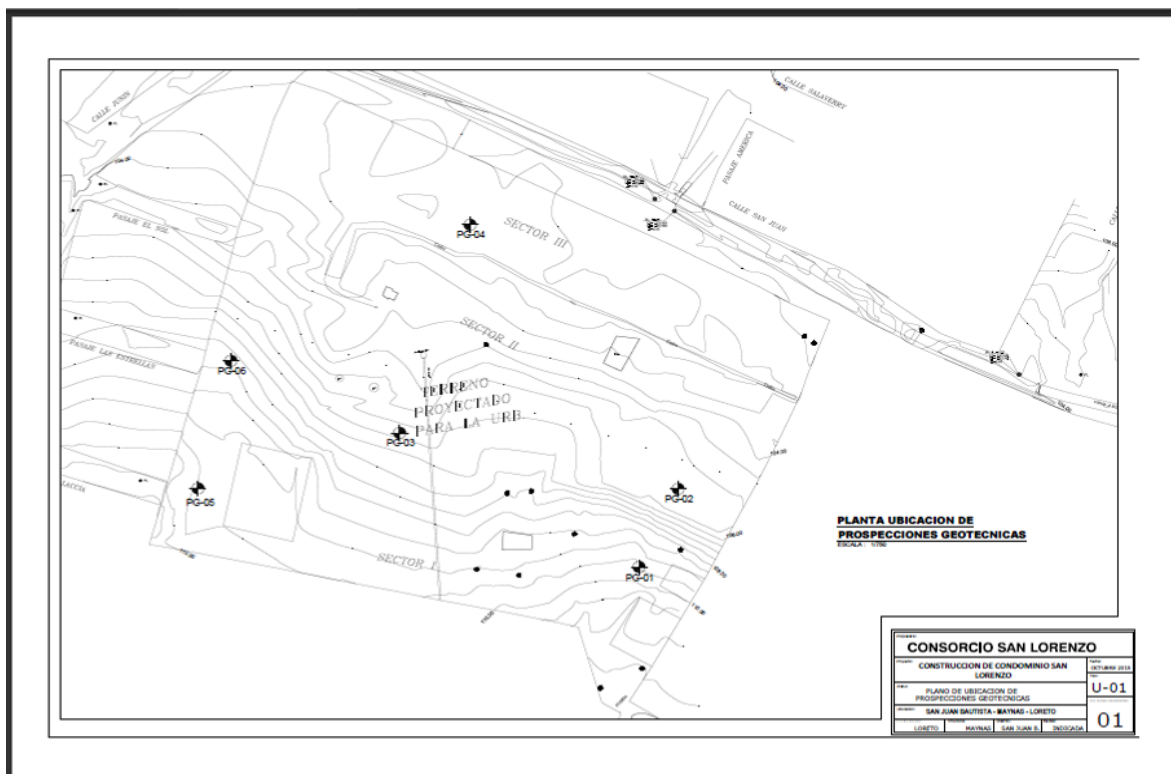


Figura 47. Plano de ubicación de prospecciones geotécnicas aplicados en el terreno de estudio ubicado en el distrito de San Juan Bautista, Maynas, Loreto, Adaptado de “Anexo del Estudio de Mecánica de Suelos con fines de cimentación: Construcción del Condominio San Lorenzo“, por AMAZONIAN, 2015

Este plano topográfico indica los niveles del terreno teniendo zonas bajas, intermedias y altas. También describe puntualmente la ubicación de las prospecciones a realizar en el terreno, pues estas son esenciales para el estudio del suelo y su ejecución está orientada a los parámetros indicados en la norma técnica E-050 SUELOS Y CIMENTACIONES. "Estos trabajos exploratorios permitieron obtener los perfiles estratigráficos y la obtención de muestras para el análisis de laboratorio" (Zapata, 2015, p.8). Finalmente de acuerdo a la simetría y a los relieves del terreno se concluyó que el programa exploratorio del sub suelo fuera distribuido en tres sectores, las cuales se describen a continuación:

❖ SECTOR I

En este tramo se realizó 02 perforaciones en las cuales se realizaron ensayos de Penetración Estándar SPT denominadas PG-01 y PG-05; Se observó un terreno eficientemente drenado, ello debido a que presenta un suelo granular y su ubicación predomina en una zona alta (Zapata, 2015). Debemos entender, que un suelo bien drenado es un suelo donde el agua filtra y circula adecuadamente, estos suelos, tienen esa característica debido a que son suelos granulares o también llamados fricciantes, las cuales están formadas por gravas, arenas y arcilla en menor proporción, para nuestro caso, en la zona de estudio solo predomina la arena en los estratos superiores y la arcilla en estratos muy inferiores. Las exploraciones y ensayos permitieron conocer y entender la densidad del suelo natural y su compacidad; también ayudaron a concluir la aproximación del corte estratigráfico generalizado y la localización e identificación del nivel de filtraciones. Para poder apreciar la delimitación de este sector y las prospecciones que se encuentran dentro de ella debemos observar el plano de planta que se encuentra en la figura 47 (Zapata, 2015).

❖ SECTOR II

En este sector intermedio, delimitado y observado en la figura 11, se ha realizado el mismo procedimiento que en el sector 1; de acuerdo al informe de Amazonian Soil, el Ingeniero Zapata (2015) lo describe así:

La exploración en este tramo se han realizados tres (03) perforaciones y ejecutado ensayos de Penetración Estándar (SPT), identificados como PG-02, PG-03, PG-06 Las exploraciones y ensayos realizados en el subsuelo ha permitido conocer la densidad del

suelo natural, y su compacidad; asimismo determinar la aproximación del corte estratigráfico generalizado que se muestra en el plano (p. 6).

❖ **SECTOR III:**

La exploración realizada en este tramo ha sido catalogada como crítica por ende se requiere la realización de obras de drenaje y la estabilización del terreno antes de la construcción de las estructuras que cimentaran la edificación (Zapata, 2015). Dichas obras de drenaje tienen como objetivo conducir las aguas de escorrentía o de flujo superficial de una manera rápida y controlada hasta su disposición final. Para este proyecto se ha propuesto un sistema novedoso denominado "Tanque de Infiltración", el cual reemplaza al sistema tradicional de bolonería, cabe indicar que dicho sistema es de menor costo, menor tiempo de ejecución, mayor calidad y genera la reutilización de las aguas.

Como se observa en el plano de la figura 47, esta exploración complementaria se dio inicio en las zonas bajas del terreno y el Ingeniero Zapata (2015) explica de esta manera su realización:

Se ejecutó una (01) perforación y una Prospección Geotécnica con equipo de Penetración Estándar (SPT) identificada con PG-04, ubicado adecuadamente a fin de identificar los espesores de rellenos que tendrán que ser retirados con sobre excavaciones bajo agua. Debido a los rellenos encontrados; ha sido necesario, evaluar las compacidades naturales y deformaciones del suelo; como consecuencia del deficiente drenaje que presenta gran parte de esta zona, especialmente en la parte baja del terreno generándose permanentemente saturaciones excesivas en los sectores identificados dentro del área que ocupará el Lote III , Lote IV y Lote V (p. 6).

Estos rellenos mencionados, están conformados por limos y arenas contaminados de material orgánico, y arcillas inorgánicas. Este tipo de suelo se genera debido a las vegetaciones que se forman en la superficie terrestre, expandiéndose en el subsuelo mediante sus raíces. Se concluye determinantemente que este suelo debe ser retirado y reemplazado con una material granular de calidad y se implementara un sistema de drenaje eficiente.

3.3 Ensayos de laboratorio

Se ejecutarán varios ensayos basados en las normas internacionales ASTM, en esta etapa se usa una mayor cantidad normas en comparación a la etapa de investigación de campo, cabe

indicar que todos los ensayos a realizar pasan por procedimientos estrictos y de suma cautela para dar con la mayor precisión de los resultados.

3.3.1 Trabajos de gabinete

De acuerdo a la información extraída durante los trabajos de campo y los datos concluidos en los ensayos de laboratorio, el Ingeniero Zapata señala lo siguiente: "Se efectuó la clasificación de suelos (Sistemas SUCS y AASHTO) para luego correlacionarlos de acuerdo a las características litológicas similares lo cual se consigna en el Perfil Estratigráfico" (pp. 7-8). Tenemos que saber que el sistema de clasificación AASHTO y SUCS son dos sistemas de clasificación diferentes que enfatizan las características de los suelos que influyen en el diseño. Así, mientras el sistema de clasificación AASHTO se usa más en carreteras, el sistema de clasificación SUCS se usa de forma general.

3.3.2 Resultados de laboratorio

Después de un analítico y detallado estudio se logró obtener todos los datos geo mecánicos requeridos para dar inicio al diseño de la cimentación o al mejoramiento del suelo, la cual es nuestro caso de estudio. Para la obtención de dichos resultados se emplearon algunas normas internacionales ASTM que sirvieron como guías o asesoramientos de los procedimientos correctos a seguir para cada ensayo. A continuación, se muestra en un cuadro los ensayos utilizados para el estudio de suelos del proyecto "Construcción del Condominio San Lorenzo".

Tabla 11

Ensayos y normas para muestras de suelos

ENSAYOS ESTÁNDAR	NORMAS APLICABLES
a). Análisis Granulométrico	ASTM D 422
b). Contenido de Humedad	ASTM D 2216
c). Limite Líquido	ASTM D 4318
d). Limite Plástico	ASTM D 4318
e). Clasificación Unificada de Suelos (SUCS)	ASTM D 2487
f) Descripción Visual-Manual	ASTM D 2488
g). Peso Volumétrico Natural	ASTM D 1557

Nota: Se registran los ensayos y normas internacionales ASTM empleadas como guías para la realización de ensayos estándar para muestras de suelos, Adaptado de “Estudio de Mecánica de Suelos con fines de cimentación: Construcción del Condominio San Lorenzo “, por AMAZONIAN, 2015.

Los resultados de los ensayos realizados a las muestras alteradas de las prospecciones se analizarán más adelante, a continuación se muestran los resultados de los ensayos SPT realizado a las 5 prospecciones del estudio de mecánica de suelos, realizado por la empresa Amazonian Soil.

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONTROL DE CALIDAD

PROYECTO : CONSTRUCCION DE CONDOMINIO SAN LORENZO.
 UBICACIÓN : DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA
 PROPIETARIO : FAMILY HOUSE SAC
 ESPECIALISTA : ING. LANDER ZAPATA TAVARA
 FECHA : 02-12-15

PARAMETROS GEOTECNICOS

PG - 01

PROFUNDIDAD (m)	PESO VOLUMETRICO (gr/cm3)	B ANCHO ZAPATA	SUCS	N (campo) (golpes)	$\delta \cdot h$ (kg/cm2)	C_N	C_E	C_R	N_{60}	$N_{CORREGIDO}$	COHESION	ϕ
											C (kg/cm2)	Grados
1.20	1.95	2.50	SM	8	0.23	2.00	0.75	1.00	6	12		25
2.70	1.70	2.50	SM	23	0.46	1.48	0.75	1.00	17	25		30
4.20	1.69	2.50	SP-SM	54	0.71	1.19	0.75	1.00	41	48		39
5.70	1.95	2.50	SP-SM	68	1.11	0.95	0.75	1.00	51	48		39
7.20	1.95	2.50	SM	97	1.40	0.84	0.75	1.00	73	61		45
8.70	1.79	2.50	CH	100	1.56	0.80	0.75	1.00	75	60	2.68	

Figura 48. Parámetros Geotécnicos resultantes de la prospección PG-01, Adaptado de “Estudio de Mecánica de Suelos con fines de cimentación: Construcción del Condominio San Lorenzo “, por AMAZONIAN, 2015.

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONTROL DE CALIDAD

PROYECTO : CONSTRUCCION DE CONDOMINIO SAN LORENZO.
UBICACIÓN : DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA
PROPIETARIO : FAMILY HOUSE SAC
ESPECIALISTA : ING. LANDER ZAPATA TAVARA
FECHA : 02-12-15

PARAMETROS GEOTECNICOS

PG - 02

PROFUNDIDAD (m)	PESO VOLUMETRICO (gr/cm3)	B		N (campo) (golpes)	δ^*h (kg/cm2)	C_N	C_E	C_R	N_{60}	$N_{CORREGIDO}$	COHESION	
		ANCHO ZAPATA	SUCS								C (kg/cm2)	ϕ Grados
1.20				9								
2.70	1.86	2.50	SP-SM	37	0.50	1.41	0.75	1.00	28	39		36
4.20	1.89	2.50	SM	52	0.79	1.12	0.75	1.00	39	44		38
5.70	1.70	2.50	SM	13	0.97	1.02	0.75	1.00	10	10		24
7.20	1.70	2.50	SP-SM	32	1.22	0.90	0.75	1.00	24	22		29
8.70	1.70	2.50	SP-SM	100	1.48	0.82	0.75	1.00	75	62		45
10.05	1.75	2.50	CH	100	1.76	0.75	0.75	1.00	75	57	2.68	

Figura 49. Parámetros Geotécnicos resultantes de la prospección PG-02, Adaptado de “Estudio de Mecánica de Suelos con fines de cimentación: Construcción del Condominio San Lorenzo “, por AMAZONIAN, 2015

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONTROL DE CALIDAD

PROYECTO : CONSTRUCCION DE CONDOMINIO SAN LORENZO.
UBICACIÓN : DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA
PROPIETARIO : FAMILY HOUSE SAC
ESPECIALISTA : ING. LANDER ZAPATA TAVARA
FECHA : 02-12-15

PARAMETROS GEOTECNICOS

PG - 03

PROFUNDIDAD (m)	PESO VOLUMETRICO (gr/cm3)	B		N (campo) (golpes)	δ^*h (kg/cm2)	C_N	C_E	C_R	N_{60}	$N_{CORREGIDO}$	COHESION	
		ANCHO ZAPATA	SUCS								C (kg/cm2)	ϕ Grados
1.20	1.82	2.50	SM	2	0.22	2.00	0.75	1.00	2	3		21
2.70	1.80	2.50	SM	26	0.49	1.43	0.75	1.00	20	28		31
4.20	1.92	2.50	SM	30	0.81	1.11	0.75	1.00	23	25		30
5.70	1.92	2.50	sm	85	1.09	0.96	0.75	1.00	64	61		44
7.20	1.77	2.50	CH	98	1.27	0.89	0.75	1.00	74	65	2.62	
8.70	1.76	2.50	CH	100	1.53	0.81	0.75	1.00	75	61	2.68	

Figura 50. Parámetros Geotécnicos resultantes de la prospección PG-03, Adaptado de “Estudio de Mecánica de Suelos con fines de cimentación: Construcción del Condominio San Lorenzo “, por AMAZONIAN, 2015

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONTROL DE CALIDAD

PROYECTO : CONSTRUCCION DE CONDOMINIO SAN LORENZO.
UBICACIÓN : DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA
PROPIETARIO : FAMILY HOUSE SAC
ESPECIALISTA : ING. LANDER ZAPATA TAVARA
FECHA : 02-12-15

PARAMETROS GEOTECNICOS

PG - 04

PROFUNDIDAD (m)	PESO VOLUMETRICO (gr/cm ³)	B		N (campo) (golpes)	$\delta \cdot h$ (kg/cm ²)	C_N	C_E	C_R	N_{60}	$N_{CORREGIDO}$	COHESION	ϕ
		ANCHO ZAPATA	SUCS								C (kg/cm ²)	Grados
1.20				3								
2.70	1.82	2.50	CH	5	0.49	1.43	0.75	1.00	4	5	0.13	
4.20	1.77	2.50	CH	64	0.74	1.16	0.75	1.00	48	56	1.71	
5.70	1.77	2.50	CH	88	1.01	1.00	0.75	1.00	66	66	2.36	
7.20	1.77	2.50	CH	100	1.27	0.89	0.75	1.00	75	66	2.68	

Figura 51. Parámetros Geotécnicos resultantes de la prospección PG-04, Adaptado de “Estudio de Mecánica de Suelos con fines de cimentación: Construcción del Condominio San Lorenzo “, por AMAZONIAN, 2015.

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONTROL DE CALIDAD

PROYECTO : CONSTRUCCION DE CONDOMINIO SAN LORENZO.
UBICACIÓN : DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA
PROPIETARIO : FAMILY HOUSE SAC
ESPECIALISTA : ING. LANDER ZAPATA TAVARA
FECHA : 02-12-15

PARAMETROS GEOTECNICOS

PG - 05

PROFUNDIDAD (m)	PESO VOLUMETRICO (gr/cm ³)	B		N (campo) (golpes)	$\delta \cdot h$ (kg/cm ²)	C_N	C_E	C_R	N_{60}	$N_{CORREGIDO}$	COHESION	ϕ
		ANCHO ZAPATA	SUCS								C (kg/cm ²)	Grados
1.20	1.80	2.50	SM	7	0.22	2.15	0.75	1.00	5	11		25
2.70	1.62	2.50	SP-SM	41	0.44	1.51	0.75	1.00	31	46		39
4.20	1.62	2.50	SP-SM	83	0.68	1.21	0.75	1.00	62	75		50
5.70	1.62	2.50	SP	97	0.92	1.04	0.75	1.00	73	76		50
7.20	1.77	2.50	CH	100	1.27	0.886	0.75	1.00	75	66	2.68	

Figura 52. Parámetros Geotécnicos resultantes de la prospección PG-05, Adaptado de “Estudio de Mecánica de Suelos con fines de cimentación: Construcción del Condominio San Lorenzo “, por AMAZONIAN, 2015.

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONTROL DE CALIDAD

PROYECTO : CONSTRUCCION DE CONDOMINIO SAN LORENZO.
UBICACIÓN : DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA
PROPIETARIO : FAMILY HOUSE SAC
ESPECIALISTA : ING. LANDER ZAPATA TAVARA
FECHA : 02-12-15

PARAMETROS GEOTECNICOS

PG - 06

PROFUNDIDAD (m)	PESO VOLUMETRICO (gr/cm ³)	B		N (campo)		$\delta \cdot h$ (kg/cm ²)	C _N	C _E	C _R	N ₆₀	N _{CORREGIDO}	COHESION	
		ANCHO ZAPATA	SUCS	(golpes)								C (kg/cm ²)	Ø Grados
1.20	1.69	2.50	SM	2	0.20	2.22	0.75	1.00	2	3			21
2.70	1.99	2.50	SM	36	0.54	1.36	0.75	1.00	27	37			35
4.20	1.73	2.50	SP-SM	55	0.73	1.17	0.75	1.00	41	48			39
5.70	1.73	2.50	SP-SM	82	0.99	1.01	0.75	1.00	62	62			45
7.20	1.77	2.50	CH	100	1.27	0.89	0.75	1.00	75	66	2.68		

Figura 53. Parámetros Geotécnicos resultantes de la prospección PG-06, Adaptado de “Estudio de Mecánica de Suelos con fines de cimentación: Construcción del Condominio San Lorenzo “, por AMAZONIAN, 2015

Los parámetros geotécnicos obtenidos en las 6 prospecciones realizadas en el sitio de estudio serán analizados a detalle para entender la naturaleza del suelo de fundación, y desarrollar el diseño del sistema de mejoramiento de suelos propuesto.

3.3.3. Perfil estratigráfico.

De acuerdo a la exploración del subsuelo mediante las prospecciones, se llevaron las muestras alteradas al centro de laboratorio para analizarlas y clasificarlas en rangos potenciales, pudiendo ser estratos homogéneos o heterogéneos. En consiguiente se describe cada estrato.

3.3.2.1 Descripción del perfil estratigráfico.

Gracias a la investigación del subsuelo, podemos describir a detalle cada prospección realizada, mencionando niveles de profundidad y características de cada estrato. Además, se presentará el gráfico representativo del perfil estratigráfico que finalmente se entregará para el proyecto.

- ❖ **Prospección Geotécnica 01:** Se observa desde 0.00 a 0.45m un suelo orgánico cubierto con vegetación, posteriormente de 0.45 a 0.75m se aprecia un estrato conformado por una arena limosa de color marrón, contenido de humedad natural 17.60%, clasificación SM A-4 (0),seguidamente de 0.75 a 2.25m se aprecia un estrato conformado por una arena limosa de color rojo, contenido de humedad natural 10.99%, clasificación SM A-2-4 (0),seguidamente de 2.25 a 3.75m, se observa un estrato conformado por una arena mal graduada con limo de color amarillo, contenido de humedad natural 4.99%, clasificación SP-SM A-3 (0), seguidamente de 3.75 a 5.25m se aprecia un estrato conformado por una arena mal graduada de color amarillo, contenido de humedad natural 4.62 %, clasificación SP A-3 (0), posteriormente de 5.25 a 5.85 m se aprecia un estrato conformado por una arena mal graduada con limo de color amarillo , contenido de humedad natural 20.58%, clasificación SP-SM A-2-4 (0), seguidamente de 5.85 a 7.20 m se aprecia un estrato conformado una arena limosa de color amarillo contenido de humedad natural 17.09%, clasificación SM A-2-4 (0), finalmente de 7.20 a 8.70 m se observa un estrato conformado por una arcilla inorgánica de color verde azulado, contenido de humedad natural 22.39%, clasificación CH A-7-6 (18) (Zapata, 2015, pp. 9-10).

Esta prospección corresponde al sector 1, podemos concluir que tiene un alto índice de eficiencia al drenaje dado que los primeros 7.20 metros de profundidad es de material granular y además se encuentra en una loma alta del terreno natural, se considera que es un área de terreno no crítico y trabajable. Asimismo en la figura 48 se observa el peso volumétrico y esfuerzo permisible cada 1.50 m de profundidad de la prospección PG-01, observándose que el peso volumétrico a 1.20 m

de profundidad es de 1.95 gr/cm^2 , mientras que a 7.20 m de profundidad es de 1.95 gr/cm^3 . De igual manera se observa que el esfuerzo permisible a 1.20 m de profundidad es de 0.23 kg/cm^2 , mientras que a 7.20 m de profundidad alcanza 1.40 kg/cm^2 .

- ❖ Prospección Geotécnica 02: Se observa desde 0.00 a 0.75 m un suelo orgánico de color gris oscuro contaminado con materia orgánica y cubierto con vegetación, posteriormente de 0.75 a 2.70 m se aprecia un estrato conformado por una arena limosa de color gris oscuro, contaminada (se observa palos, ramas y otros en estado de descomposición), seguidamente de 2.70 a 3.75 m se aprecia un estrato conformado por una arena mal graduada con limo de color amarillo, contenido de humedad natural 15.80%, clasificación SP-SM A-2-4 (0), seguidamente de 3.75 a 5.25 m se observa un estrato conformado por una arena limosa de color amarillo con matices anaranjado y beige, contenido de humedad natural 18.79%, clasificación SM A-2-4 (0), seguidamente de 5.25 a 6.75 m se aprecia un estrato conformado por una arena mal graduada con limo de color amarillo con matices anaranjado y beige, contenido de humedad natural 18.24 %, clasificación SP-SM A-3(0), finalmente de 6.75 a 10.05 m se aprecia un estrato conformado por una arcilla inorgánica de color gris verdoso, contenido de humedad natural 21.40 %, clasificación CH A-7-6 (20) (Zapata, 2015, p.10).

Esta prospección corresponde al sector 2, podemos concluir que tiene un adecuado drenaje dado que los primeros 6.75 metros de profundidad es de material granular y además se encuentra en una zona intermedia del terreno, principalmente se tiene problemas en la sub rasante del terreno ya que se visualiza una vegetación constituida que da lugar a un primer estrato de material orgánico. Asimismo en la figura 49 se observa el peso volumétrico y esfuerzo permisible cada 1.50 m de profundidad de la prospección PG-02, observándose que el peso volumétrico a 2.70 m de profundidad es de 1.86 gr/cm^2 , mientras que a 7.20 m de profundidad es de 1.70 gr/cm^3 . De igual manera se observa que el esfuerzo permisible a 2.70 m de profundidad es de 0.50 kg/cm^2 , mientras que a 7.20 m de profundidad alcanza 1.22 kg/cm^2 .

- ❖ Prospección Geotécnica 03: Se observa desde 0.00 a 0.45 m un suelo orgánico de color marrón cubierto con vegetación, posteriormente de 0.45 a 0.75 m se aprecia un estrato conformado por una arena limosa de color beige, contaminada con materia orgánica,

seguidamente de 0.75 a 1.35 m se aprecia un estrato conformado por una arena limosa de color amarillo, contenido de humedad natural 24.78%, clasificación SM A-2-4 (0), seguidamente de 1.35 a 1.95 m se observa un estrato conformado por una arena limosa de color amarillo con matices gris azulado, contenido de humedad natural 19.60%, clasificación SM A-2-4 (0), seguidamente de 1.95 a 3.45 m se aprecia un estrato conformado por una arena limosa de color amarillo, contenido de humedad natural 17.42 %, clasificación SM A-2-4(0), posteriormente de 3.45 a 5.70 m se aprecia un estrato conformado por una arena limosa de color amarillo, contenido de humedad natural 23.10 %, clasificación SM A-2-4 (0), finalmente de 5.70 a 8.70 m se observa un estrato conformado por una arcilla inorgánica de color gris verdoso, contenido de humedad natural 19.17 %, clasificación CH A-7-6 (17) (Zapata, 2015, p.10).

Esta prospección corresponde al sector 2, podemos concluir que tiene un adecuado drenaje dado que los primeros 5.70 metros de profundidad es de material granular y además se encuentra en una zona intermedia del terreno, principalmente se tiene problemas en la sub rasante del terreno ya que se visualiza una vegetación constituida que da lugar a un primer estrato de material orgánico. Asimismo en la figura 50 se observa el peso volumétrico y esfuerzo permisible cada 1.50 m de profundidad de la prospección PG-03, observándose que el peso volumétrico a 1.20 m de profundidad es de 1.82 gr/cm², mientras que a 7.20 m de profundidad es de 1.77 gr/cm³. De igual manera se observa que el esfuerzo permisible a 1.20 m de profundidad es de 0.22 kg/cm², mientras que a 7.20 m de profundidad alcanza 1.27 kg/cm².

- ❖ Prospección Geotécnica 04: Se observa desde 0.00 a 1.05 m un suelo orgánico cubierto con vegetación (también se observa arena limosa de color beige contaminada con materia orgánica), posteriormente de 1.05 a 2.25 m se aprecia un estrato conformado por una arena limosa de color blanco, contaminada con materia orgánica (se observa raíces y ramas), seguidamente de 2.25 a 3.75 m se aprecia un estrato conformado por una arcilla inorgánica de color azul verdoso, contenido de humedad natural 36.45%, clasificación CH A-7-6(19), finalmente de 3.75 a 7.20 m se observa un estrato conformado por una arcilla inorgánica de color azul grisáceo, contenido de humedad natural 26.24%, clasificación CH A-7-6(20) (Zapata, 2015, p.11).

Esta prospección corresponde al sector 3, podemos concluir que tiene un ineficiente drenaje dado que solo los primeros 2.25 metros de profundidad es de material granular y además se encuentra en una zona baja del terreno propensa a inundarse por acumulación de aguas pluviales, además, se tiene problemas en la sub rasante del terreno ya que se visualiza una vegetación constituida de 1.05 metros de profundidad que da lugar a un primer estrato de material orgánico. Este sector es crítico y se requiere de trabajos especiales para solucionar los problemas. Asimismo en la figura 51 se observa el peso volumétrico y esfuerzo permisible cada 1.50 m de profundidad de la prospección PG-04, observándose que el peso volumétrico a 2.70 m de profundidad es de 1.82 gr/cm², mientras que a 7.20 m de profundidad es de 1.77 gr/cm³. De igual manera se observa que el esfuerzo permisible a 2.70 m de profundidad es de 0.49 kg/cm², mientras que a 7.20 m de profundidad alcanza 1.27 kg/cm².

- ❖ Prospección Geotécnica 05: Se observa desde 0.00 a 0.15 m un suelo orgánico cubierto con vegetación, posteriormente de 0.15 a 0.75 m se aprecia un estrato conformado por una arena limosa de color anaranjado, contenido de humedad natural 12.89%, clasificación SM A-4 (1), seguidamente de 0.75 a 1.35 m se observa un estrato conformado por una arena limosa de color beige amarillento, contenido de humedad natural 18.84%, clasificación SM A-4 (1), seguidamente de 1.35 a 2.25 m se aprecia un estrato conformado por una arena mal graduada con limo de color amarillo con matices anaranjado, contenido de humedad natural 23.96 %, clasificación SP-SM A-3(0), posteriormente de 2.25 a 5.70 m se aprecia un estrato conformado por una arena mal graduada de color amarillo de humedad natural 6.42 %, clasificación SP A-3 (0) finalmente de 5.70 a 7.20 m se observa un estrato conformado por una arcilla inorgánica de color gris verdoso, contenido de humedad natural 39.68%, clasificación CH A-7-6(20) (Zapata, 2015, p.11).

Esta prospección corresponde al sector 1, podemos concluir que tiene un alto índice de eficiente drenaje dado que los primeros 5.70 metros de profundidad es de material granular y además se encuentra en una loma alta del terreno, se considera que es un área de terreno no crítico y trabajable. Asimismo en figura 52 se observa el peso volumétrico y esfuerzo permisible cada 1.50 m de profundidad de la prospección PG-05, observándose que el peso volumétrico a 1.20 m de profundidad es de 1.80 gr/cm², mientras que a 7.20 m de profundidad es de 1.77 gr/cm³. De

igual manera se observa que el esfuerzo permisible a 1.20 m de profundidad es de 0.22 kg/cm², mientras que a 7.20 m de profundidad alcanza 1.27 kg/cm².

- ❖ Prospección Geotécnica 06: Se observa desde 0.00 a 0.75 m un suelo orgánico color marrón oscuro y arena blanca contaminados con materia orgánica, posteriormente de 0.75 a 1.05 m se aprecia un estrato conformado por una arena limosa de color amarillo, contenido de humedad natural 18.72%, clasificación SM A-2-4 (0), seguidamente de 1.05 a 2.25 m se observa un estrato conformado por una arena mal graduada de color amarillo, contenido de humedad natural 19.65%, clasificación SP A-3(0), seguidamente de 2.25 a 3.75 m se aprecia un estrato conformado por una arena limosa de color amarillo, contenido de humedad natural 18.11 %, clasificación SM A-2-4 (0), posteriormente de 3.75 a 5.70m se aprecia un estrato conformado por una arena limosa de color amarillo con matices blanco (Zapata, 2015, pp. 11-12).

Esta prospección corresponde al sector 2, podemos concluir que tiene un adecuado drenaje dado que los primeros 5.70 metros de profundidad es de material granular y además se encuentra en una zona intermedia del terreno, principalmente se tiene problemas en la sub rasante del terreno ya que se visualiza una vegetación constituida que da lugar a un primer estrato de material orgánico. Asimismo en figura 53 se observa el peso volumétrico y esfuerzo permisible cada 1.50 m de profundidad de la prospección PG-06, observándose que el peso volumétrico a 1.20 m de profundidad es de 1.69 gr/cm², mientras que a 7.20 m de profundidad es de 1.77 gr/cm³. De igual manera se observa que el esfuerzo permisible a 1.20 m de profundidad es de 0.20 kg/cm², mientras que a 7.20 m de profundidad alcanza 1.27 kg/cm².

A continuación se muestra los perfiles estratigráficos de las prospecciones realizadas:

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONTROL DE CALIDAD

PROYECTO : "CONSTRUCCION DE CONDOMINIO SAN LORENZO
 UBICACIÓN : DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA- MAYNAS-LORETO
 PROPIETARIO : FAMILY HOUSE SAC
 ESPECIALISTA : ING. LANDER ZAPATA TAVARA
 FECHA : 30/11/2015

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

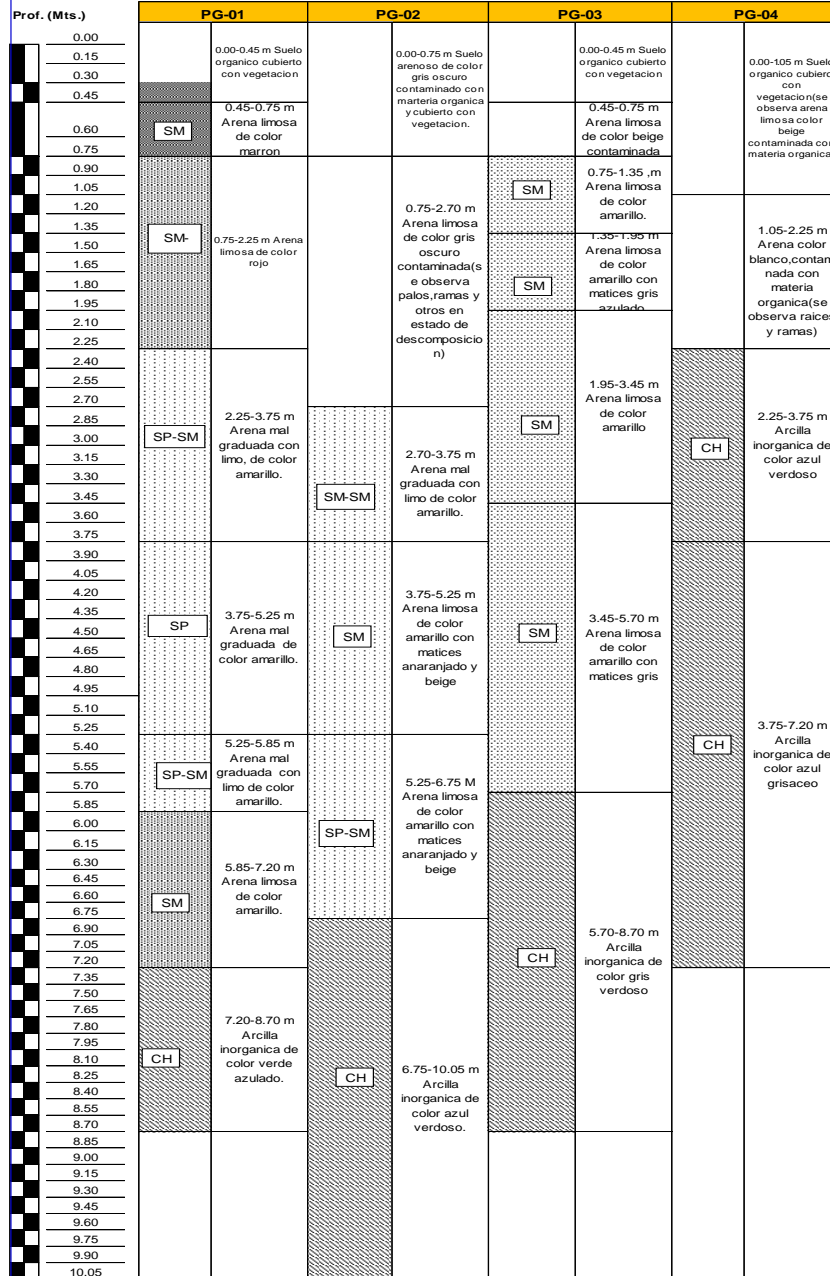


Figura 54. Perfil estratigráfico 1 del terreno de estudio ubicado en el distrito de San Juan Bautista, Maynas, Loreto, Adaptado de “Anexo 1 del Estudio de Mecánica de Suelos con fines de cimentación: Construcción del Condominio San Lorenzo”, por AMAZONIAN SOIL, 2015

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONTROL DE CALIDAD

PROYECTO : "CONSTRUCCION DE CONDOMINIO SAN LORENZO
UBICACIÓN : DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA-MAYNAS-LORETO
PROPIETARIO : FAMILY HOUSE SAC
ESPECIALISTA : ING. LANDER ZAPATA TAVARA
FECHA : 30/11/2015

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

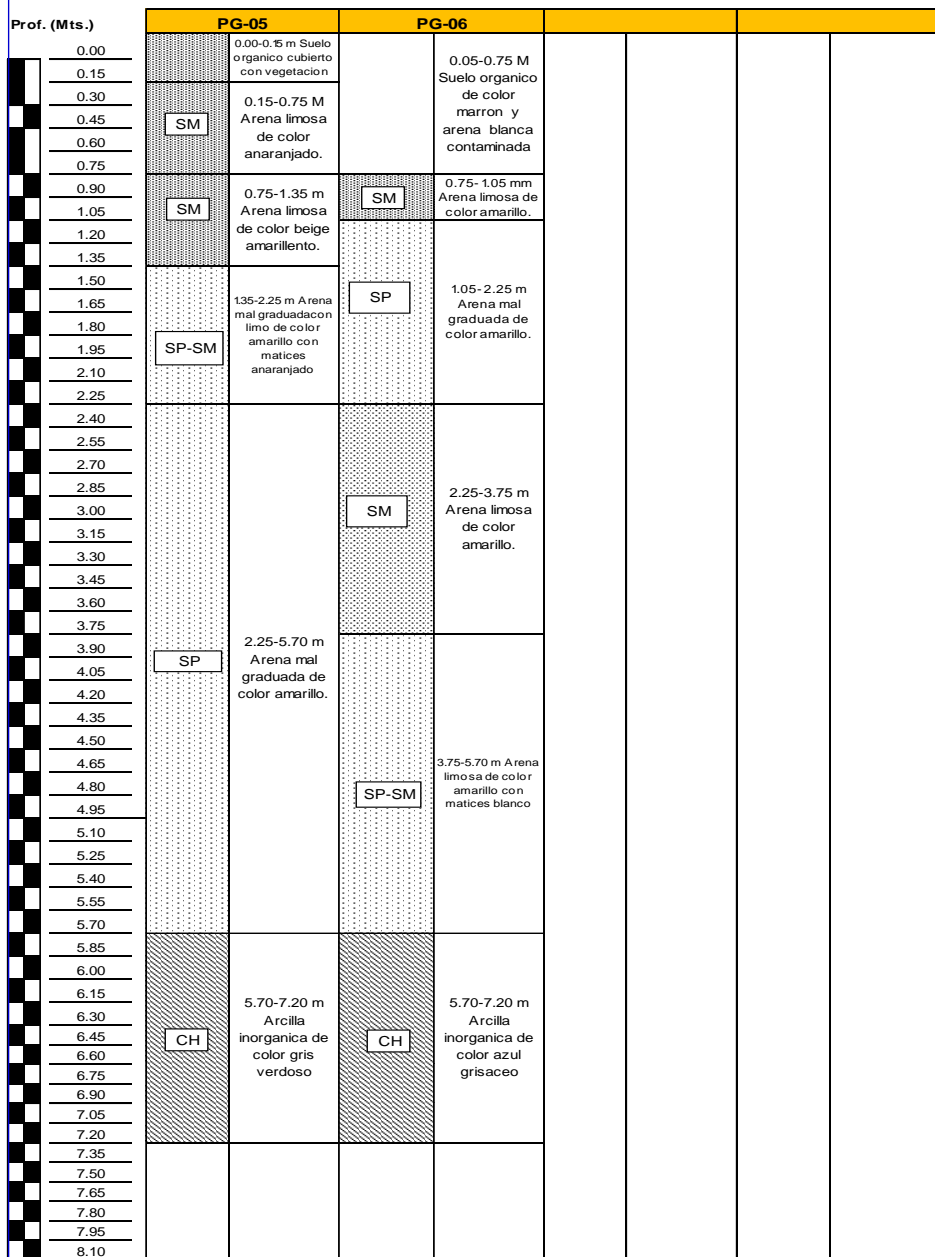


Figura 55. Perfil estratigráfico 2 del terreno de estudio ubicado en el distrito de San Juan Bautista, Maynas, Loreto, Adaptado de “Anexo 1 del Estudio de Mecánica de Suelos con fines de cimentación: Construcción del Condominio San Lorenzo”, por AMAZONIAN SOIL, 2015

De los resultados de las prospecciones se puede concluir que cerca a la superficie el suelo presenta esfuerzos permisibles bajos en relación de 0.20 kg/cm^2 a 0.50 kg/cm^2 , y a medida que se analiza el suelo a mayor profundidad (a 7.20 m de profundidad) este presenta valores de entre 1.22 kg/cm^2 a 1.40 kg/cm^2 .

3.3.2.2 Ubicación del nivel freático

La determinación del nivel de agua subterránea, no sólo se basa en los ensayos de penetración del terreno, sino, también se necesita una exploración exhaustiva de los terrenos subyacentes, de dicha exploración el Ingeniero Zapata señala lo siguiente: "Se detectó filtraciones superficiales de aguas pluviales en las prospecciones PG-04 a la profundidad de 0.20 m., esta agua se debe a que los suelos constituidos de rellenos superficiales absorben y retienen las aguas pluviales" (Zapata, 2015, p. 12). Dichos rellenos serán removidos en su totalidad para colocar un material granular que permita el drenaje continuo de las aguas pluviales, se tendrá en cuenta que generalmente las lluvias aumentan su intensidad y continuidad en los meses de Febrero a Abril, asimismo, contribuyen al aumento de acuíferos. Asimismo, cabe resaltar que si se encontró nivel freático en la prospección PG-04, esta se encuentra a nivel 0.00 con respecto al nivel de vereda exterior, expresado en otras unidades se eleva a 120.6 m.s.n.m., mientras que la ubicación de la edificación estudiada se encuentra a un nivel + 5.50 m con respecto a la vereda exterior expresada en otros términos se eleva a un nivel de 126.1 m.s.n.m., 5.50 metros de altura de diferencia, sumado a esto la prospección P-G 04 se encuentra a 81.6 metros de distancia de la edificación estudiada, con estos antecedentes y el resultado de las prospecciones P-G 05 que se encuentra dentro de la edificación y no indica nivel freático, el resultado de la prospección P-G 06 ubicada a 31.40 metros de la edificación y no indica nivel freático, y el resultado de la prospección P-G 03 ubicada a 44.90 metros de la edificación que no indica que se tenga un nivel freático, se puede concluir que el nivel freático no afecta a la cimentación de la edificación.

3.4 Análisis de los resultados del estudio de suelos del expediente técnico.

Revisando el informe de estudio de mecánica de suelos del presente proyecto, hemos encontrado observaciones en el ensayo de penetración estándar SPT, ya que no se ha respetado algunos aspectos de la norma ASTM 1586.

En principio, hemos abordado el perfil estratigráfico, del cual hemos ordenado cada prospección de acuerdo a la proximidad de la edificación, a continuación observemos el siguiente plano topográfico:

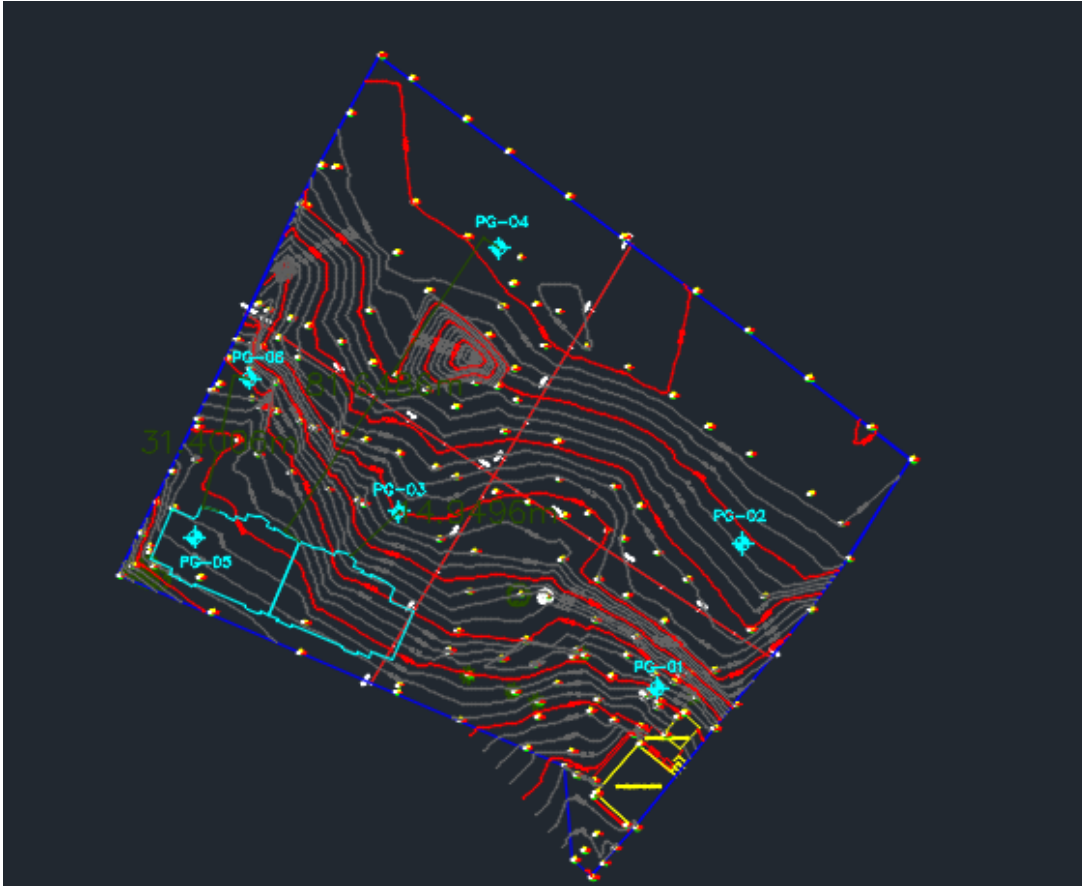


Figura 56. Plano topográfico de curvas de nivel correspondiente al terreno de estudio ubicado en el distrito de San Juan Bautista, Maynas, Loreto, Adaptado de “Anexo del Estudio de Mecánica de Suelos con fines de cimentación: Construcción del Condominio San Lorenzo “, por AMAZONIAN, 2015

En esta imagen extraída del archivo en AutoCAD del expediente técnico, se visualiza las curvas de nivel de todo el terreno, asimismo se resalta en color turquesa el perímetro de la futura edificación, de esta manera podemos compatibilizar con el plano de ubicación de prospecciones geotécnicas (figura 47), y determinar que la prospección PG-05 se ubica dentro del área construida de la edificación y las más cercanas corresponden al PG. 06 y PG.03, todos estos puntos son de gran interés para el objetivo de los resultados geo mecánicos que servirán para el mejoramiento del suelo y diseño de la platea de cimentación. Ahora veamos el nuevo perfil estratigráfico planteado.

Tabla 12

Replanteo de resultados geotécnicos del terreno de estudio

PROFUNDI	PG-05				PG-06				PG-03			
	TIPO	GOLFES	PESO	N	TIPO	GOLFES	PESO	N	TIPO	GOLFES	PESO	N
-		0				0				0		
0.15	SO	0				0				0		
0.30		0				0				0		
0.45	SM	0				0			SO	0		
0.60		0				0			SM	0		
0.75		0	1.8		SO	0				0		
0.90		3			SM	1	1.8			0		
1.05	SM	3				1			SM	0	1.8	
1.20		4		10		1		2		1		2
1.35		6				1				1		
1.50		8				3				1		
1.65		13			SP	3	1.7			1		
1.80	SP - SM	12	1.7			5			SM	2	1.8	
1.95		16				8				5		
2.10		21		47		9		22				16
2.25		26				13				8		
2.40		18				12				6		
2.55		19				16			SM	13	1.8	
2.70		22				20				13		
2.85		32				20				20		
3.00		35			SM	29	2			38		
3.15		35		73		27		43		29		36
3.30		38				16				7		
3.45		38				23				10		
3.60		38				30				11		
3.75		40				33				11		
3.90		41				39				12		
4.05	SP	41	1.6			28				14		
4.20		42		84		27		55		16		36
4.35		42				28				20		
4.50		43				28				23		
4.65		43				35				32	1.9	
4.80		44			SP - SM	37	1.7			35		
4.95		48				37				38		
5.10		48		97		38		76		39		79
5.25		49				38				40		
5.40		49				39				40		
5.55		50				41				42		
5.70		47				41				43		
5.85		47				42				44		
6.00		48				43				45		
6.15		48		36		43		87		45		90
6.30		48				44				45		
6.45	CH	49	1.8		CH	44	1.8			46		
6.60		49				45				46		
6.75		50				46				48		
6.90		50				47				48		
7.05		50				50				49		
7.20		50		100		50		100	CH	49	1.8	99
7.35						50				50		
7.50						50				50		
7.65						50				50		
7.80						49				50		
7.95					CH	50				50		
8.10						50				50		
8.25						50				50		100
8.40						50				50		
8.55						50				50		
8.70						50				50		

Nota: Datos del ensayo SPT en el sitio de estudio, prospecciones ordenadas por cercanía a la edificación, Adaptado de “Análisis de resultados de estudio de suelos“, por Obregón y Plascencia, 2017.

Los ensayos SPT del estudio de suelos con fines de cimentación fueron transcritos a un archivo en formato Excel, con la finalidad de poder analizar la veracidad de los resultados emitidos por el estudio de suelos de la empresa Amazonian Soil. Se verificó cada una de las prospecciones y siguiendo la norma ASTM 1586, se pudo comprobar que los análisis de número de golpes, se realizaron cada 1.5 metros, cuando se deben realizar cada metro; además, también se observa otro error que es el valor que le dan al factor de corrección por la sobrecarga efectiva del suelo, la cual no debe sobrepasar el valor de 1.60, la norma ASTM 1586 lo restringe como máximo valor que se le puede otorgar. A continuación se presentan los resultados del estudio de suelos:

Tabla 13

Parámetros geotécnicos PG-05

PROFUNDIDAD (m)	PESO VOLUMETRICO (gr/cm ³)	B		N (campo) (golpes)	δ^*h (kg/cm ²)	C_N	C_E	C_R	N_{60}	$N_{CORREGIDO}$	COHESION	\emptyset	\emptyset
		ANCHO ZAPATA	SUCS								C (kg/cm ²)	Grados	radianes
1.20	1.80	2.50	SM	7	0.22	2.15	0.75	1.00	5	11		25	0.43
2.70	1.62	2.50	SP-SM	41	0.44	1.51	0.75	1.00	31	46		39	0.67
4.20	1.62	2.50	SP-SM	83	0.68	1.21	0.75	1.00	62	75		50	0.88
5.70	1.62	2.50	SP	97	0.92	1.04	0.75	1.00	73	76		50	0.88
7.20	1.77	2.50	CH	100	1.27	0.886	0.75	1.00	75	66	2.68		0.71

Nota: Resultados del ensayo SPT de la prospección N°5, dicha prospección es la más próxima a la edificación, incluso quedando en el interior del predio. Adaptado de “Análisis de resultados de estudio de suelos del proyecto San Lorenzo – San Juan Bautista“, por Amazonian Soil, 2016

Tabla 14

Parámetros geotécnicos PG-06

PROFUNDIDAD (m)	PESO VOLUMÉTRICO (gr/cm ³)	B		N (campo)		C _N	C _E	C _R	N ₆₀	N _{CORREGIDO}	COHESION	
		ANCHO ZAPATA	SUCS	(golpes)	(kg/cm ²)						C (kg/cm ²)	Ø Grados
1.20	1.69	2.50	SM	2	0.20	2.22	0.75	1.00	2	3		21
2.70	1.99	2.50	SM	36	0.54	1.36	0.75	1.00	27	37		35
4.20	1.73	2.50	SP-SM	55	0.73	1.17	0.75	1.00	41	48		39
5.70	1.73	2.50	SP-SM	82	0.99	1.01	0.75	1.00	62	62		45
7.20	1.77	2.50	CH	100	1.27	0.89	0.75	1.00	75	66	2.68	

Nota: Resultados del ensayo SPT de la prospección N°6, dicha prospección está próxima a la edificación, a metros del perímetro del predio. Adaptado de “Análisis de resultados de estudio de suelos del proyecto San Lorenzo – San Juan Bautista”, por Amazonian Soil, 2016

Tabla 15

Parámetros geotécnicos PG-03

PROFUNDIDAD (m)	PESO VOLUMÉTRICO (gr/cm ³)	B		N (campo)		C _N	C _E	C _R	N ₆₀	N _{CORREGIDO}	COHESION	
		ANCHO ZAPATA	SUCS	(golpes)	(kg/cm ²)						C (kg/cm ²)	Ø Grados
1.20	1.82	2.50	SM	2	0.22	2.00	0.75	1.00	2	3		21
2.70	1.80	2.50	SM	26	0.49	1.43	0.75	1.00	20	28		31
4.20	1.92	2.50	SM	30	0.81	1.11	0.75	1.00	23	25		30
5.70	1.92	2.50	sm	85	1.09	0.96	0.75	1.00	64	61		44
7.20	1.77	2.50	CH	98	1.27	0.89	0.75	1.00	74	65	2.62	
8.70	1.76	2.50	CH	100	1.53	0.81	0.75	1.00	75	61	2.68	

Nota: Resultados del ensayo SPT de la prospección N°3, dicha prospección está próxima a la edificación, a metros del perímetro del predio. Adaptado de “Análisis de resultados de estudio de suelos del proyecto San Lorenzo – San Juan Bautista”, por Amazonian Soil, 2016

A continuación se muestra el análisis en base a la norma ASTM 1586 realizado en el programa Excel:

Tabla 16

Corrección de parámetros geotécnicos PG-05

PROFUNDIDAD	N campo	Øv	Cn	Cn	N1	N2	N3	N4	N60	SUCS	
1.05	10	3.75	1.63	1.633	0.64	0.75	0.8	1.05	8	SM	
1.95	47	5.29	1.37	1.3746	0.64	0.75	0.9	1.05	29	SM	
3	73	7.01	1.19	1.1945	0.64	0.75	0.9	1.05	39	SP	
4.05	84	8.71	1.07	1.0716	0.64	0.75	0.9	1.05	41	SP	
4.95	97	10.2	0.99	0.9918	0.64	0.85	0.9	1.05	50	SP	
6	96	11.9	0.92	0.9163	0.64	0.85	0.9	1.05	45	SP	
7.05	100	13.8	0.85	0.8526	0.64	0.95	0.9	1.05	49	CH	
8.1											
35.16		Angulo de fricción =					37	ARENA DENSA			

Nota: Corrección de resultados del ensayo SPT de la prospección N°5, dicha prospección se encuentra en el área construida de la edificación de estudio. Adaptado de “Análisis de resultados de estudio de suelos del proyecto San Lorenzo – San Juan Bautista”, por Amazonian Soil, 2016

Tabla 17

Corrección de parámetros geotécnicos PG-06

PROFUNDIDAD	N campo	Øv	Cn	Cn	N1	N2	N3	N4	N60	SUCS	
1.05	2	1.15	2.95	1.7	0.64	0.75	0.8	1.05	2	SM	
1.95	22	2.92	1.85	1.7	0.64	0.75	0.9	1.05	17	SM	
3	43	4.92	1.43	1.4257	0.64	0.75	0.9	1.05	28	SP	
4.05	55	6.93	1.2	1.2011	0.64	0.75	0.9	1.05	30	SP	
4.95	76	8.49	1.09	1.0854	0.64	0.85	0.9	1.05	42	SP	
6	87	10.3	0.98	0.9845	0.64	0.85	0.9	1.05	44	SP	
7.05	100	12.2	0.91	0.9063	0.64	0.95	0.9	1.05	52	CH	
8.1	0										
27.09		Angulo de fricción =					35	ARENA MEDIA DENSA			

Nota: Corrección de resultados del ensayo SPT de la prospección N°6, dicha prospección está próxima a la edificación, a metros del perímetro del predio. Adaptado de “Análisis de resultados de estudio de suelos del proyecto San Lorenzo – San Juan Bautista”, por Amazonian Soil, 2016

Tabla 18

Corrección de parámetros geotécnicos PG-03

PROFUNDIDAD	N campo	σ_v	Cn	Cn	N1	N2	N3	N4	N60	SUCS
1.05	2	1.45	2.62	1.7	0.64	0.75	0.8	1.05	1	SM
1.95	16	3.09	1.8	1.7	0.64	0.75	0.9	1.05	12	SM
3	36	5	1.41	1.4141	0.64	0.75	0.9	1.05	23	SM
4.05	36	6.97	1.2	1.1976	0.64	0.75	0.9	1.05	20	SM
4.95	79	8.7	1.07	1.0721	0.64	0.85	0.9	1.05	44	SM
6	90	10.7	0.97	0.9682	0.64	0.85	0.9	1.05	45	SM
7.05	99	12.5	0.89	0.8939	0.64	0.95	0.9	1.05	51	CH
8.1	100	14.4	0.83	0.8344	0.64	0.95	0.9	1.05	48	CH
24.12		Angulo de fricción =				34.5	ARENA MEDIA DENSA			

Nota: Corrección de resultados del ensayo SPT de la prospección N°3, dicha prospección está próxima a la edificación, a metros del perímetro del predio. Adaptado de “Análisis de resultados de estudio de suelos del proyecto San Lorenzo – San Juan Bautista“, por Amazonian Soil, 2016

Luego, para el posterior diseño de un sistema de mejoramiento de suelo, se utilizará los valores de N corregidos, de las tablas 16, 17 y 18. Dichos resultados han sido corregidos en base a los parámetros de la Norma ASTM D-1586, sobre esta corrección, se debe indicar a los profesionales que los ensayos Geotécnicos que se realicen deben estar bajo los estándares de las normas ASTM, un parámetro mal calculado perjudicará en los cálculos para las cimentaciones de la edificación ya que no se tendrán parámetros reales y no representarán la realidad del suelo. A continuación, siguiendo con el tema de estudio se analizará las canteras de grava cercanas al proyecto, este estudio es de suma importancia ya que de no poder tener la grava no se podrá ejecutar el sistema de mejoramiento de suelos en el proyecto.

4 CAPÍTULO IV: ESTUDIO DE LAS CANTERAS DE GRAVA EN LA REGIÓN LORETO Y ZONAS ALEDAÑAS

En este capítulo se analizará las propiedades físicas de la grava de las distintas canteras de origen aluvial de zonas aledañas al proyecto de estudio cabe mencionar que dicha grava presenta una superficie redondeada llamada “canto rodado”, teniendo en cuenta que según los estudios acerca de la geografía de San Juan Bautista no se ubica presencia de grava en toda la región. Se recalca, que la grava es uno de los principales componentes del sistema de mejoramiento de suelo propuesto, al analizar la calidad de la grava se asegurará que las pilas luego de su instalación y compactación lleguen a alcanzar la rigidez con la cual se están diseñando.

En estudios realizados durante la ejecución del sistema de mejoramiento de suelos para un proyecto de almacenes en Huachipa, distrito de Vitarte en Lima, se demostró la eficiencia de aplicar el sistema de pilas de grava compactada para elevar la presión admisible de un suelo arenoso – limoso hasta en un 350%, este proyecto mencionado tiene características de suelo similares al proyecto actual de estudio en San Juan Bautista (potencia de 15.00 m – 17.00 m arena limosa medianamente densa), para este proyecto en dichas pilas se utilizó grava de canteras de roca también conocida como canteras de peña extraído de las canteras de Carapongo – Huachipa.

Durante la ejecución del proyecto se verificó la calidad de la grava de esta cantera, al cumplir los parámetros establecidos requeridos por el sistema las pilas alcanzaron la rigidez de diseño para dicho proyecto, finalmente la rigidez se verificó con pruebas de módulo aplicados a las pilas, es por ello que para evaluar la viabilidad de la aplicación del sistema de pilas de grava compactada para el proyecto de estudio en San Juan Bautista es de suma importancia analizar y evaluar el cumplimiento de los requisitos que el sistema exige para la grava. Finalmente de no cumplir con los requisitos establecidos por el sistema, la grava de las canteras de estudio tendrá que ser explotada y transportada de otras canteras mucho más alejadas al proyecto, con lo que se tendría que evaluar ya no el aspecto técnico del sistema, sino más bien el aspecto económico. Asimismo, en este capítulo se explica el recorrido del estudio que se realizó para la exploración de las canteras, zonas de acopio, plantas de trituración y puertos de embarques para la salida y entrada del material granular en cuestión; así mismo, analizaremos la potencia de las zonas de

extracción. Todo ello conlleva a seleccionar un proveedor con quien realizaremos un plan de abastecimiento de grava basada en los principios de la gestión logística.

4.1 Ubicación de Canteras

Se investigó mediante fuentes de internet y personas técnicas oriundas del departamento de Loreto las zonas referenciales de la ubicación de distintas canteras de grava, las cuales serían las más cercanas para poder abastecer de grava al proyecto que se realizara en la ciudad de San Juan Bautista.

Posteriormente, con los datos recopilados, se viajó desde la ciudad de Lima hasta la ciudad de Tarapoto, siendo este el punto de partida para explorar las diferentes canteras que especificadas. A continuación se muestra el mapa representativo que sirvió de guía para la investigación en campo:

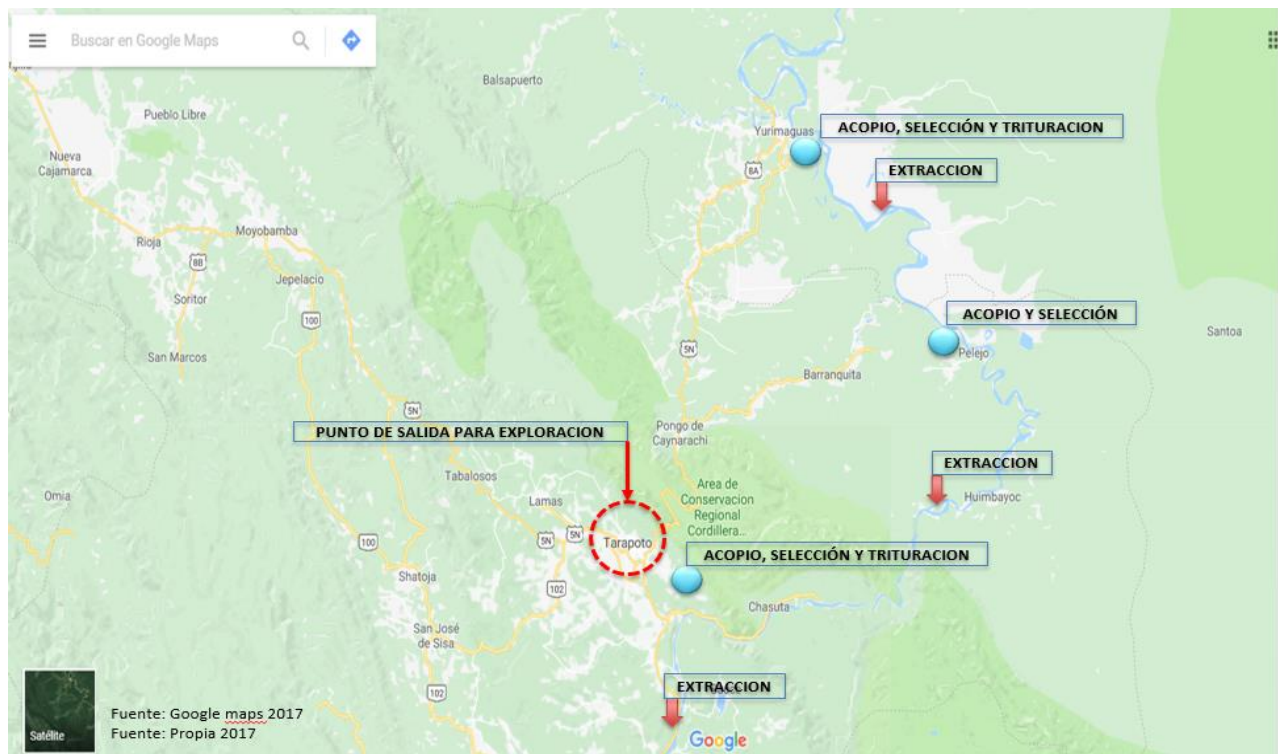


Figura 57. Mapa de referencia para búsqueda de canteras, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón, 2017

De acuerdo al mapa, principalmente podemos observar zonas de acopio, selección, trituración y zonas de extracción. Como se indica, el punto de salida se da en la ciudad de Tarapoto, siendo el primer viaje con destino a la ciudad de Yurimaguas, sitio en el cual se encuentra el puerto La Ramada, y en ella se observó los trabajos de acopio, selección, trituración y carguío de gravas, para veracidad de ello a continuación se detalla lo observado:



Figura 58. Detalles del Puerto La Ramada ubicado en Yurimaguas, provincia Alto Amazonas, Región Loreto Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón, 2017

En esta imagen se observa que tanto la zona de acopio como la cantera se ubican a orillas del río Huallaga, estas imágenes fueron tomadas con autorización del dueño de la planta, en ellas se aprecia el acopio de los cantos rodados extraídos y las gravas trituradas de acuerdo a un diámetro solicitado, también se observa las maquinarias que se emplea en el proceso de trituración de la piedra natural extraída del río Huallaga. Cabe indicar que esta cantera es la única en la ciudad de Yurimaguas y a su vez la más cercana a la ciudad de San Juan Bautista.

Después de ubicada y estudiada la cantera de puerto La Ramada, se viajó para la búsqueda de la siguiente cantera, la cual también está localizada a orillas del río Huallaga en un lugar llamado puerto de Pelejo, en dicho lugar se tomaron fotos del sitio las cuales se detallan a continuación:

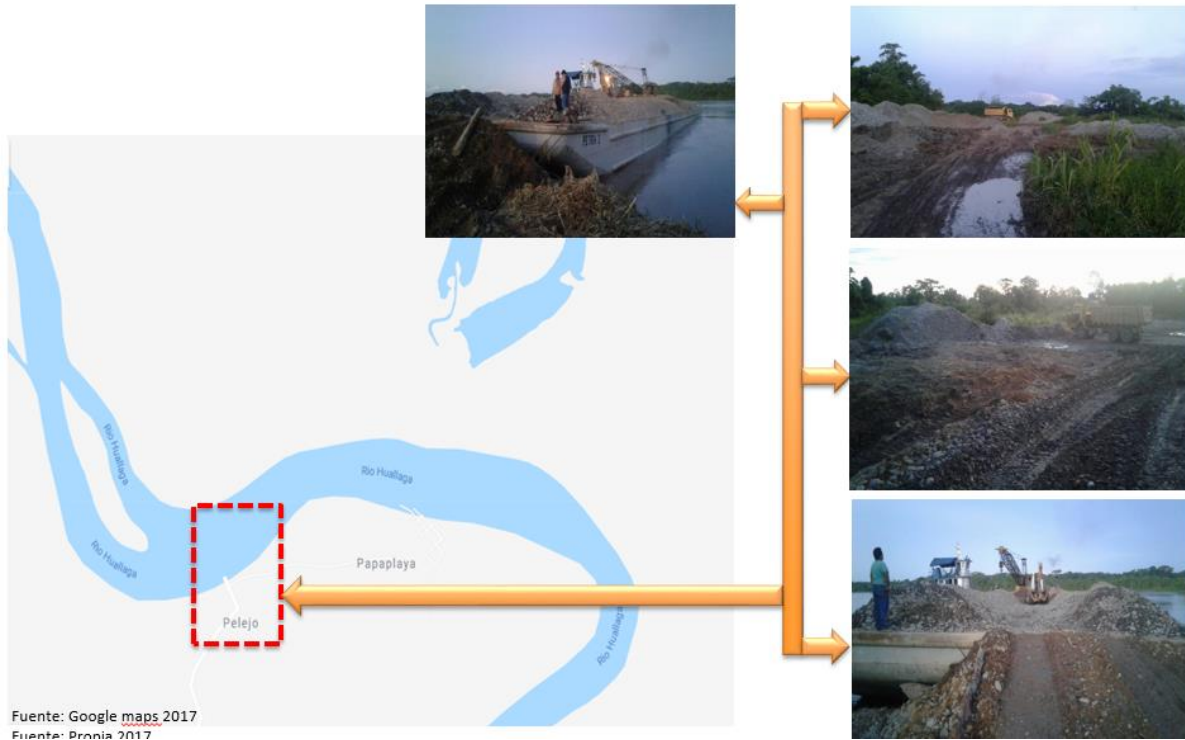


Figura 59. Detalles del Puerto Pelejo ubicado en distrito El Porvenir, provincia San Martín, Región de San Martín
Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón, 2017

En esta imagen se observa que tanto la zona de acopio como la cantera se ubican a orillas del río Huallaga, éstas imágenes fueron tomadas con autorización del dueño de la planta, dichas imágenes muestran el acopio de los cantos rodados extraídos y las gravas trituradas de acuerdo a un diámetro también se observa la barcaza que se emplea para trasladar las gravas por vía fluvial. Cabe indicar que esta cantera es la única en la ciudad de Pelejo y a su vez es la segunda más cercana a la ciudad de San Juan Bautista.

Concluido el recopilado de información en la cantera de Pelejo, se realiza un tercer viaje con dirección a la última cantera a explorar, de igual forma que en las dos canteras previas, se ingresó a la planta para poder observar sus procesos que se describen a continuación:

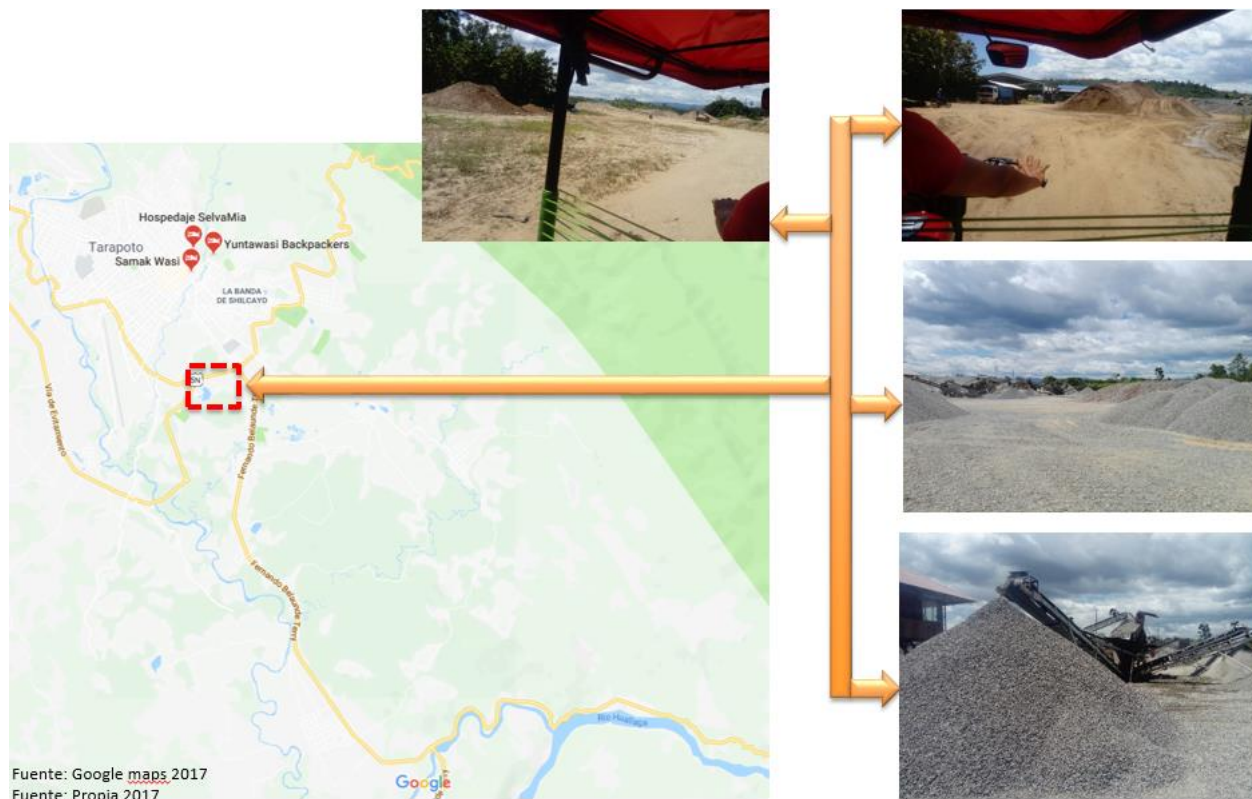


Figura 60. Detalles de la Planta Belaunde Terry ubicado en distrito de Tarapoto, provincia San Martín, Región de San Martín. Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón, 2017

En esta imagen observar que la zona de acopio se encuentra ligeramente alejado de la cantera de extracción que se ubica a orillas del río Huallaga, las imágenes fueron tomadas con autorización del dueño de la planta, dichas imágenes muestran el acopio de los cantos rodados extraídos y las gravas trituradas de acuerdo a un diámetro solicitado, además, se muestran las maquinarias que se emplean para el proceso de trituración de la piedra natural extraída del río Huallaga. Cabe indicar que existen varias plantas de este tipo en la ciudad de Tarapoto, y asimismo es la tercera más cercana a la ciudad de San Juan Bautista.

Finalmente, gracias a la exploración en sitio no solo pudimos conocer y tomar fotografías, sino que también obtuvimos documentaciones de diferentes índoles y afinamos nuestros datos de ubicación basados en tiempos y recorridos de distancias.

4.2 Análisis de Potencia de Canteras

Esta información no se pudo adquirir debido a que los dueños mantienen en confidencialidad dicha información del estudio de sus canteras. Sin embargo, dada la necesidad de requerimiento

de un volumen de 900 m³ , calculados según el diseño que se elaboró; se le comunicó de ello a cada dueño de cantera, siendo viable la producción del volumen indicado puesto que la potencia de sus canteras representan un volumen enorme, la cual también pudimos denotar visualmente in situ.

4.3 Análisis de ensayos físicos de la grava.

En este subcapítulo se abordará el análisis de los ensayos físicos que deben ser superados por la grava, el cual es el principal componente de las pilas en el sistema de mejoramiento propuesto. Se señala que de no cumplirse los requisitos establecidos por el sistema se tendrá que evaluar otras canteras para la extracción, transporte y uso del material, con lo cual la propuesta podría volverse inviable tanto técnica como económicamente.

4.3.1 Parámetros físicos obligatorios de la grava

Como se mencionó anteriormente, en el Perú uno de los primeros proyectos en donde se empleó el sistema de mejoramiento de suelos mediante pilas de grava compactada fue el centro de distribución TTOTUS Huachipa, obra que fue ejecutada por la empresa EMIN Geo estructuras, quienes son los representantes en el Perú de Geopier International Company, empresa que ha desarrollado el sistema de mejoramiento mediante pilas de grava compactada. Luego del informe de control de calidad realizado a la grava utilizada en el mencionado proyecto se extrae el siguiente cuadro informativo:

Ensayo	Requerimiento	Resultado Obtenido	Calificación
Análisis Granulométrico por Tamizado	TM ≤ 1.5 pulg., retenido N°4	Huso 7 TM = ¾" Piedra 5/7 TM = 1½"	Cumple con EETT
Abrasión	40% máximo	12% (Huso 7) 17% (Piedra 5/7)	Cumple con EETT
Inalterabilidad	18% máximo	4% (Huso 7) 1% (Piedra 5/7)	Cumple con EETT
Contenido de Sales Solubles Totales	≤ 5,000 ppm	≤ 270 ppm	Cumple con MTC E219
Contenido de Sulfatos Solubles	≤ 1,000 ppm	≤ 82 ppm	Cumple con NTE E060

Figura 61. Cuadro con especificaciones técnicas que evaluadas en la grava para el sistema de pilas de grava compactada del proyecto "TOTTUS Huachipa. Adaptado de " Aseguramiento de calidad, sistema de densificación Geopiers Plataforma – Bodega seco Centro de distribución TOTTUS Huachipa" De MyM Consultores 2013.

En la figura 61 se observan las 5 especificaciones que debe cumplir la grava para poder ser utilizada en las pilas, los ensayos y requerimientos son los siguientes:

- Análisis granulométrico por Tamizado : Basado en la norma ASTM C136 - NTP 400.012, el requerimiento es el siguiente: TM < 1.5 pulg., retenido N° 4
- Abrasión : Basado en la norma ASTM C 535, el requerimiento es el siguiente: 40 % máximo
- Inalterabilidad: Basado en la ASTM C88 - NTP 400.016.2011, el requerimiento es el siguiente: 18% máximo
- Contenido de Sales Solubles Totales: Basado en la norma NTP 339 152. 2002, el requerimiento es el siguiente: < 5000 ppm.
- Contenido de Sulfatos Solubles: Basado en la norma NTP 339 178. 2002, el requerimiento es el siguiente: < 1000 ppm.

Asimismo en la figura 61, se observa que los ensayos realizados a la grava de la cantera de agregados Firth en Carapongo - Lima, fueron superados con éxito, demostrando que el material utilizado era de buena calidad, esto fue parte importante para el éxito del proyecto donde se instalaron más de siete mil pilas, con lo cual se aseguró que las pilas alcancen la rigidez con las que fueron diseñadas.

Ahora bien, estos mismos parámetros son los que se aplican a la grava de todos los proyectos de mejoramiento de suelos ejecutados, es por ello que su fiel cumplimiento es imprescindible para que las pilas cumplan con el diseño calculado.

Como se señala en el sub capítulo 3.2.2, estudios realizados a las canteras de la ciudad de Iquitos evidencian que la ciudad no cuenta con canteras de gravas, por ello se ha procedido a analizar la grava de las canteras de origen aluvial que están más cercanas al proyecto de estudio, siendo estas canteras las siguientes:

- La Ramada
- Buenos Aires
- Pelejos

Las tres canteras que son las más cercanas a la ciudad de Iquitos pertenecen a la cuenca del río Marañón, con diferente ubicación a lo largo del río, es por ello que las características de la grava varían, aunque en poca medida.

4.3.2 Análisis de grava de Canteras

A continuación, se presentará una serie de tablas que muestra el resumen de los resultados de los ensayos aplicados a la grava de las tres canteras estudiadas en la región San Martín, asimismo también se presenta resultados de ensayos realizados a la grava de la cantera de Carapongo – Huachipa, de donde se extrajo el material que se utilizó en el proyecto “Mejoramiento de suelo mediante sistema de pilas de grava compactada en bodega de secos de TTOTUS Huachipa – Lima”, proyecto en el cual se aplicó el sistema de mejoramiento estudiado, donde según el estudio de suelo se ubicó un estrato de suelo formado por arenas limosas hasta 17 ml de profundidad. La aplicación del sistema de mejoramiento de suelo mediante pilas de agregado compactado resultó en el aumento de la presión admisible del suelo hasta en un 350% de la presión admisible natural.

Tabla 19

Resultado de análisis de grava de 3/ 4" cantera Carapongo - Lima

CANTERA FIRTH CARAPONGO RESULTADOS MyM

Tipo: Uso 7 (APROX 3/4")

Análisis granulométrico por tamizado

N° 4	1/4"	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"
0%	20%	75%	100%	100%	100%	100%

Pedido Resultado

Contenido de sales solubles Totales	<5000 ppr	270
Contenido de sulfatos solubles	<1000 ppr	82
Abrasion (angeles)	40% máxi	12.0%
Inalterabilidad (Durabilidad)	18% máxi	4%

Nota: Resultado de análisis de grava 3/ 4" de cantera Firth – Carapongo Lima, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

Tabla 20

Resultado de análisis de grava de 1.5" cantera Carapongo - Lima

Tipo: Uso 5/7 (TAMAÑO MAX =1.5")

Análisis granulométrico por tamizado

N° 4	1/4"	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"
0%	0%	2%	8%	49%	90%	100%

	Pedido	Resultado
Contenido de sales solubles Totales	<5000 ppr	120
Contenido de sulfatos solubles	<1000 ppr	62
Abrasion (angeles)	40% máxi	16.9%
Inalterabilidad (Durabilidad)	18% máxi	1%

Nota: Resultado de análisis de grava 1.5" de cantera Firth – Carapongo Lima, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018.

Tabla 21

Resultado de análisis de grava de 1 1/2" cantera Pelejo – San Martín

CANTERA PELEJO - PAPA PLAYA

Tipo: (APROX 1 1/2")

Análisis granulométrico por tamizado

N° 4	1/4"	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"
0%	0%	5%	15%	30%	50%	100%

	Pedido	Resultado
Contenido de sales solubles Totales	<5000 ppr	149
Contenido de sulfatos solubles	<1000 ppr	122
Abrasion (angeles)	40% máxi	19.7%
Inalterabilidad (Durabilidad)	18% máxi	1%

Nota: Resultado de análisis de grava 1 1/2" de cantera Pelejo – Papa Playas – San Martín. Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018.

Tabla 22

Resultado de análisis de grava de 1.5” cantera La Ramada – San Martín

CANTERA: LA RAMADA - YURIMAGUAS

Analisis granulometrico por tamizado	N° 4	1/4"	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"
Abrasion (angeles)	18%						
Inalterabilidad (Durabilidad)	2%						
Contenido de sales solubles Totales	275 ppm						
Contenido de sulfatos solubles	137 ppm						
Contenido de Cloruro solubles	42 ppm						

Nota: Resultado de análisis a grava 1.5” de cantera La Ramada Yurimaguas – San Martín. Adaptado de “Elaboración propia”, por Obregón y Plascencia, 2018.

Tabla 23

Resultado de análisis de grava de 1.5” cantera Buenos Aires – San Martín

CANTERA: BUENOS AIRES - TARAPOTO

Analisis granulometrico por tamizado	N° 4	1/4"	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"
Abrasion (angeles)	17%						
Inalterabilidad (Durabilidad)	1%						
Contenido de sales solubles Totales	400 ppm						
Contenido de sulfatos solubles	154 ppm						
Contenido de Cloruro solubles	58 ppm						

Nota: Resultado de análisis a grava 1.5” de cantera Buenos Aires - Tarapoto – San Martín. Adaptado de “Elaboración propia”, por Obregón y Plascencia, 2018.

Los resultados de los análisis han sido agrupados en las 5 tablas presentadas, dichos ensayos fueron realizados en laboratorios certificados y se presentan en los anexos 8, 9...21, 22.

Posteriormente se procede a analizar los ensayos, no considerando para ello el ensayo de granulometría, ya que este ensayo únicamente muestra el tamaño de las partículas, las mismas que pueden ser trabajadas en las “Máquinas Chancadoras” las máquinas pueden dar el tamaño solicitado a las partículas, que para el sistema se solicita que sea de un tamaño menor a 1.5 pulgadas hasta retenido en la malla N° 4, (de 4.75 mm - hasta 37.5 mm).

Contenido de sales solubles totales:

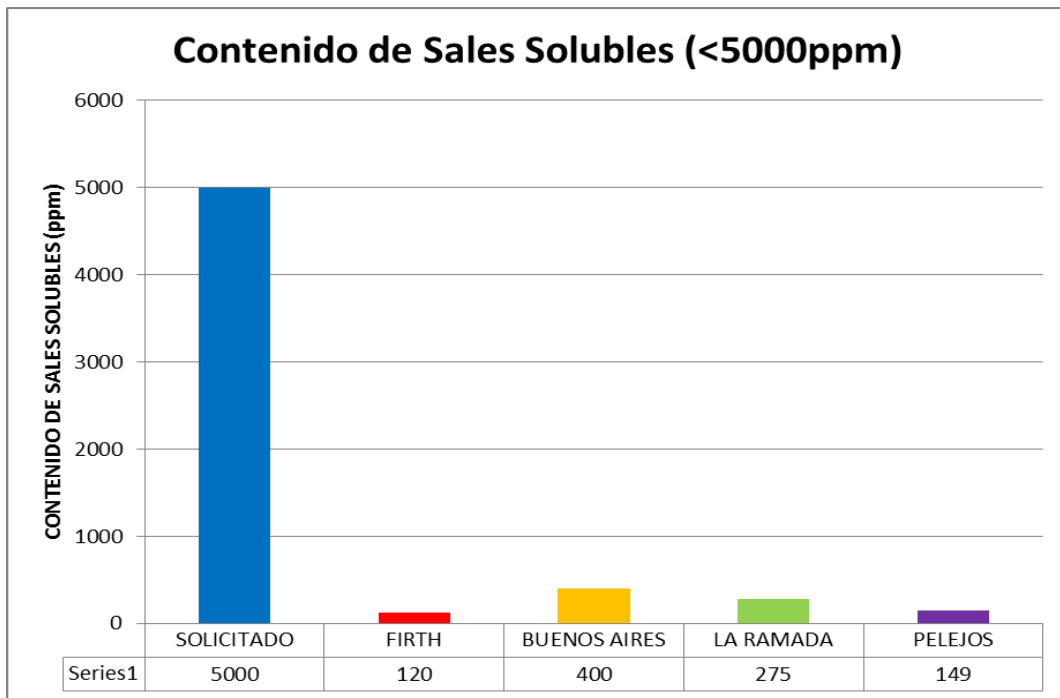


Figura 62: Gráfico de barras comparando el contenido de Sales solubles de la grava de 4 canteras y lo máximo tolerado por el sistema. Adaptado de “Elaboración propia” por Plascencia y Obregón 2018.

En la figura 62 se aprecia que el contenido de sales solubles máximo tolerado en la grava es 5000 partes por millón (barra azul), se observa que la cantera de roca (Firth), donde se extrajo grava para el proyecto de Huachipa – Lima tuvo un contenido de sólo 120 ppm, esto quiere decir menos del 98% del máximo admitido, esto es una buena característica del material. Asimismo las, canteras de origen aluvial presentan el siguiente contenido:

- Cantera Buenos Aires: contiene 400 ppm, esto quiere decir menos del 92% del máximo admitido.
- Cantera La Ramada: contiene 275 ppm, esto quiere decir menos del 95% del máximo admitido.
- Cantera Pelejos: contiene 149 ppm, esto quiere decir menos del 97% del máximo admitido.

Como se observa las tres canteras de origen aluvial ubicadas en la región San Martín cumplen con valores similares a la cantera de Peña en Carapongo – Lima, por lo que se cumple el primer requerimiento para las gravas en cuanto a la cantidad máxima de sales solubles toleradas se refiere.

Contenido de Sulfatos Solubles:

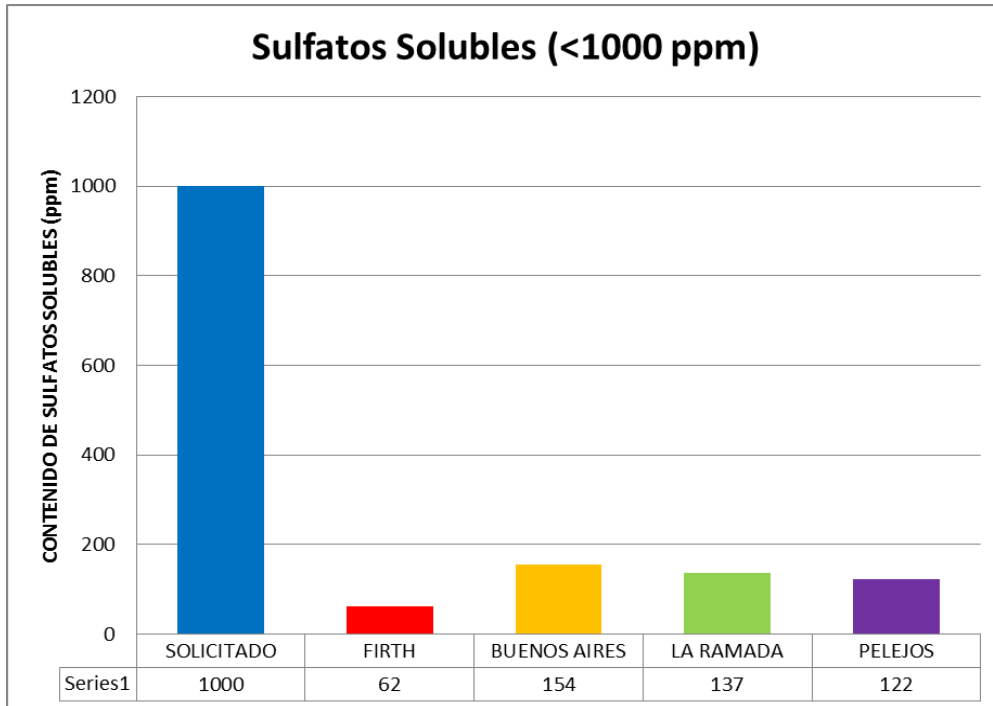


Figura 63: Gráfico de barras comparando el contenido de Sulfatos solubles de la grava de 4 canteras y lo máximo tolerado por el sistema. Adaptado de “Elaboración propia” por Plascencia y Obregón 2018.

En la figura 64 se aprecia que el contenido de sales solubles máximo tolerado en la grava es 1000 partes por millón (barra azul), se observa que la cantera de roca (Firth), donde se extrajo grava para el proyecto de Huachipa – Lima tuvo un contenido de sólo 62 ppm, esto quiere decir menos del 94% del máximo admitido. Asimismo las, canteras de origen aluvial presentan el siguiente contenido:

- Cantera Buenos Aires: contiene 154 ppm, esto quiere decir menos del 85% del máximo admitido.
- Cantera La Ramada: contiene 137 ppm, esto quiere decir menos del 86% del máximo admitido.
- Cantera Pelejos: contiene 122 ppm, esto quiere decir menos del 88% del máximo admitido.

Como se observa las tres canteras de origen aluvial ubicadas en la región San Martín cumplen con valores similares a la cantera de Peña en Carapongo – Lima, por lo que se cumple el segundo requerimiento para las gravas en cuanto a la cantidad máxima tolerada de sulfatos solubles se refiere.

Abrasión:

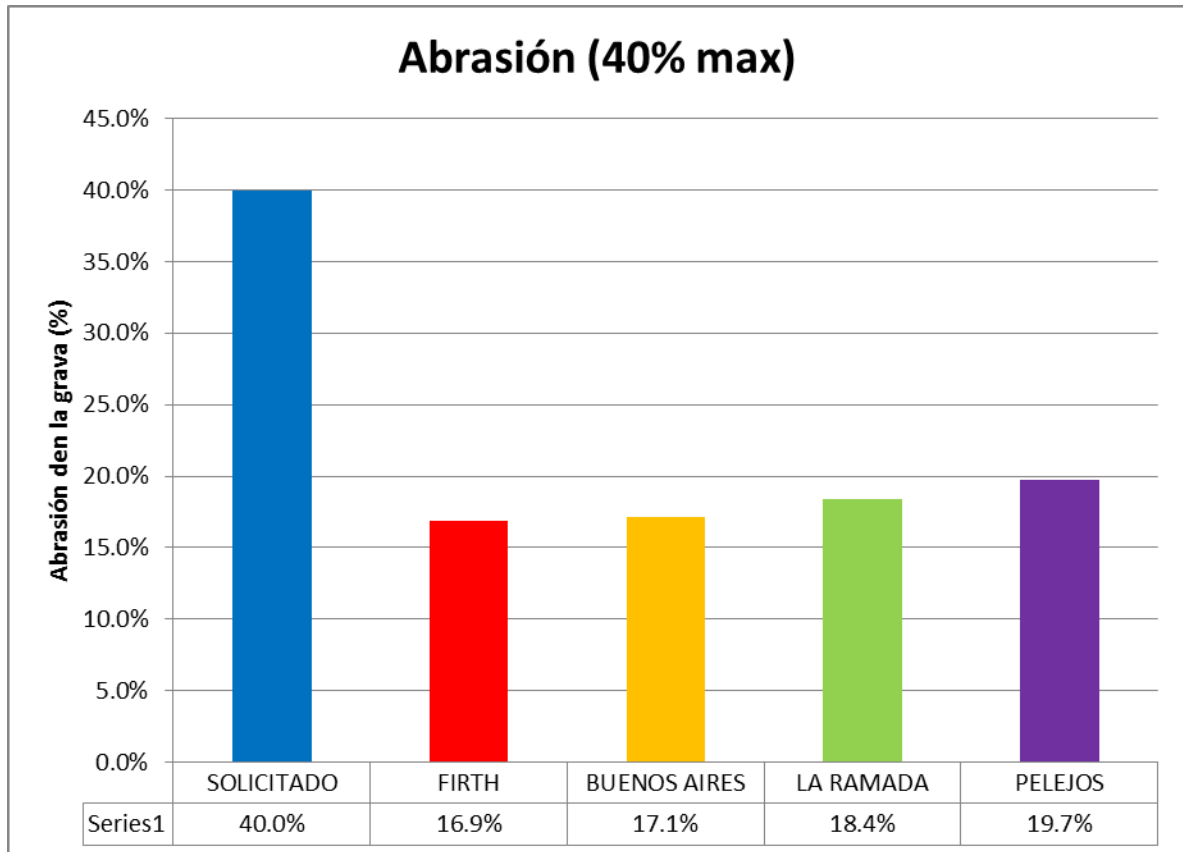


Figura 64: Gráfico de barras comparando el nivel de abrasión de la grava de 4 canteras y lo máximo tolerado por el sistema. Adaptado de “Elaboración propia” por Plascencia y Obregón 2018.

En la figura 64 se aprecia que el nivel de abrasión máximo tolerado en la grava es de 40% (barra azul), se observa que la cantera de roca (Firth), donde se extrajo grava para el proyecto de Huachipa – Lima tuvo un contenido de sólo 16.9%, esto quiere decir menos del 58% del máximo admitido. Asimismo las, canteras de origen aluvial presentan el siguiente nivel:

- Cantera Buenos Aires: contiene 17.1%, esto quiere decir menos del 57% del máximo admitido.
- Cantera La Ramada: contiene 18.4 %, esto quiere decir menos del 54% del máximo admitido.
- Cantera Pelejos: contiene 19.7%, esto quiere decir menos del 51% del máximo admitido.

Como se observa las tres canteras de origen aluvial ubicadas en la región San Martín cumplen con valores similares a la cantera de Peña en Carapongo – Lima, por lo que se cumple el tercer requerimiento para las gravas en cuanto al nivel máximo tolerado de abrasión se refiere.

Inalterabilidad:

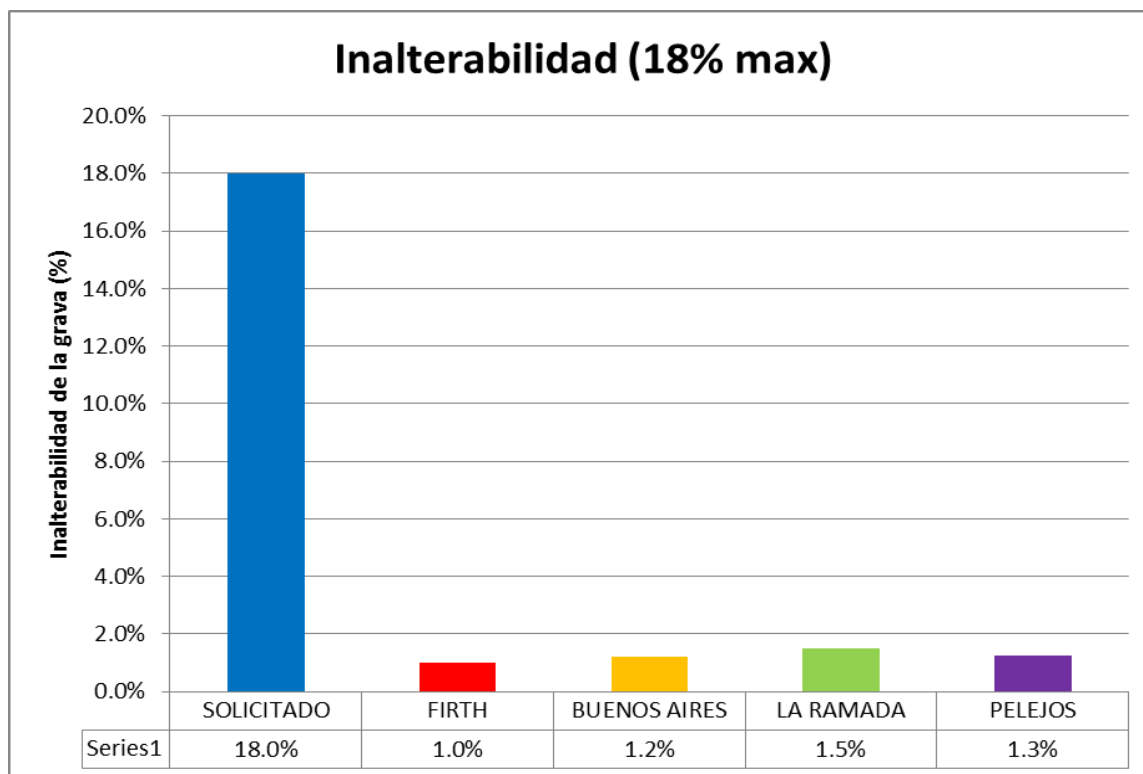


Figura 65: Gráfico de barras comparando el nivel de inalterabilidad de la grava de 4 canteras y lo máximo tolerado por el sistema. Adaptado de “Elaboración propia” por Plascencia y Obregón 2018.

En la figura 65 se aprecia que el nivel de inalterabilidad máxima tolerada en la grava es de 18% (barra azul), se observa que la cantera de roca (Firth), donde se extrajo grava para el proyecto de Huachipa – Lima tuvo un nivel de sólo 1.0%, esto quiere decir menos del 94.4% del máximo admitido. Asimismo las, canteras de origen aluvial presentan el siguiente nivel:

- Cantera Buenos Aires: contiene 1.2%, esto quiere decir menos del 93.3% del máximo admitido.
- Cantera La Ramada: contiene 1.5 %, esto quiere decir menos del 91.7% del máximo admitido.
- Cantera Pelejos: contiene 1.3%, esto quiere decir menos del 93.1% del máximo admitido.

Como se observa las tres canteras de origen aluvial ubicadas en la región San Martín cumplen con valores similares a la cantera de Peña en Carapongo – Lima, por lo que se cumple el tercer requerimiento para las gravas en cuanto al nivel máximo tolerado de inalterabilidad se refiere.

Finalmente se ha corroborado mediante ensayos físicos aplicados a la grava de canteras de origen aluvial del río Huallaga, que el material de dichas canteras cumplen características muy similares a la grava de cantera de Peña de Carapongo – Lima, y habiendo sido utilizada esta grava para el proyecto de mejoramiento de suelo de bodega de secos TOTTUS en Huachipa, donde el suelo mejorado aumentó su capacidad de presión admisible en un 350% se estima que es viable técnicamente utilizar la grava de canteras de origen aluvial del río Huallaga para el mejoramiento del suelo del proyecto de estudio en San Juan Bautista – Loreto.

A continuación se presenta a modo de resumen el porcentaje de cumplimiento de máximos valores permitidos para los ensayos físicos mencionados. Se observa que en cantidad máxima de sales solubles el sistema solicita un máximo de 5000 ppm, las canteras estudiadas tienen un contenido de entre 92% a 98% menos del máximo permitido, lo que implica un buen comportamiento de la grava. Asimismo en la cantidad de sulfatos solubles, el máximo permitido es 1000 ppm, se observa que las 4 canteras contienen entre 85% hasta 94% menos que el máximo permitido. En cuanto a abrasión, se solicita que el máximo porcentaje sea 40%, de las canteras analizadas se observa que se tiene en promedio 50% menos, en el caso de la inalterabilidad las canteras muestran un porcentaje entre 93% a 94% menos que el solicitado.

Tabla 24

Cuadro resumen porcentual de la diferencia de valores de la grava contra los requerimientos del sistema.

CANTERAS	SALES SOLUBLES TOTALES	SULFATOS SOLUBLES	ABRASIÓN	INALTERABILIDAD
SOLICITADO	<5000 ppm	<1000 ppm	<40%	<18%
FIRTH	-98%	-94%	-57.8%	-94.4%
BUENOS AIRES	-92%	-85%	-57.3%	-93.3%
LA RAMADA	-95%	-86%	-54.0%	-91.7%
PELEJOS	-97%	-88%	-50.8%	-93.1%

Nota: Resultados de ensayos expresados en porcentaje de lo máximo permitido por el sistema. Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018.

Viendo el resumen de cumplimiento de requerimientos de las características físicas de la grava se observa que las 4 canteras además de tener valores similares, están muy por debajo del máximo permitido por el sistema, así por ejemplo en la cantidad de sales solubles totales la

cantera Firth contiene 98% menos sales que el máximo tolerado, la cantera Buenos aires contiene 92% menos sales que el máximo tolerado, la cantera La Ramada contiene 95% menos y la cantera Pelejos contiene 97% menos que el máximo tolerado, lo que implica que es viable que el sistema al utilizar estas gravas alcancen la rigidez de diseño, por lo tanto es factible técnicamente el uso sistema de pilas de grava compactada propuesto.

4.4 Selección de cantera para el suministro de la grava

De acuerdo a lo coordinado con cada proveedor de las distintas canteras y machado con la información de las fuentes en internet, en primer lugar, desarrollamos gráficamente los tiempos y distancias para el abastecimiento de dicho material granular, para ello veamos lo siguiente:

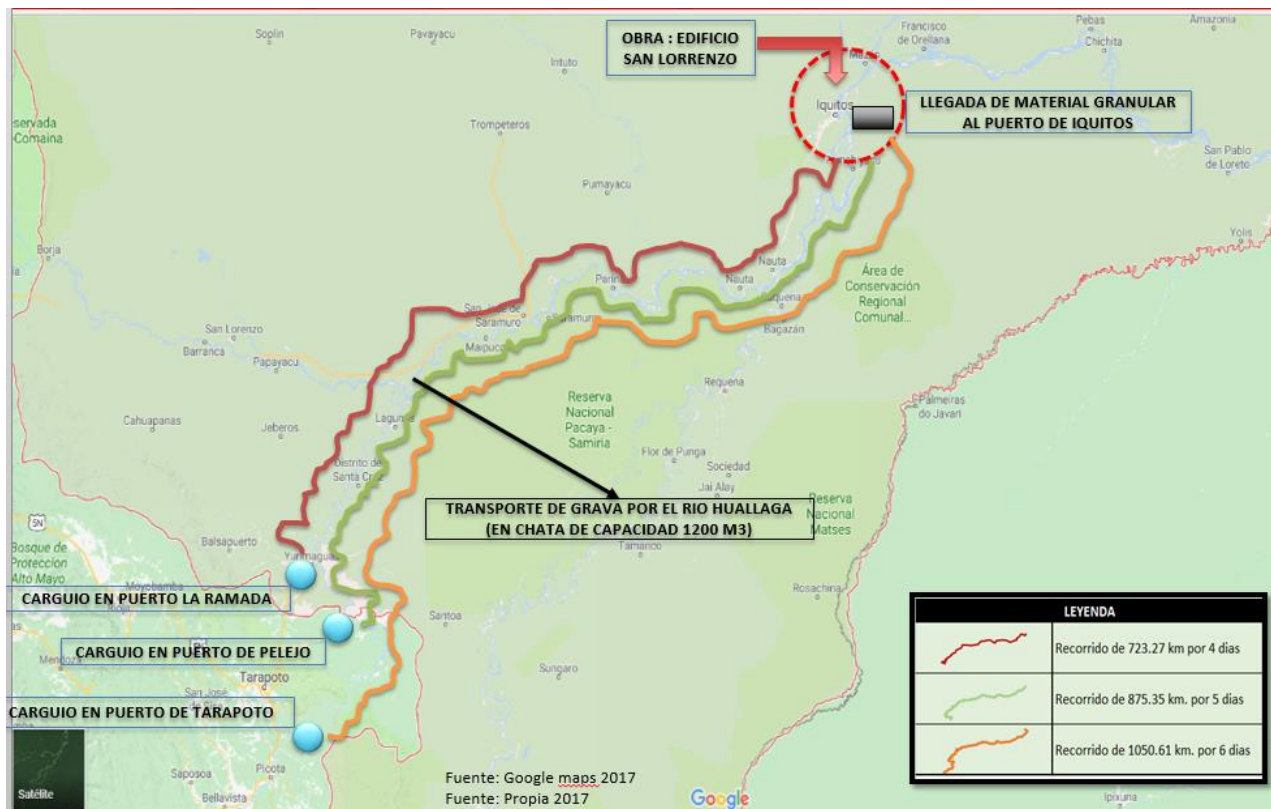


Figura 66. Mapa representativo para evaluación de distancias y tiempos viables, adaptado de "Elaboración propia", por Obregón, 2017

De acuerdo a esta representación observamos que la cantera más cercana al proyecto a ejecutar, se encuentra en el puerto La Ramada, sin embargo, ello no implica que dicha cantera deba ser la idónea para el abastecimiento, pues existen otros factores importantes como son el costo y la calidad de la grava, la legalidad de extracción y otros. Teniendo en claro estas bases para que a

posterior se dé lugar a la gestión logística, hemos realizado el siguiente cuadro comparativo que determinara cuál de las tres canteras exploradas y estudiadas sea la más eficiente y óptima para cumplir los requerimientos de calidad y sustentabilidad que necesita el sistema de pilas de gravas compactadas; y las necesidades en costos y tiempos que requiere el cliente.

Tabla 25

Cuadro Comparativo entre canteras

CANTERAS	FACTORES	Legalidad de extracción	Calidad de la grava	Costo por m3 (incluye IGV)	Tiempo de entrega	Viaje para entrega de 900 m3	Capacidad de barcaza	Sitio de entrega de grava
Cantera 1 : Puerto la Ramada		NPD	ok	S/. 120.00	4 días	1	1200 m3	puesta en puerto de Iquitos
Cantera 2 : Puerto Pelejo		ok	ok	S/. 110.00	5 días	1	1200 m3	puesta en puerto de Iquitos
Cantera 3 : Puerto Tarapoto		NPD	ok	S/. 140.00	6 días	1	1200 m3	puesta en puerto de Iquitos

Nota: Comparativo de factores principales e importantes a considerar para la selección de la cantera, Adaptado de “Elaboración propia”, por Obregón y Plascencia, 2018

Según la información de este cuadro, hemos concluido que se trabajara con la cantera 2 ubicada en el puerto de Pelejo, su selección se debe a lo siguiente: 1.- Presenta todas las documentaciones legales por parte de la municipalidad del distrito y de la entidad ANA (Autoridad Nacional del Agua). 2.- Los resultados de los ensayos mecánicos de la piedra son eficientes y de alta calidad, por lo tanto, cumplen con los requerimientos del sistema de pilas de gravas compactadas. 3.- El precio unitario por metro cubico es menor al de las otras canteras, dicho costo se refiere al suministro y al flete del transporte fluvial por el rio Huallaga, asimismo, en comparación de los otros dueños, el dueño de dicha cantera seleccionada tiene un mejor trato y facilidad para negociar los costos. 4.- Si bien es cierto, el tiempo de entrega es mayor a la cantera 1, pero como solo se realizará de un solo viaje, el alargue de un día no impactara en el cronograma maestro de obra. 5.- Posee barcasas propias de capacidades mayores a la capacidad total requerida para el sistema de pilas. 6.- La entrega de la grava será puesta en el puerto de Iquitos, siendo el lugar más cercano al área del proyecto; se debe tener en cuenta que el transporte de la grava desde el puerto hacia la obra será vía terrestre mediante camiones volquetes de capacidades de 16 m3, dicho costo no tiene relación alguna con el flete de la grava vendida por la cantera.

Referente a todo lo descrito previamente, se adjunta toda la documentación que le dará veracidad a los estudios y ensayos realizados a la grava de río en los anexos 8,9.....21, 23.

4.5 Cadena de suministro del principal material: La grava

Luego de haber seleccionado la cantera número 2 (Puerto Pelejo), se analizarán los procesos que interactúan durante el flujo de una cadena de suministro, esto se inicia en la licitación y culmina en la recepción, dicha cadena de suministro propuesta está basada en los principios de la calidad del material a recepcionar y de la entrega oportuna según lo programado, a continuación se describe a detalle cada etapa que se da lugar en la cadena de suministro:

Tabla 26

Cuadro del proceso de licitación

CADENA DE SUMINISTRO DE MATERIAL GRANULAR : LA GRAVA						
ETAPA	EMPRESA	PARTICIPANTE / INTERVENCION	FECHA DE solicitud / llegada / entrega / o según sea el caso	PROCESO	DOCUMENTO	# DOCUMENTO
LICITACION	Constructora	Ingeniero de Proyecto	6 de Agosto de 2018	Verifica planos y detalles de expediente de proyecto	Hoja de pedido o de solicitud	1
	Constructora	Ingeniero de Oficina Tecnica	7 de Agosto de 2018	Revisa, coordina con campo y envia informacion detallada al area de logistica para la gestion de compra	Presupuesto general de obra y Especificaciones tecnicas	2
	Constructora	Jefe de Logistica	8 de Agosto de 2018	Cotiza con proveedores seleccionados (cantera 1, cantera 2 y cantera 3) que cumplen con los requisitos minimos para participar en el concurso	Especificaciones tecnicas y bases de contrato	3
	Proveedores	Representantes legales	10 de Agosto de 2018	Revisa, coordina, analiza y presupuesta a todo costo con inclusion del flete por el transporte fluvial de puerto a puerto	Presupuesto, documentos legales de extraccion, documentos de ensayos mecanicos a la grava, documentos de registro en la SUNAT, documento informativo de experiencia laboral como empresa.	4
	Constructora	Jefe de Logistica	17 de Agosto de 2018	Revisa, coordina, analiza y prepara cuadro comparativo para sustentacion a gerencia	Presupuestos, cuadro comparativo e indicadores de costo y tiempo	5
	Constructora	Gerencia	18 de Agosto de 2018	En una reunion confidencial, determinan la buena pro	Acta firmada de reunion	6
	Constructora	Jefe de Logistica	20 de Agosto de 2018	Informa al proveedor adjudicado	firma de contrato por ambas partes y emision de la orden de compra O.C.	7

Nota: Descripción informativo de los procedimientos y entregables que se dan en cada fecha estipulada. Adaptado de “Elaboración propia”, por Obregón y Plascencia, 2018

Este cuadro representa la primera etapa de la cadena de suministro en la construcción, a este proceso se le denomina “licitación”, se da inicio con la solicitud de pedido por parte del jefe del proyecto y culmina con la adjudicación de la buena pro para un contratista. Como sabemos en el capítulo anterior se ha evaluado y descrito las características de cada cantera llegando a concluir que la cantera número 2 (Puerto Pelejo) posee mejores alcances que el resto, y es por ello su selección inédita.

Ahora pasaremos a describir la etapa de extracción y transporte de la siguiente manera :

Tabla 27

Cuadro del proceso de extracción y transporte

CADENA DE SUMINISTRO DE MATERIAL GRANULAR : LA GRAVA						
ETAPA	EMPRESA	PARTICIPANTE / INTERVENCIÓN	FECHA DE solicitud / llegada / entrega / o según sea el caso	PROCESO	DOCUMENTO	# DOCUMENTO
EXTRACCIÓN Y TRANSPORTE	Proveedor de cantera 2 - Puerto de Pelejo	Representante legal	21 de Agosto de 2018	Informa al ingeniero Cuzco (jefe de la planta ubicada en ribera del río) sobre la buena pro para que proceda a la extracción de la grava en el río Huallaga	contrato contractual y orden de compra O.C.	8
	Proveedor de cantera 2 - Puerto de Pelejo	jefe de planta	10 de Setiembre de 2018	Extrae y tritura volumen de grava de acuerdo información brindada por la constructora. Según sus bases no tienen material granular triturado en stock.	Certificado de ensayos mecánicos a la grava triturada de 3/4". Asimismo, acta de salida de 900 m3 de grava de 3/4"- guía de remisión.	9
	Proveedor de cantera 2 - Puerto de Pelejo	transportista fluvial - Barcaza (chata)	10 de Setiembre de 2018	Transporta la grava desde el Puerto de Pelejo hasta el Puerto de Iquitos, luego será transportado a la obra por vía terrestre.	guía de remisión y acta especial	10
	Estado del Perú	Inspector de embarque - Puerto de Iquitos	15 de Setiembre de 2018	Revisa el material granular (grava) y da la orden para su descarga.	OTM : Organización de Transporte Marítimo	11
	Otro	transportista terrestre - Volquete	15 de Setiembre de 2018	Transporta el material granular (grava) desde el puerto de Iquitos - Peru a la obra destinada "Edificio Multifamiliar San Lorenzo "	guía de remisión y acta especial	12

Nota: Descripción informativo de los procedimientos y entregables que se dan en cada fecha estipulada. Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

Este cuadro representa la segunda etapa de una cadena de suministro en la construcción, a este proceso se le denomina "extracción y transporte", se da inicio con el trabajo en campo por parte del proveedor, esto implica la extracción del canto rodado del río Huallaga, el acopio en planta, la trituración mediante procesos mecanizados, la selección de grava con diámetro de 3/4", el carguío para transporte fluvial hasta el puerto de Iquitos, y finalmente, con la revisión de la inspección de la OTM y la recepción del transportista de carretera.

Por último se describe la etapa de recepción como se indica a continuación :

Tabla 28

Cuadro del proceso de Recepción

CADENA DE SUMINISTRO DE MATERIAL GRANULAR : LA GRAVA						
ETAPA	EMPRESA	PARTICIPANTE / INTERVENCION	FECHA DE solicitud / llegada / entrega / o según sea el caso	PROCESO	DOCUMENTO	# DOCUMENTO
RECEPCION	Constructora	Equipo de obra	15 de Setiembre de 2018	Recepciona con primera revision del Ing. De calidad y posterior el Ing. De Campo. Todo ello en coordinacion con el area de Logitica y gerencia.	Acta de conformidad de recepcion en primer dia de entrega	13
	Constructora	Equipo de obra	23 de Setiembre de 2018	Recepciona con primera revision del Ing. De calidad y posterior el Ing. De Campo. Todo ello en coordinacion con el area de Logitica y gerencia.	Acta de conformidad de recepcion en séptimo dia de entrega (incluye protocolos)	14

Nota: Descripción informativo de los procedimientos y entregables que se dan en cada fecha estipulada. Adaptado de “Elaboración propia”, por Obregón y Plascencia, 2018

Este cuadro representa la tercera etapa de una cadena de suministro en la construcción, a este proceso se le denomina “recepción”, se da inicio con la recepción y revisión del volumen de grava que descargará el primer volquete en una zona de acopio de la obra. De acuerdo a la capacidad del volumen comprado, a la capacidad del volquete, al número de volquetes y al tiempo del recorrido terrestre; se llegó a la conclusión de que toda la descarga se realizará en 7 días continuos, por ello esta etapa culmina con el acta de conformidad final la cual vendrá adjuntado a los protocolos generados por cada volquete en el día a día.

Para concluir, cabe indicar que todas las partidas para la ejecución de las pilas de gravas compactadas tienden a ser críticas, por lo tanto, es que la presente cadena de suministro esta elaborada técnicamente y debe ser realizada estrictamente en los plazos indicados, ya que de no cumplir con dichas fechas las otras partidas consecuentes se verán afectadas en sus fechas de inicio y da la posibilidad de no cumplir con el hito final de entrega del proyecto.

INICIO



Figura 67. Procesos gráficos A, de la cadena de suministro de la grava, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018



Figura 68. Procesos gráficos B, de la cadena de suministro de la grava, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018.



Figura 69. Procesos gráficos C, de la cadena de suministro de la grava, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018.



Figura 70. Procesos gráficos D, de la cadena de suministro de la grava, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018.

5 CAPÍTULO V: DISEÑO DE UN SISTEMA DE PILAS DE GRAVA COMPACTADA

El expediente técnico del proyecto de estudio, plantea una cimentación superficial con una platea de cimentación, esta platea tendrá un espesor de 50 centímetros y tendrá un refuerzo superior de acero de 1/2" cada 30 centímetros en el sentido X-X y en el sentido Y-Y del plano cartesiano, en la parte inferior de la platea tendrá un refuerzo de acero de 5/8" cada 20 centímetros. Asimismo, la platea estará sostenida por pilotes de acero de un diámetro de 16 pulgadas, estos pilotes estarán rellenos de concreto armado de una resistencia $f'_c = 210$ kg/cm², con armadura de acero de 5/8" y estribos de 3/8" y estarán espaciados a 2.10 metros a eje de pilote, para complementar sobre los pilotes la platea tendrá un refuerzo de acero de 8 varillas de 5/8" de 1.80 metros en el sentido x-x y en el sentido y-y del plano cartesiano, el cual evitará el punzonamiento de los pilotes a la platea. En este proyecto de investigación se analiza el uso de un sistema de mejoramiento de suelo mediante pilas de grava compactada el cual reemplazará a los pilotes, sin descuidar que el sistema de sostenimiento cumpla con los niveles de asentamiento estipulados en la norma E-050.

CIMENTACIÓN - EDIFICIO 1

ESCALA:1:75

PLATEA DE CIMENTACIÓN DE H=0.50m:

LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR $\phi 1/2'' @ .30$

MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR $\phi 5/8'' @ .20$

(En las plantas sólo se muestran los bastones adicionales a estas mallas corridas)

Figura 71: leyenda de platea de cimentación $f'_c=210$ kg/cm² donde se muestra el detalle del acero de refuerzo superior e inferior: condominio San Lorenzo. Adaptado de: expediente técnico San Lorenzo, por PRISMA ingeniería 2015

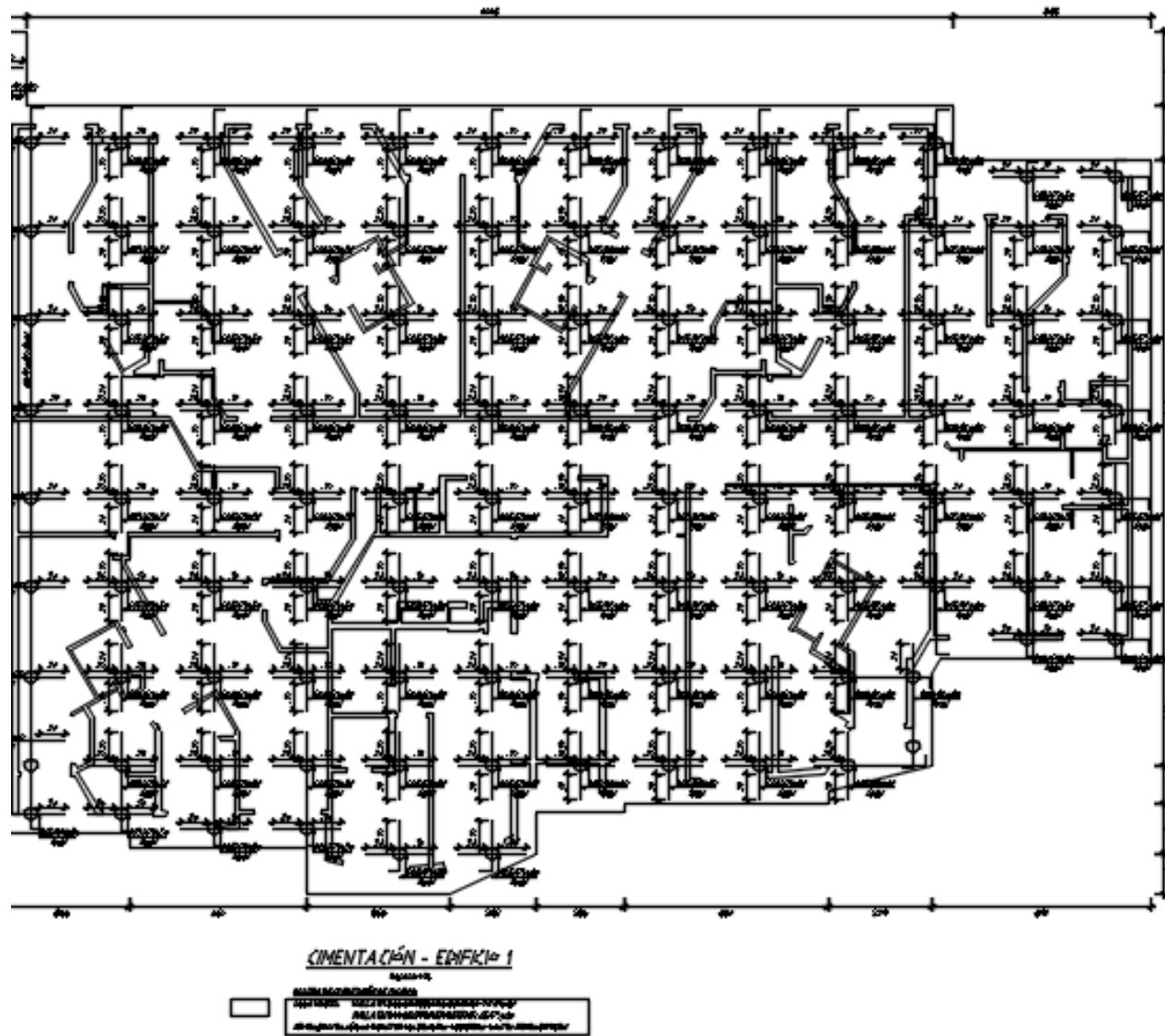


Figura 72: planta de platea de cimentación de proyecto: condominio San Lorenzo. Adaptado de: expediente técnico San Lorenzo, por PRISMA ingeniería 2015

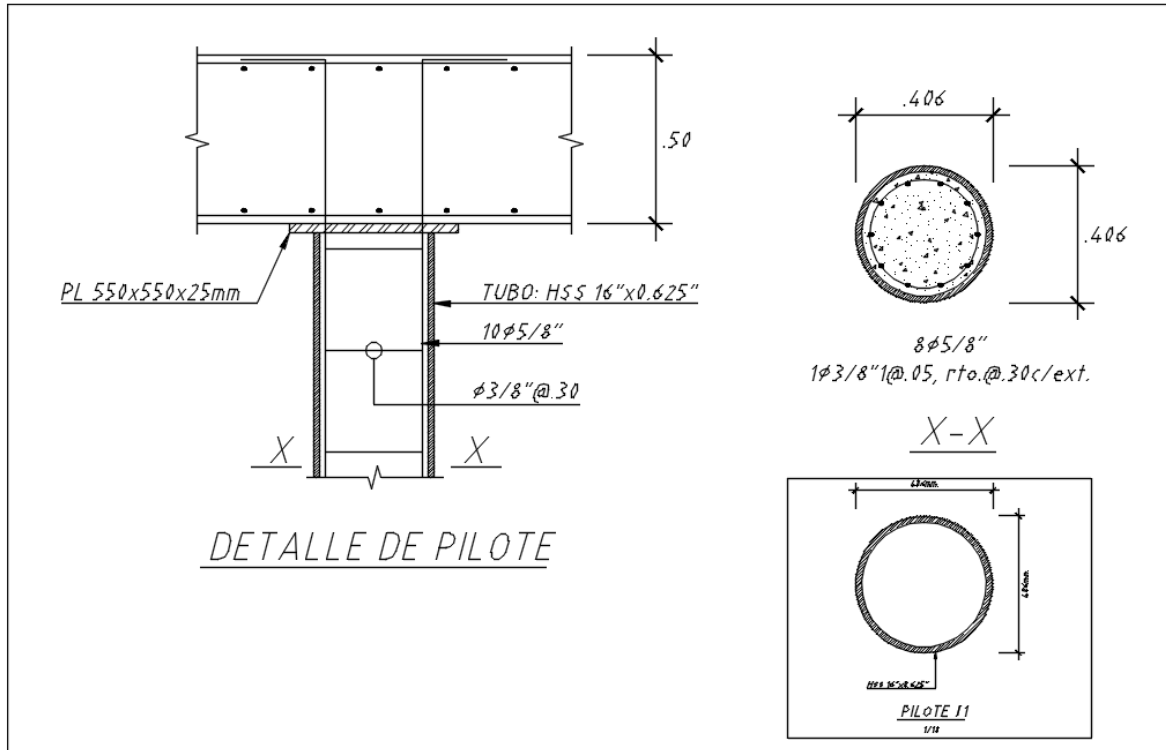


Figura 73: Detalles de pilotes de acero tubo HSS 16"x0.625" rellenos de concreto armado $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$: condominio San Lorenzo. Adaptado de: expediente técnico San Lorenzo, por PRISMA ingeniería 2015

A continuación, se estudia las teorías de cálculo y el diseño de pilas de grava compactada que se propone aplicar al proyecto de estudio.

5.1 Diseño de las pilas de grava compactada

El diseño de las pilas de grava compactada está basada en un análisis de asentamientos de dos capas. Los asentamientos dentro de la "zona superior" (zona reforzada con las pilas de grava compactada) se calculan usando el método de módulo ponderado que toma en cuenta la rigidez de los elementos de grava compactada debajo de la cimentación superficial del proyecto.

Los asentamientos dentro de la zona inferior (zona de los suelos debajo de la zona superior que recibe esfuerzos de las cimentaciones) se calculan usando métodos convencionales de asentamientos geotécnicos.

El Sistema de pilas de grava compactada se diseña para controlar asentamientos hasta satisfacer los criterios específicos del proyecto. Los asentamientos totales (s) bajo la cimentación se estiman sumando el asentamiento en la zona del suelo reforzado con las pilas de grava

compactada (zona superior Suz) y el asentamiento de la zona bajo el fondo de las pilas (zona inferior Siz)

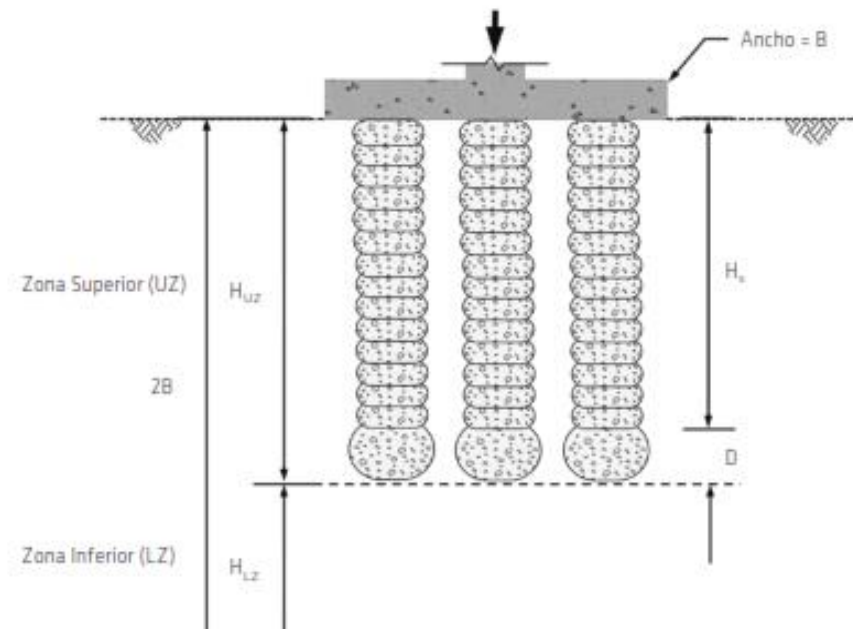


Figura 74: Método de dos capas para estimar asentamiento de cimentaciones. Adaptado de “Procedimientos apropiados de prueba de módulo para la verificación del diseño adecuado de sistemas de cimentación soportados por Geopier”, de Geopier international Inc.

5.1.1 Determinación de los parámetros preliminares de diseño

Inicialmente se determina la carga que va a ser transmitida al suelo, para ello analizamos el modelo en el programa ETABS, con lo cual hallaremos el diagrama de presiones en la base del edificio y obtendremos el máximo valor de presión en modo estático, para el modo dinámico se multiplicará este valor por un factor de 25 %. En el proyecto de estudio, la presión total aplicada al suelo de fundación equivale a la presión en la base de la cimentación ejercida por el peso de la súper estructura más el peso de la platea de la cimentación que indica una presión en el suelo de:

- Presión estática: 15 TN / m³
- Presión dinámica: 19 TN / m³

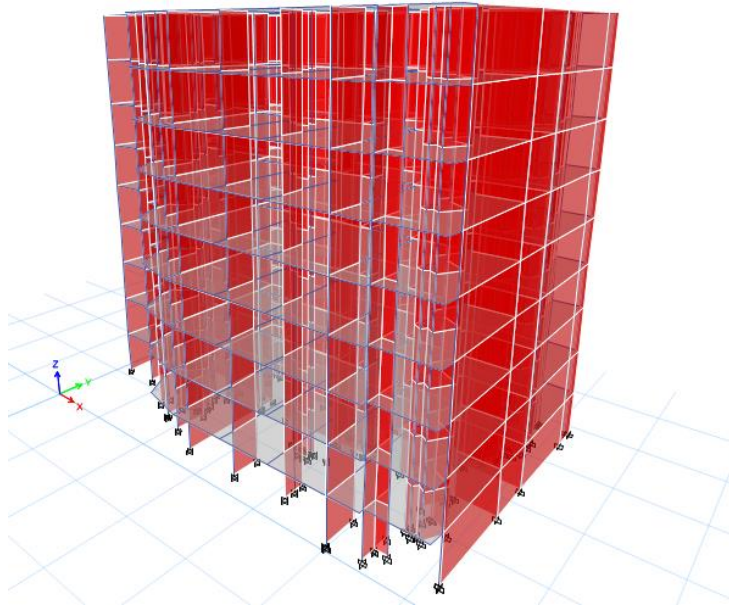


Figura 75: Modelamiento de la edificación de 9 niveles en programa ETABS. Elaboración Propia.

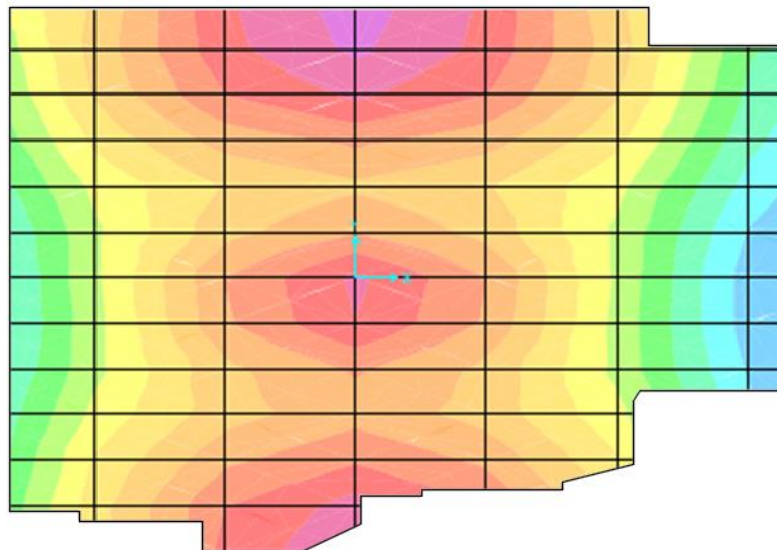


Figura 76: Diagrama de presiones en la base de la edificación, mediante el programa ETABS. Elaboración Propia.

Luego de esto, se determina el diámetro de la pila de grava compactada, que por estándares de Geopier International Corporation, el diámetro asciende a:

- 30' (76 centímetros para suelos de arcilla)
- 20' (51 centímetros para suelos arenosos).

A continuación, se analiza el ensayo SPT, el cual determinará el número de golpes del suelo donde va a estar apoyada la platea de cimentación, en el proyecto de estudio, el terreno natural se encuentra a una cota + 126.80 m.s.n.m. y la cota del nivel de fondo de la platea estará a + 125.60 m.s.n.m. esto quiere a 1.20 metros del nivel de terreno natural, a ese nivel se analiza los resultados del ensayo SPT de la prospección PG-05, encontrando que el valor de N a ese nivel es: **14**, este valor es el tomado en campo, realizando las correcciones por:

- N1: Factor de influencia que depende del equipo utilizado
- N2: Factor que depende de la profundidad del ensayo
- N3: Factor de influencia que depende del tipo de suelo y estado de compacidad
- N4: Factor de influencia por el diámetro del martillo
- Cn: Factor de influencia de la presión vertical del suelo

Realizando las correcciones correspondientes el nuevo valor de N asciende a: **13**.

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONTROL DE CALIDAD
ENSAYO DE PENETRACION NORMAL
STANDARD PENETRATION TEST - SPT (ASTM 1586 - NTP 339.133)

PROYECTO : "CONSTRUCCION CONDOMINIO SAN LORENZO"
 UBICACIÓN : CALLE SAN LORENZO
 PROPIETARIO : FAMILY HOUSE SAC
 ESPECIALISTA : ING. LANDER ZAFATA TAVARA
 FECHA : SAN JUAN ,24-11-2015

PG-05

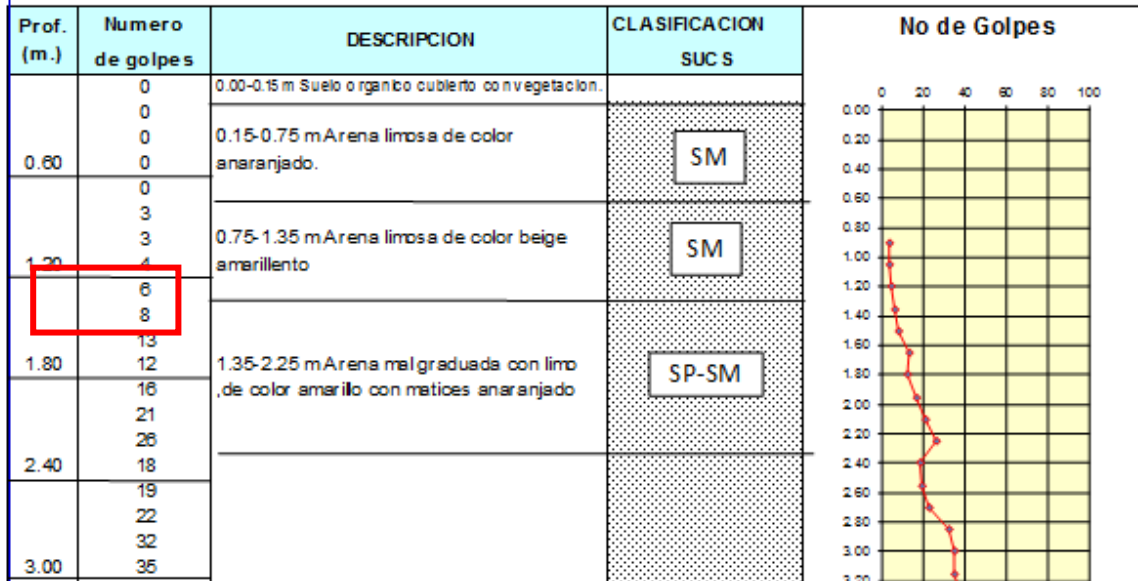


Figura 77: Numero de golpes de ensayo SPT a 1.20 m de profundidad donde se ubica el fondo de cimentación, en prospección PG-05. Adaptado de: “Estudio de suelos con fines de cimentación – Condominio San Lorenzo”. Por AMAZONIAN, 2015.

Luego con el número de golpes se analiza la tabla 29 de la empresa Geopier International Company, la cual a través de ensayos en pilas de grava compactada a escala real determina una relación de rigidez que debe alcanzar la pila. Asimismo estos parámetros han sido estudiados desde la concepción de la idea del sistema en el año 1984. Diversos estudios realizados a la pila de grava compactada en tamaño real determinaron la siguiente tabla de relación de rigidez para pilas de grava compactada relacionada al valor de N del ensayo SPT para suelos de arena y arcillas:

Tabla 29.

Valores preliminares de Geopier para el diseño de refuerzo de suelo

SPT = N Blows Per Foot All Soils	UCS, psf Fine- Grained Soils	Sands & Sandy Silts			Silts & Clays			Peat		
		Allowable Composite Footing Bearing Pressure, psf ⁽¹⁾	Geopier™ Element & Footing Segment Capacity, kips ⁽²⁾	Geopier™ Element Stiffness Modulus, pci ⁽³⁾	Allowable Composite Footing Bearing Pressure, psf ⁽¹⁾	Geopier™ Element & Footing Segment Capacity, kips ⁽²⁾	Geopier™ Element Stiffness Modulus, pci ⁽³⁾	Allowable Composite Footing Bearing Pressure, psf ⁽¹⁾	Geopier™ Element & Footing Segment Capacity, kips ⁽²⁾	Geopier™ Element Stiffness Modulus, pci ⁽³⁾
1-3	200-1000	5000	65	165	4500	50	125	3600	30	75
4-6	1001-2300	6000	90	225	5000	70	175	4000	45	110
7-9	2301-3500	7000	105	290	6000	85	210	5000	55	125
10-12	3501-4600	8000	115	295	7000	100	250	N/A	N/A	N/A
13-16	4601-6000	8500	125	310	7000	105	260	N/A	N/A	N/A
17-25	6001-8000	9000	130	325	7500	110	275	N/A	N/A	N/A
Over 25	Over 8000	10,000	145	380	8000	120	300	N/A	N/A	N/A

Notes: 1. Minimum 30% Geopier™ element area to footing area footprint coverage
 Minimum footing sizes:
 one Geopier™ element, 3' x 3'
 two Geopier™ elements, 3' x 6'
 three Geopier™ elements, 6'-0" x 6'-0"

*For isolated spread footings supported by 30" diameter Geopier elements

2. For 18" Geopier™ elements, multiply by 0.45
 For 24" Geopier™ elements, multiply by 0.7
 For 36" Geopier™ elements, multiply by 1.3
3. Geopier™ element modulus to be confirmed by full-scale load test
 For underconsolidated clays, multiply modulus values by 0.67
 For overconsolidated clays, multiply modulus values by 1.10

Nota: Relación de Rigidez de pilas de grava compactada con relación al valor N de ensayo SPT para suelos de arena y arcilla. Adaptado de: "Foundation and Soil Reinforcement manual". De Geopier International Company.

Según la tabla 29, de acuerdo al valor de N del ensayo SPT, estaríamos ubicándonos en la 5ta fila, con lo que la pila de grava compactada deberá tener una rigidez de **310 lb/Inh³**, expresado en unidades internacionales sería equivalente a **8580.7 Ton/m³**.

Tabla 30

Resumen de valores de parámetro de diseño

Parámetro	Valor
Esfuerzo total aplicado (q)	15 t/m ²
Diámetro nominal de la pila de grava compactada (d)	0.51 m
Módulo de rigidez de la pila de grava compactada (Kg)	8580.7 t/m ³

Nota: Se presentan valores de los parámetros iniciales para el diseño de las pilas de agregado compactado. Adaptado de: “Elaboración propia” por Plascencia y Obregón 2018.

5.1.2 Estimación de la matriz de suelo.

El módulo de rigidez puede estimarse de dos maneras. La primera forma es determinando previamente los asentamientos que se producirán ante la aplicación de una carga (q). Luego se reemplaza dichos valores en la ecuación 1 para determinar el módulo de rigidez del suelo.

$$\mathbf{K_m = esfuerzo\ aplicado\ (q) / asentamiento\ (\delta)} \quad (5.1)$$

Vemos que para obtener el valor de Km es necesario conocer los asentamientos de la cimentación. El perfil estratigráfico del suelo está conformado por arenas limosas y arenas mal gradadas, donde se determinó un asentamiento elástico.

Si consideramos una relación de concentración de esfuerzos entre la pila de agregado compactado y la matriz de suelo (Rs) igual a 7 (en zapatas aisladas se considera 10, en plateas 7), de esta manera:

$$\mathbf{K_g = 7 \times K_m} \quad (5.2)$$

Es así que obtenemos según el valor estimado de Kg de la tabla 29, un módulo de rigidez Km igual a **1225.8 t/m³**, Se usará este valor como módulo de rigidez del suelo para los siguientes cálculos.

5.1.3 Cálculo del asentamiento en la zona superior, S_{uz}

Una vez obtenida la rigidez del suelo, se determina el número de pilas de grava compactada necesarios, para ello se define el espaciamiento de las pilas con la siguiente lógica:

Que el esfuerzo en el suelo, debe ser resistido por la capacidad de carga del elemento sobre el área de carga de este elemento, así tenemos la siguiente fórmula:

$$W = Q_{cell} / S^2 \quad (5.3)$$

Donde:

W = esfuerzo transmitido

Q_{cell} = Capacidad de carga de la pila de grava compactada

S = sección de carga de la pila de grava.

La ecuación se analiza en la figura 78:

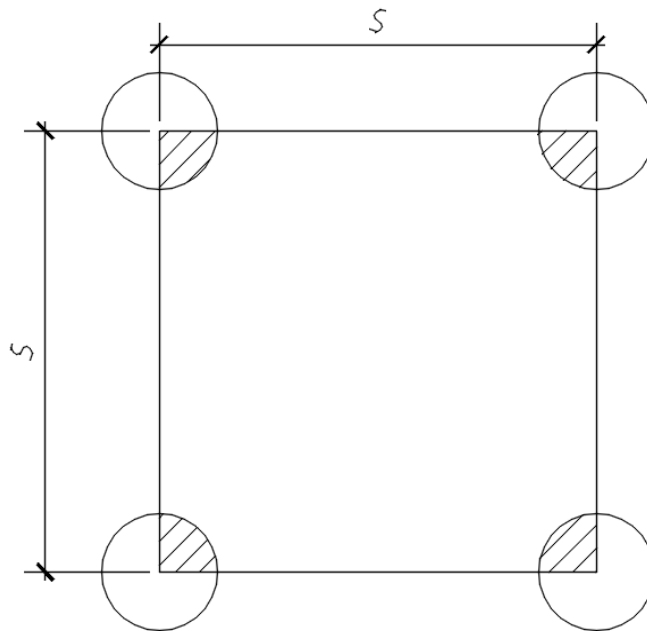


Figura 78: Esquema de carga de una pila de agregado compactado. Fuente propia

Como se conoce la Capacidad de carga de la pila de grava compactada, (Q_{cell}) de la tabla 29, que es la carga que debe alcanzar la pila, también se conoce el esfuerzo sobre el suelo (W), se despeja la ecuación en función al espacio (S), teniendo la siguiente ecuación:

$$S = (Q_{cell} / W)^{0.5} \quad (5.4)$$

Reemplazando los datos se tendría la siguiente ecuación

$$S = (556 \text{ KN} / 131.25 \text{ KN/M}^2)^{0.5} = 2.058 = \mathbf{2.10 \text{ m}}$$

Luego, si se sabe que el área de la losa de cimentación es 1140.21 m^2 se halla el número de pilas de grava mediante la siguiente fórmula:

$$N = \text{Área de losa de cimentación} / S^2 \quad (5.5)$$

Resolviendo:

$$N = 1140.21 / (2.10^2) = 258.5 = \mathbf{260 \text{ pilas de grava compactada.}}$$

Luego, se sabe que la presión que transmite la súper estructura incluida la platea de cimentación es:

$$\mathbf{15 \text{ t} / \text{m}^2},$$

En condición estática, en condición dinámica, multiplicada por un factor 1.25 asciende a:

$$\mathbf{19 \text{ t} / \text{m}^2}$$

La relación:

$$\mathbf{Ra = \text{área de pila de grava} / \text{área de cimentación}} \quad (5.6)$$

Por parámetros de Geopier Company para plateas de cimentación debe estar en el orden de 4.00 – 6.00 %

A continuación se presenta cuadro de cálculo de parámetro Ra:

$$Ra = \pi \times (0.255 \text{ m})^2 \times 260 / 1140.21 \text{ m}^2 \times 100\% = \mathbf{4.66\%}$$

Tabla 31:

Cálculo del área de reemplazo (Ra)

A total	m ²	1140.21
Diámetro RAP	m	0.51
Ast RAP	m ²	0.20
Cantidad de RAP reemplazado	-	260
Ra	-	4.66%

Nota: Cálculo de Factor Ra, Adaptado de: “Elaboración propia” por Plascencia y Obregón 2018.

Se ha considerado, según las recomendaciones de Geopier International Company, una relación de rigidez de pila, entre la rigidez del suelo de 7, entonces reemplazando en la ecuación (7.3) tenemos:

$$R_s = 8580.7 \text{ t/m}^3 / 1225.8 \text{ t/m}^3 = 7$$

Posteriormente se obtiene el esfuerzo vertical sobre la pila de grava compactada:

$$q_g = q \times (R_s / R_a \times R_s - R_a + 1) = \text{t/m}^2 \text{ ó KSF} \quad (5.7)$$

Donde:

- q = Presión sobre el suelo = $15 \text{ T/M}^2 = 3.1 \text{ KSF (kips/pie}^2)$
- R_s = Relación de Rigidez de la pila sobre rigidez del suelo = 7
- R_a = Relación de área de las pilas sobre área de la platea = 4.66%

Reemplazando los datos tenemos:

$$Q_g = 3.1 \times (7 / 0.0466 \times 7 - 0.0466 + 1) = 16.96 \text{ KSF} = 82.81 \text{ t/ m}^2.$$

Sin embargo trabajaremos los cálculos con los resultados ingleses, entonces $Q_g = 16.96 \text{ KSF}$

Tabla 32:

Cálculo de esfuerzo en tope de Pila de Grava Compactada

Parámetro	unidad	servicio	sismo
qtrans promedio es	KSF	3.1	3.9
Ra	-	4.66%	4.66%
Rs	-	7	7
qg admisible	KSF	28.00	37.24
qg transmitido	KSF	16.96	21.34

Nota: Cálculos de parámetros Ra, Rs, qg. , Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

A continuación se calcula el asentamiento de la pila cada 50 centímetros, y se va aumentando hasta que cumpla con el asentamiento permisible, menor a 1" ó 2.054 cm, en el siguiente cuadro se define los parámetros previos para el cálculo, estos parámetros se estarán trabajando en unidades inglesas.

Tabla 33

Datos previos para el cálculo del asentamiento superior de las pilas

Datos	Traducido	Valores	
Mat Width	Ancho de base	60.83	ft
Mat Lengt	Largo de base	201.77	ft
Mat area	Area de base	12,273.12	ft ²
Equiv Width B	Ancho equivalente	110.78	ft
Floor presure	Presion en piso	3,100.00	psf
Dgw	Profundidad de cimentación	1.64	ft
Y soil	Peso del suelo	115.00	pcf
Hs	Altura	6.54	ft
Pier Diameter	Diametro de pila	20.00	inch

Nota: Datos previos necesarios para calcular el asentamiento en la parte superior de la pila de agregado compactado. , Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

Luego de tener los parámetros previos se procede a calcular el asentamiento, por recomendación de Geopier International Company se debe realizar cada 50 centímetros de profundidad, en la tabla 34 se realizan los cálculos de asentamiento, a continuación se describe el contenido de cada columna:

- Columna 1: Espaciado de las pilas de grava, expresada en pie = 2.10 m = 6.93 ft.
- Columna 2: Espesor de cálculo cada 50 centímetros, expresada en pie = 50 cm = 1.64 ft.
- Columna 3: Relación de área entre pila de grava y suelo (Ra) expresada en porcentaje = 4.54%.
- Columna 4: Módulo de elasticidad del suelo matriz, calculado en base al ensayo SPT, según Denver.
- Columnas 5: Módulo de elasticidad de la pila de grava compactada, según datos experimentales de Geopier International Company.
- Columna 6: Módulo de elasticidad compuesta por la pila de grava y el suelo matriz.
- Columna 7: Profundidad de desplante de la pila de grava.
- Columna 8: Relación de profundidad de desplante entre ancho equivalente.
- Columna 9 – Columna 11: Cálculo de asentamiento en el centro de la pila.
- Columna 11 – Columna 13: Cálculo de asentamiento en el borde de la pila.

Se empieza por dar el espaciamiento de las pilas, en este caso a 6.93 pies (2.10 m), que fue el espaciamiento calculado.

Posteriormente se ingresa la altura de cada tramo, se recomienda cada 50 centímetros (1.64 pies).

El valor de la relación de área de pila y área de suelo ya fue calculado anteriormente (Ra = 4.64%).

El módulo de elasticidad del suelo matriz se calcula haciendo uso de la fórmula de Denver (1982) que se describe en la siguiente fórmula:

$$E = 7 \times (N)^{0.5} \quad (5.8)$$

Donde: 7 es una constante expresada en Mpa y N es el valor del ensayo SPT.

Resolviendo se tiene: $E = 7 \times (13)^{0.5} = 25.2 \text{ Mpa}$, expresado en unidades inglesas equivale a: $E_m = 500 \text{ KSF}$.

El módulo de elasticidad en la pila (E_g) que se estima en 4800 KSF (kip/pie cuadrado) según parámetros de Geopier International Company.

Posteriormente con estos diferentes módulos de elasticidad se halla un módulo compuesto por la pila y el suelo matriz, a través de la siguiente ecuación:

$$E_{\text{comp}} = E_g \times R_a + (1 - R_a) \times E_m. \quad (5.9)$$

Resolviendo la ecuación se tiene un módulo de rigidez compuesto de: $E_{\text{comp}} = 695 \text{ KSF}$ (kip/pie cuadrado).

La profundidad de desplante que se considerará el 50% en los primeros 50 centímetros, luego se irá sumando con la profundidad considerada de 50 centímetros, así tendríamos:

$$Z = 1.64 \times 50\% = 0.8 \text{ para la primera fila.}$$

$$Z = 0.8 + (1.64 \times 50\%) + (1.64 \times 50\%) = 2.46 \text{ para la siguiente fila y así sucesivamente.}$$

Calculamos la relación (Z/E_q):

$$Z/E_q = 0.80 / 110.78 = 0.01 \text{ para todas las filas.}$$

En el caso en que se calcula el asentamiento en el centro de la pila, se considera el factor de influencia = 1.

La carga aplicada para todas las filas es la misma calculada del diagrama de presiones del programa ETABS, tendremos entonces $\Delta P = 3.10 \text{ KSF}$ (Kip/pie cuadrado) ó también 15 T/M^2 .

El cálculo del asentamiento en la zona superior utiliza las mismas fórmulas de cálculo de asentamiento propuestas por Terzaghi y Peck(1967), los valores de módulo de elasticidad son los anteriormente calculados de acuerdo al número de N del ensayo SPT, el método supone que los esfuerzos inducidos se pueden estimar usando soluciones para una cimentación apoyada en un medio elástico semi-infinito, esta suposición se considera conservadora.

Los asentamientos calculados a cada capa de 50 centímetros serán calculados con la siguiente fórmula:

$$Suz = q \times Huz \times I / E_{comp} \quad (5.10)$$

Donde:

- q = es la presión aplicada al suelo expresada en KSF (kip/pie cuadrado)
- Huz = es la altura de cada capa de la pila en pulgadas
- I = el factor de influencia de esfuerzos, en zona central es $I = 1$
- E_{comp} = módulo de elasticidad compuesto explicado en la formula (6.1) expresado en KSF (kip/pie cuadrado)

Resolviendo:

$$Suz = 3.10 \text{ KSF} \times 1.64 \text{ F} \times 12 / 695 \text{ KSF} = 0.9 \text{ pulgadas.}$$

Continuamos con el cálculo de las capas considerando que la pila de grava debe llegar a un estrato competente, en este caso considerando los resultados del ensayo SPT, se tiene a 3.20 metros de profundidad un valor de N de 76, un estrato donde la arena es densa y los niveles de asentamientos serán sumamente bajos, por tanto calculamos el asentamiento para 2.00 m de profundidad.

Si bien es cierto la pila a los 3.20 metros de profundidad llega a un estrato de arena densa, nos aseguramos con un factor de seguridad de 25% de más, teniendo entonces:

$$H_{uz} = H \times F_s \quad (5.11)$$

Donde el factor de seguridad, será un 25% de más, entonces resolviendo tendríamos:

$$H_{uz} = 2.00 \times 1.25 = 2.50 \text{ metros que es la profundidad en la zona superior.}$$

Con lo que el asentamiento en la zona superior es igual a la sumatoria de asentamientos por capas hasta una profundidad de 2.50m, donde $\sum Suz = 0.44 \text{ pulgadas} = 1.11 \text{ cm.}$

Tabla 34

Diseño de pilas de agregado compactado

Rammed aggregate pier desing

Spacin feet o-c	Layer Thickness	Ra	Em ksf	Eg ksf	Ecomp ksf	z ft	z/Beq	Center - centro			Edge - borde		
								Influence factor	ΔP (ksf)	S (inches)	Influence factor	ΔP (ksf)	S (inches)
6.93	1.64	4.54%	500	4800	695	0.8	0.01	1	3.10	0.09	1.00	3.09	0.09
6.93	1.64	4.54%	500	4800	695	2.5	0.02	1	3.10	0.09	0.91	2.82	0.08
6.93	1.64	4.54%	500	4800	695	4.1	0.04	1	3.10	0.09	0.80	2.49	0.07
6.93	1.64	4.54%	500	4800	695	5.7	0.05	1	3.10	0.09	0.73	2.27	0.06
6.93	1.64	4.54%	500	4800	695	7.4	0.07	1	3.10	0.09	0.73	2.27	0.06

8.20 ft
2.5 m

selected for desing

6.93	0.05	0.44	0.37
spacing(ft)	Ra	Ctr Uz	Edge (Uz)

Nota: Calculo del asentamiento de la zona superior, considerando la profundidad de la pila., Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

5.1.4 Cálculo de Asentamientos en la zona inferior.

Para el cálculo del asentamiento en la zona inferior debajo de la zona mejorada se considera al igual que en la zona superior utiliza las mismas fórmulas de cálculo de asentamiento propuestas por Terzaghi y Peck, (1967), los valores de módulo de elasticidad son los anteriormente calculados de acuerdo al número de N del ensayo SPT, el método supone que los esfuerzos inducidos se pueden estimar usando soluciones para una cimentación apoyada en un medio elástico semi-infinito, esta suposición se considera conservadora.

Por lo expuesto se utilizará para el cálculo del asentamiento en la zona inferior la fórmula 6.11 antes expuesta, teniendo entonces:

$$S_{lz} = 3.10 \text{ KSF} \times 20 \text{ pulg} \times 1 / 695 \text{ KSF} = 0.9 \text{ pulgadas.}$$

Considerando que es 4.20 la profundidad con respecto al terreno natural donde llega la pila se tiene un valor de $N = 80$ y con respecto a la fórmula 6.9 se tiene un $E \text{ suelo} = 1300 \text{ KSF}$.

La altura se considera el diámetro de la pila de grava en este caso 20 pulgadas.

Finalmente se presenta en la tabla 35 los cálculos del asentamiento en la zona inferior:

Tabla 35.

Calculo del asentamiento en zona inferior

Lower : (Zona inferior)						Center - centro			Edge - borde		
Layer	Soil type	Esoil	Thicknes	z	z/Beq	Io	AP	S	Io	AP	S
Uz	SP-SM		8.20	4.10				0.44			0.37
1	SP-SM	1300	1.64	9.84	0.01	1	3.10	0.05	1	3.09	0.05
5											
9.84 ft							Uz(in)=	0.44		Uz(in)=	0.37
3.0 m							Lz(in)=	0.05		Lz(in)=	0.05
							Total ce	0.49		Total Ec	0.41

Nota: Cálculo de asentamiento en zona inferior. Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

5.1.5 Cálculo del asentamiento total:

Según parámetros de Geopier International Company, el asentamiento total de la cimentación apoyada en un suelo mejorado con pilas de grava compactada se calcula sumando el asentamiento en la zona superior con el asentamiento en la zona inferior, a través de la siguiente fórmula:

$$S_{\text{total}} = S_{uz} + S_{lz} \quad (5.12)$$

Reemplazando los datos tenemos que:

$$S = 0.44 + 0.05 = 0.49 \text{ pulgadas} = \mathbf{1.23 \text{ cm.}}$$

Finalmente se presenta los resultados del diseño de mejoramiento de suelo mediante sistema de pilas de grava compactada:

- Carga Efectiva = 15 TN / M²
- Diámetro de la pila de grava compactada = 0.51 m
- Longitud de pila = 2.50 ml
- Espaciamiento entre las pilas de grava compactada = 2.10 m
- Asentamiento máximo = 1.23 cm.

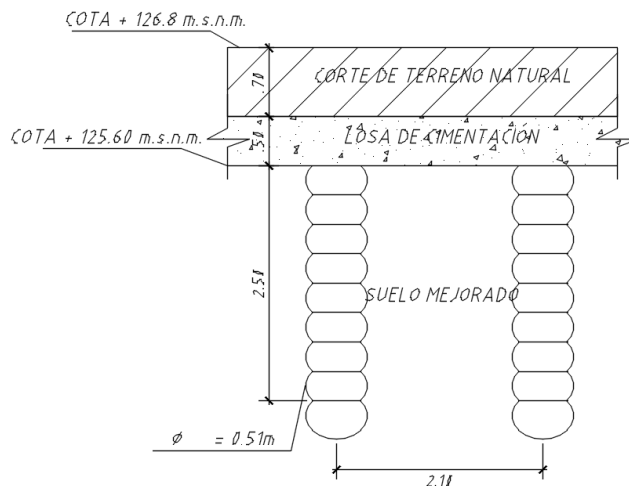


Figura 79: Representación gráfica de diseño de pilas de grava para el proyecto de Estudio. Adaptado de “Elaboración propia” por Plascencia y Obregón 2018.

6 CAPÍTULO VI: DESARROLLO DE PLAN DE CONSTRUCCIÓN DE PILAS DE AGREGADO COMPACTADO

En este capítulo se realiza el detalle de los costos y el cronograma para la ejecución del sistema de pilas de gravas compactadas, para ello se empleará softwares de ingeniería como S10 y Microsoft Project.

6.1 Análisis de las maquinarias a emplear

Para la realización de una pila de agregado compactado, es importante el empleo de maquinarias con acoples especiales, según el manual del Sistema Geopier Impact (2016) nos dice lo siguiente:

Un mandril y un apisonador patentados y especialmente diseñados se introducen en el suelo utilizando una fuerza estática aumentada por la energía de impacto vertical dinámica. La profundidad de las perforaciones normalmente varía desde 10 hasta 40 pies (3 a 12 metros) (p.2).

De acuerdo a esta cita nos hace mención al uso de dos elementos mecánicos, empero no indica a que maquinarias serán asociadas, pues tanto el mandril como el apisonador serán acoplados a una excavadora de tipo oruga de 33.5 Ton y 270 h.p., con un brazo hidráulico largo, que funcionarán bajo la maniobra de un operador especializado. Respecto a la profundidad de la perforación, en nuestro caso de estudio, el proyecto requiere pilas de una profundidad de 3 metros desde el nivel de terreno natural hasta el nivel de fondo del bulbo de la pila.

También es importante mencionar que “una placa de sacrificio u otras restricciones de flujo evitan que la tierra entre en el apisonador y el mandril durante la penetración inicial” (Manual del Sistema Geopier Impact, 2016, p.2). Esto quiere decir, que durante la ejecución de la pila no quedarán rezagos de la tierra natural y por lo tanto se tendrá una obra limpia y ordenada.

Otro aspecto relevante durante el proceso de instalación es el siguiente:

Después de penetrar hasta la profundidad de diseño, el mandril hueco actúa de conducto para la colocación del agregado. Colocado adentro, el agregado fluye al fondo del mandril. El apisonador y el mandril luego se elevan a aproximadamente

tres pies (90 cm) y luego se bajan dos pies (60 cm), formando una capa compactada de un pie (30 cm) de grosor (Manual del Sistema Geopier Impact, 2016, p.2).

Como ya sabemos la profundidad del diseño de las pilas es de 3 metros y serán llenadas con grava natural. En primera instancia, esta grava será vaciada por una excavadora con cuchara de 1.3 metros cúbicos hacia un embudo metálico la cual estará acoplado al mandril por su parte posterior, una vez fluido la grava al fondo de cada capa se procederá a su compactación vertical mediante el apisonador hidráulico que emitirá una energía diseñada y regulada para rigidizar el material granular y el suelo matriz existente.

Después de culminado todo el sistema de pilas, el nuevo terreno de fundación estará preparado para sostener a la platea de cimentación y a las cargas que transmite la superestructura. A continuación veamos a una excavadora acoplada:

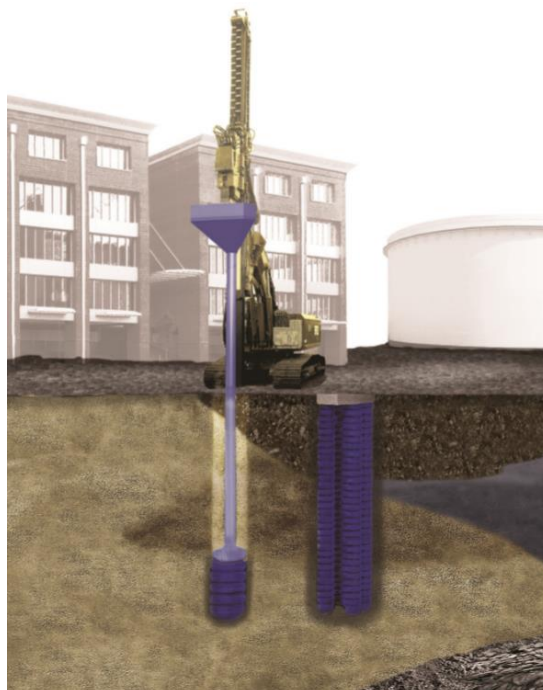


Figura 80. Excavadora tipo oruga con acoples de un mandril, un apisonador y un embudo metálico, Adaptado de "Manual del Sistema Geopier Impact", por Geopier, 2016

6.1.1 Costos por movilización y desmovilización de maquinarias

Ahora ya que conocemos la importancia y funcionalidad de las maquinarias a emplear para realizar un sistema de pilas, pasaremos a analizar su concepto dentro de un presupuesto de pilas, primero debemos saber que esta obra es única en particular para la

constructora, por ello dichas maquinarias y acoples descritos, serán alquiladas temporalmente durante toda la ejecución del sistema de pilas. Entonces, bajo este argumento, a estos trabajos le denominaremos la siguiente partida: movilización, desmovilización y embalaje de equipos. Dicha partida ha sido cotizada a todo costo con un proveedor y se especifica dentro de la estructura del presupuesto general de la siguiente manera:

Tabla 36

Partida de maquinarias

ITEM	DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P.U.	PARCIAL
1.00	Movilización, Desmovilización y embalaje de equipos	Glb	1	S/. 155,769.90	S/. 155,769.90

Nota: Partida de trabajo por transporte marítimo, fluvial y terrestre de maquinarias y acoples, desde EE.UU hasta la ciudad de San Juan Bautista, obra edificio multifamiliar San Lorenzo, y viceversa. Adaptado de “Elaboración propia”, por Obregón y Plascencia, 2018

La movilización inicial, que es el suministro de dichos equipos a la obra, será realizado en 14 días calendarios, esta cuantificación de días es importante tenerlo claro porque será introducida como dato fijo en el cronograma de ejecución del sistema de pilas; ya que estamos hablando de tiempos, cabe indicar que los días que se requieren para la desmovilización o también llamado retiro de maquinarias puestas en obra, no serán relevantes y por ende no considerados en el cronograma general. Pero eso sí, es importante presionar su salida de obra para que una vez concluido el uso de las maquinas estas sean retiradas inmediatamente del área de la obra, esto por motivos de brindar los espacios correspondientes para que se puedan instalar a las casetas, bancos de acero y otros que darán inicio a los trabajos de la especialidad de estructuras e instalaciones. Cabe indicar que los costos por alquiler o uso de las maquinas no están considerados en este sub capitulo ya que su detalle será descrito en el análisis de precio unitario de una pila a ejecutar.

6.2 Análisis de costo del sistema de pilas de gravas compactadas

En este subcapítulo se determina el costo total por la ejecución de todas las unidades típicas de pilas, las cuales tendrán un metrado según su modulación de diseño, un análisis de precio unitario en el cual predomina el material granular como costo de alta importancia ya que es el insumo de mayor valor y por ende es necesario su cotización con distintas canteras para llegar a obtener el costo más económico por metro cubico.

6.2.1 Metrado de unidades de pilas en el sistema

Para cuantificar la cantidad de pilas que se instalarán realizaremos la modulación gráfica de la ubicación de cada pila en el terreno donde se construirá el edificio multifamiliares de la primera etapa, para ello extraeremos información del capítulo de diseño en la cual nos indica la separación entre cada centroide de la pila. A continuación veamos la modulación en planta:

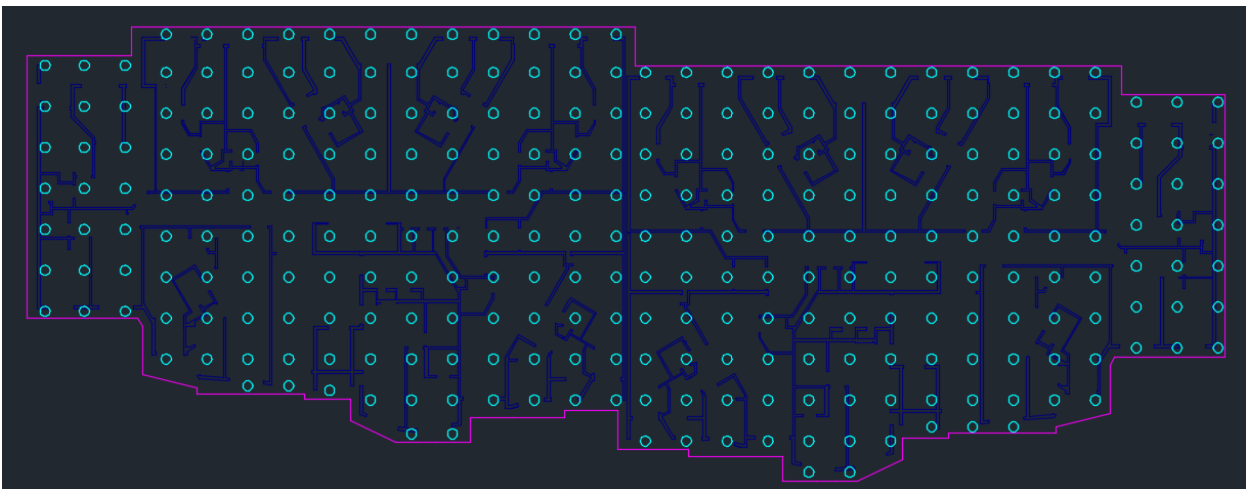


Figura 81. Modulación en planta para determinar la cantidad de pilas de gravas compactadas, Adaptado de “Elaboración propia”, por Obregón y Plascencia, 2018

Esta representación muestra que toda el área cerrada con línea color magenta corresponde a la platea de cimentación, la cual es una estructura de concreto armado que descansara sobre el suelo matriz y sobre las 286 unidades de pilas, es por eso que estos componentes trabajaran entre sí para el mejoramiento del suelo mediante su rigideces.

6.2.2 Metrado del agregado principal del sistema de pilas

Obtenida la modulación, tomaremos los datos de las dimensiones de las pilas, las cuales se detallan a continuación:

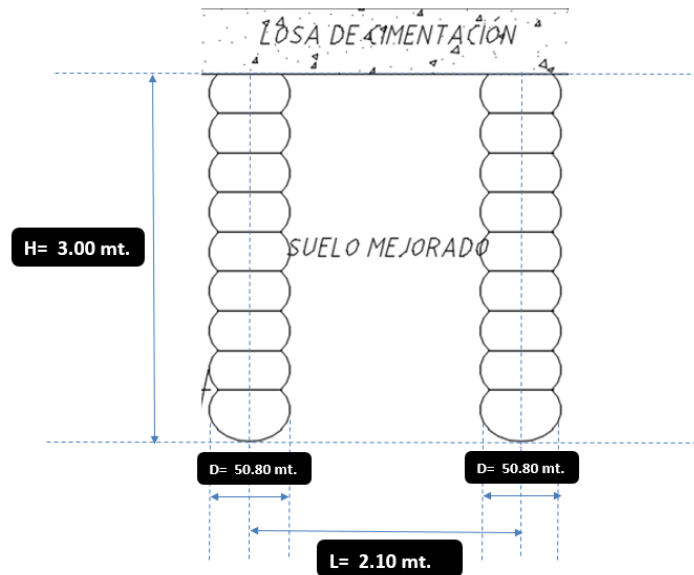


Figura 82. Dimensiones y separación entre pilas típicas de grava compactada, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

Según la gráfica en elevación, obtenemos que el volumen de una pila equivale 0.61 metros cúbicos, en consecuencia multiplicamos dicho volumen por 286 unidades de pilas y finalmente le añadimos un factor de compactación del 25%, siendo el resultado como volumen total final igual a 191.29 metros cúbicos; por lo tanto para efecto de pedido de material al proveedor y para determinar la cantidad de grava en el análisis de precio unitario de un pila se redondea el volumen total a 192 metros cúbicos.

Tabla 37

Detalle de un análisis de metrado para pilas de agregado

ANALISIS DEL METRADO		
Area de la platea	1140.21	m2
Numero de Pilas	286	und
Diámetro	20"	50.80
área de una pila	2026.83	cm2
	0.20	m2
profundidad de pilas	3.00	m
volumen total de pilas	191.29	m3
Peso específico de la grava	1785	kg/m3
Peso total requerido	341456.59	kg
Peso total requerido	341.46	Ton

Nota: Cálculos de dimensiones y pesos para la cantidad de grava a suministrar para dar forma a todo el un sistema de pilas de agregados compactados. Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018.

6.2.3 Costo y tiempo de ejecución de una pila

Para realizar el análisis del costo por unidad de pila se debe tener un rendimiento de trabajo definido en base al historial de otras obras similares, luego de ello establecer las categorías de la mano de obra tanto convencional como especializada, los tipos de materiales a emplear, un porcentaje de herramientas y especificar los tipos de maquinarias a utilizar. Luego de todo ello, se procede a analizar las cantidades y precios por cada descripción. A continuación se presenta el análisis de precio unitario para la ejecución de una pila.

Tabla 38

Análisis de precio unitario de una pila

Partida : Pilas de diametro de 50.80 centímetros y profundidad de 3.00 metros								
Rendimiento	11.00	und./día	Costo unitario directo (S/.) por (und.)				S/.	2088.30
	Descripción	Und.	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total	
1.1	Mano de obra						S/.	
0001	Topografo	hh.	1.00	0.7273	S/.	26.00	S/.	
0002	Operador de maquina	hh.	4.00	2.9091	S/.	25.16	S/.	
0003	Peon (vigia)	hh.	3.00	2.1818	S/.	16.00	S/.	
0004	Peon (ayudante de topografo)	hh.	1.00	0.7273	S/.	16.00	S/.	
1.2	Materiales						S/.	
0005	Piedra triturrada de 3/4" puesta en obra	m3		0.6100	S/.	195.00	S/.	
1.3	Equipo						S/.	
006	Herramienta manual	%MO		3.0000	S/.	138.66	S/.	
007	Maquina de pre-barrenado (35 tn.)	hm	1.00	0.7273	S/.	622.00	S/.	
008	Maquina con acoples de mandril, apisonador y embudo (35 tn.)	hm	1.00	0.7273	S/.	622.00	S/.	
009	Telehandler	hm	1.00	0.7273	S/.	622.00	S/.	
010	Camion grua	hm	1.00	0.7273	S/.	622.00	S/.	
011	Estacion total	hm	1.00	0.7273	S/.	23.49	S/.	

Nota: Determinación de rendimiento, descripciones, unidades, cuadrillas y precios unitarios. Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

Según el cuadro, el rendimiento especificado implica que por cada día que contiene un jornal de 8 horas laborables se ejecutará 33 metros lineales de pilas, lo cual conlleva a decir que por cada hora se ejecutará 4.125 metros lineales de pilas que viene a ser lo mismo a 1.375 unidades de pilas. Ahora analizaremos el cuerpo del análisis, en primer lugar tenemos a la categoría de la mano de obra para el cual se ha determinado una cuadrilla de trabajo con mano de obra especializada y convencional, sus cantidades se calcularan con la siguiente formula:

$$\frac{\text{cuadrilla} \times \text{jornal de 8 horas}}{\text{rendimiento}}$$

Figura 83. Formula de costos empleada para calcular cantidades de mano de obra y maquinarias, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

En consiguiente veamos los costos de hora-hombre empleadas:

Tabla 39

Precios de horas hombre

Personal	Costo H-H
Topografo	26.0000
Operador	25.1640
Operario	20.9700
Peon	16.0000

Nota: Horas Hombres determinadas según el régimen de construcción civil. Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

Teniendo los datos de cuadrillas, rendimiento, cantidades y precios de horas hombres concluimos haciendo el cálculo del costo parcial de la categoría de mano de obra siendo este el monto de 138.66 nuevos soles.

En segundo lugar tenemos a la categoría de materiales, el cual está compuesto por un único material granular, su cantidad equivale al volumen cilíndrico de una pila, su precio unitario por metro cubico corresponde al proceso de extracción, trituración, flete de transporte y puesta en obra. Dicho precio ha sido evaluado de 3 canteras siendo una de ellas la que obtuvo la buena pro debido al cumplimiento de ciertos factores especificados a detalle en el subcapítulo 4.4. Teniendo los datos de cantidad y precio concluimos haciendo el cálculo del costo parcial de la categoría de materiales siendo este el monto de 118.95 nuevos soles.

En tercer lugar tenemos la categoría de equipos, en ella hemos colocado un porcentaje mínimo por el empleo de herramientas manuales, como cordeles, winchas, escobas y otros, dicho porcentaje será el 3 % del costo parcial de la categoría de la mano de obra. También se ha considerado las maquinarias y la estación total a emplear, sus cantidades serán calculados con la formula indicada en la figura 83, sus precios unitarios serán por concepto de alquiler, cabe indicar que no incluye costos de movilización y desmovilización. Teniendo los datos de cantidad y precio concluimos haciendo el cálculo del costo parcial de la categoría de equipos siendo este el monto de 1830.69 nuevos soles.

6.3 Análisis de la prueba de módulo de rigidez en pilas

También llamado prueba de carga del módulo de las pilas, según los ingenieros Fox y Cowell (1998) mediante su manual de fundación y refuerzo del suelo explican lo siguiente:

El módulo de rigidez del elemento Geopier se determina aplicando presión hacia abajo a la parte superior de un elemento Geopier en una serie de incrementos de carga, que se determinan a partir de cálculos de diseño. Cuando se diseña una base compatible con Geopier, es necesario para determinar las tensiones en cada elemento de Geopier, que luego se puede utilizar para predecir los asentamientos de la zona alta (p.93).

La presión ejercida implica someter una fuerza al área circular superior de cada pila, ubicadas en cada extremo, gracias a ello podremos tomar medidas del asentamiento que se podría dar en la superficie. En dicho manual también rescataremos la siguiente cita:

Se aplican cargas a la parte superior del elemento Geopier con un gato hidráulico y carga marco (...). En cada incremento de carga, la desviación se mide utilizando al menos dos medidores de cuadrante con una precisión de 0.001 pulgadas, y las lecturas del medidor son grabado. Las cargas se mantienen al menos durante la duración mínima que se muestra en el programa (Fox y Cowell, 1998, p.94).

El aumento de cargas estará basado en la tensión máxima que soporta una pila de acuerdo a su diseño, todas las medidas de desviaciones o diferencia serán tomadas en sitio durante la realización de la prueba, a posterior se evaluara los datos recolectados en un gabinete. Las cargas que someterán a las pilas tendrán un tiempo de permanencia según lo establecido en el siguiente programa:

Tabla 40

Programa típico de prueba de carga del módulo

Increment	Approximate Stress on Geopier Element (% of maximum design)	Minimum Duration, Minutes	Maximum Duration, Minutes
Seat	< 9	N/A	N/A
1	17	15	60
2	33	15	60
3	50	15	60
4	67	15	60
5	83	15	60
6	100	15	60
7	117*	60	240
8	133	15	60
9	150	N/A	N/A
10	100	N/A	N/A
11	66	N/A	N/A
12	33	N/A	N/A
13	0	N/A	N/A

* = longer load increment

Nota: Relación entre incremento de cargas, tensión aproximada en pilas, mínima duración y máxima duración en someter cargas a una pila. Adaptado de "Foundation and Soil Reinforcement manual". De Geopier International Company.

Finalmente extraeremos la cita que hace mención a la norma internacional ASTM del cual se analiza el factor de seguridad que tienen estipulado como normativa general. Dicha cita directa es la siguiente:

Este procedimiento se basa en partes de ASTM O 1143 y ASTM O 1194. (...), la carga máxima aplicada durante la prueba de carga del módulo es típicamente igual a 150% del esfuerzo de diseño máximo. Los procedimientos de ASTM para pilas requieren cargas al 200% de la carga máxima de diseño. Esto es porque se llevan a cabo pruebas de carga por pliegue principalmente para determinar la capacidad de carga del pilote, y por lo tanto, requiere un factor de seguridad de 2.0. La prueba de carga del módulo Geopier no se realiza para determinar la capacidad de carga, sino más bien para determinar la rigidez (módulo) del pilar en el esfuerzo de diseño que se utilizará para estimaciones de asentamiento. Por lo tanto, no existe una regla rígida para extender el módulo carga prueba al 150% del nivel de tensión del

elemento Geopier, sin embargo, esto normalmente se hace en práctica (Fox y Cowell, 1998, p.94:101).

Este párrafo quiere decir que para el sistema de pilas se puede manejar un factor de seguridad menor a lo establecido en la norma ASTM y ello no impactara en la determinación de la rigidez que se requieren alcanzar el esfuerzo de diseño. Los ejemplos de una prueba de carga de modulo y una prueba de elevación se muestran en las siguientes figuras:

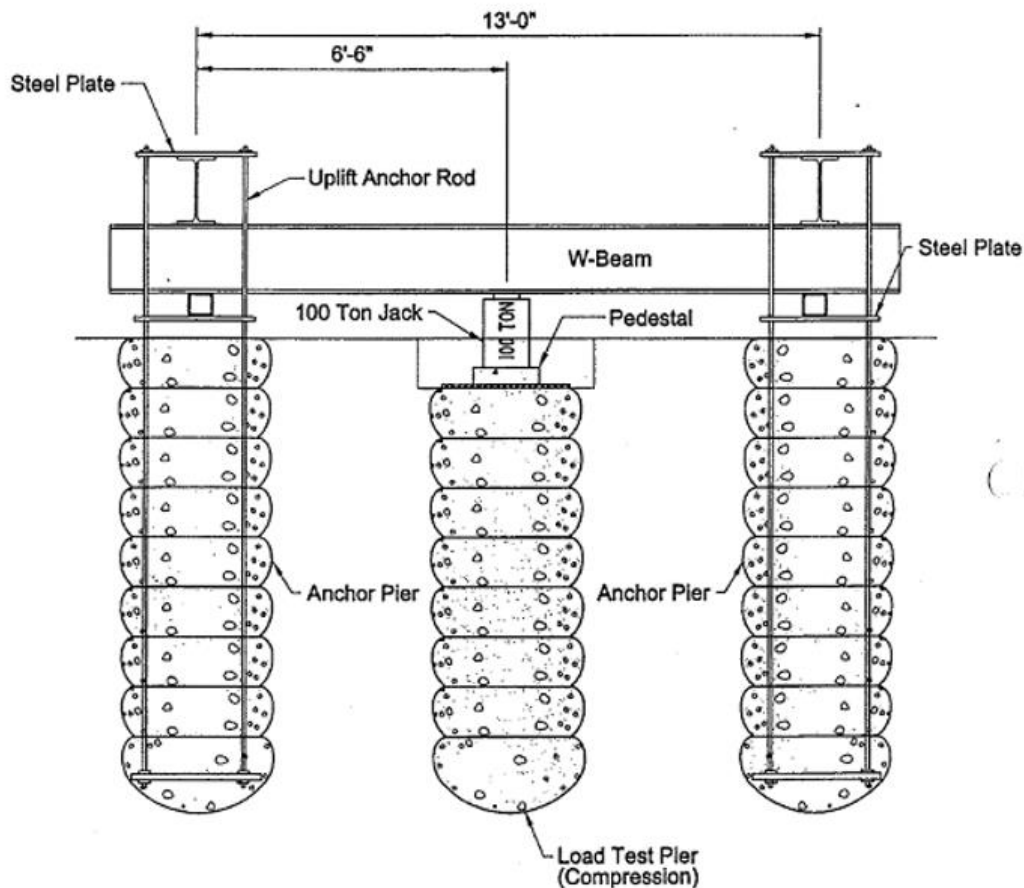


Figura 84. Configuración típica de la prueba de carga del módulo, Adaptado de "Manual de fundación y refuerzo del suelo", por Fox y Cowell, 1998

En esta imagen podemos apreciar la representación de una prueba de módulo de rigidez, el cual, para su realización se ha seleccionado 3 pilas de grava compactada ubicadas en la zona más desfavorable, de las cuales se ha procedido a insertar unas varias de anclaje vertical en las pilas de extremo y en la pila central que tiene la base superior en una cota

inferior al de los extremos típicos, se le ha sobrepuesto una gata mecánica con resistencia máxima de 100 toneladas de soporte, en esta ocasión, se colocara una viga metálica en forma de I sobre dicha gata. Para el aseguramiento de la viga, en cada extremo se colocaran placas de acero tanto debajo como sobre la viga.

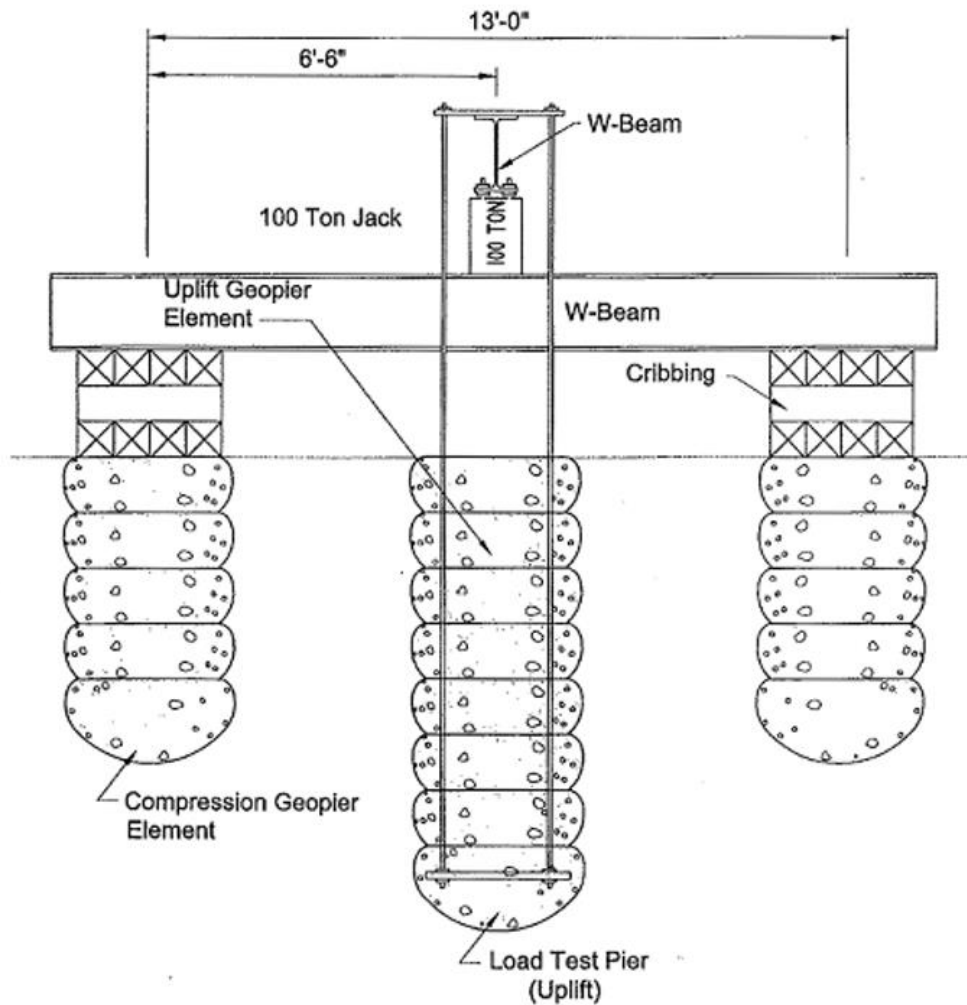


Figura 85. Configuración típica de la prueba de elevación, Adaptado de "Manual de fundación y refuerzo del suelo", por Fox y Cowell, 1998

En esta imagen, a diferencia de la figura 84, es que los anclajes han sido insertados en la pila central, de esta manera, en las pilas extremas ya no se tendrán anclajes y sobre su base superior se colocará una cuña para elevar la posición de la viga metálica, dicho elemento soportará a la gata metálica en su proceso de tensión y compresión.

6.3.1 Costo y tiempo de ejecución de una prueba de módulo de rigidez

Para nuestro proyecto, solo se realizara una prueba de módulo de rigidez de acuerdo a las características indicadas en el capítulo 6.3. Esta prueba es fundamental porque determina el grado de calidad con que se diseñó y ejecutó el sistema de pilas. Durante su realización se emplearan protocolos de control que finalmente estarán incluidos en el dossier de calidad.

Debido a que es un trabajo técnico especializado, se cotizo a todo costo con un proveedor, siendo su valor de acuerdo a la siguiente especificación:

Tabla 41

Partida de control de calidad

ITEM	DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P.U.	PARCIAL
3.00	Control de Calidad				
3.10	Prueba de módulo de rigidez	Und	1	S/. 49,500.00	S/. 49,500.00

Nota: Partida de trabajo a todo costo por la ejecución de una prueba de módulo de rigidez para pilas. Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

Según este cuadro solo se realizara una única prueba de módulo de rigidez bajo un costo de 49,500.00 nuevos soles, sin incluir IGV.

Dicha prueba se realizará durante dos días consecutivos después de haber culminado todo el sistema de pilas. Es importante que los resultados sean favorables, ya que de presentar fallas, implicaría intervenciones estructurales que encarecerían el costo de la obra, además impactaría en el cronograma de la superestructura haciéndola nula hasta solucionar la problemática.

6.4 Presupuesto final del sistema de pilas de gravas compactadas

Para realizar la estructura del presupuesto se agrupara los resultados de los análisis descritos en el capítulo 6.1, 6.2 y 6.3. Además, se incluirá los gastos generales a emplear y la utilidad que el constructor requiere alcanzar. Siguiendo lo mencionado, se alcanza el siguiente presupuesto a todo costo:

PROPUESTA ECONOMICA PRELIMINAR
INGENIERIA, SUMINISTRO E INSTALACION DEL SISTEMA DE PILAS DE AGREGADOS COMPACTADOS

ITEM	DESCRIPCION	UND.	CANTIDAD	P.U.	PARCIAL
1.00	Movilización, Desmovilización y embalaje de equipos	Glb	1	S/. 155,769.90	S/. 155,769.90
2.00	Sistema de Pilas de Agregados compactados bajo losa de cimentación				
2.10	Pilas de diámetro 50.80 centímetros y profundidad de penetración 3 metros	Und	286	S/. 2,088.30	S/. 597,253.80
3.00	Control de Calidad				
3.10	Prueba de módulo de rigidez	Und	1	S/. 49,500.00	S/. 49,500.00
4.00	Costo Directo				S/. 802,523.70
5.00	Gastos Generales		12.5%		S/. 100,315.46
6.00	Utilidad		10.0%		S/. 80,252.37
7.00	Total				S/. 983,091.53

Plazo de ejecución incluyendo movilización y desmovilización (días): **35**

*Movilización, ensamblaje de equipos y desmovilización (días): 14
 *Prueba de módulo (días): 2
 *Tiempo de ejecución (días): 19

Notas:

- 1.- Adelanto: 30%
- 2.- Valorización: Quincenal
- 3.- Validez de la propuesta: 15 días calendarios
- 4.- Esta propuesta económica incluye la ejecución de una prueba de módulo de rigidez de las Pilas de Agregado Compactado, suministro de equipos y grava para ejecutar la obra en el plazo propuesto, personal calificado, movilización y desmovilización, seguridad, topografía para la localización de las Pilas de Agregado compactado en campo y dossier de calidad.

Figura 86. Propuesta económica preliminar a todo costo bajo la modalidad de suma alzada, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

Este presupuesto es válido por un tiempo determinado debido a que los costos de los recursos suelen variar en el tiempo sea para incremento o deductivo de la propuesta alcanzada. En algunos casos, si el incremento de algún recurso se efectúa durante la ejecución de los trabajos se procede a realizar una fórmula polinómica de acuerdo a los Índices Unificados e Índices de Precios que el INEI actualiza mensualmente para todas las zonas geográficas del Perú.

Después de obtener el costo directo, se realiza el cálculo de los gastos generales que son producto de la suma de los gastos variables y gastos fijos, las cuales tienen un procedimiento de análisis para finalmente convertirlo en un porcentaje del costo directo mencionado. A continuación, se describe cada tipo de gasto general:

GASTOS GENERALES VARIABLES						
ADMINISTRACION Y DIRECTA TECNICA	Cantidad	Tiempo	Costo	Participación	Parcial	Total
B.1 Oficina General						
Gerente General	1.00	1.17	35,000.00	35.00%	14,291.67	
Asesor legal	1.00	1.17	10,000.00	20.00%	2,333.33	
Administrador	1.00	1.17	10,000.00	20.00%	2,333.33	
Gerente de Proyecto	1.00	1.17	15,000.00	50.00%	8,750.00	
Coordinador de Obra	1.00	1.17	10,000.00	50.00%	5,833.33	
Contador	1.00	1.17	5,000.00	50.00%	2,916.67	
Logística	1.00	1.17	5,000.00	50.00%	2,916.67	
Secretaria	1.00	1.17	1,500.00	20.00%	350.00	39,725.00
B.2 Servicios Oficina Principal						
Alquiler	1.00	1.17	18,000.00	25.00%	5,250.00	
Comunicaciones	1.00	1.17	5,000.00	25.00%	1,458.33	
Servicios	1.00	1.17	1,000.00	10.00%	116.67	
Utiles de escritorio	1.00	1.17	300.00	100.00%	350.00	
Movilidad	1.00	1.17	600.00	100.00%	700.00	7,875.00
B.3 Personal Profesional y Tecnico						
Ing. Residente	1.00	1.17	7,000.00	100.00%	8,166.67	
Ing. De Campo y costos	1.00	1.17	4,500.00	100.00%	5,250.00	
Prevencionista	1.00	1.17	2,500.00	100.00%	2,916.67	
						16,333.33
B.4 Personal Administrativo y Auxiliar						
Almacenero	1.00	1.17	2,500.00	100.00%	2,916.67	
Guardian	1.00	1.17	1,800.00	100.00%	2,100.00	
						5,016.67
B.5 Servicios Oficina Obra						
Comunicaciones	5.00	1.17	120.00	100.00%	700.00	
Utiles de escritorio	1.00	1.17	1,000.00	100.00%	1,166.67	
Planos de Obra	1.00	1.17	563.72	100.00%	657.67	
Alquiler computadora	4.00	1.17	250.00	100.00%	1,166.67	
						3,691.00
B.6 Leyes Sociales	36.00%		21,350.00	36.00%	7,686.00	7,686.00
EQUIPOS NO INCLUIDO EN COSTOS DIRECTOS						
		Tiempo	Costo	Participación	Parcial	Total
Paz Social		1.17	2,000.00	100.00%	2,333.33	2,333.33
TOTAL GASTOS GENERALES VARIABLES						82,660.33

Figura 87. Cálculo de los gastos generales variables, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

Luego de obtener el costo de los gastos generales variables, damos solución al cálculo de los gastos fijos según lo siguiente:

GASTOS GENERALES FIJOS							
GASTOS FINANCIEROS			Tiempo	Costo	Participación	Parcial	Total
C.1 Gastos de Licitación							
	Preparacion de propuesta tecnica		0.50	20,000.00	100.00%	10,000.00	10,000.00
	Material de escritorio		0.50	1,000.00	100.00%	500.00	500.00
	Pasajes y movilizacion		0.50	3,000.00	100.00%	1,500.00	1,500.00
C.2	Carta Fianza Adelanto Efectivo	20.00%	1.17	160,504.74	10.00%	1,564.92	1,564.92
	Carta Fianza Fiel Cumplimiento	5.00%	1.17	57,292.17	10.00%	558.60	558.60
C.3	Poliza CAR	10%	1.17	111,743.40	0.500%	653.70	653.70
C.4	Documentos Postconstruccion						1,000.00
	planos postconstruccion					1,000.00	
TRIBUTOS							
C.5	Sencico	0.20%	1.17	802,523.70	0.20%	1,877.91	1,877.91
TOTAL GASTOS GENERALES FIJOS							17,655.12

Figura 88. Cálculo de los gastos generales fijos, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

Obtenido los dos montos necesitados, hacemos la relación con el costo directo para tener un solo resultante en porcentaje, para nuestro caso los gastos generales serán el 12.5% del costo directo como se indica en la siguiente figura:

INCIDENCIA DE GASTOS GENERALES	Monto	Porcentaje
VARIABLES	82,660.33	10.30%
FIJOS	17,655.12	2.20%
TOTAL	100,315.46	12.50%

Figura 89. Cálculo para determinar el porcentaje global por gastos generales, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

En consiguiente se coloca el porcentaje de utilidad a obtener por dicho proyecto, para nuestro caso será el 10% del costo directo. Este porcentaje es libre a considerar y no tiene un mínimo o un máximo establecido, generalmente depende del prestigio de la empresa, sus activos propios y la envergadura del proyecto. Por último se determina el costo total a cobrar sumando el costo directo más los gastos generales y más la utilidad. Cabe indicar que no se considera el IGV debido a una ley implementada por la SUNAT a beneficio de la región amazónica.

6.5 Programación de construcción del sistema de mejoramiento de suelos

El presente cronograma ha sido elaborado en el programa Microsoft Project con información de plazos otorgados por los proveedores, cabe resaltar que esta programación es de menor duración que un sistema de pilotes de concreto. A continuación observemos el diagrama Gantt:

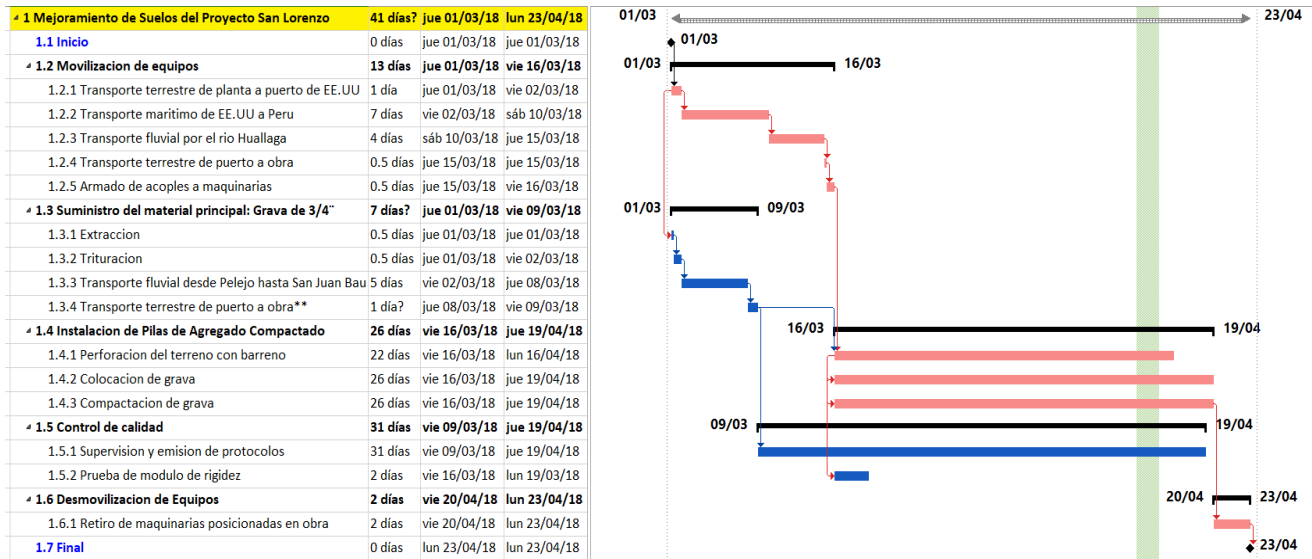


Figura 90. Cronograma para realizar el mejoramiento del suelo, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

En esta imagen se visualiza toda la estructura del cronograma, como punto de partida se ha descrito la etapa a ejecutar (resaltado en amarillo), luego se colocaron los hitos, las partidas de primer orden y las tareas a ejecutar. Una vez ordenados todos los enunciados, se comienza a colocar los días de duración para cada una de ellas siempre relacionadas entre sí mediante las predecesoras las cuales nos ayuda a vincular cada tarea de acuerdo a los procedimientos constructivos y al proceso de la cadena de abastecimiento de maquinarias e insumos. Finalmente se ha obtenido una duración de 58 días calendario para culminar la etapa de reforzamiento del suelo, en dicho plazo se tiene un recorrido de ruta crítica (barras en color rojo) considerable ya que solo no considera crítico al proceso de suministro del material granular, a la prueba de módulo de rigidez y a la supervisión constante por control de calidad.

6.5.1 Rendimiento de cuadrillas propuestas

En este subcapítulo hablaremos de cada partida de primer orden o también llamada proceso de una etapa, dicho esto, empezaremos abarcando el cronograma desde la parte posterior hacia el inferior. Primero, tenemos al proceso de movilización de equipos, el cual se realizará en 13 días laborales con la siguiente cuadrilla:

Tabla 42

Cuadrilla de mano de obra en movilización de equipos

Nombre de tarea	Cuadrilla
Embalaje de maquinarias	8 operarios especialista en proteccion de mercancia pesada
Transporte terrestre de planta a puerto de EE.UU	1 operador de trailer con plataforma
Descarga y posicionado en barcaza	1 operador de grua
Transporte maritimo de EE.UU a Peru	2 operadores de barcaza
Traspaso de maquinarias hacia barcasas	1 operador de grua
Transporte fluvial por el rio Huallaga	4 operadores de barcaza
Descarga y posicionado en trailer y terreno	1 operador de grua
Transporte terrestre de puerto a obra	1 operador de trailer con plataforma
Movilizacion de 4 maquinarias	4 operadores de maquinaria pesada
Armado de acoples a maquinarias	1 operador de grua + 8 mecanicos de maquinaria pesada

Nota: Cuadro recurso humano empleado para realizar cada tarea. Adaptado de “Elaboración propia”, por Obregón y Plascencia, 2018

Segundo, tenemos al proceso de suministro de grava, el cual se ha realizado en 7 días laborales con la siguiente cuadrilla:

Tabla 43

Cuadrilla de mano de obra para suministro de grava

Nombre de tarea	Cuadrilla
Extraccion en cantera	1 operador de grua + 2 operadores de barcaza + 3 ayudantes
Transporte de canto rodado extraido a planta	2 operadores de barcaza
Descarga de canto rodado	2 operador de cargador frontal
Trituracion	1 operador de maquina trituradora + 2 ayudantes + 1 mecanico
Acopio de piedra triturada en barcaza	2 operador de cargador frontal
Transporte fluvial desde Pelejo hasta San Juan Bautista	2 operadores de barcaza
Descarga y colocado de piedra en camion	1 operador de retroexcavadora
Transporte terrestre de puerto a obra**	3 operarios de volquete de 16 m3

Nota: Cuadro recurso humano empleado para realizar cada tarea. Adaptado de “Elaboración propia”, por Obregón y Plascencia, 2018

Tercero, tenemos al proceso de instalación de pilas de Agregado compactado, el cual se ha realizado en 26 días laborales con la siguiente cuadrilla:

Tabla 44

Cuadrilla de mano de obra para instalación de pilas

Nombre de tarea	Cuadrilla
Trazado de pilas en el terreno	1 topografo + 1 ayudante
Perforacion del terreno con barreno	1 operador de maquinaria con barreno helicoidal + 1 vigia + 1 topografo
Colocacion de grava	1 operador de telehandler + 1 vigia
Compactacion de grava	1 operador de maquinaria con mandril, embudo y apisonador + 1 vigia

Nota: Cuadro recurso humano empleado para realizar cada tarea. Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

Cuarto, tenemos al proceso de control de calidad, el cual se ha realizado en 3 días laborales (a lo largo de la ejecución de las pilas) con la siguiente cuadrilla:

Tabla 45

Cuadrilla de mano de obra para control de calidad

Nombre de tarea	Cuadrilla
Supervision y emision de protocolos	1 ingeniero residente + 1 ingeniero de calidad + 1 ingeniero de seguridad
Prueba de modulo de rigidez	4 operarios + 4 ayudantes

Nota: Cuadro recurso humano empleado para realizar cada tarea. Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

Por último, tenemos al proceso de desmovilización de las maquinarias especializadas, el cual se ha realizado en 2 días laborales con la siguiente cuadrilla:

Tabla 46

Cuadrilla de mano de obra por desmovilización de equipos

Nombre de tarea	Cuadrilla
Retiro de maquinarias posicionadas en obra	4 operadores de maquinaria pesada + 1 vigia

Nota: Cuadro recurso humano empleado para realizar cada tarea. Adaptado de “Elaboración propia”, por Obregón y Plascencia, 2018

6.5.2 Avance diario y semanal

Tomar los rendimientos de la cuadrilla de trabajo nos ayuda a medir el esfuerzo humano que cada miembro del equipo está realizando, en base a ello podemos modificar lo cotidiano, sea con aumento o disminución de personal, todo esto dependerá de la situación contractual del cumplimiento del cronograma presentado en la figura 91.

Al igual que en subcapítulo 6.5.1 empezaremos abarcando el cronograma desde la parte superior hacia el inferior. En este caso, primero describimos la semana 1 que se inicia el día 1 y culmina el día 6, en este transcurso, se extrajo el canto rodado del río Huallaga, se trituro en planta para obtener grava de 3/4”, se posicionó en barcaza y se dió marcha al transporte fluvial con rumbo al puerto de Iquitos. A continuación veamos la estructura del cronograma en la semana 1:

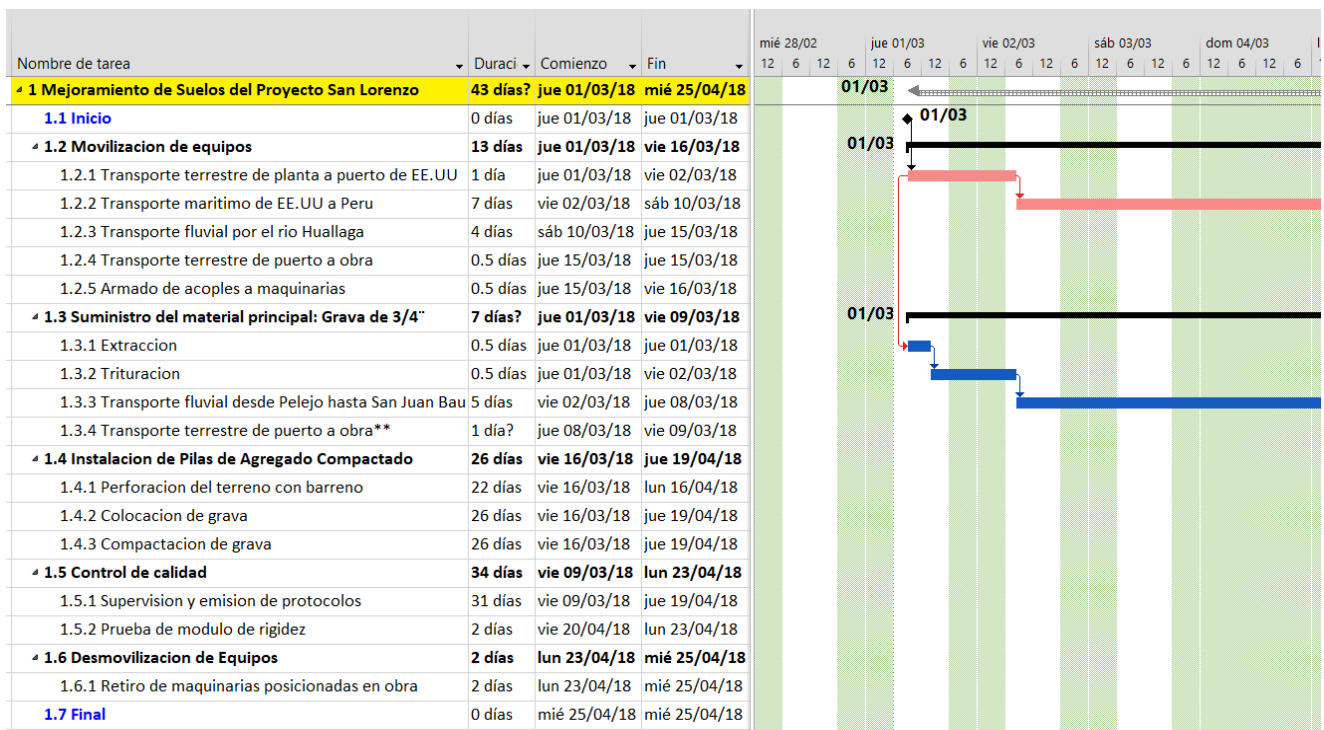


Figura 91. Corte del cronograma general para observar el horizonte de la semana 1, Adaptado de “Elaboración propia”, por Obregón y Plascencia, 2018

En segundo lugar describimos la semana 2 que se inicia el día 8 y culmina el día 13, en este transcurso, respecto a la movilización de equipos, se culmina el transporte marítimo con dirección al Perú y se da inicio al transporte pluvial por el rio Huallaga. Por otro lado, para el suministro del agregado, se concluye el transporte fluvial y terrestre dejando todo el volumen solicitado puesto en obra. Por último se da inicio a la partida de control de calidad que una parte está basado en la supervisión continua y emisión de protocolos, asimismo en la ejecución de la prueba de módulo que garantizará que la pila alcance la rigidez de diseño. A continuación veamos la estructura del cronograma en la semana 2:

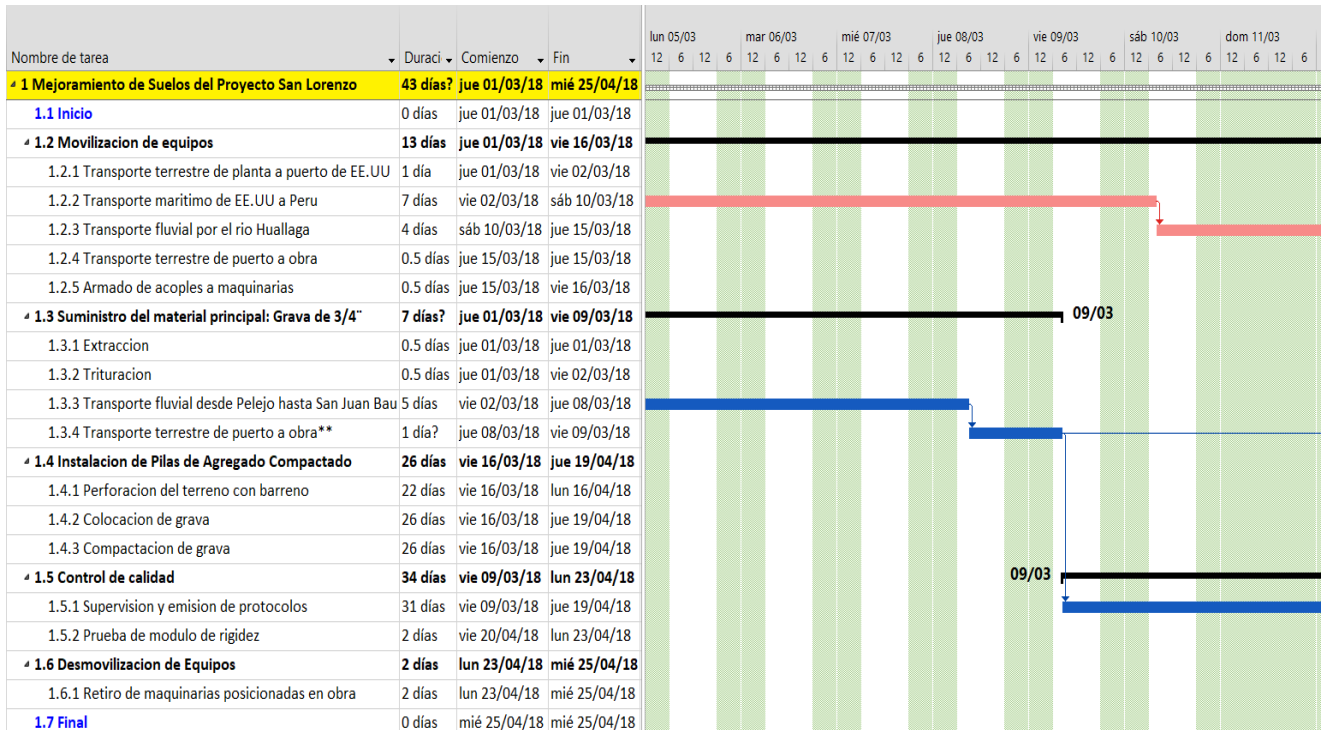


Figura 92. Corte del cronograma general para observar el horizonte de la semana 2, Adaptado de “Elaboración propia”, por Obregón y Plascencia, 2018

En tercer lugar describimos la semana 3 que se inicia el día 15 y culmina el día 20, en este transcurso, respecto a la movilización de equipos, se culmina el transporte pluvial por el rio Huallaga, el transporte terrestre, el armado y posicionado de maquinarias en el interior de la obra. Por otro lado, para la instalación de pilas de Agregado compactado, se da inicio con la perforación del terreno de acuerdo al trazado, se coloca la grava y se compacta gradualmente; con lo cual finalmente se pudo realizar 16 pilas durante los días 19 y 20. Por último se tiene la partida de control de calidad que una parte está basado en la supervisión continua y emisión de protocolos. A continuación veamos la estructura del cronograma en la semana 3:

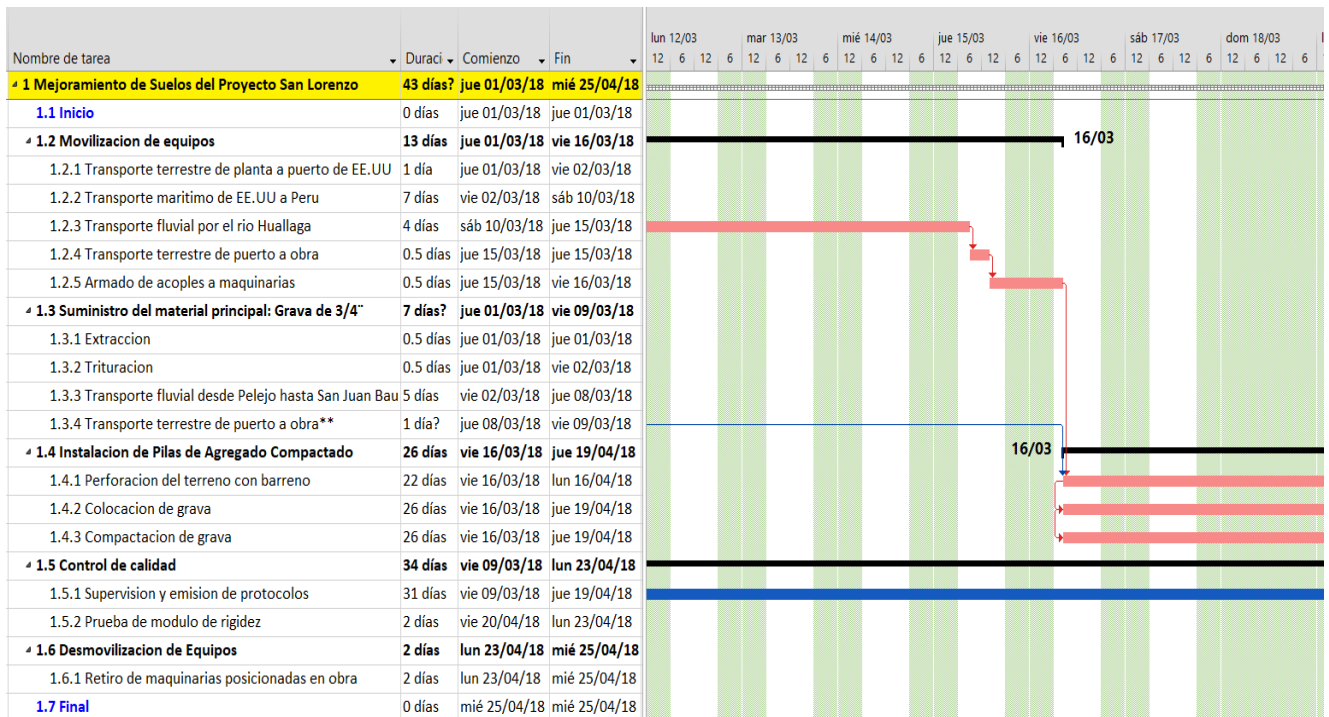


Figura 93. Corte del cronograma general para observar el horizonte de la semana 3, Adaptado de “Elaboración propia”, por Obregón y Plascencia, 2018

En cuarto lugar describimos la semana 4 que se inicia el día 22 y culmina el día 27, en este transcurso, respecto a la instalación de pilas de Agregado compactado, se continúa con la perforación del terreno de acuerdo al trazado, se coloca la grava y se compacta gradualmente; con lo cual finalmente se pudo realizar 120 pilas. Por otro lado se tiene la partida de control de calidad que una parte está basado en la supervisión continua y emisión de protocolos. A continuación veamos la estructura del cronograma en la semana 4:

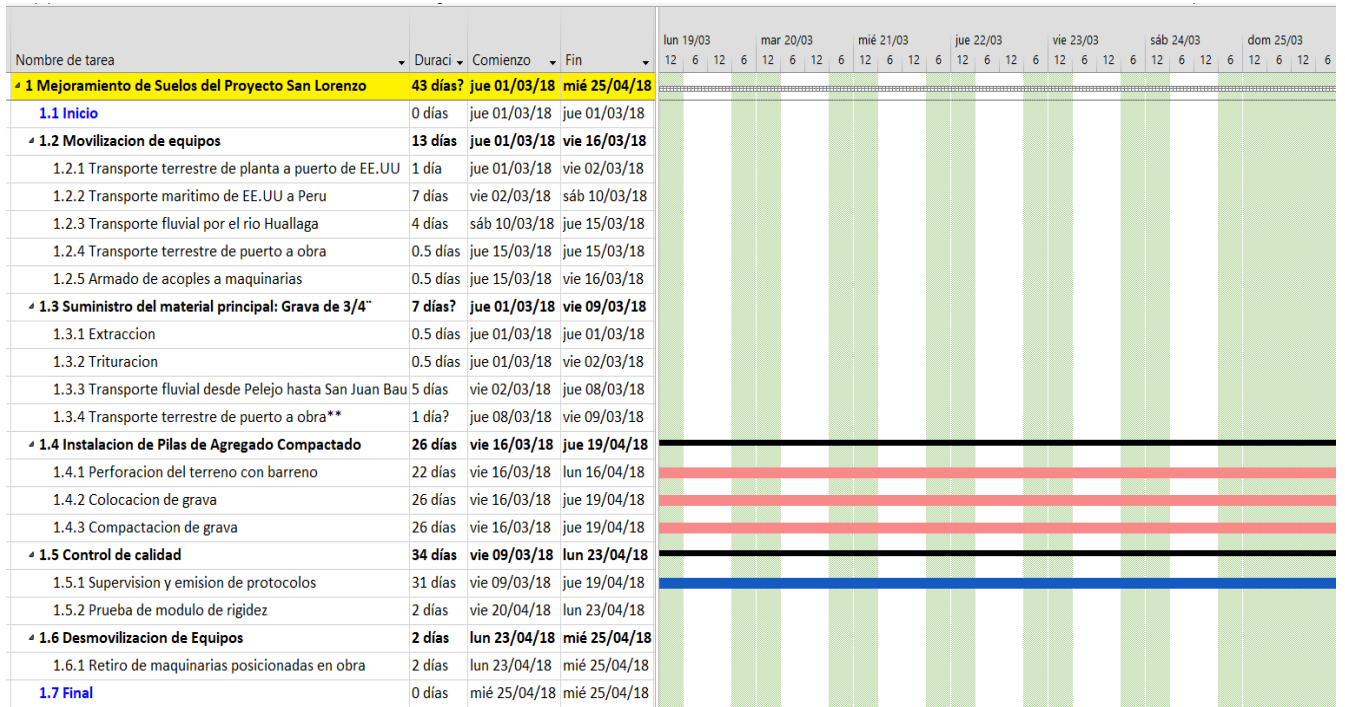


Figura 94. Corte del cronograma general para observar el horizonte de la semana 4, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

En quinto lugar describimos la semana 5 que se inicia el día 29 y culmina el día 34, en este transcurso, respecto a la instalación de pilas de Agregado compactado, se continua con la perforación del terreno de acuerdo al trazado, se coloca la grava y se compacta gradualmente; con lo cual finalmente se pudo realizar 120 pilas. Por otro lado se tiene la partida de control de calidad que una parte está basado en la supervisión continua y emisión de protocolos. A continuación veamos la estructura del cronograma en la semana 5:

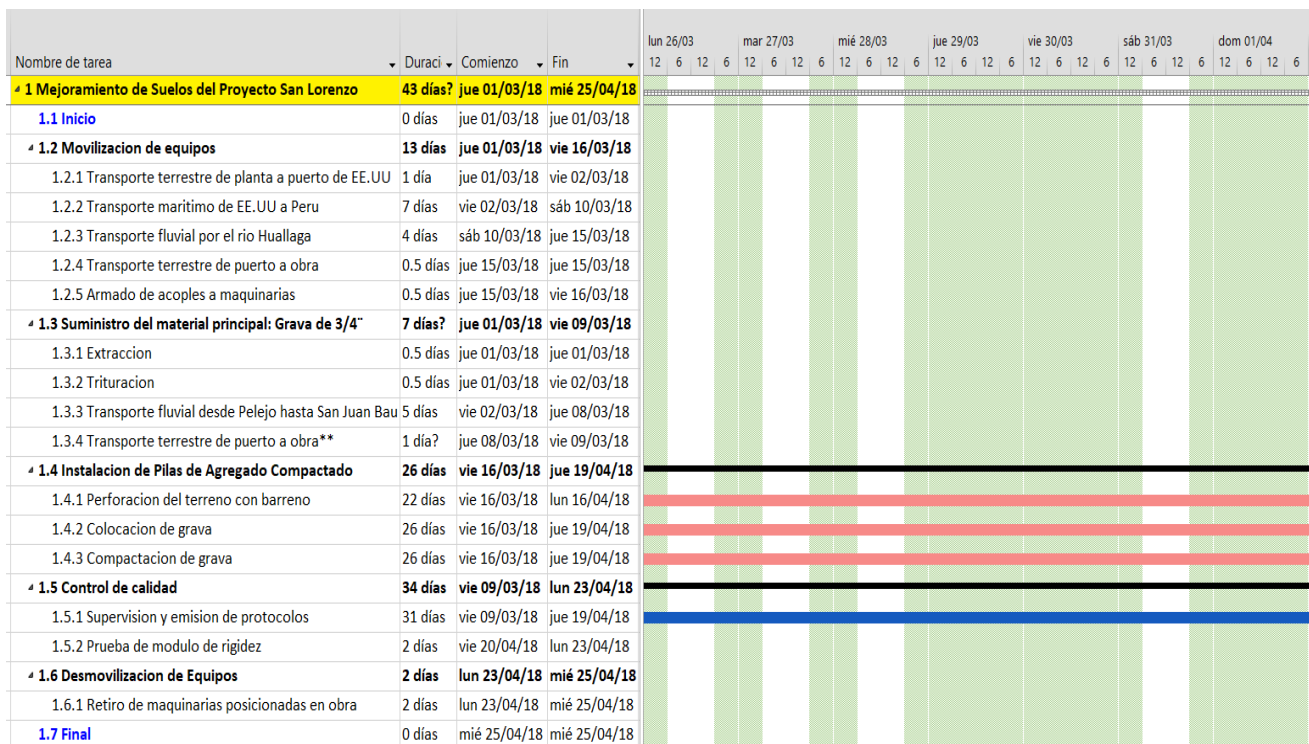


Figura 95. Corte del cronograma general para observar el horizonte de la semana 5, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

En sexto lugar describimos la semana 6 que se inicia el día 36 y culmina el día 41, en este transcurso, respecto a la instalación de pilas de Agregado compactado, se continúa con la colocación de grava y se compacta gradualmente; con lo cual finalmente se pudo realizar las 30 pilas restantes dándose por cerrado dicha partida. Por otro lado se tiene la partida de control de calidad que está basado en la supervisión continua y emisión de protocolos concluyéndose con la finalización de ejecución de pilas. A continuación veamos la estructura del cronograma en la semana 6:

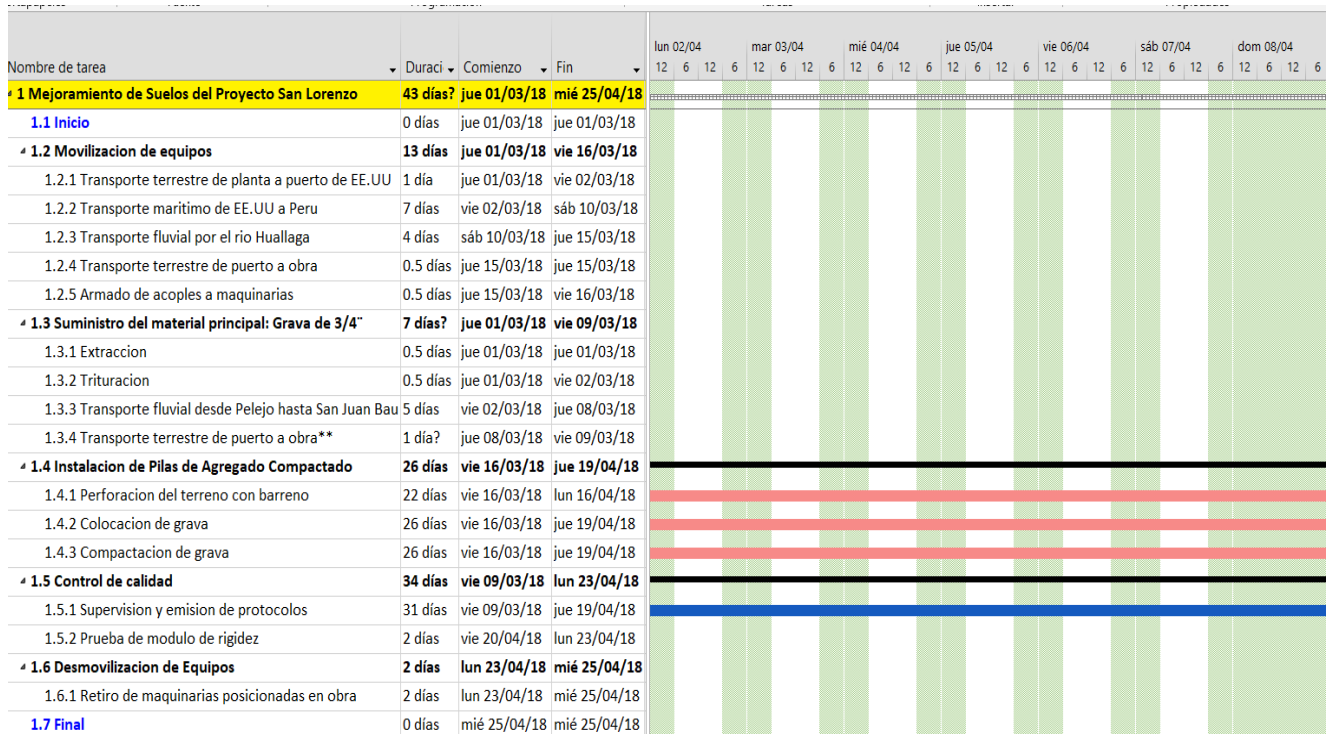


Figura 96. Corte del cronograma general para observar el horizonte de la semana 6, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

En séptimo lugar describimos la semana 7 que se inicia el día 43 y culmina el día 48, en este transcurso, en este transcurso, solo se realiza los trabajos de desmovilización de maquinarias con el retiro de sus respectivos operadores, esto solo implica la salida de obra. A continuación veamos la estructura del cronograma en la semana 7:

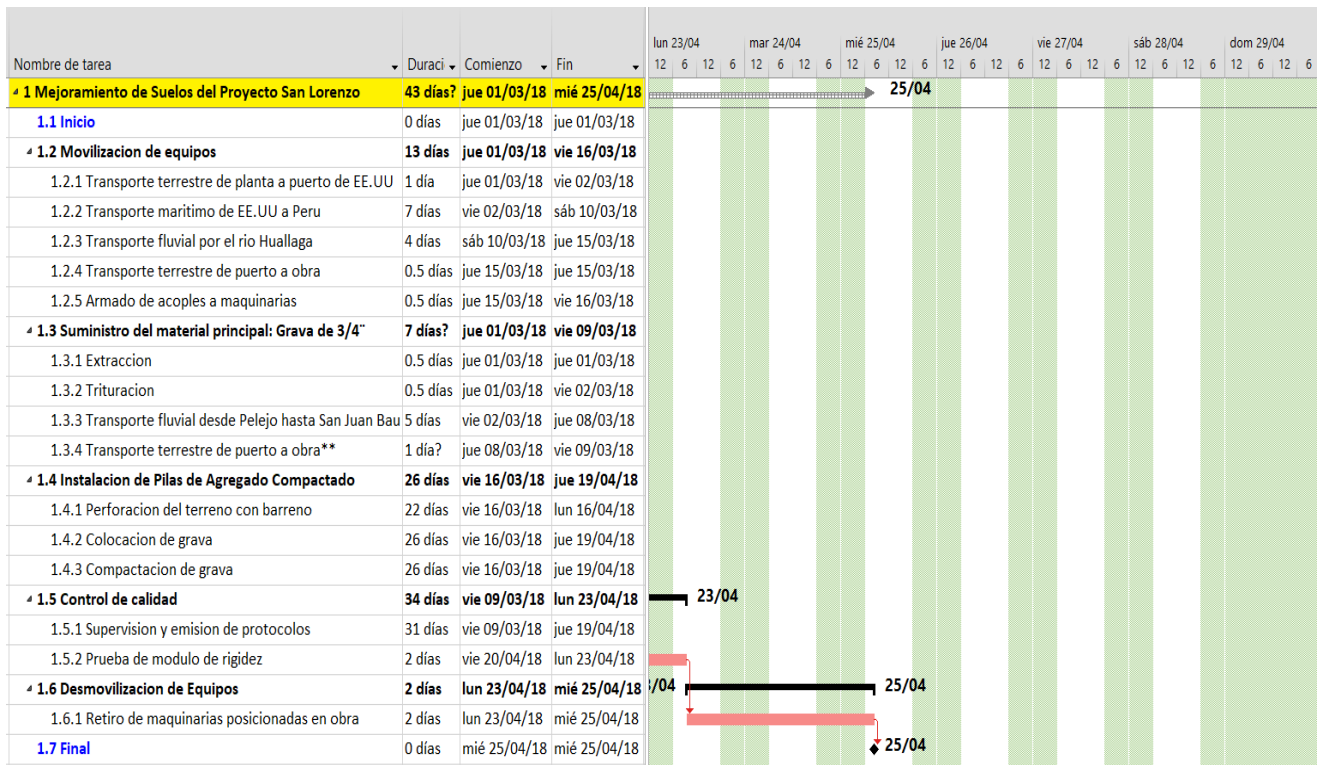


Figura 97. Corte del cronograma general para observar el horizonte de la semana 7, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

7 CAPÍTULO VII: RESULTADOS

7.1 Análisis comparativo entre el sistema de cimentación por pilotes y el sistema de mejoramiento por pilas de grava compactada

En el presente capítulo se presentará el diseño de cimentación por pilotes propuesto por el expediente técnico para la edificación de estudio, asimismo se presenta los resultados del diseño de la propuesta del sistema de mejoramiento de suelos mediante el sistema de pilas de grava compactada. Finalmente, se presentará un análisis comparativo entre ambos sistemas con la finalidad de establecer y evaluar las distintas ventajas y desventajas que pudiera presentar un sistema sobre el otro.

Para el desarrollo de este capítulo se ha revisado toda la información técnica del expediente técnico “Condominio San Lorenzo” correspondiente a los planos estructurales, estudios de suelos y resultados de ensayos de laboratorio realizados a los suelos, donde se aprecia el diseño que corresponde a una cimentación superficial mediante platea de cimentación, esto debido al sistema estructural comprendido por muros de concreto armado de ductilidad limitada, asimismo a esta cimentación por platea se suma un sistema de cimentación profunda por pilotes de perfil metálico redondo de 40” de diámetro, rellenos de concreto armado, los cuales según el expediente tendrán una longitud de profundidad de 10.00 ml.

Asimismo se presenta los resultados del diseño de la propuesta de mejoramiento de suelo mediante el uso de pilas de agregado compactado, donde se determina la cantidad de pilas a utilizar, el espaciamiento, el diámetro, la profundidad, la rigidez de diseño y el asentamiento superior, inferior y total que debe alcanzar.

7.2 Análisis del sistema de Pilotes propuesto por el expediente Técnico

En el expediente técnico del proyecto de estudio, el sistema de cimentación profunda por pilotes de acero fue propuesto por el especialista que realizó el estudio de suelos, dicho diseño considera:

- Diámetro de pilotes metálicos = 16”
- Profundidad de desplante = 10.00 ml
- Componente del pilote:

- Perfil tubular de acero
- ancho = 16"
- espesor de perfil: $e = 0.625$ "
- relleno: concreto armado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, con armadura de 8 aceros longitudinales de $5/8$ " y zunchos de $3/8$ " @ 0.30 m.
- Espaciamiento entre pilotes = 2.40 ml
- Capacidad de carga admisible en un pilote = 60.95 Ton
- Factor de seguridad = 3
- Asentamiento Total = 12.21 mm

Como se señala, el especialista propone que la profundidad de desplante de los pilotes sea de 10.00 ml, esta profundidad se toma considerando que según los perfiles estratigráficos se encuentran arcillas muy duras a 7.00 ml de profundidad (en promedio) con respecto al nivel de suelo natural.

Asimismo se debe considerar una prueba de módulo por cada 50 pilotes como mínimo, por lo tanto en la primera etapa se debe considerar al menos 4 pruebas de módulo aplicado a los pilotes.

7.3 Análisis de resultados del diseño propuesto por el sistema de pilas de grava compactada

Para el diseño del sistema de mejoramiento de suelos se tuvo en cuenta la máxima presión ejercida sobre el suelo, para ello se modeló la edificación en el programa ETABS, obteniendo así un resultado de 15 Ton/m², esta presión es la más crítica en condición estática y 19 Ton/m² en condición sísmica, con dicho valor se realizaron los cálculos para el diseño del mejoramiento de suelo mediante pilas de grava compactada, como se explicó en el capítulo 6.

A continuación se presenta resumen de resultados del diseño de pilas de grava compactada.

- Diámetro de pilas = 20"
- Profundidad de desplante = 3.00 ml
- Componente de la pila: Grava triturada de diámetro = 3/4" – 1" de cantera de Tarapoto.
- Espaciamiento entre pilas = 2.10 ml
- Carga transmitida al suelo por edificio de 9 niveles = 15 Tn/ m²
- Carga transmitida a las pilas de grava = 16.96 KSF (kips / pie²) = 82.8 Tn/m²
- Asentamiento Total = 12.33 mm

Como se puede observar el asentamiento total en las pilas (asentamiento superior + asentamiento inferior) alcanza los 12.33 milímetros, la mitad a lo establecido por la norma E-050m. Finalmente la rigidez de diseño de las pilas debe alcanzar valores de 310 lb/pulg³ o 8580.7 Ton/m³, esto se verificará mediante una prueba de módulo aplicada a una pila.

7.4 Comparación de resultados

Luego de los estudios y cálculos realizados, se concluye que tanto la propuesta del expediente técnico de cimentar la edificación sobre pilotes de acero rellenos de concreto armado, como la propuesta de mejoramiento de suelos mediante pilas de grava compactada son técnicamente viables, para la construcción de la edificación de nueve niveles, porque evitan la falla por capacidad de carga y reducen el asentamiento del suelo. La comparación

de los resultados estará basada en brindar barras comparativas con respecto al tiempo de ejecución y costo efectivo de los dos sistemas. La finalidad es evaluar un sistema novedoso de mejoramiento de suelo que puede reemplazar sistemas tradicionales de cimentación con mejores resultados en costo y tiempo.

7.4.1 Análisis comparativo respecto al tema económico

En primera lugar lo más resaltante es evaluar la longitud entre los pilotes de acero y las pilas de agregado compactado. La longitud estimada del pilote es de 10.0 ml de desplante medidos desde el fondo de la platea, se dice estimada ya que se prevé que a 10.0 ml el pilote hincado presentará rechazo. Asimismo la profundidad calculada de la pila de grava alcanza los 3.0 ml, es decir poco más que la tercera parte de la profundidad del pilote, esto es debido a que los pilotes desprecian el aporte de carga que puede aportar el suelo, mientras que en el caso de las pilas estas aprovechan toda la profundidad alcanzada para mejorar las condiciones de soporte del suelo matriz.

Como se indicó la diferencia en la profundidad de desplante obedece también a que las pilas son diseñadas para controlar los asentamientos, por lo que no requieren grandes longitudes, asimismo debido a que se diseña la pila con la máxima presión en la base de la edificación el cálculo del espaciamiento entre las pilas asciende a 2.10, mientras que en el diseño con pilotes este espaciamiento asciende a 2.40, lo que implica una diferencia en cantidad de unidades de ambos elementos.

Finalmente para el análisis comparativo entre los pilotes de acero rellenos de concreto armado y las pilas de agregado compactado se realizó una cotización para ambos sistemas, en el caso de los pilotes, la cotización estuvo a cargo de la empresa nacional “Pileco SAC” empresa constructora especialista en obras portuarias, muelles marítimos e instalación de tablestacas. Finalmente en el análisis de la cotización se pudo obtener los siguientes datos:

- Costo total de instalación de 216 unidades de pilotes = 2' 223 623.84 soles.
- Costo por unidad de pilote de acero relleno de concreto armado = 10,294.50 soles.
- Costo por metro lineal de pilote de concreto relleno de concreto armado = 1,029.36 soles
- Cantidad total de ml de pilotes de concreto rellenos de concreto = 2,160.0 ml

Este costo incluye la movilización de equipos, herramientas, personal calificado, suministro de pilotes de acero, suministro e instalación de concreto para pilotes $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, suministro e instalación de armaduras de acero para los pilotes y pruebas de carga estática, el plazo ofrecido por parte del contratista para la instalación de todos los pilotes (sólo instalación) fue de 60 días hábiles, este tiempo no contempla el plazo del suministro ni la movilización de maquinarias necesarias para la instalación la cual asciende a 45 días hábiles. La cotización elaborada para el proyecto de estudio se adjunta en el anexo 24.

Con respecto a las pilas de agregado compactado en el capítulo anterior se pudo elaborar un presupuesto estimado del costo total de la instalación de estos elementos, el cual asciende a 983,091.53 soles, estos trabajos incluyen:

- Movilización y desmovilización de maquinarias y equipos
- Suministro de grava $e = 3/4'' - 1''$
- Instalación de 286 pilas de agregado compactado
- Prueba de módulo

Finalmente para el análisis comparativo se presenta la figura 100 donde se expone la diferencia de costo global en el uso de los diferentes sistemas analizados:

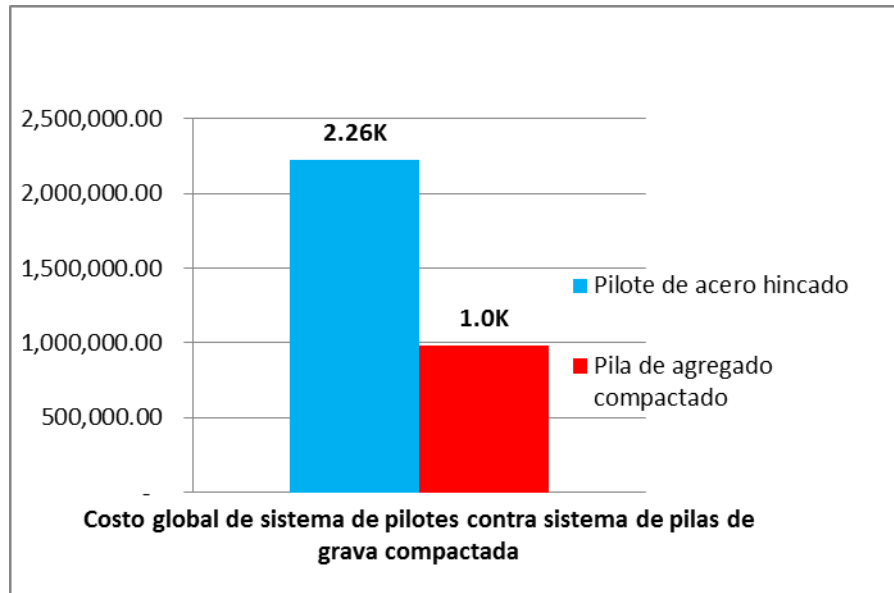


Figura 98. Columnas comparativas entre el costo global de la instalación de pilotes hincados y pilas de agregado compactado, Adaptado de "Elaboración propia", por Obregón y Plascencia, 2018

Como se puede observar en la figura 100, existe una notable diferencia en el costo de ambos sistemas, mientras que la instalación de pilotes asciende a un costo estimado de 2'223,623.84 soles, el sistema de mejoramiento de suelo mediante pilas de agregado compactado asciende aproximadamente a 983,091.53 soles, es decir el sistema de pilotes es 226 % más caro que el sistema de pilas.

Ahora bien, si consideramos que en el sistema de mejoramiento de suelos se eliminará el refuerzo de acero corrugado de la platea que evitaba el punzonamiento de los pilotes, tendríamos un ahorro adicional calculado de:

- 7.24 Ton de acero
- 28,819.22 soles de ahorro por no ejecución de refuerzo de acero (al p.u. de 3.98 soles por kg)

Finalmente si agregamos el costo del acero de refuerzo ante el punzonamiento por la presencia de los pilotes, el presupuesto del sistema de pilotes ascendería a 2'252,235.33 soles. Mientras que el sistema de mejoramiento de suelo mediante pilas de grava

compactado asciende a un presupuesto final de 983,091.53 soles, es decir que el margen de diferencia entre ambas propuestas pasó de 226% a 229% el costo del sistema de mejoramiento.

7.5 Ventajas y desventajas del sistema de pilas de grava compactada

Como se pudo observar durante el análisis comparativo con respecto a costos, el sistema de pilas de grava compactada presenta una ventaja significativa en ahorro de dinero respecto al sistema de pilotes hincados en la ciudad de San Juan Bautista. Esto conlleva a la necesidad de remarcar algunas ventajas y desventajas del uso del sistema de agregado compactado, esto corresponde a la finalidad de conocer características adicionales de este reciente sistema de mejoramiento de suelos compresibles, sistema que en el Perú viene siendo utilizado desde el año 2013.

7.5.1 Ventajas del sistema de Pilas de Agregado Compactado.

- No se requiere descabezado, por lo que la construcción de la platea puede comenzar al finalizar la instalación de las pilas.
- Son menos costosas que los pilotes porque solamente utilizan grava de 3/4”.
- El ahorro económico asciende a un 62% con respecto a la propuesta de cimentación por pilotes
- Aumentan la capacidad de carga del suelo a razón de 3 veces su capacidad natural.
- Aumentan la resistencia cortante por su alto ángulo de fricción interna.
- El tiempo de ejecución es menor, en promedio 4.00 ml por hora
- Ante la presencia de lluvias no requiere sistema de bombeo.

7.5.2 Desventajas del sistema de Pilas de Agregado Compactado.

- Limitada profundidad de mejoramiento, en arcillas hasta 8.00 ml y en arenas hasta 15 metros.
- La fuerte energía de impacto al compactar las pilas durante la instalación produce vibraciones en construcciones vecinas, estas deben estar alejadas como mínimo 4.00 ml de las pilas
- Rechazo inicial al sistema por el hecho de ser novedoso.

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES:

- El resultado del máximo valor calculado del asentamiento de acuerdo al diseño planteado en esta investigación es de 12.33 milímetros, es decir menos de la mitad considerado por el especialista del EMS, para el caso de estudio el consideró un asentamiento máximo de 25.4 mm.
- Según los resultados del ensayo SPT en las 6 prospecciones realizadas en el suelo de estudio el valor promedio a 2.50m de profundidad de la superficie es de 0.5 kg/cm² quiere decir 5 tn/m², mientras el diseño del sistema de mejoramiento de suelo mediante pilas de grava compactada se realizó para soportar una edificación de 15 tn/m², es decir el suelo soportará una presión admisible de 1.5 kg/cm² logrando un incremento de un 300% con respecto al valor inicial de presión admisible del suelo.
- Mediante los ensayos de inalterabilidad, abrasión, contenido de sales solubles y contenido de sulfatos solubles se llegó a verificar la calidad de la piedra de río canto rodado de la cantera Pelejos en Yurimaguas, en consecuencia es viable su uso como agregado para la ejecución de las pilas de grava compactado.
- Según el análisis económico comparativo entre la ejecución del sistema propuesto de mejoramiento de suelo mediante pilas de grava compactada, frente a la cimentación por pilotes original del proyecto de estudio, se alcanzaría un ahorro del 55%, esto asciende a más de 1 millón 240 mil soles.
- El tiempo estimado para la construcción del sistema de pilotes de acero rellenos de concreto armado presentado originalmente en el proyecto de estudio es de 105 días hábiles, mientras que, en base a los antecedentes de proyectos ejecutados con el sistema de mejoramiento de suelos mediante pilas de grava compactada propuesto, el tiempo estimado de construcción es de 58 días hábiles, es decir se reduce el tiempo de ejecución en un 57%.

RECOMENDACIONES:

- Se recomienda realizar dos prospecciones más en el área que ocupa la losa de cimentación del proyecto de estudio, ya que como mínimo debe ser 3 prospecciones según lo indicado en el Reglamento Nacional de edificaciones, con ello se tendrá valores más representativos de la condición del suelo.
- Revisar el estudio de SPT del expediente técnico, basado en los principios de la norma ASTM D1586 y NPT 339.133, ya que se pudo comprobar que la corrección al Número de golpes no correspondía a lo indicado en la norma citada.
- Continuar con la presente investigación a través de la instrumentación geotécnica de las pilas de agregado compactado en próximos proyectos a construir en el Perú, con el objetivo de difundir este sistema de mejoramiento de suelos de baja resistencia.
- Durante la modulación de las pilas, se debe asegurar la instalación de pilas al borde de la platea de cimentación, donde habrá alta concentración de cargas, , asimismo no realizar excavaciones ni cortes de terreno en zonas adyacentes al suelo densificado a menos de 2.00 m de distancia.
- En el diseño de pilas de grava compactada se debe considerar la presión máxima en el fondo de la losa de cimentación, calculada del análisis de presiones de la edificación modelada en el programa ETABS.
- Para facilidad del trabajo de instalación, se debe ejecutar los trabajos de mejoramiento de suelo en los meses de menor intensidad de lluvia en Iquitos (mayo – noviembre), asimismo el sistema de filtración de aguas pluviales ubicado en la superficie del suelo debe ser calculada con la máxima intensidad de lluvia registrada anualmente por SENAMHI, y niveles de escorrentía del suelo ya especificados.
- Para obtener el agregado se recomienda evaluar 3 canteras como mínimo, en cuanto a su potencia, legalidad, calidad del agregado, costo puesto en obra y tiempo de entrega.
- Realizar los ensayos físicos de la grava en un laboratorio certificado, dichos ensayos corresponden a: abrasión, durabilidad, contenido de sulfatos, contenido de sales solubles.

- El uso del sistema de mejoramiento de suelos se aplica a suelos arcillosos, suelos arenosos y limosos, pero no a suelos rocosos ni con presencia de grava.
- La compactación de la pila se debe realizar con un apisonador neumático adaptado a una excavadora y que emita una energía de 250,000 ft- lb. graduado sin variación alguna, no emplear ningún otro equipo o mecanismos que quieran simular la acción del golpe y la emisión de energía.
- El suministro de las maquinarias, sea en paralelo al suministro de la grava. Asimismo las maquinarias que realizan la construcción de las pilas deben tener repuestos para evitar alguna para no programada en caso que se averíe algún accesorio.
- La prueba de módulo debe ser realizada al inicio del proceso, para lo cual debe instalarse 3 pilas iniciales, el resultado de la prueba confirmará que las pilas alcanzarán la rigidez de diseño. Asimismo, estas pilas deben estar fuera de la modulación del sistema y podrían estar ubicadas dentro del área de suelo matriz.
- Se recomienda este sistema ya que incluso durante épocas de alta pluviosidad, no es necesario paralizar el proceso constructivo para bombear el agua de lluvia, asimismo, el hecho de que el agua de lluvia ingrese a la cavidad no cambiará las cualidades mecánicas de la pila.

9 REFERENCIAS

- Amazonian Soil. (2015). Estudio de Mecanica de Suelos con fines de cimentacion para el proyecto “CONSTRUCCION CONDOMINIO SAN LORENZO”.
- Aguilar, Z. (2012). Problemas presentados por los suelos a las obras de Ingenieria. (Presentacion para el Centro Peruano Japonés de investigaciones sismicas y mitigacion de desastres - CISMID). Lima: Universidad Nacional de Ingenieria.
- Alva J (2013) *Diseño de cimentaciones*. Lima. Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Alonso, P. J. (2014). Diseño basado en tecnicas de fiabilidad del tratamiento de mejora del terreno mediante columnas de grava. (Tesis de doctorado, Universidad Politecnica de Madrid, Departamento de Ingenieria y morfologia del terreno. Madrid, España).
- Bustamante, C. (1992). Investigacion del CISMID. Características geotécnicas del subsuelo de la ciudad de Iquitos. Recuperado de <https://es.scribd.com/document/213594353/Caracteristicas-de-Geotecnicas-Del-Suelo-de-Iquitos> [Consulta: 02 de noviembre de 2017].
- Berrocal, J (2013) Métodos analíticos y numéricos aplicados al diseño de cimentaciones superficiales considerando su interacción con el suelo.
- Braja M.D, (2012)*Fundamentos de la ingeniería de cimentaciones*. 7°ed. México D.F.: Cengage Learning, Inc.
- Concejo Nacional del Ambiente (2005) Indicadores ambientales Loreto. Recuperado de <http://bibliotecavirtual.minam.gob.pe/biam/bitstream/id/584/BIV00134.pdf> [Consulta 18 de octubre de 2017]
- Davidson , J. (2013). *Prepa Power Plant*. Mayaguez: Geopier Company.
- Dourojeanni, M. (2013). *Loreto sostenible al 2021*. Loreto, Peru: Realidades S.A.

- Ebensperger, E. R., & Cañete, N. I. (2001). *Uso de pilas de agregado compactado para apoyar un edificio habitacional en Concepción - Chile*. Concepción: Emin.
- EMIN GEOESTRUCTURAS (2016). Información general de la empresa especialista en las áreas de Geosintéticos y Mejoramiento de suelos. Lima: EMIN. Recuperado de <http://www.emin.pe/> [Consulta: 26 de noviembre de 2017].
- EMIN GEOESTRUCTURAS (2016). Información de proyectos ejecutados en Perú para reforzamiento de suelos. Lima: EMIN. Recuperado de <http://www.emin.pe/proyectos/> [Consulta: 26 de noviembre de 2017].
- Fox, N. y Cowell, M (1998) GEOPIER Foundation And Soil Reinforcement manual, Geopier Foundation Company.
- Geoestructuras, E. (mayo de 2014). *Proyectos Ejecutados*. Recuperado el 15 de julio de 2017, de <http://www.emin.pe/servicios/sistema-reforzamiento-de-suelos/sistema-geopier-impact/>
- Google. (s.f.). [Mapa de Loreto, Iquitos, Maynas en Google maps]. Recuperado el 7 de Noviembre, 2017, <https://www.google.com/maps/place/Iquitos/@-3.779469,-73.311468,12z/data=!4m5!3m4!1s0x91ea10b0e440c1cb:0x9210b8d7040a6692!8m2!3d-3.7436735!4d-73.2516326.c>
- Halabian, A. M., Naeemifar, I., & Hashemolhosseini, H. S. (2012). Numerical analysis of vertically loaded rammed aggregate piers and pier groups. *Ground Improvement*, 167 – 181.
- Handy, R. L., & White, D. J. (2006). Stress Zones Near Displacement Piers: I. Plastic and Liquefied Behavior. *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING* © ASCE , 54 - 62.

- Handy, R. L., & White, D. J. (2006). Stress Zones near Displacement Piers: II. Radial Cracking and Wedging. *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING* © ASCE , 63 – 71.
- Huffman , J. C., & Stuedlein, A. W. (2014). Reliability-Based Serviceability Limit State Design of Spread. *Journal Geotechnical Geoenvironment Engeniering* , 1 – 10.
- Lake, W y Wissman, K. (2016) Procedimientos apropiados de prueba de módulo para la verificación del diseño adecuado de sistemas de cimentación soportados por geopier, Geopier Fundation Company.
- Instituto Nacional de Estadística e Información INEI (2007) Perfil sociodemografico de la región Loreto, Loreto.
- Ministerio de transportes y comunicaciones. (2005). Plan vial departamental y participativo de Loreto 2006 – 2015.
- Ministerio de Vivienda, Construccion y Saneamiento. (2014). Informe de presentacion del Primer Informe Tecnico, producto del servicio de “ Estudio de canteras , materiales, agua y diseño de mezcla de concreto y/o morteros para los proyectos urbanos de la zona de Belen Inundable para los proyecyos urbanos del Programa de Mejoramiento Integral de Barrios, en el distriro de Belen, provincia de Maynas, departamento de Loreto. Informe N° 001-2014/MARO.
- Ministerio de vivienda construcción y saneamiento (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima: El Peruano.
- Pham, H. T., & White, D. J. (2007). Support Mechanisms of Rammed Aggregate Piers.II: Numerical Analyses. *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING* © ASCE , 1512 - 1521.
- Región. (7 de marzo de 2012). <http://diariolaregion.com>. Recuperado el 12 de julio de 2017, de <http://diariolaregion.com/web/arquitectos-e-ingenieros-de-la-mpm-y-drc-inspeccionaron-edificio-azul-de-essalud/#comments>

- Santoyo Villa, E. (2014). Los pilotes de grava y balastos apisonados: origen y evolución desde 1910. *geotecnia* (231), 28-33.
- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI). (2017) Información del tiempo y el clima – Iquitos, Iquitos: Recuperado de [\(http://www.senamhi.gob.pe/?p=pronostico-detalle-turistico&localidad=0021\)](http://www.senamhi.gob.pe/?p=pronostico-detalle-turistico&localidad=0021)
- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI). (2017) Reporte de información meteorológica estación Puerto Almendra , Iquitos: Recuperado de: <http://www.senamhi.gob.pe/?p=data-historica> (figura 2.2)
- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI). (2017) Histograma de precipitación anual de la estación meteorológica Punchana – San Juan Bautista, Recuperado de: <http://www.senamhi.gob.pe/?p=descarga-datos-hidrometeorologicos>
- Santos, F. (2014). Iquitos. Peru: Telefonica.
- Sociedad Americana para Pruebas y Materiales ASTM (2017) *Norma D-1586*, Estados Unidos.
- Sociedad Americana para Pruebas y Materiales ASTM (2017) *Norma D-2487*, Estados Unidos.
- Sociedad Americana para Pruebas y Materiales ASTM (2017) *Norma D-440*, Estados Unidos.
- Stuedlein, A. W., & Holtz, R. D. (2013). Bearing Capacity of Spread Footings on Aggregate Pier Reinforced Clay. *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING* © ASCE , 49 - 57.
- Stuedlein, A. W., & Holtz, R. D. (2014). Displacement of Spread Footings on Aggregate Pier Reinforced Clay. *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING* © ASCE , 36 - 45.

- Stuedlin, A. W., & Holtz, R. D. (2012). Analysis of Footing Load Tests on Aggregate Pier Reinforced Clay. *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING* © ASCE , 1091 - 1103.
- Suleiman, M. T., & White, D. J. (2006). Load Transfer in Rammed Aggregate Piers. *INTERNATIONAL JOURNAL OF GEOMECHANICS* © ASCE , 389 - 397.
- White, D. J., Pham, H. T., & Hoevelkamp, K. K. (2007). Support Mechanisms of Rammed Aggregate Piers.I: Experimental Results. *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING* © ASCE , 1503 - 1511.
- White, D. J., Pham, H. T., & Hoevelkamp, K. K. (2009). Discussion of “Support Mechanisms of Rammed Aggregate Piers. I: Experimental Results” . *JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING* © ASCE , 459 - 462.

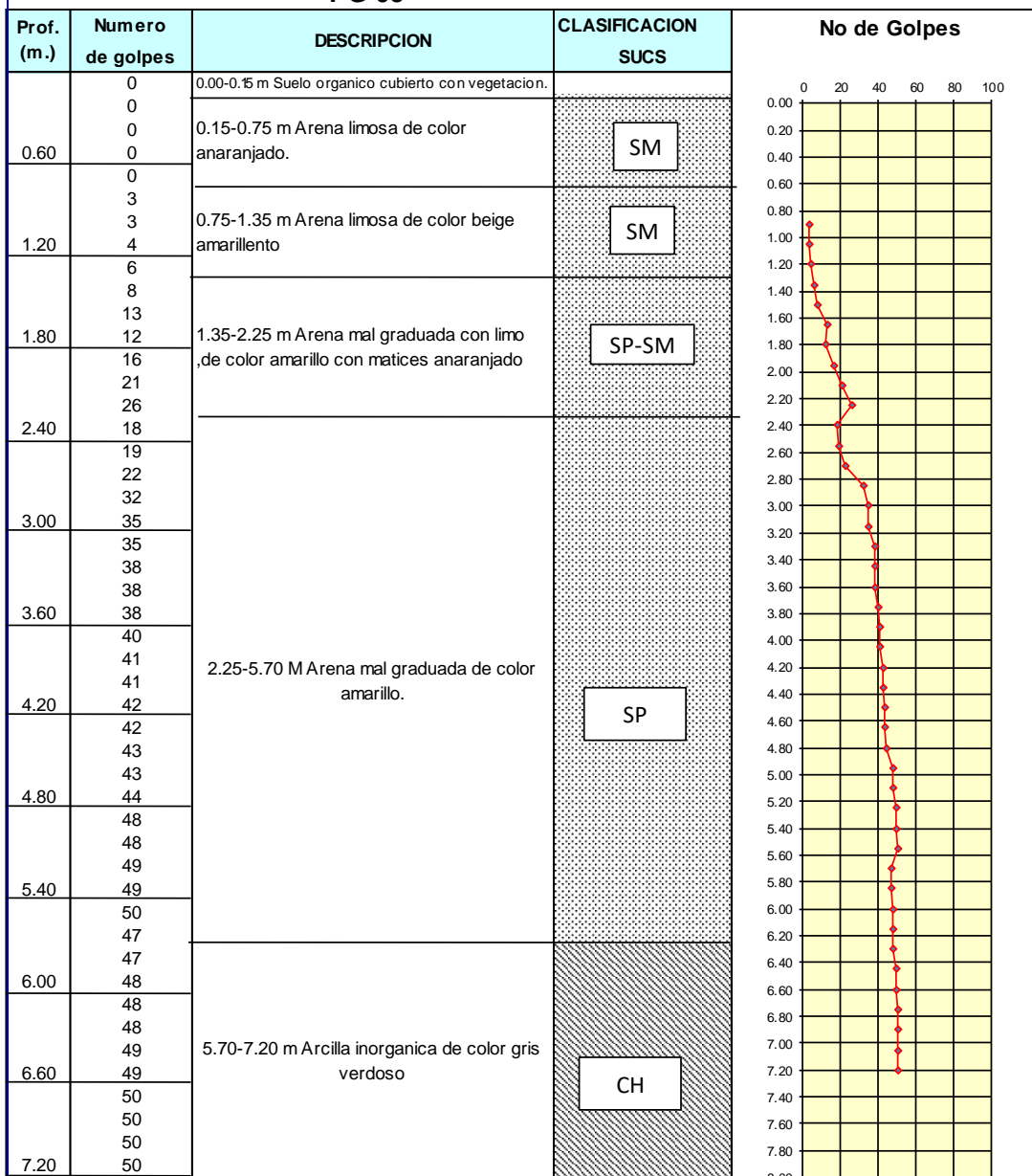
10 ANEXOS

ANEXO 1: Ensayo SPT Prospección PG-05, Amazonian SOIL 2015

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONTROL DE CALIDAD
ENSAYO DE PENETRACION NORMAL
STANDARD PENETRATION TEST - SPT (ASTM 1586 - NTP 339.133)

PROYECTO : "CONSTRUCCION CONDOMINIO SAN LORENZO"
UBICACIÓN : CALLE SAN LORENZO
PROPIETARIO : FAMILY HOUSE SAC
ESPECIALISTA : ING. LANDER ZAPATA TAVARA
FECHA : SAN JUAN ,24-11-2015

PG-05



ANEXO 2: Resultados de ensayo SPT Prospección PG-05, Amazonian SOIL 2015

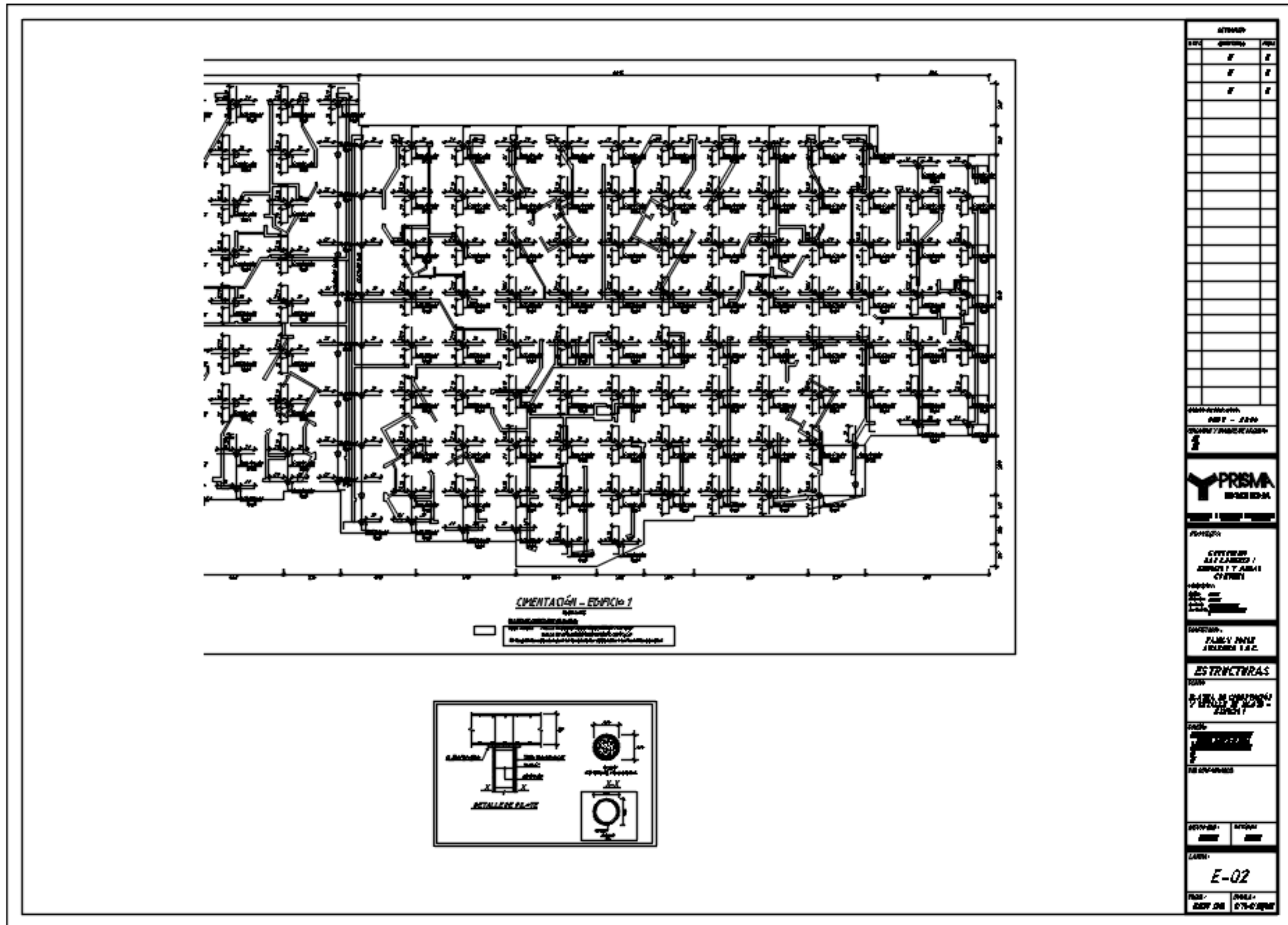
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONTROL DE CALIDAD

PROYECTO : CONSTRUCCION DE CONDOMINIO SAN LORENZO.
UBICACIÓN : DISTRITO DE SAN JUAN BAUTISTA
PROPIETARIO : FAMILY HOUSE SAC
ESPECIALISTA : ING. LANDER ZAPATA TAVARA
FECHA : 02-12-15

PARAMETROS GEOTECNICOS

PG - 05

PROFUNDIDAD (m)	PESO VOLUMETRICO (gr/cm ³)	B	SUCS	N (campo)	$\delta \cdot h$	C_N	C_E	C_R	N_{60}	$N_{CORREGIDO}$	COHESION	ϕ
		ANCHO ZAPATA		(golpes)	(kg/cm ²)						C (kg/cm ²)	Grados
1.20	1.80	2.50	SM	7	0.22	2.15	0.75	1.00	5	11		25
2.70	1.62	2.50	SP-SM	41	0.44	1.51	0.75	1.00	31	46		39
4.20	1.62	2.50	SP-SM	83	0.68	1.21	0.75	1.00	62	75		50
5.70	1.62	2.50	SP	97	0.92	1.04	0.75	1.00	73	76		50
7.20	1.77	2.50	CH	100	1.27	0.886	0.75	1.00	75	66	2.68	



ANEXO 5: Resultados de Prueba de Módulo N°4 Proyecto TOTTUS Huachipa, MyM Consultores 2014.

ASEGURAMIENTO DE CALIDAD
SISTEMA DE DENSIFICACIÓN GEOPIERS – PLATAFORMA BODEGA SECO
CENTRO DE DISTRIBUCIÓN TOTTUS HUACHIPA
LURIGANCHO - LIMA

Lima, 20 de Marzo de 2014

De : Ing. Milagros Soto Dueñas
Para : Ing. Manuel Gutiérrez
Gerente General
EMIN INGENIERÍA Y MONTAJES S.A.C.
Referencia : Prueba de Módulo N°4 en Elemento Impact Pier

De acuerdo a lo coordinado, se realizó la visita al proyecto de la referencia para inspeccionar la cuarta prueba de módulo programada sobre un elementos impact pier en el punto previamente seleccionado por el Cliente.

La prueba realizada fue la siguiente:

Prueba de Modulo N°4

Fecha de Ensayo: Lunes 15 de Febrero del 2014 (de 08:00 am a 15:00 pm)

Inspección realizada por: Sr. José Luis Casano Garcia

Fecha de Instalación: 07 de Febrero del 2014

Módulo de Rigidez obtenido: 600 pci

Esfuerzo aplicado en el tope del elemento: 11,200 psf (100% del esfuerzo de diseño)

Elemento instalado para: Losa

Ubicación: entre ejes 15, 16 y F, G

Asimismo, es importante indica también, que en este caso, los valores de los ensayos de CST efectuados al elemento (a 0, 1.5 y 3 m) han dado 0 pulgadas de deformación.

Sin otro particular, los saluda

Atentamente,

MYM LABORATORIO DE
SUELOS Y CONCRETO S.A.C
Ing. Milagros Soto Dueñas
JEFE DE SUPERVISIÓN DE OBRAS

ANEXO 6: Resumen de ensayos de carga realizados a suelo mejorado con pilas de grava compactada, Proyecto TOTTUS Huachipa, MyM Consultores 2014.

6.0 RESUMEN DE RESULTADOS CARGA - DEFORMACIÓN

A continuación se presentan el resumen de los resultados de los ensayos de carga en cada punto de ensayo:

Prueba de Carga	Carga Aplicada (Kg/cm ²)	Deformación Total (mm)	Densidad Natural registrada en cada punto
PC-01	1.00	0.31	1.995 g/cc
	2.00	0.55	
	4.00	0.95	
PC-2	1.00	0.26	2.049 g/cc
	2.00	0.56	
	4.00	0.85	
PC-03	1.00	0.39	1.980 g/cc
	2.00	0.93	
	4.00	1.63	

ANEXO 7: Conclusiones y recomendaciones sobre las pruebas de carga realizados a suelo mejorado con pilas de grava compactada, Proyecto TOTTUS Huachipa, MyM Consultores 2014.

7.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo a los resultados obtenidos podemos definir los siguientes valores para los coeficientes de reacción de la subrasante:

Prueba de Carga	Carga Aplicada (Kg/cm ²)	K ₃₀ (Kg/cm ³)	K ₃₀ (lb/in ³)	Observaciones
PC-01	1.00	32.00	1164	Ensayo realizado sobre superficie mejorada con grava.
	2.00	36.00	1312	
	4.00	42.00	1519	
PC-2	1.00	38.00	1388	Ensayo realizado sobre superficie mejorada con grava.
	2.00	36.00	1289	
	4.00	47.00	1698	
PC-03	1.00	26.00	925	Ensayo realizado sobre superficie natural compactada.
	2.00	22.00	776	
	4.00	25.00	885	

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, recomendamos tomar como valor del modulo de reacción de la subrasante $K_{30} = 776 \text{ lb/in}^3$, que resulta ser el menor valor obtenido de las pruebas de carga en el punto PC-3.

Es importante indicar, que los módulos de reacción de la subrasante representan las condiciones de estabilidad del suelo existente hasta una profundidad de 1.5 veces del ancho de la placa de prueba, por lo que su valor no debe ser generalizado sin la comprobación previa de la homogeneidad del terreno.

Lima, Marzo de 2014

ANEXO 8: Resultados de Ensayo de Granulometría , cantera Firth Carapongo para Proyecto TOTTUS Huachipa, MyM Consultores 2014.

CERTIFICADO N°:	OE-060-01-GA
Fecha de Emisión:	05/10/2013

DATOS DEL SOLICITANTE		DATOS DE LA MUESTRA		DATOS DEL MUESTREO	
Solicitante:	MyM Consultores S.R.L.	Identificación:	USO 7	Sondaje:	-
Proyecto:	Centro de Distribución Huachipa	Tipo:	MAS	Profundidad:	-
N° de Proyecto:	-	Materia:	Agregado	Progresiva:	-
Ubicación:	Huachipa - Lima	Procedencia:	Cantera Firth	Coordenadas:	-
		Fecha de recepción:	03/10/2013	Elevación:	-
		Presentación:	Saco	Ubicación:	Huachipa
		Muestra recibida:	44.6 kg	Muestreado por:	José Casarin
		Observaciones:	-	Fecha de Muestreo:	03/10/2013

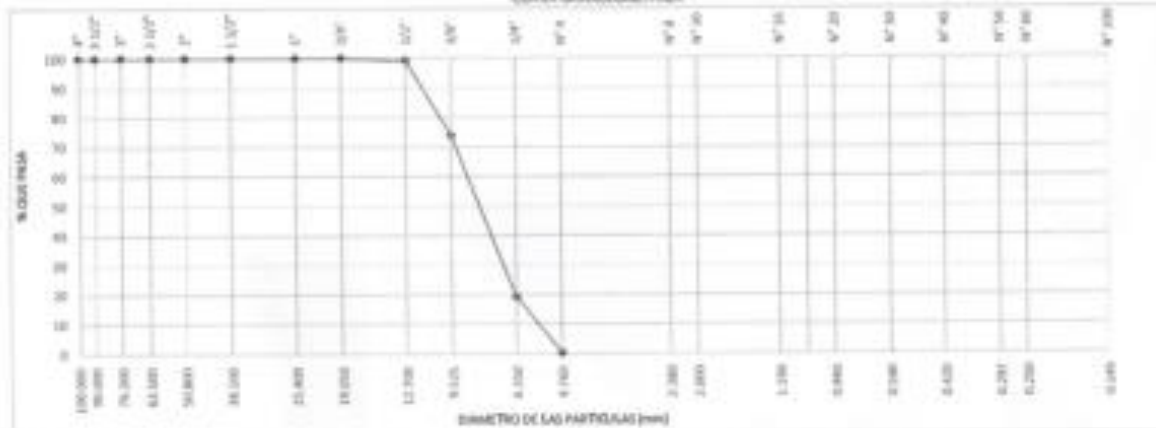
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO DE LOS AGREGADOS

Fecha de Ensayo:	05/10/2013	Realizado por:	J.C. Trujillo	Norma de ref.:	ASTM C136	Norma utilizada:	NTP 400.012
------------------	------------	----------------	---------------	----------------	-----------	------------------	-------------

ENSAYO							PROPIEDADES FÍSICAS	
Tamiz	Abertura (mm)	Peso Retenido (g)	% Retenido	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especif ASTM C-33	Modulo de finura	1.26
4"	76.200					-		
3 1/2"	76.200					-		
3"	76.200					-		
2 1/2"	63.500					-		
2"	50.800					-		
1 1/2"	38.100					-		
1"	25.400					-		
3/4"	19.000					-		
1/2"	12.700	267	0.73	0.73	99.27	-		
3/8"	9.525	6714	25.30	26.04	73.96	-		
1/4"	6.350	10872	54.65	80.69	19.31	-		
N° 4	4.750	6802.0	15.11	100.00	0.00	-		
N° 8	2.380					-		
N° 16	1.190					-		
N° 30	0.600					-		
N° 60	0.250					-		
N° 100	0.150					-		
FONDO			0.00	0.00	100.00	-		
							Peso Total Seco	36363 g

ESPECIFICACIONES	
Según el requerimiento granulométrico del ASTM C 33	
	-

CURVA GRANULOMÉTRICA



OBSERVACIONES

[Área vacía para observaciones]

*Cada proporcionado por el cliente.

Revisado por:

[Firma]

Certificado:

[Firma]

ANEXO 9: Resultados de Ensayo de Sales solubles, cantera Firth Carapongo para Proyecto TOTTUS Huachipa, MyM Consultores, 2014.



CERTIFICADO N°:	OE-060-001-SST
Fecha de Emisión:	05/10/2013

DATOS DEL SOLICITANTE		DATOS DE LA MUESTRA		DATOS DEL MUESTREO	
Solicitante:	MyM Consultores S.R.L.	Identificación:	Uso 7	Sondaje:	-
Proyecto:	Centro de Distribución Huachipa	Tipo:	MAB	Profundidad:	-
N° de Proyecto:	-	Materia:	Agregado	Progresiva:	-
Ubicación:	Huachipa - Lima	Procedencia:	Cantera Firth	Coordenadas:	-
		Fecha de recepción:	03/10/2013	Elevación:	-
		Presentación:	Saco	Ubicación:	Huachipa
		Muestra recibida:	44.5 kg.	Muestreado por:	José Casiano
		Observaciones:	-	Fecha de Muestreo:	02/10/2013

DETERMINACIÓN DE LAS SALES SOLUBLES

Fecha de Ensayo:	04/10/2013	Realizado por:	K. Ávila	Norma utilizada:	NTP 339.152 2002
------------------	------------	----------------	----------	------------------	------------------

Contenido de sales solubles totales en muestra de Agregado(ppm)	S.S.T.: 270
---	--------------------

OBSERVACIONES

ANEXO 10: Resultados de Ensayo de Sulfatos solubles, cantera Firth Carapongo para Proyecto TOTTUS Huachipa, MyM Consultores,



CERTIFICADO N°:	OE-060-001-SO
Fecha de Emisión:	09/10/2013

DATOS DEL SOLICITANTE		DATOS DE LA MUESTRA		DATOS DEL MUESTREO	
Solicitante:	MyM Consultores S.R.L.	Identificación:	Ueo 7	Sondaje:	-
Proyecto:	Centro de Distribución Huachipa	Tipo:	MAB	Profundidad:	-
N° de Proyecto:	-	Materia:	Agregado	Progresiva:	-
Ubicación:	Huachipa - Lima	Procedencia:	Cantera Firth	Coordenadas:	-
		Fecha de recepción:	03/10/2013	Elevación:	-
		Presentación:	Saco	Ubicación:	Huachipa
		Muestra recibida:	44.6 kg.	Muestreado por:	José Casiano
		Observaciones:	-	Fecha de Muestreo:	02/10/2013

DETERMINACIÓN DE SULFATOS SOLUBLES					
Fecha de Ensayo:	04/10/2013	Realizado por:	K. Ávila	Norma utilizada:	NTP 339.178 2002

Contenido de sulfatos solubles totales en muestra de Agregado(ppm)	SO ₄ ⁻ :	82
--	--------------------------------	----

OBSERVACIONES

ANEXO 11: Resultados de Ensayo de Abrasión, cantera Firth Carapongo para Proyecto TOTTUS Huachipa, Universidad Agraria la Molina, 2014.

LABORATORIO DE PRUEBA Y ENSAYO DE MATERIALES
 DEPARTAMENTO DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL Y DESARROLLO SOSTENIBLE.
INFORME N° 231 - 13' LP y EM

SOLICITANTE: M y M CONSULTORES S.R.L.
PROYECTO: Centro de distribución Huachipa
UBICACIÓN: Ate - vitarte
MUESTRA: Punto de muestreo - acopio en cantera . Procedencia - Cantera firth - uso 7
ENSAYO: Desgaste por medio de la Máquina de los Ángeles - ASTM C 535
FECHA: La Molina, 10 de noviembre

RESULTADO DEL ANALISIS

ABRASION - GRADACION "A"

Malla	Peso inicial	Peso Inicial	Peso Retenido Malla
Pasa-Retenido	gr.	Total (gr.)	N° 12 (gr.)
1 1/2" - 1"	1250	5000	4400
1" - 3/4"	1250		
3/4" - 1/2"	1250		
1/2" - 3/8"	1250		

% DE DESGASTE MAQUINA DE LOS ANGELES

12.0 %

/

ANEXO 12: Resultados de Ensayo de Inalterabilidad, cantera Firth Carapongo para Proyecto TOTTUS Huachipa, MyM Consultores. 2014

CERTIFICADO N°:	OE-060-01-DU
Fecha de Emisión:	14/10/2013

DATOS DEL SOLICITANTE		DATOS DE LA MUESTRA		DATOS DEL MUESTREO	
Solicitante:	MyM Consultores S.R.L.	Identificación:	Uso 7	Sondaje:	-
Proyecto:	Centro de Distribución Huachipa	Tipo:	MAB	Profundidad:	-
N° de Proyecto:	-	Materia:	Agregado	Progresiva:	-
Ubicación:	Huachipa - Lima	Procedencia:	Cantera Firth	Coordenadas:	-
		Fecha de recepción:	03/10/2013	Elevación:	-
		Presentación:	Saco	Ubicación:	Huachipa
		Muestra recibida:	44.6 kg	Muestreado por:	José Casiano
		Observaciones:	-	Fecha de Muestreo:	02/10/2013

INALTERABILIDAD DE AGREGADOS POR SULFATO DE MAGNESIO

Fecha de Ensayo	07/10/2013	Realizado por:	K. Avila	Norma de ref.:	ASTM C88	Norma utilizada:	NTP 400.016.2011
-----------------	------------	----------------	----------	----------------	----------	------------------	------------------

ENSAYO				
Fracción				
Tamaño de Mallas Pasa	Retiene	Gradación original %	Pérdida total %	Pérdida corregida %
(2 1/2")	(2")	-	-	-
(2")	(1 1/2")	-	-	-
(1 1/2")	(1")	-	-	-
(1")	(3/4")	-	-	-
(3/4")	(1/2")	0.73	1.5	0.01
(1/2")	(3/8")	25.5	1.5	0.38
(3/8")	(N°4)	73.76	4.7	3.47
TOTALES		99.99	-	4

ANEXO 13: Resumen de ensayos realizados a cantera Firth Carapongo para Proyecto TOTTUS
 Huachipa, MyM Consultores, 2014.

LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

En el laboratorio se verificó la clasificación visual de todas las muestras obtenidas y se ejecutó con ellas los siguientes ensayos:

- Análisis Granulométrico por Tamizado (NTP 400.012)
- Abrasión (maquina de los Angeles) (ASTM C535)
- Inalterabilidad por Sulfatos de Magnesio (NTP 400.016)
- Contenido de Sales Solubles Totales (NTP 339.152)
- Contenido de Sulfatos Solubles (NTP 339.178)

Los resultados obtenidos de los ensayos para cada muestra se presentan en el Anexo N°3.

De acuerdo a los resultados obtenidos, tenemos:

Ensayo	Requerimiento	Resultado Obtenido	Calificación
Análisis Granulométrico por Tamizado	TM ≤ 1.5 pulg., retenido N°4	Huso 7 TM = ¾" Piedra 5/7 TM = 1½"	Cumple con EETT
Abrasión	40% máximo	12% (Huso 7) 17% (Piedra 5/7)	Cumple con EETT
Inalterabilidad	18% máximo	4% (Huso 7) 1% (Piedra 5/7)	Cumple con EETT
Contenido de Sales Solubles Totales	≤ 5,000 ppm	≤ 270 ppm	Cumple con MTC E219
Contenido de Sulfatos Solubles	≤ 1,000 ppm	≤ 82 ppm	Cumple con NTE E060

Por lo tanto, podemos concluir que los materiales seleccionados cumplen con los requerimientos especificados para la conformación de los elementos impact.


Sin otro particular, los saluda

Atentamente,

MyM LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C



 Ing. Milagros Soto Dueñas
 JEFE DE SUPERVISIÓN DE PROYECTOS
 E INSPECCIÓN DE PROCESOS

ANEXO 14: Resultados de ensayos realizados a grava de Canteras de Pelejos – Barranquita., granulometría. Fuente: Servicios Generales Wial – Yurimaguas 2017.



SERVICIOS GENERALES "WIAL"
DE: WINSTON CASTRE VASQUEZ

Estudios de suelos, diseños de mezclas de concreto, diseños de mezclas asfálticas, servicios de ensayos de laboratorio de suelos, concreto y asfalto en obra.



R.U.C. 10011155931

Resolución N° 010991-2013/DSD-INDECOPI

Proyecto: "Estudio de Canteras de Materiales, Distrito al Porvenir - Provincia de San Martín - San Martín"
Localización: Localidad de Pelejos
Muestra: Canteras Pelejos - Rio Huallaga
Material: Inicial TMA 3" (Agregado Grueso)
Para Uso: Mejoramiento, Almacén, Sub Base, Base Granular, Concreto y Asfalto

Perforación: -
Kilometraje: -
Profundidad de Muestra: -
Hecho Por: Tsc. Winston Castro Vázquez
Fecha: 09/09/2017

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D - 422

Tamices	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Especificaciones
2"	127.00				
4"	104.60				
3"	76.20			100.00%	
2"	80.60	1430.00	18.27%	81.73%	
1 1/2"	36.10	820.00	5.65%	24.92%	75.06%
1"	28.40	2220.00	28.51%	53.29%	46.21%
3/4"	19.050	1205.00	15.40%	68.69%	31.31%
1/2"	12.700	1065.00	13.87%	82.96%	17.44%
3/8"	8.825	485.00	6.20%	86.75%	11.25%
1/4"	6.350	190.00	2.43%	91.18%	8.82%
Nº 4	4.750	45.00	0.58%	91.76%	8.24%
Nº 8	2.360	14.30	0.41%	92.17%	7.53%
Nº 16	1.190	3.00	0.38%	92.28%	7.72%
Nº 20	0.840	2.30	0.26%	92.35%	7.65%
Nº 30	0.590	2.20	0.26%	92.41%	7.59%
Nº 40	0.425	7.20	0.20%	92.80%	7.40%
Nº 50	0.297	18.30	0.30%	93.11%	6.89%
Nº 60	0.250	0.00	0.00%	93.11%	6.89%
Nº 80	0.177	68.90	1.39%	95.00%	5.00%
Nº 100	0.149	23.90	0.88%	95.66%	4.34%
Nº 200	0.074	43.00	1.15%	96.84%	3.16%
Fondo	0.01	115.10	3.16%	100.00%	0.00%
PESO INICIAL	7625.00				

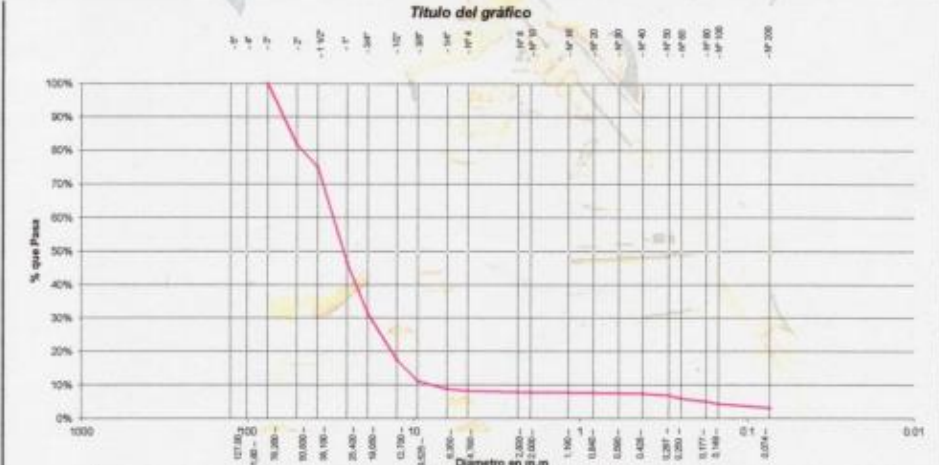
Tamaño Máximo: _____
 Módulo de Finos AF: _____
 Módulo de Finos AG: _____
 Equivalente de Arena: _____
 Descripción Muestra: Grava mal graduada

SUCS = GP AASHTO = A1-a(2)

LL = 14.64 WT = _____
 LP = 1.7 WT+5AL = _____
 SP = N.P WSAL = _____
 IG = _____ WT+5OL = _____
 D 90 = _____ %ARC = _____ 3.16
 D 60 = _____ %ERR = _____
 D 30 = _____ Cu = _____
 D 10 = _____ Cc = _____

Observaciones: Grava mal graduada no cumple con el requisito de tener un contenido de arena de 3.16% de gradación mayor que.

Título del gráfico



Díametro en m.m.

Piedras mayores 3"	GRAVA	ARENA	LIMO	ARCILLA
Clasificación - ASTM				
Clasificación - AASHTO				

SERVICIOS GENERALES "WIAL"

Winston Castro Vázquez

GERENTE PROPIETARIO

CEC

Ing. Carlos E. Ramos Chavez

INGENIERO CIVIL

CID-3849

Oficina Principal: Calle Arica N° 811 Oficina Sucursal: AA.HH. Buena Vista Mz. A1 Lt. 02-Yurimaguas-Alto Amazonas-Loreto
 Telef. 065-356335 ó 065-509462 RPM. *419328 – 942497068 Email: serwial@hotmail.com

ANEXO 15: Resultados de ensayos realizados a grava de Canteras de Pelejos – Barranquita.,
 abrasión. Fuente: Servicios Generales Wial – Yurimaguas 2017



SERVICIOS GENERALES "WIAL"
 DE: WINSTON CASTRE VASQUEZ

*Estudios de suelos, diseños de mezclas de concreto, diseños de mezclas
 asfálticas, servicios de ensayos de laboratorio de suelos, concreto y asfalto en
 obra.*



R.U.C. 10011155931

Resolución N° 010991-2013/DSD-INDECOPI

ENSAYO DE ABRASIÓN EN AGREGADO GRUESO

PROYECTO: "Estudio de Cantera de Materiales, Distrito el Porvenir - Provincia de San Martín - San Martín".

ESTRUCTURA: Grava Integral TMA 3"

HECHO POR: Téc. Winston Castre Vásquez

FECHA: 13/09/2017

USO: Mejoramiento, Afirmado, Sub Base, Base Granular, Concreto y Asfalto

ABRASIÓN EN TAMAÑOS MEDIANOS DE AGREGADOS GRUESOS
ASTM C - 131 -89

TAMICES ASTM		GRADACIONES - Peso (gr.)			
Pasante	Retenido	A	B	C	D
1 1/2"	1"	1250.00			
1"	3/4"	1250.00			
3/4"	1/2"	1250.00			
1/2"	3/8"	1250.00			
3/8"	1/4"				
1/4"	Nº 4				
Nº 4	Nº 8				
CARGA ABRASIVA		12	11	08	06
PARA 500 REVOLUCIONES					
Peso Total de la Muestra (gr.)		5000.00			
Peso Retenido Tamiz Nº 12		4015.00			
Diferencia (gr.)		985.00			
Desgaste (%)		19.70			

SERVICIOS GENERALES "WIAL"



Winston Castre Vásquez
GERENTE PROPIETARIO

CONTROL DE CALIDAD




Ing. Carlos E. Ramos Chavez
 INGENIERO CIVIL
 CIP - 86496

ING. RESPONSABLE


Oficina Principal: Calle Arica N° 811 Oficina Sucursal: AA.HH. Buena Vista Mz. A1 Lt. 02-Yurimaguas-Alto Amazonas-Loreto
 Telef. 065-356335 ó 065-509462 RPM. *419328 – 942497068 Email: serwial@hotmail.com

ANEXO 16: Resultados de ensayos realizados a grava de Canteras de Pelejos – Barranquita., sales solubles. Fuente: Servicios Generales Wial – Yurimaguas 2017



SERVICIOS GENERALES "WIAL"
DE: WINSTON CASTRE VASQUEZ

Estudios de suelos, diseños de mezclas de concreto, diseños de mezclas asfálticas, servicios de ensayos de laboratorio de suelos, concreto y asfalto en obra.



R.U.C. 10011155931

Resolución N° 010991-2013/DSD-INDECOPI

Proyecto:	*Estudio de Cantera de Materiales, Distrito el Porvenir - Provincia de San Martín - San Martín*		
Localización:	Localidad de Pelejo	Perforación:	-
Muestra:	Cantera Pelejo - Río Huallega	Kilometraje:	-
Material:	Integral TMA 3 ^a (Agregado Grueso)	Profundidad de la Muestra:	-
Para Uso:	Mejoramiento, Afirmado, Sub Base, Base Granular, Concreto y Asfalto	Hecho Por:	Tec. Winston Castre Vásquez
		Fecha:	11/09/2017

DETERMINACIÓN DE SALES SOLUBLES

N° MUESTRA	Recip. N°	Volumen de filtrado en cc (V) cm3	Peso Cápsula	Peso Cápsula Gr.	Peso Residuo (W) Gr.	C=(w)/1000000 v P.P.M.	P=C O./10000 C/O	PROMEDIO (%)
01	1	200	40.370	40.364	0.006	27.50	0.0028	
02	2	200	39.527	39.521	0.006	30.00	0.0030	0.0029

SERVICIOS GENERALES "WIAL"

[Signature]


Winston Castre Vásquez
GERENTE PROPIETARIO

[Signature]

Ing. Carlos E. Ramos Chavez
INGENIERO CIVIL
CIP 86496

Oficina Principal: Calle Arico N° 811 Oficina Sucursal: AA.HH. Buena Vista Mz. A1 Lt. 02-Yurimaguas-Alto Amazonas-Loreto
Teléf. 065-356335 ó 065-509462 RPM. *419328 – 942497068 Email: serwial@hotmail.com

ANEXO 17: Resultados de ensayos realizados a grava de Canteras de: La Ramada – Yurimaguas (Sales solubles totales), Fuente: MyM Consultores 2017.



LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

CERTIFICADO N°: OE17-1532-02-SST-G	
Fecha de Emisión: 07/12/2017	

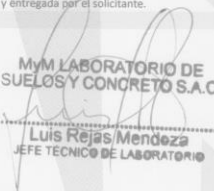

DATOS DEL SOLICITANTE	DATOS DE LA MUESTRA	DATOS DEL MUESTREO
Cliente: Sres. Manuel Obregon / Edgar Plascencia	Tipo: MAB	Identificación: Piedra de 1/2"
Solicitante: Sres. Manuel Obregon / Edgar Plascencia	Material: Agregado	Profundidad: -
Proyecto: Trabajo de Tesis	Procedencia: -	Progresiva: -
Ubicación: Tarapoto	Fecha de recepción: 05/12/2017	Coordenadas: -
	Presentación: Saco	Elevación: -
	Muestra recibida: 17.0 Kg	Ubicación de muestreo: Provincia del Puerto "La Ramada"
		Dsit. Yurimaguas
		Muestreado por: El Cliente
		Fecha de Muestreo: -

DETERMINACIÓN DE SALES SOLUBLES TOTALES DEL AGREGADO GRUESO			
Fecha de Ensayo: 06/12/2017	Resp. del ensayo: J.Salazar	Norma utilizada: NTP 339.152:2002	

Contenido de sales solubles totales del agregado grueso(ppm)	SST: 275
--	-----------------

OBSERVACIONES

NOTA
La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante.

Revisado por:  Luis Rojas Mendez JEFE TÉCNICO DE LABORATORIO	Certificado por:  GILMAR NATIVIDAD CAMACHO HUAPAYA INGENIERO CIVIL Reg. C.I.P. N° 49965
---	--

ANEXO 18: Resultados de ensayos realizados a grava de Canteras de: La Ramada – Yurimaguas (Sulfatos solubles totales), Fuente: MyM Consultores 2017



LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

CERTIFICADO Nº:	OE17-1532-02-SSA-G
Fecha de Emisión:	07/12/2017

DATOS DEL SOLICITANTE	DATOS DE LA MUESTRA	DATOS DEL MUESTREO
Cliente: Sres. Manuel Obregon / Edgar Plascencia	Tipo: MAB	Identificación: Piedra de 1/2"
Solicitante: Sres. Manuel Obregon / Edgar Plascencia	Material: Agregado	Profundidad: -
Proyecto: Trabajo de Tesis	Procedencia: -	Progresiva: -
Ubicación: Tarapoto	Fecha de recepción: 05/12/2017	Coordenadas: -
	Presentación: Saco	Elevación: -
	Muestra recibida: 17.0 Kg	Ubicación de muestreo: Provincia del Puerto "La Ramada"
		Dsit. Yurimaguas
		Muestreado por: El Cliente
		Fecha de Muestreo: -

DETERMINACIÓN DE SULFATOS SOLUBLES DEL AGREGADO GRUESO

Fecha de Ensayo:	06/12/2017	Resp. del ensayo:	J.Salazar	Norma utilizada:	NTP 400.042:2001
------------------	------------	-------------------	-----------	------------------	------------------

Contenido de sulfatos solubles del agregado grueso(ppm)	SO ₄ :	137
---	-------------------	-----

OBSERVACIONES

NOTA

La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante.

Revisado por:


MYM LABORATORIO DE
SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

Luis Rojas Mendoza
JEFE TÉCNICO DE LABORATORIO

Certificado por:

GILMAR NATIVIDAD CAMACHO HUAPAYA
INGENIERO CIVIL
Reg. C.I.P. N° 49965

ANEXO 19: Resultados de ensayos realizados a grava de Canteras de: La Ramada – Yurimaguas (Cloruros solubles totales), Fuente: MyM Consultores 2017



LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

CERTIFICADO N°: OE17-1532-02-CSA-G	
Fecha de Emisión: 07/12/2017	

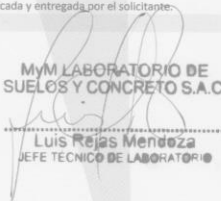
DATOS DEL SOLICITANTE	DATOS DE LA MUESTRA	DATOS DEL MUESTREO
Cliente: Sres. Manuel Obregon / Edgar Plascencia	Tipo: MAB	Identificación: Piedra de 1/2"
Solicitante: Sres. Manuel Obregon / Edgar Plascencia	Material: Agregado	Profundidad: -
Proyecto: Trabajo de Tesis	Procedencia: -	Progresiva: -
Ubicación: Tarapoto	Fecha de recepción: 05/12/2017	Coordenadas: -
	Presentación: Saco	Elevación: -
	Muestra recibida: 17.0 Kg	Ubicación de muestreo: Provincia del Puerto "La Ramada"
		Dsit. Yurimaguas
		Muestreado por: El Cliente
		Fecha de Muestreo: -


DETERMINACIÓN DE CLORUROS SOLUBLES DEL AGREGADO GRUESO			
Fecha de Ensayo: 06/12/2017	Resp. del ensayo: J.Salazar	Norma utilizada: NTP 400.042:2001	

Contenido de cloruros solubles del agregado grueso(ppm)	Cl : 42
---	----------------

OBSERVACIONES

NOTA
La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante.

Revisado por:  **Luis Rojas Mendoza**
JEFE TÉCNICO DE LABORATORIO

Certificado por:  **GILMAR NATIVIDAD CAMACHO HUAPAYA**
INGENIERO CIVIL
Reg. C.I.P. N° 49965

ANEXO 20: Resultados de ensayos realizados a grava de Canteras de: Buenos aires - Tarapoto,
 Fuente: MyM Consultores 2017



LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

CERTIFICADO Nº:	OE17-1532-01-SST-G
Fecha de Emisión:	07/12/2017

DATOS DEL SOLICITANTE	DATOS DE LA MUESTRA	DATOS DEL MUESTREO
Cliente: Sres. Manuel Obregon / Edgar Plascencia	Tipo: MAB	Identificación: Piedra de 3/4"
Solicitante: Sres. Manuel Obregon / Edgar Plascencia	Material: Agregado	Profundidad: -
Proyecto: Trabajo de Tesis	Procedencia: -	Progresiva: -
Ubicación: Tarapoto	Fecha de recepción: 05/12/2017	Coordenadas: -
	Presentación: Saco	Elevación: -
	Muestra recibida: 13.5 Kg	Ubicación de muestreo: Provincia del Puerto " Buenos Aires"
		Dist. Tarapoto
		Muestreado por: El Cliente
		Fecha de Muestreo: -

DETERMINACIÓN DE SALES SOLUBLES TOTALES DEL AGREGADO GRUESO

Fecha de Ensayo:	06/12/2017	Resp. del ensayo:	J.Salazar	Norma utilizada:	NTP 339.152:2002
------------------	------------	-------------------	-----------	------------------	------------------

Contenido de sales solubles totales del agregado grueso(ppm)	SST :	400
--	-------	-----

OBSERVACIONES

NOTA

La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante.

Revisado por:

MYM LABORATORIO DE
SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

Luis Rejas Mendoza
Luis Rejas Mendoza
JEFE TÉCNICO DE LABORATORIO

Certificado por:

Gilmar Natividad Camacho Huapaya
GILMAR NATIVIDAD CAMACHO HUAPAYA
INGENIERO CIVIL
Reg. C.I.P. N° 49965

ANEXO 21: Resultados de ensayos realizados a grava de Canteras de: Buenos aires (sulfatos solubles) - Tarapoto, Fuente: MyM Consultores 2017



LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

CERTIFICADO N°:	OE17-1532-01-SSA-G
Fecha de Emisión:	07/12/2017

DATOS DEL SOLICITANTE	DATOS DE LA MUESTRA	DATOS DEL MUESTREO
Cliente: Sres. Manuel Obregon / Edgar Plascencia	Tipo: MAB	Identificación: Piedra de 3/4"
Solicitante: Sres. Manuel Obregon / Edgar Plascencia	Material: Agregado	Profundidad: -
Proyecto: Trabajo de Tesis	Procedencia: -	Progresiva: -
Ubicación: Tarapoto	Fecha de recepción: 05/12/2017	Coordenadas: -
	Presentación: Saco	Elevación: -
	Muestra recibida: 13.5 Kg	Ubicación de muestreo: Provincia del Puerto " Buenos Aires"
		Dist. Tarapoto
		Muestreado por: El Cliente
		Fecha de Muestreo: -

DETERMINACIÓN DE SULFATOS SOLUBLES DEL AGREGADO GRUESO

Fecha de Ensayo:	06/12/2017	Resp. del ensayo:	J.Salazar	Norma utilizada:	NTP 400.042:2001
------------------	------------	-------------------	-----------	------------------	------------------


Contenido de sulfatos solubles del agregado grueso(ppm)	SO ₄ :	154
---	-------------------	-----

OBSERVACIONES

NOTA

La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante.

Revisado por:


 M&M LABORATORIO DE
 SUELOS Y CONCRETO S.A.C.
 Luis Rojas Mendoza
 JEFE TECNICO DE LABORATORIO

Certificado por:


 GILMAR NATIVIDAD CAMACHO HUAPAYA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. C.I.P. N° 49965

ANEXO 22: Resultados de ensayos realizados a grava de Canteras de: Buenos aires - Tarapoto,
 Fuente: MyM Consultores 2017



CERTIFICADO N°: **OE17-1532-01-CSA-G**
 Fecha de Emisión: 07/12/2017

DATOS DEL SOLICITANTE	DATOS DE LA MUESTRA	DATOS DEL MUESTREO
Cliente: Sres. Manuel Obregon / Edgar Plascencia	Tipo: MAB	Identificación: Piedra de 3/4"
Solicitante: Sres. Manuel Obregon / Edgar Plascencia	Material: Agregado	Profundidad: -
Proyecto: Trabajo de Tesis	Procedencia: -	Progresiva: -
Ubicación: Tarapoto	Fecha de recepción: 05/12/2017	Coordenadas: -
	Presentación: Saco	Elevación: -
	Muestra recibida: 13.5 Kg	Ubicación de muestreo: Provincia del Puerto " Buenos Aires"
		Dist. Tarapoto
		Muestreado por: El Cliente
		Fecha de Muestreo: -

DETERMINACIÓN DE CLORUROS SOLUBLES DEL AGREGADO GRUESO
 Fecha de Ensayo: 06/12/2017 Resp. del ensayo: J.Salazar Norma utilizada: NTP 400.042:2001

Contenido de cloruros solubles del agregado grueso(ppm) Cl : 58

OBSERVACIONES

NOTA
 La MUESTRA ha sido identificada y entregada por el solicitante.
 Revisado por:


MyM LABORATORIO DE SUELOS Y CONCRETO S.A.C.

 Luis Rojas Mendoza
 JEFE TECNICO DE LABORATORIO

Certificado por:

 GILMAR NATIVIDAD CAMACHO HUAPAYA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. C.I.P. N° 49965

ANEXO 23: Aprobación de extracción de Cantera Pelejos – San Martín

**MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE
PAPAPLAYA**
RUC. 20156954986
Calle Huallaga S/N Telef. (042) 830002 – Frente Plaza de Armas – PAPAPLAYA – SAN MARTIN
"AÑO DEL BUEN SERVICIO AL CIUDADANO"

Papaplaya, 08 de Junio del 2017

OFICIO N° 044 -2017-A-MDP

Señores:
**Asociación de Emprendedores del Desarrollo Del Distrito de el Porvenir-
Pelejo (ADEPOPE)**

Con Atención al sr. **VELA PAREDES RONALD CLEMENTE**


Referencia: Oficio n°0278-20171-ANA-AAA.H-ALA.TA
EL PORVENIR.-

ASUNTO : REMITE OPINION VINCULANTE

Es grato dirigirme a usted para saludarle cordialmente en nombre de la Municipalidad Distrital de Papaplaya; y al mismo tiempo manifestarle que de acuerdo al documento de la referencia se recibió de la Autoridad Local del Agua la Opinión Vinculante Favorable del expediente **EXTRACCIÓN DE MATERIAL AGREGADO EN LOS CAUCES DEL RIO HUALLAGA DE DISTRITO DE PAPAPLAYA**, del alveolo del rio Huallaga en nuestra jurisdicción a nombre de **"ASOCIACION DE EMPRENDEDORES DEL DESARROLLO DEL DISTRITO DE EL PORVENIR –PELEJO (ADEPOPE)"**, lo que le remito adjunto a la presente, en tal sentido para poder otorgar su autorización por parte de nuestra municipalidad, deberá de enviar su respectiva solicitud de acuerdo a la Ley N° 28221, a fin de cumplir con los requisitos.

Sin otro particular y a la espera de su aprobación, me suscribo de usted, expresándole mi especial deferencia.

Atentamente,


MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE
PAPAPLAYA
GILBERTA PINEDA ROMINA
ALCALDE

**RECIBIDO 08/06/17
11:15 P.M.**
ASOC DE EMPRENDEDORES DEL
DESARROLLO DEL PORVENIR-PELEJO
ADEPOPE
Ronald Clemente Vela Paredes
PRESIDENTE

Oficina de Enlace: Jr. Tahuantinsuyo N° 164 - Tarapoto – Telefax N° 042-530903

ANEXO 24: Cotización de sistema suministro e instalación de 216 pilotes de acero en San Juan Bautista – Loreto, PILECO S.A.C. 2017



PRESUPUESTO PIN° 051 - 2017

Página 1

Presupuesto

Proyecto : CONSTRUCCION DE CONDOMINIO SAN LORENZO
 Presupuesto : HINCADO DE PILOTES METALICOS
 Cliente : PRIVADO
 Lugar : San Juan Bautista, Provincia de Maynas-Loreto

Costo al 07/08/2017

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio U\$	Parcial U\$
01.00	TRABAJOS PRELIMINARES				63,222.36
01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE GRUA CELOSIA 70 TON	gib	1.00	53,200.00	53,200.00
01.02	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS DE HINCADO Y MATERIALES MARTILLO DELMAG D-22 MOTOSOLADORA RANGER 305 G DE 400 AMP EQUIPO OXCORTE TILFORS, ESTROBOS, ESLINGAS, TECLES, GANCHOS, CABLES, ESMERIL, IMPLEMENTOS DE SEGURIDAD Y HERRAMIENTAS	gib	1.00	7,000.00	7,000.00
01.03	EXAMEN MEDICO DEL PERSONAL	gib	1.00	2,416.67	2,416.67
01.04	SEÑALIZACION Y SEGURIDAD EN OBRA	mes	1.00	605.69	605.69
02.00	TRABAJOS PROVISIONALES				298,537.30
02.01	PREPARACION DE TERRENO PARA ACCESO DE MAQUINARIA Y PLATAFORMA DE TRABAJO			POR EL CLIENTE	
02.02	FABRICACION DE GUIAS PARA HINCADO DE PILOTES	gib	1.00	2,046.07	2,046.07
02.03	SUMINISTRO DE PILOTES METALICOS D:16"	ton	327.58	772.73	253,130.00
02.04	TRANSPORTE DE PILOTES A OBRA MAYNAS - LORETO	und	214.00	202.62	43,361.23
03.00	PILOTAJE				73,551.59
03.01	HINCADO DE PILOTE METALICO HASTA SU TOTALIDAD O RECHAZO, D:16" LONG. PILOTE 10 M	und	214.00	325.20	69,592.59
03.02	DESCABEZADO DE PILOTE METALICOS	und	214.00	18.50	3,959.00
04.00	PRUEBA DE CARGA ESTATICA				28,383.10
04.01	HINCADO DE PILOTES DE APOYO HASTA SU TOTALIDAD O RECHAZO - INCLUYE TRANSPORTE INTERNO	und	8.00	325.20	2,601.59
04.02	PRUEBA DE CARGA ESTATICA - INCLUYE TRANSPORTE, MANIOBRA, DESCABEZADO, SOLDADURA, ESTRUCTURA DE REACCION, GATAS HIDRAULICAS E INSTRUMENTOS DE MEDICION	und	4.00	6,445.38	25,781.50
	COSTO DIRECTO				463,694.34
	GASTOS GENERALES Y UTILIDADES (12%)				55,643.32
	SUB TOTAL				519,337.67
	IMPUESTO IG V (18%)				93,480.78
	TOTAL PRESUPUESTO				612,818.44

NOTA:

FORMA DE PAGO

- ADELANTO DEL 30 % DEL MONTO DE LA OBRA
- VALORIZACION CADA 15 DIAS CON PAGO A 07 DIAS DE PRESENTADA LA FACTURA
- OFERTA VALIDA POR 10 DIAS

PLAZO

- PLAZO DE EJECUCION 60 DIAS HABILDES PARA EL HINCADO DE PILOTE, NO SE CONSIDERA EN ESTE PLAZO TIEMPO DE SUMINISTRO DE PILOTES, NI TRANSPORTE DE LOS EQUIPOS
- PLAZO DE SUMINISTRO Y MOVILIZACION DE MAQUINARIAS 45 DIAS HABILDES
- EL PLAZO DE EJECUCION ES CONTINUO, NO SE CONTEMPLA PARALIZACIONES DURANTE EL PROYECTO
- EL PLAZO DE EJECUCION Y COSTO PUEDE SER OPTIMIZABLE DEPENDIENDO DEL AREA LIBRE DE TRABAJO

CONSIDERACIONES

- SE CONSIDERA EN ESTE PRESUPUESTO PILOTES METALICOS
- EL CLIENTE PROPORCIONARÁ EL ACCESO O PLATAFORMA DE TRABAJO EN SUELO ESTABILIZADO PARA MAQUINARIA Y EQUIPOS
- EL CLIENTE PROPORCIONARÁ AGUA Y ENERGIA ELECTRICA PARA LOS TRABAJOS
- EL CLIENTE PROPORCIONARÁ TRAZO Y REPLANTEO PARA LOS TRABAJOS
- EN CASO DE VARIACION EN LOS METRADOS SOLICITADO POR EL CLIENTE DARÁ EFECTO A UN NUEVO COSTO EN CADA PARTIDA
- SEGUROS MÉDICO, HOMOLOGACION DE OPERARIOS Y SCTR SE ENCUENTRA CONTEMPLADO DENTRO DEL PRESUPUESTO
- EL PROYECTO SERÁ EJECUTADO POR PERSONAL ALTAMENTE CAPACITADO