

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**MEJORAMIENTO DE SUELOS GRANULARES MEDIANTE EL USO DE
COLUMNAS DE GRAVA**

Tesis para optar el título profesional de **Ingeniero Civil**

Autor: **Anthony Hans Reyes Morales**

Asesor: **Salvador Sobrecases Martí**

Lima, Octubre, 2020

RESUMEN

A lo largo de los años el uso común de solo cimentaciones superficiales y profundas como alternativa de estructuras de apoyo sobre el terreno ha limitado el uso óptimo de los recursos disponibles. Esto conlleva que en muchos casos se plantee la utilización de cimentaciones profundas, pilotes, en proyectos en lo que se puede aprovechar las condiciones geomecánicas del terreno y poder plantear una cimentación mucho más eficiente y efectiva. El método de columnas de grava es una alternativa de cimentación intermedia entre las dos antes mencionadas que consiste en mejorar las características resistentes y elásticas del suelo. El sistema se basa en tomar estas propiedades como ángulo de fricción interna, cohesión y módulo de deformación para incorporarle la mejora a través de las columnas de grava, las cuales poseen características conocidas y controladas. El objetivo es obtener un suelo con propiedades geotécnicas más favorables que las iniciales como resultado de la suma de las condiciones del suelo sin mejora y el aporte de las inclusiones.

El presente estudio consiste en revisar los métodos de diseño y constructivos de las distintas metodologías de tratamiento de terreno, en especial las columnas de grava. Esto para desarrollar el diseño de esta metodología de mejora a través de un caso práctico y comparar las ventajas de esta sobre el diseño de una cimentación profunda mediante pilotes. En el caso práctico se realiza el diseño de la cimentación en estudio a partir de los resultados de las investigaciones geotécnicas proporcionadas, las cuales permiten determinar los parámetros resistentes y deformacionales del terreno natural. Es así como se pasa a desarrollar y presentar los resultados del diseño, los cuales muestran que la alternativa de mejoramiento de terreno resulta mucho más eficiente en términos económicos e ingenieriles, ya que se obtienen parámetros geotécnicos favorables que cumplen con las solicitaciones de la estructura a proyectar que en un inicio eran insuficientes, las características del suelo, para los requerimientos del proyecto.

AGRADECIMIENTOS

Me van a faltar páginas para agradecer a las personas que se han involucrado en la realización de este trabajo; sin embargo, merecen reconocimiento especial mi familia que con su esfuerzo y dedicación me ayudaron a culminar mi carrera universitaria y me dieron el apoyo suficiente para no decaer cuando todo parecía complicado.

Asimismo, agradezco infinitamente a mi asesor de tesis, Salva, quien me ha guiado no solo en la elaboración de este trabajo, sino a lo largo de mi carrera universitaria y haberme brindado su apoyo para desarrollarme profesionalmente y seguir difundiendo el conocimiento.

De igual forma, doy las gracias a GEOPUCP, asociación que me formó en esta apasionante rama que es la Geotecnia. Al Hormigón Armado, quien me dio la oportunidad de estrechar grandes amistades, las cuales me acompañaron y motivaron a lo largo de este camino con su cariño y apoyo.



1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. INTRODUCCIÓN Y CONTEXTO	1
1.2. OBJETIVOS Y ALCANCES	2
1.2.1. Objetivos generales.	2
1.2.2. Objetivos específicos.....	2
1.2.3. Alcance.....	2
1.3. JUSTIFICACIÓN	3
1.4. METODOLOGÍA.....	3
2. MARCO TEÓRICO	4
2.1. RESISTENCIA A CORTE DEL TERRENO	4
2.1.1. Criterio de falla de Mohr – Coulomb.....	4
2.2. DEFORMABILIDAD	7
2.3. COEFICIENTE DE POISSON	8
2.4. LICUEFACCIÓN	9
2.5. CIMENTACIONES.....	11
2.5.1. Cimentaciones superficiales	12
2.5.1.1. Definición	12
2.5.1.2. Tipología.....	12
2.5.2. Cimentaciones profundas	13
2.5.2.1. Definición	13
2.5.2.2. Tipología.....	13
2.6. TRATAMIENTOS DE TERRENO	14
2.6.1. Definición	14
2.6.2. Clasificación	14
2.6.3. Técnicas de tratamiento de terreno.....	17
2.6.3.1. Vibrocompactación.....	17
2.6.3.2. Columnas de grava	18
2.6.3.3. Compactación dinámica	21
2.6.3.4. Columnas de mortero.....	24
2.6.3.5. Jet grouting	26
2.6.3.6. Soil mixing	28
2.6.3.7. Inyecciones	28
2.6.3.8. Congelamiento del terreno.....	29
2.6.3.9. Compactación con explosivos	30

3. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA Y SÍSMICA DE LAS ZONAS DE FUNDACIÓN	31
3.1. ESTUDIOS PREVIOS	31
3.1.1. Peligro sísmico	31
3.1.2. Marco geológico regional.....	32
3.1.3. Geodinámica externa.....	32
3.1.4. Presencia de agua	34
3.1.5. Campaña geotécnica.....	34
3.2. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA GEOTÉCNICA DE LOS MATERIALES	36
3.2.1. Ensayo SPT	36
3.2.2. Ensayos MASW y MAM	39
3.2.3. Ensayos de laboratorio	47
3.2.3.1. Ensayos de identificación	47
3.2.3.2. Ensayos de resistencia	49
3.2.3.3. Ensayos químicos	50
3.2.4. Unidades geológico-geotécnicas	51
3.2.5. Parámetros geotécnicos	58
3.2.5.1. Parámetros resistentes.....	58
3.2.5.2. Parámetros elásticos	60
4. CARACTERÍSTICA DE LA ESTRUCTURA	62
4.1. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO INICIAL	62
4.2. CARACTERÍSTICAS DE LAS ALTERNATIVAS PROPUESTAS PARA EL PROYECTO MODIFICADO.....	63
4.2.1. Alternativa con cimentación superficial + terreno tratado	64
4.2.2. Alternativa con cimentación profunda	65
5. DISEÑO GEOTÉCNICO	67
5.1. METODOLOGÍAS DE CÁLCULO PARA CARGAS ADMISIBLES, ASENTAMIENTOS EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES, LICUEFACCIÓN Y DISEÑO DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	67
5.1.1. Capacidad admisible por corte de una cimentación superficial	67
5.1.2. Capacidad admisible por asentamiento de una cimentación superficial	69
5.1.3. Análisis de licuefacción.....	69
5.1.4. Criterios de diseño de cimentaciones profundas	71
5.2. CONSIDERACIONES DE CARGA Y ASENTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA MODIFICADA	76
5.2.1. Solicitaciones de carga	76
5.2.2. Asentamientos límites	77
5.3. ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN SUPERFICIAL (SIN TRATAMIENTO) DEL PROYECTO MODIFICADO	79
5.3.1. Evaluación por capacidad de carga	79

5.3.2.	Evaluación por asentamientos	80
5.3.3.	Evaluación por licuefacción	80
5.4.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN SUPERFICIAL SOBRE TERRENO MEJORADO	81
5.4.1.	Metodología de cálculo de columnas de grava.....	82
5.4.1.1.	Método de Priebe.....	86
5.4.1.2.	Método de homogenización o edométrico.....	89
5.4.2.	Determinación de valores de diseño.....	90
5.4.3.	Resultados obtenidos	94
5.4.3.1.	Comprobación por capacidad de carga.....	95
5.4.3.2.	Comprobación por asentamientos	98
5.4.3.3.	Comprobación por licuefacción.....	101
5.5.	DISEÑO DE LA ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN PROFUNDA SIN MEJORAMIENTO DE TERRENO	102
6.	ANÁLISIS MULTICRITERIO MEDIANTE LA METODOLOGÍA CBA Y VALOR ECONÓMICO.....	108
6.1.	ANÁLISIS CBA.....	108
6.2.	ANÁLISIS DE COSTO Y TIEMPO.....	112
6.2.1.	Costo de columnas de grava.....	112
6.2.2.	Costo de cimentación profunda.....	113
6.2.3.	Comparativo de costos: Cimentación con zapatas + columnas de grava vs Cimentación con pilotes	115
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	117
8.	BIBLIOGRAFÍA	120
9.	ANEXOS	124
9.1.	ANEXO A:	124
9.2.	ANEXO B:	127
9.2.1.	Evaluación por capacidad de carga: cimentación sin tratamiento del proyecto modificado.....	127
9.2.1.	Evaluación por asentamientos: cimentación sin tratamiento del proyecto modificado.....	135
9.2.2.	Análisis de licuefacción: suelo de cimentación sin tratamiento	147
9.3.	ANEXO C:	151
9.4.	ANEXO D	159
9.4.1.	Evaluación por capacidad de carga: cimentación con tratamiento del proyecto modificado.....	159
9.4.2.	Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas: cimentación con tratamiento del proyecto modificado.....	167
9.5.	ANEXO E.....	219

▪ Índice de Figuras

Figura 1. Relación entre esfuerzo normal y cortante de falla.	4
Figura 2. Gráfica de la función de Coulomb.....	5
Figura 3. Envolvente de falla a través de círculos de Mohr.....	5
Figura 4. Inclinación del plano de falla con respecto al plano de los esfuerzos principales.	6
Figura 5. Esquema del comportamiento de material ante una sollicitación axial.	8
Figura 6. Esquema del comportamiento de arenas sueltas saturadas bajo acciones cíclicas.....	9
Figura 7. Efectos del fenómeno de licuefacción después del terremoto de Nigata.....	10
Figura 8. Esquema básico para mitigar la licuefacción.....	10
Figura 9. Clasificación de cimentaciones.....	11
Figura 10. Vista constructiva de platea de cimentación.....	13
Figura 11. Aplicabilidad de las técnicas de mejora y refuerzo del terreno en función del tamaño de partículas del suelo.	15
Figura 12. Equipo de vibrocompactación.	17
Figura 13. Procedimiento de vibrocompactación.....	18
Figura 14. Husos granulométricos para la aplicación de columnas de grava.	19
Figura 15. Procedimiento de instalación de columnas de grava.	21
Figura 16. Superficie al exterior de columna de grava.	21
Figura 17. Zonas de compactación según tamaño de partículas.	22
Figura 18. Ejecución de la metodología de compactación.....	23
Figura 19. Masas de golpeo.	23
Figura 20. Cráter producido después de la aplicación de compactación dinámica.....	24
Figura 21. Distribución de cargas en CMC.....	25
Figura 22. Esquema de instalación de columnas de mortero.	26
Figura 23. Tipos de Jet grouting.	27
Figura 24. Esquema de instalación de columnas de mortero.	28
Figura 25. Rango de aplicación de materiales de inyección.	29
Figura 26. Mapa de isoaceleraciones del Perú para una probabilidad de excedencia de 7% y periodo de retorno de 1000 años.....	31
Figura 27. Mapa de áreas de licuefacción de suelo.....	33
Figura 28. Línea sísmica del ensayo MASW y MAM.....	35

Figura 29. Vista en planta de la campaña geotécnica.	36
Figura 30. Resultados ensayos SPT.	39
Figura 31. Distribución de los resultados MASW 01.	41
Figura 32. Distribución de los resultados MASW 02.	42
Figura 33. Distribución de los resultados MAM 01.....	43
Figura 34. Distribución de los resultados MAM 02.....	45
Figura 35. Resultados de ensayos MASW y MAM.....	46
Figura 36. Gráfica comparativa entre ensayos SPT y geofísicos.....	47
Figura 37. Perfil geotécnico propuesto.	51
Figura 38. Gráfica distribución Normal SPT - UG 01.....	52
Figura 39. Gráfica distribución Vs - UG 01.....	53
Figura 40. Gráfica distribución Normal SPT - UG 02.....	54
Figura 41. Gráfica distribución Vs - UG 02.....	55
Figura 42. Gráfica distribución Normal SPT - UG 03.....	56
Figura 43. Gráfica distribución Vs - UG 03.....	57
Figura 44. Valores típicos de propiedades resistente.....	59
Figura 45. Relación del módulo de corte G/G_D frente a deformación de corte cíclica en arenas.	60
Figura 46. Variación de las propiedades de los suelos con la deformación cortante....	61
Figura 47. Perfil longitudinal propuesto del puente: proyecto inicial.....	62
Figura 48. Vista en planta del puente: proyecto inicial.....	63
Figura 49. Planta del tablero del puente: proyecto alternativo cimentación superficial + mejoramiento.	64
Figura 50. Planta de cimentación: proyecto alternativo cimentación superficial + mejoramiento.	65
Figura 51. Perfil longitudinal del puente: proyecto alternativo cimentación superficial + mejoramiento.	65
Figura 52. Planta del viaducto: proyecto alternativo mediante cimentación profunda. 66	
Figura 53. Perfil del viaducto: proyecto alternativo mediante cimentación profunda... 66	
Figura 54. Resistencia a la licuefacción.....	70
Figura 55. Esquema de distribución de cargas en un pilote.....	76
Figura 56. Límites de distorsión angular para infraestructuras.....	78
Figura 57. Límites de distorsión angular para infraestructuras.....	78
Figura 58. Modelo de suelo equivalente en columnas de grava.	82

Figura 59. Tipos de mallado en columnas de grava.....	82
Figura 60. Esquema geométrico de columnas de grava.....	84
Figura 61. Gráfico de obtención del diámetro de columnas de grava.....	84
Figura 62. Zona mejorada bajo cimentación mediante columnas de grava.	85
Figura 63. Asentamiento en cimentaciones superficiales con columnas de grava.	89
Figura 64. Esquema de equivalencia de terreno mejorado.	89
Figura 65. Razón de sustitución vs Factor de mejora.	91
Figura 66. Razón de sustitución vs Asentamiento.	92
Figura 67. Razón de sustitución vs Diámetro de columna para distintos valores de separación.....	93
Figura 68. Razón de sustitución vs Separación para distintos valores de diámetro de columna.....	93
Figura 69. Distribución de las columnas de grava.	99
Figura 70. Procedimiento a partir de esfuerzos debido a columnas de grava.	101
Figura 71. Resultados de cargas en base a profundidad para el Estribo 1 – Caso estático.	103
Figura 72. Resultados de cargas en base a profundidad para el Estribo 1 – Caso licuefacción.	104
Figura 73. Resultados de cargas en base a profundidad para el Pilar 1 – Caso estático.	104
Figura 74. Resultados de cargas en base a profundidad para el Pilar 1 – Caso licuefacción.	105
Figura 75. Resultados de cargas en base a profundidad para el Pilar 2 – Caso estático.	105
Figura 76. Resultados de cargas en base a profundidad para el Pilar 2 – Caso licuefacción.	106
Figura 77. Resultados de cargas en base a profundidad para el Estribo 2 – Caso estático.	106
Figura 78. Resultados de cargas en base a profundidad para el Estribo 2 – Caso licuefacción.	107
Figura 79. Gráfico de líneas de valores CBA.	111
Figura 80. Distribución de costos en columnas de grava.....	113
Figura 81. Distribución de costos en la alternativa pilotada.	114
Figura 82. Comparativa de costos totales	115
Figura 83. Comparativa de costes: trabajos a realizar.....	115

Figura 84. Comparativa de costes: movilización y desmovilización..... 116

Figura 85. Comparativa de costes: montaje e instalación..... 116

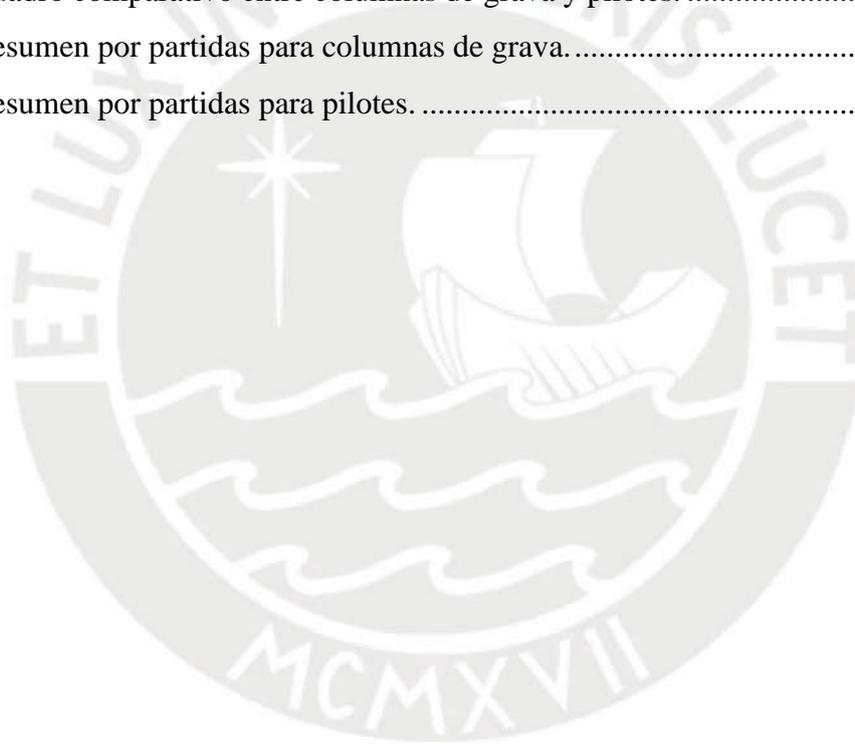


▪ Índice de Tablas

Tabla 1. Parámetros resistentes para varios tipos de suelos.....	7
Tabla 2. Parámetros elásticos para varios tipos de suelos.....	8
Tabla 3. Clasificación de zapatas.....	12
Tabla 4. Clasificación de los métodos de mejora y refuerzo del terreno.....	14
Tabla 5. Tabla resumen de tratamientos de terreno.....	16
Tabla 6. Precipitaciones promedio de Piura.....	32
Tabla 7. Profundidad de NF durante el mes de diciembre de 2016.....	34
Tabla 8. Resumen de investigaciones geotécnicas in situ.....	35
Tabla 9. Valores obtenidos N-spt 01.....	37
Tabla 10. Valores obtenidos N-spt 02.....	37
Tabla 11. Valores obtenidos N-spt 03.....	38
Tabla 12. Valores obtenidos N-spt 04.....	38
Tabla 13. Grado de compacidad en base a resultados N-spt.....	39
Tabla 14. Criterio para clasificar los suelos.....	40
Tabla 15. Resultados del ensayo MASW 01.....	40
Tabla 16. Resultados del ensayo MASW 02.....	41
Tabla 17. Resultados del ensayo MAM 01.....	42
Tabla 18. Resultados del ensayo MAM 02.....	44
Tabla 19. Resultados de laboratorio con fines de identificación.....	48
Tabla 20. Resultados de densidades.....	49
Tabla 21. Resultados de ensayos de corte directo y triaxiales.....	49
Tabla 22. Contenido de químicos permisibles.....	50
Tabla 23. Tabla de resultados químicos.....	50
Tabla 24. Distribución de UG.....	51
Tabla 25. Valores N-spt - UG 01.....	52
Tabla 26. Valores Vs - UG 01.....	53
Tabla 27. Valores N-spt - UG 02.....	54
Tabla 28. Valores de Vs - UG 02.....	55
Tabla 29. Valores N-spt - UG 03.....	56
Tabla 30. Valores N-spt - UG 04.....	57
Tabla 31. Valores N-spt y Vs para las UG.....	58

Tabla 32. Valores de ángulo de rozamiento de las UG.....	59
Tabla 33. Parámetros resistentes de la UG.....	60
Tabla 34. Valores elásticos de las UG.	61
Tabla 35. Tabla de dimensiones propuestas iniciales de las cimentaciones.	62
Tabla 36. Dimensiones de las cimentaciones del proyecto alternativo + terreno tratado.	64
Tabla 37. Dimensiones de las cimentaciones del proyecto alternativo mediante cimentación profunda.....	66
Tabla 38. Factores de Resistencia para Cimentación Superficial en Estado de Resistencia.	68
Tabla 39. Factores de corrección del parámetro CRR.	70
Tabla 40. Valores del coeficiente m.....	72
Tabla 41. Valores de factores de resistencia.	73
Tabla 42. . Factores de resistencia para el cálculo de cimentación profunda.	74
Tabla 43. Factores de reducción por efecto grupo.	75
Tabla 44. Tabla de presiones transmitidas a distintos estados para cimentaciones superficiales.	76
Tabla 45. Tabla de presiones transmitidas a distintos estados para cimentaciones profundas.....	77
Tabla 46. Asentamientos máximos permisibles para cada estado.	79
Tabla 47. Resultados por capacidad de cargas admisibles por asentamiento y corte. ...	79
Tabla 48. Resultados de asentamientos para cada estado de carga.....	80
Tabla 49. Resultados de zonas de licuefacción.....	81
Tabla 50. Parámetros estándar de columnas de grava.....	85
Tabla 51. Parámetros geométricos de columnas de grava.	94
Tabla 52. Tabla de resultados de cálculos de la metodología de columnas de grava. ..	94
Tabla 53. Resultados equivalentes de la unidad geológica mejorada.	95
Tabla 54. Capacidad de carga obtenida para el Estado Límite de Servicio con columnas de grava.	96
Tabla 55. Presiones y fuerzas obtenidas para el Estado Límite de Servicio con columnas de grava.	96
Tabla 56. Resultados obtenidos para el Estado de Resistencia y Evento Extremo.....	96
Tabla 57. Presiones y fuerzas obtenidas para el Estado de Resistencia con columnas de grava.....	97

Tabla 58. Presiones y fuerzas obtenidas para el Estado de Evento Extremo con columnas de grava.	97
Tabla 59. Longitud de columnas de grava.	98
Tabla 60. Número de columnas de grava.	98
Tabla 61. Resultados obtenidos para el Estado Límite de Servicio.	99
Tabla 62. Resultados obtenidos para el Estado de Resistencia.	100
Tabla 63. Resultados obtenidos para el Estado Evento Extremo.	100
Tabla 64. Distribución de pilotes.	102
Tabla 65. Parámetros para el análisis de cimentación profunda.	102
Tabla 66. Longitud de pilotes.	107
Tabla 67. Cuadro de indicadores mediante metodología CBA.	109
Tabla 68. Cuadro comparativo entre columnas de grava y pilotes.	111
Tabla 69. Resumen por partidas para columnas de grava.	112
Tabla 70. Resumen por partidas para pilotes.	114



▪ Índice de anexos

Figura A1. Perfil Geológico Geotécnico.....	124
Figura A2. Planta y perfil de puente mejorado con columnas de grava.	125
Figura A3. Planta y perfil de puente con cimentación profunda.	126
Tabla B1. Estribo 01 - Estado Límite de Servicio: cimentación sin tratamiento. Capacidad de carga.	127
Tabla B2. Estribo 02 - Estado Límite de Servicio: cimentación sin tratamiento. Capacidad de carga.	128
Tabla B3. Pila 01 - Estado Límite de Servicio: cimentación sin tratamiento. Capacidad de carga.	129
Tabla B4. Pila 02 - Estado Límite de Servicio: cimentación sin tratamiento. Capacidad de carga.	130
Tabla B5. Estribo 01 - Estado Límite de Resistencia y Evento Extremo: cimentación sin tratamiento. Capacidad de carga.	131
Tabla B6. Estribo 02 - Estado Límite de Resistencia y Evento Extremo: cimentación sin tratamiento. Capacidad de carga.	132
Tabla B7. Pila 01 - Estado Límite de Resistencia y Evento Extremo: cimentación sin tratamiento. Capacidad de carga.	133
Tabla B8. Pila 02 - Estado Límite de Resistencia y Evento Extremo: cimentación sin tratamiento. Capacidad de carga.	134
Tabla B9. Estribo 01 - Estado Límite de Servicio: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.....	135
Tabla B10. Estribo 02 - Estado Límite de Servicio: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.....	136
Tabla B11. Pila 01 - Estado Límite de Servicio: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.....	137
Tabla B12. Pila 02 - Estado Límite de Servicio: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.....	138
Tabla B13. Estribo 01 - Estado Límite de Resistencia: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.....	139
Tabla B14. Estribo 02 - Estado Límite de Resistencia: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.....	140
Tabla B15. Pila 01 - Estado Límite de Resistencia: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.....	141
Tabla B16. Pila 02 - Estado Límite de Resistencia: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.....	142

Tabla B17. Estribo 01 - Evento Extremo: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.	143
Tabla B18. Estribo 02 - Evento Extremo: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.	144
Tabla B19. Pila 01 - Evento Extremo: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.	145
Tabla B20. Pila 02 - Evento Extremo: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.	146
Tabla B 21. Perforación - SPT 01 - Análisis de licuefacción. Suelo de cimentación sin tratamiento.	147
Tabla B22. Perforación - SPT 02 - Análisis de licuefacción. Suelo de cimentación sin tratamiento.	148
Tabla B23. Perforación - SPT 03 - Análisis de licuefacción. Suelo de cimentación sin tratamiento.	149
Tabla B24. Perforación - SPT 04 - Análisis de licuefacción. Suelo de cimentación sin tratamiento.	150
Tabla C1. Plantilla de columnas de grava "Asentamiento vs Razón de sustitución"..	151
Tabla C2. Plantilla de columnas de grava "Diámetro de columna vs Razón de sustitución" ..	153
Tabla C3. Plantilla de columnas de grava "Razón de mejora vs Razón de sustitución".	155
Tabla C4. Plantilla de columnas de grava "Separación vs Razón de sustitución"	157
Figura C1. Gráfica de asentamiento vs razón de sustitución. Métodos de Priebe y Edométrico.	152
Figura C2. Gráfica diámetro de columna de grava vs razón de sustitución para separaciones comunes.	154
Figura C3. Razón de mejora vs razón de sustitución. Métodos de Priebe y Edométrico.	156
Figura C4. Gráfica separación vs razón de sustitución para diámetros de columnas de grava comerciales.	158
Tabla D1. Estribo 01 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Capacidad de carga.	159
Tabla D2. Estribo 02 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Capacidad de carga.	160
Tabla D3. Pila 01 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Capacidad de carga.	161

Tabla D4. Pila 02 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Capacidad de carga.	162
Tabla D5. Estribo 01 - Estado Límite de Resistencia y Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Capacidad de carga.	163
Tabla D6. Estribo 02 - Estado Límite de Resistencia y Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Capacidad de carga.	164
Tabla D7. Pila 01 - Estado Límite de Resistencia y Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Capacidad de carga.	165
Tabla D8. Pila 02 - Estado Límite de Resistencia y Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Capacidad de carga.	166
Tabla D9. Estribo 01 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.	167
Tabla D10. Estribo 02 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.	170
Tabla D11. Pila 01 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.	173
Tabla D12. Pila 02 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.	176
Tabla D13. Estribo 01 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Steinbrenner. ...	179
Tabla D14. Estribo 02 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Steinbrenner. ...	180
Tabla D15. Pila 01 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Steinbrenner.	181
Tabla D16. Pila 02 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Steinbrenner.	182
Tabla D17. Estribo 01 - Estado Límite de Resistencia: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.	183
Tabla D18. Estribo 02 - Estado Límite de Resistencia: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.	186
Tabla D19. Pila 01 - Estado Límite de Resistencia: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.	189

Tabla D20. Pila 02 - Estado Límite de Resistencia: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.	192
Tabla D21. Estribo 01 - Estado Límite de Resistencia: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método Steinbrenner.	195
Tabla D22. Estribo 02 - Estado Límite de Resistencia: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método Steinbrenner.	196
Tabla D23. Pila 01 - Estado Límite de Resistencia: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método Steinbrenner.	197
Tabla D24. Pila 02 - Estado Límite de Resistencia: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método Steinbrenner.	198
Tabla D25. Estribo 01 - Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.	199
Tabla D26. Estribo 02 - Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.	202
Tabla D27. Pila 01 - Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.	205
Tabla D28. Pila 02 - Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.	208
Tabla D29. Estribo 01 - Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Steinbrenner.	211
Tabla D30. Estribo 02 - Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Steinbrenner.	212
Tabla D31. Pila 01 - Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Steinbrenner.	213
Tabla D32. Pila 02 - Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Steinbrenner.	214
Tabla D33. Perforación - SPT 01 - Análisis de licuefacción. Suelo de cimentación con tratamiento.	215
Tabla D34. Perforación - SPT 02 - Análisis de licuefacción. Suelo de cimentación con tratamiento.	216
Tabla D35. Perforación - SPT 03 - Análisis de licuefacción. Suelo de cimentación con tratamiento.	217
Tabla D36. Perforación - SPT 04 - Análisis de licuefacción. Suelo de cimentación con tratamiento.	218
Tabla E1. Diseño de pilotes - Estribo 01: caso estático.	219
Tabla E2. Diseño de pilotes - Estribo 01: caso sísmico.	222
Tabla E3. Diseño de pilotes - Estribo 02: caso estático.	225

Tabla E4. Diseño de pilotes - Estribo 02: caso sísmico.	228
Tabla E5. Diseño de pilotes - Pila 01: caso estático.	231
Tabla E6. Diseño de pilotes - Pila 01: caso sísmico.	234
Tabla E7. Diseño de pilotes - Pila 02: caso estático.	237
Tabla E8. Diseño de pilotes - Pila 02: caso sísmico.	240



▪ Índice de símbolos

A

a_{max} = Aceleración máxima del sitio.

A = Área de celda.

A_c = Área de columna.

A_{su} = Área de suelo.

A_s = Área de la superficie lateral.

A_p = Área de punta.

B = Ancho de la cimentación.

\emptyset = Ángulo de fricción o rozamiento.

φ_c = Ángulo de fricción de la columna.

φ_s = Ángulo de fricción del suelo.

φ_{eq} = Ángulo de fricción equivalente.

B' = Ancho efectivo de la cimentación.

S = Asentamiento calculado.

θ = Dirección proyectada de la carga en el plano de la zapata, medida del lado de la longitud

C

C_{unidad} = Celda unidad.

q_{ap} = carga aplicada.

H_v = Carga horizontal sin factorar.

V_v = Carga vertical sin factorar.

c = Cohesión.

c_{eq} = Cohesión equivalente.

c_s = Cohesión suelo.

m = Coeficiente de ajuste para arenas.

ν = Coeficiente de Poisson.

D

DR = Densidad relativa.

D_c = Diámetro de columna.

D = Diámetro de la sección circular.

D_e = Diámetro exterior.

E

σ_z = Esfuerzo aplicado.

σ'_p = Esfuerzo de preconsolidación vertical efectiva.

τ_{ff} = Esfuerzo cortante en el plano de falla.

σ' = Esfuerzo efectivo.

σ'_v = Esfuerzo efectivo vertical.

σ_{ff} = Esfuerzo normal en el plano de falla.

σ_c = Esfuerzo recibido por columna.

σ_s = Esfuerzo recibido por suelo.

σ = Esfuerzo total.

s = Espaciamiento.

F

N_c = Factor de capacidad de carga por cohesión no drenada.

N_γ = Factor de capacidad de carga por peso específico

N_q = Factor de capacidad de carga por sobrecarga.

n = Factor de concentración.

i_c = Factor de corrección de inclinación.

i_γ = Factor de corrección de peso específico.

i_q = Factor de corrección de peso sobrecarga.

S_c = Factor de corrección de forma por cohesión no drenada.

S_γ = Factor de corrección de forma por peso específico.

S_q = Factor de corrección de forma por sobrecarga.

$C_{w\gamma}$ = Factor de corrección de nivel freático por peso específico.

C_{wq} = Factor de corrección de nivel freático por sobrecarga.

r_d = Factor de reducción en licuefacción.

η = Factor de reducción por efecto de grupo en pilotes.

m' = Factor de reparto de cargas.

ϕ = Factor de resistencia global para pilotes.

ϕ_{qs} = Factor de resistencia para la resistencia lateral del pilote

ϕ_{qp} = Factor de resistencia para la resistencia de punta

$f(\sigma_{ff})$ = Función del esfuerzo normal en el plano de falla.

m'' = Factor de operación intermedio para asentamiento.

n'' = Factor de operación intermedio para asentamiento.

n_i = Factor de operación de inclinación.

FS = Factor de seguridad.

G

g = gravedad.

H

w = Humedad natural.

I

IP = Índice de plasticidad.

L

L = Largo de la cimentación.

LL = Límite líquido.

LP = Límite plástico.

M

Mw = Magnitud de sismo en la escala de Richter.

E_{eq} = Módulo de deformación equivalente.

E_c = Módulo de deformación de la columna.

E_s = Módulo de deformación estático.

E_D = Módulo de deformación dinámico.

G_D = Módulo de rigidez al cortante máximo.

N

N_{60} = Número de golpes SPT corregidos por 60% de energía.

N_{-spt} = Número de golpes SPT de campo.

P

γ = Peso específico húmedo.

γ_d = Peso específico seco.

u = Presión de poros o intersticial.

P_a = Presión atmosférica

q = Presión unitaria aplicada.

z = Profundidad de análisis.

R

a_s = Razón de sustitución.

C_u = Resistencia al corte no drenada.

R_R = Resistencia del pilote perforado.

R_s = Resistencia nominal lateral del pilote

R_p = Resistencia nominal de punta del pilote

R_n = Resistencia nominal total del pilote.

q_s = Resistencia unitaria lateral.

q_p = Resistencia unitaria de punta

V

V_{s30} = Velocidad de corte hasta los 30 m de profundidad.

V_s = Velocidad de corte.



1. Introducción

La presente investigación consiste en el estudio y aplicación de la técnica de columnas de grava como mejoramiento de terreno para suelos arenosos. También se realiza la comparación técnica y económica de esta técnica en contraste al uso de cimentaciones profundas.

En este primer capítulo se desarrolla el contexto actual relacionado a la temática de tratamientos de terreno en general. Asimismo, se presentan los objetivos, alcances, justificación y metodología de la presente investigación.

1.1. Introducción y contexto

En el año 2013 se han realizado alrededor de 50 716 construcciones dentro del territorio peruano (INEI, 2013) entre las cuales se encuentran viviendas, hoteles, restaurantes, plantas industriales, entre otros. Estas construcciones en muchas ocasiones requieren métodos constructivos poco habituales debido al estado del terreno en el cual se van a ejecutar. Es por este motivo que en los últimos años se ha desarrollado la búsqueda de nuevas soluciones ingenieriles que permitan la ejecución de estas estructuras de manera segura y eficiente. Acompañado de la situación descrita anteriormente, la tendencia del incremento de valor de una determinada área de terreno y la creciente necesidad de ocupación del suelo ha provocado el empleo de territorios que en un pasado eran considerados inutilizables. Esto ha conducido a que surjan nuevos desafíos en la ingeniería, en especial la geotécnica. Es así como los tratamientos de terreno se presentan como alternativa de solución a diversos problemas geotécnicos como la elevada sismicidad, baja capacidad portante, niveles freáticos elevados, deficientes condiciones de drenaje y largos periodos de consolidación.

Hoy en día países como Japón, Alemania, Francia, Canadá y Estados Unidos son destacados en el estudio de sistema de mejora de terrenos. Sin embargo, por un largo periodo en el Perú se desconocía en gran medida los beneficios de estas alternativas debido a que no se encuentran debidamente difundidas. Felizmente, en los últimos años, se han desarrollado en el país proyectos en los que se han ejecutado el uso de estas opciones de solución por lo que ha empezado a tomar importancia dentro de la comunidad ingenieril local.

Si bien alrededor del planeta la eficacia de este tipo de mejoras se encuentra avalado por la práctica y resultados exitosos de aplicación, en la bibliografía especializada del tema surgen diversas interrogantes acerca de cómo trabajan estas técnicas de mejora y sobre la elección de la metodología adecuada para cada caso en específico. Bajo este concepto, se ha elaborado el presente proyecto de investigación, el cual consiste en el desarrollo de las distintas técnicas de tratamiento de mejora del terreno y sus efectos de mejoría frente a otras soluciones convencionales como son las cimentaciones profundas.

1.2. **Objetivos y alcances**

En este capítulo se pasa a detallar los objetivos del presente trabajo de investigación.

1.2.1. **Objetivos generales.**

Contrastar los resultados del diseño de una cimentación profunda realizada mediante pilotes con los obtenidos a través de una cimentación superficial apoyada sobre un suelo mejorado mediante la metodología de columnas de grava. Asimismo, mostrar gráficas que permitan estimar valores de diseño para el caso de columnas de grava, las cuales han sido realizadas a partir de las condiciones de suelo en estudio.

1.2.2. **Objetivos específicos.**

De la misma forma se presentan a continuación los objetivos específicos de la investigación:

- Establecer las ventajas que tiene el uso de columnas de grava en un suelo granular.
- Describir el procedimiento de análisis y diseño de la técnica de columnas de grava en suelos granulares.
- Realizar el diseño de la cimentación profunda para una estructura de determinadas características considerando un suelo sin mejora.
- Realizar el diseño de la cimentación superficial para una estructura de determinadas características considerando un suelo mejorado mediante columnas de grava.
- Verificar el grado de mejora del suelo basándose en metodologías empíricas y/o analíticas.
- Determinar en qué casos es viable el uso de la metodología de columnas de grava considerando el tipo de suelo a utilizar.

1.2.3. **Alcance.**

El alcance del trabajo parte de la revisión bibliográfica, investigación y diseño de cimentaciones. Asimismo, el desarrollo de la investigación se centra en conocer el proceso de diseño y el grado de mejora del suelo mediante el empleo de la técnica de columnas de grava a través de metodologías empíricas y analíticas. El documento contiene el diseño de la cimentación superficial con columnas de grava y, por otro lado, cimentaciones profundas, ambas realizadas sobre un suelo granular correspondiente a la región de Piura - Perú. Estos diseños son parte de una comparación técnica y económica que se restringe a los requerimientos técnicos del proyecto en estudio. En base a los resultados de dicha comparación se obtiene como producto final el presente documento, el cual muestra las ventajas técnicas y económicas que posee el uso de columnas de grava, principalmente, sobre un suelo arenoso -suelto con alto potencial de licuefacción.

Es importante indicar que el análisis del diseño se basa en normativas y metodologías ampliamente aceptadas por el medio ingenieril como son la Norma AASTHO, metodología de Priebe y Edométrico. Asimismo, si se desea realizar un análisis más detallado se recomienda el uso de métodos finitos a través de software geotécnicos como Plaxis 2D y 3D, Midas GTX NX y/o Phase 2.0, lo cual queda fuera del alcance del presente trabajo y se propone como futura línea de investigación.

1.3. **Justificación**

Actualmente, en el Perú no existe ninguna normativa ni programa de estudio en particular que aborde el tema de tratamientos de mejora de terrenos. Esto se debe a un déficit de interés e investigaciones que permitan conocer a fondo la aplicación de estas distintas técnicas a usar. Es así como se produce este documento, el cual recopila la información necesaria para que, acorde al proyecto a realizar, se logre seleccionar la opción que más se adecúe a los parámetros, condiciones y recursos disponibles en el proyecto.

Asimismo, se busca la difusión de estas nuevas metodologías en la comunidad geotécnica local, ya que de persistir esta situación, el desconocimiento, significaría un atraso en el ámbito ingenieril. Es momento de cambiar e innovar en nuevas soluciones que permitan dar paso a una mayor eficacia y eficiencia en el desarrollo de cimentaciones.

1.4. **Metodología**

Para el desarrollo del documento se establecieron una serie de lineamientos. En primer lugar, se realizó la búsqueda de la información a través de revisión bibliográfica, manuales, investigaciones y presentaciones. Luego, con la información obtenida, se elaboraron cuadros resúmenes y mapas conceptuales que permiten una adecuada organización de ideas. Posteriormente se estableció un esquema, pautas y consideraciones a seguir, los cuales permitieron desarrollar una apropiada ilación de ideas.

Es así como se logra estructurar la investigación, la cual inicia con la presentación de conceptos fundamentales de Mecánica de Suelos para luego dar pase a la introducción de metodologías de diseño abarcadas en la ingeniería de cimentaciones. En seguida de ello, se presenta el concepto, descripción del funcionamiento y ventajas de los principales tratamientos de terreno existentes. A posteriori se describe un determinado proyecto, a modo de ejemplificación de diseño, susceptible al uso de columnas de grava con la finalidad de poder ensayar los conceptos presentados. Luego, se procede al diseño de dos alternativas de cimentaciones: profundas y superficiales con tratamiento de terreno. En seguida, a partir de una serie de iteraciones con las metodologías de diseño de estudio se muestran gráficas que permitan estimar valores de diseño a partir de la condición de suelo en estudio. Finalmente, se presentan las conclusiones de la comparativa de ambos diseños, análisis de las tendencias de las gráficas realizadas y condiciones de la aplicabilidad de las columnas de grava.

2. Marco teórico

A continuación, se presentan algunos conceptos de la mecánica de suelos, los cuales son de gran importancia para el correcto entendimiento del comportamiento de los distintos tipos de cimentaciones.

2.1. Resistencia a corte del terreno

Este parámetro del suelo hace referencia a la resistencia interna medida por unidad de área que puede brindar la masa del terreno frente a fenómenos de falla y deslizamiento en cualquier plano interior (Das, 2016). Para los ingenieros civiles, en especial para los geotécnicos, es de vital importancia comprender este parámetro para poder analizar tópicos como los siguientes: capacidad de carga en cimentaciones tanto superficiales como profundas, estabilidad de taludes, presión lateral de suelo en estructuras de contención, entre otros.

Además, se debe tener en cuenta que la resistencia a corte del terreno depende principalmente de los siguientes términos (Das, 2016): cohesión entre partículas del suelo, resistencia a la fricción entre partículas sólidas y presión del agua intersticial.

2.1.1. Criterio de falla de Mohr – Coulomb.

Mohr, alrededor de 1900, presentó una teoría, la cual sostiene que un material (suelo) falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y cortante (Das, 2016). De esta manera, la relación entre el esfuerzo normal y cortante en un determinado plano de falla se puede expresar a través de la siguiente ecuación:

Ecuación 1

$$\tau_{ff} = f(\sigma_{ff})$$

La Figura 1 representa el vínculo entre el esfuerzo normal σ y cortante τ al momento de producirse la falla en un determinado plano.

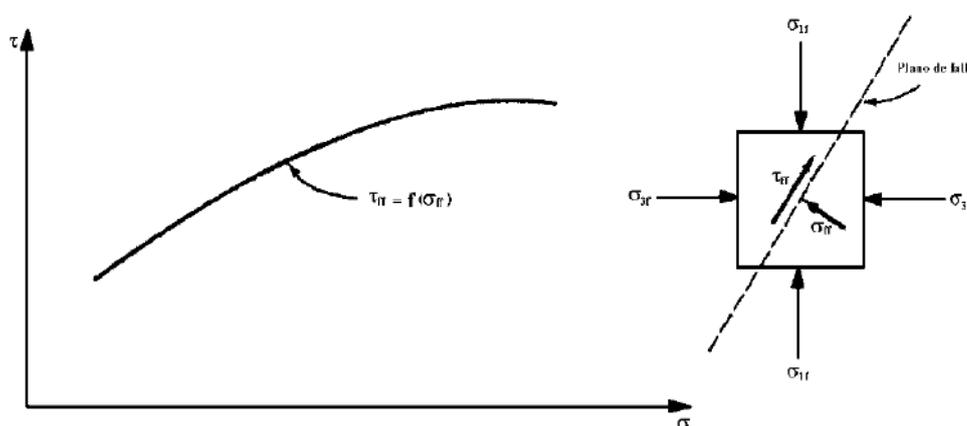


Figura 1. Relación entre esfuerzo normal y cortante de falla.

Tomado de “An introduction to geotechnical engineering”, por Holtz & Kovacs, 1981.

Por temas prácticos la envolvente de falla definida anteriormente se puede aproximar al esfuerzo cortante sobre el plano de falla a través de la Ecuación 2 propuesta por Coulomb en 1776.

Ecuación 2

$$\tau_{ff} = \sigma_{ff} * \tan(\phi) + c$$

La siguiente figura grafica la Ecuación 2 donde el eje de las abscisas es representado por el esfuerzo normal y el eje de las ordenadas por el esfuerzo cortante.

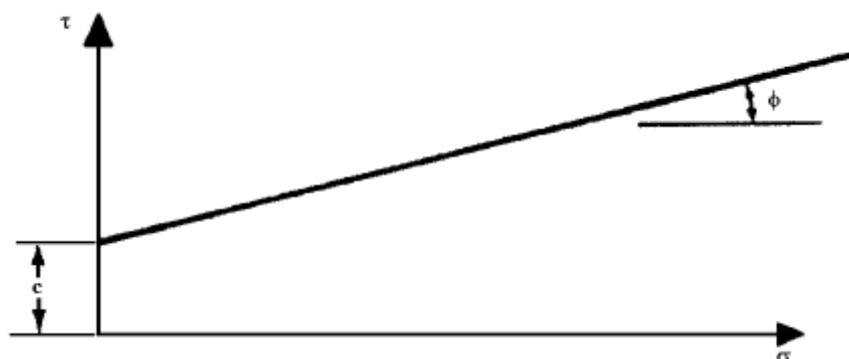


Figura 2. Gráfica de la función de Coulomb.

Tomado de “*An introduction to geotechnical engineering*”, por Holtz & Kovacs, 1981.

Es así como el criterio de Mohr-Coulomb es el más aplicado dado su utilidad para el análisis de la estabilidad de taludes y cimentaciones, y facilidad de uso a lo largo de los años.

Por otro lado, para poder construir de manera empírica la envolvente de falla es recomendable realizar una serie de ensayos de falla y a la vez determinar esfuerzos que conllevan a ese estado en diversas muestras. Todo esto permite determinar los círculos de Mohr para cada muestra analizada en dicha situación.

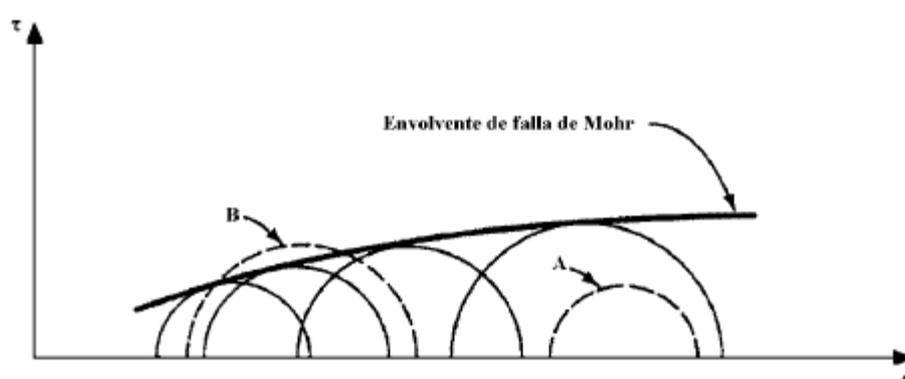


Figura 3. Envolvente de falla a través de círculos de Mohr.

Tomado de “*An introduction to geotechnical engineering*”, por Holtz & Kovacs, 1981.

En la figura anterior se observa que cualquier círculo que se encuentre por debajo de la envolvente de falla se representa como una condición estable. La falla se produce si la combinación de esfuerzo cortante y normal es tal que el círculo se hace tangente con la envolvente de falla de Mohr. Por otro lado, un círculo que se ubica sobre la envolvente de falla

no puede existir, ya que la falla de corte se habría producido antes de alcanzar dichos estados de esfuerzos (Holtz & Kovacs, 1981).

Además, como lo establecen los criterios de falla de Mohr-Coulomb la falla por corte se producirá en un determinado plano de falla cuya inclinación (θ) se puede determinar a través de la Ecuación 3 deducida gráficamente de la Figura 4:

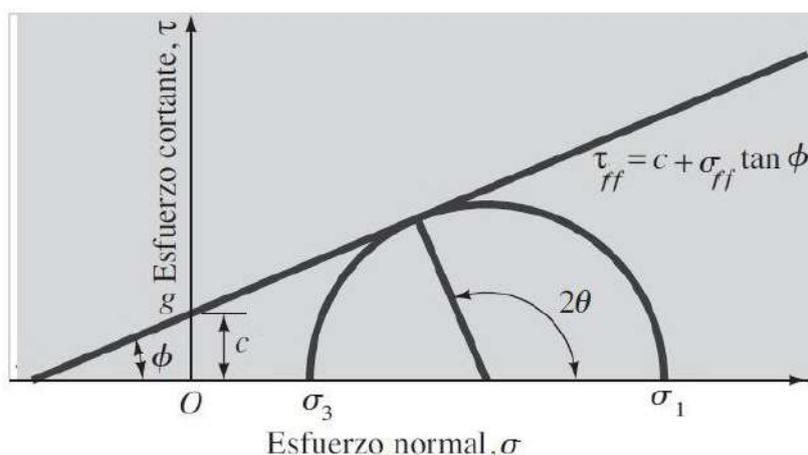


Figura 4. Inclinación del plano de falla con respecto al plano de los esfuerzos principales.

Tomado de “Fundamentos de Ingeniería Geotécnica”, por Braja Das, 2016.

A raíz de la figura anterior se deduce la siguiente relación:

Ecuación 3

$$\theta = 45^\circ + \phi/2$$

Asimismo, los parámetros de cohesión y ángulo de rozamiento se pueden estimar a través de ensayos de laboratorio como compresión simple, corte directo y/o ensayos triaxiales. Mediante ensayos de campo, como el SPT, también puede estimarse el ángulo de rozamiento

Cabe destacar que se deben tener en consideración las condiciones de estudio a las cuales se desea evaluar el terreno, para poder determinar el tipo y condición de ensayo más adecuado. A continuación, en la Tabla 1 se muestra de manera orientativa valores estimados de dichos parámetros. Los valores indicados son de tipo medio, y suelen corresponder a muestras naturales. Los valores más altos pertenecen a muestras con baja humedad, consolidadas y poco alteradas; mientras que los más bajos corresponden a muestras saturadas, poco consolidadas o sueltas y bastante alteradas.

Tabla 1. Parámetros resistentes para varios tipos de suelos.

Tipo de suelo	Ángulo de rozamiento (°)	Cohesión (MPa)
GW	35 – 45	-
GP	32 – 43	-
GM	34 – 42	0 – 0.1
GC	28 – 38	0 – 0.3
SW	30 – 41	-
SP	29 – 40	-
SM	27 – 38	0 – 0.2
SM-SC	26 – 36	0.1 – 0.3
SC	25 – 34	0.1 – 0.4
ML	27 – 33	0.1 – 0.3
ML – CL	23 – 31	0.2 – 0.5
CL	20 – 29	0.2 – 0.7
MH	23 – 30	0.1 – 0.4
CH	13 – 25	0.2 – 0.8

Tomado de “Curso de Ensayos Geotécnicos”, por Ingeoexpert, 2019.

2.2. Deformabilidad

La deformabilidad se define comúnmente a través del llamado coeficiente de deformabilidad que se obtiene mediante la relación de esfuerzo y deformación en un determinado cuerpo. Dentro de este concepto se encuentran los rangos elásticos y plásticos presentes en el comportamiento del suelo. Si bien el concepto de elasticidad se aplica a los cuerpos que poseen una relación proporcional directa, constante y lineal entre tensión y deformación (Bambague, 2018), este no es el caso de los suelos; sin embargo, se admite con recurrencia un comportamiento elástico lineal para deformaciones cortantes pequeñas de orden 10^{-5} o menores, definiéndose así un módulo de elasticidad (Ishihara, 1996).

El módulo de elasticidad, elástico o de Young, es una medida de rigidez de un material, utilizado constantemente en el diseño y aplicaciones de ingeniería. Asimismo, esta es una característica propia del terreno que está influenciado por distintos factores como, por ejemplo: el contenido de agua, el tamaño de partículas, el tipo de terreno (granular, cohesivo, orgánico, etc.) y confinamiento (Bambague, 2018).

2.3. Coeficiente de Poisson

Este es un parámetro presente en cada material que muestra la relación entre deformaciones longitudinales originadas por una determinada fuerza. Estas deformaciones longitudinales se consideran tanto en la dirección paralela y perpendicular a la fuerza de aplicación. Es así como si se aplica una fuerza de tracción en dirección del eje x se produce una deformación unitaria ϵ_x en esa dirección y una reducción unitaria de ϵ_y y ϵ_z en las otras dos direcciones como se observa en la siguiente figura (Pérez, 2018).

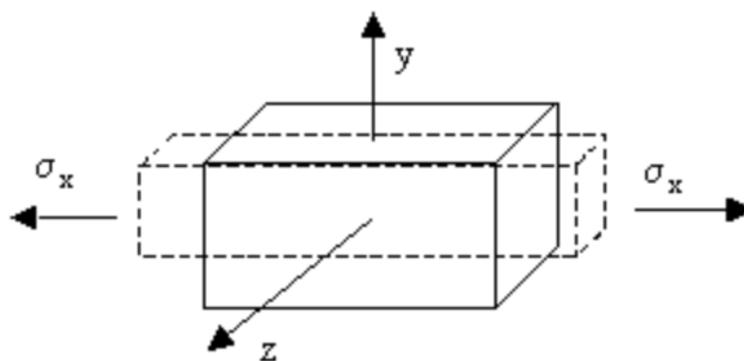


Figura 5. Esquema del comportamiento de material ante una sollicitación axial.

Tomado de Universidad Jaume I (2018) Mecapedia: Coeficiente de Poisson.

De esta manera el coeficiente de Poisson se define a través de la siguiente ecuación:

Ecuación 4

$$\nu = \left| \frac{\epsilon_y}{\epsilon_x} \right| = \left| \frac{\epsilon_z}{\epsilon_x} \right|$$

Asimismo, para estimar este parámetro se suelen realizar ensayos geofísicos; sin embargo, en muchas ocasiones no se encuentran disponibles por lo que se tienen que hacer algunas suposiciones. En la siguiente tabla se muestran valores para módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson para distintos tipos de suelos.

Tabla 2. Parámetros elásticos para varios tipos de suelos.

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad (MN/m ²)	Coefficiente de Poisson
Arena suelta	10-25	0.20-0.40
Arena semidensa	15-30	0.25-0.40
Arena densa	35-55	0.30-0.45
Arena limosa	10-20	0.20-0.4
Arena y grava	70-170	0.15-0.35
Arcilla blanda	4-20	-

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad (MN/m ²)	Coefficiente de Poisson
Arcilla media	20-40	0.20-0.50
Arcilla dura	40-100	-

Tomado de “*Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*”, por Braja Das, 2016.

2.4. Licuefacción

La licuefacción se produce como consecuencia de la acción de una fuerza cíclica sin drenaje sobre determinados suelos saturados, la cual induce un incremento de presión intersticial, u , y consecuente disminución de presión efectiva del medio, σ' . A efectos prácticos, supone la pérdida de la capacidad portante del terreno y la generación de asentamientos de elevada magnitud. El comportamiento descrito anteriormente se ejemplifica en la siguiente ecuación:

Ecuación 5

$$\sigma' = \sigma - u$$

En la Figura 6 se presenta el comportamiento de las partículas propias a arenas sueltas bajo acciones de fuerzas cíclicas, empezando por la alteración en su geometría e interacción debido a esfuerzos cortantes y luego a un estado de recuperación con un asentamiento de suelo debido al reacomodo de partículas.

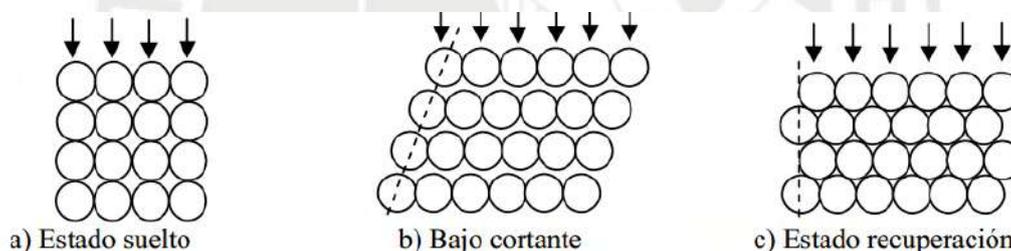


Figura 6. Esquema del comportamiento de arenas sueltas saturadas bajo acciones cíclicas.

Tomado de “*Tratamiento del terreno para la mitigación del riesgo de licuefacción en suelos*”, TYP SA (España), 2018.

Estos comportamientos generan que el terreno no sea capaz de poseer una resistencia al corte y el conjunto arena-agua pasa a comportarse como un fluido (TYP SA, 2018). Estas condiciones conllevan a que los elementos más pesados, los cuales se encuentran sobre el terreno, se hundan; mientras que los más livianos, floten. Ejemplo de la situación descrita se observa en la presente figura, donde se representa el volcamiento y hundimiento de diversas estructuras a consecuencia de la licuefacción generada por el sismo ocurrido instantes antes en Nigata, Japón (1964).



Figura 7. Efectos del fenómeno de licuefacción después del terremoto de Nigata.

Tomado de “*Geotechnical Earthquake Engineering*”, por Kramer, 1996.

Además, como consecuencia de la licuefacción se da un incremento de la presión lateral sobre los muros de contención que causa giros y/o deslizamientos, produciendo asentamiento y destrucción de las estructuras localizadas en la parte superior del muro de contención. Ante este fenómeno surgen alternativas para la disminución de susceptibilidad a licuación de las estructuras las cuales se presentan en Figura 8.

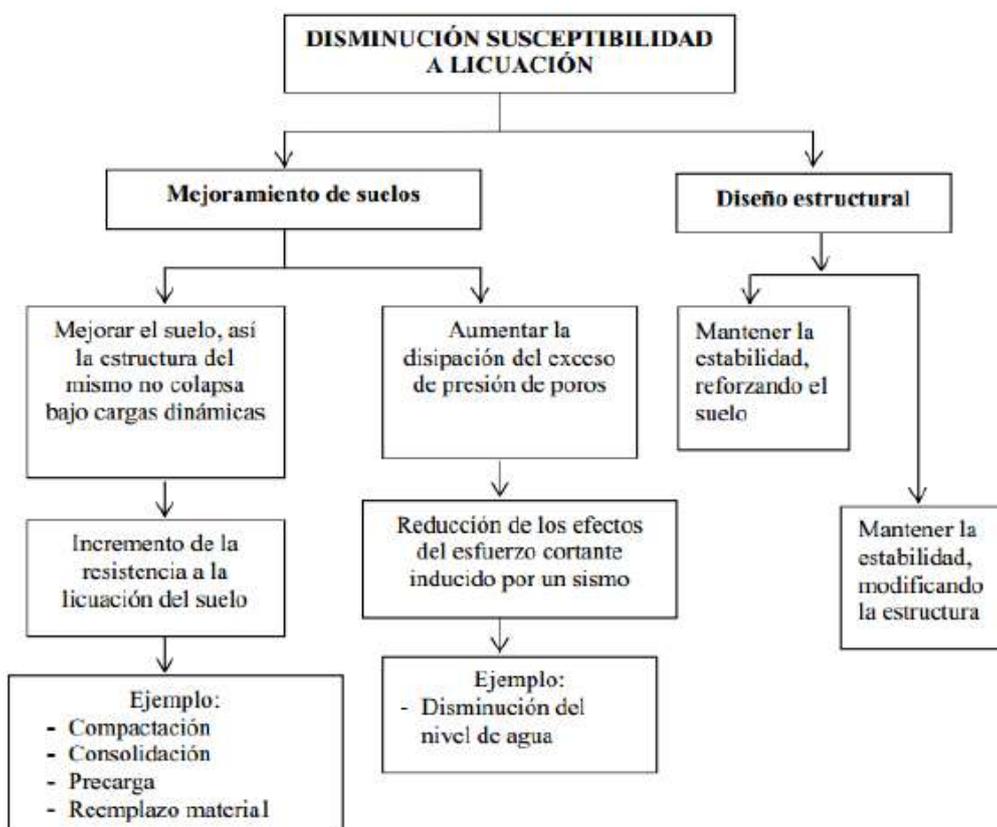


Figura 8. Esquema básico para mitigar la licuefacción.

Adaptación de “*Handbook on liquefaction remediation of reclaimed land*”, por PHRI (Países Bajos), 1997.

Como se observa en la figura anterior se presentan dos opciones: mejoramiento de suelos y diseño estructural. Para propósitos de este trabajo de investigación se desarrollará a profundidad la primera opción.

2.5. Cimentaciones

Se conoce como cimentación al elemento estructural que tiene como función principal la transmisión de cargas de la estructura al suelo mediante fuerzas axiales y momentos a través de su base. A medida que se ha ido desarrollando el estudio de estos elementos se clasifican en dos tipos: superficiales (directas) y profundas.

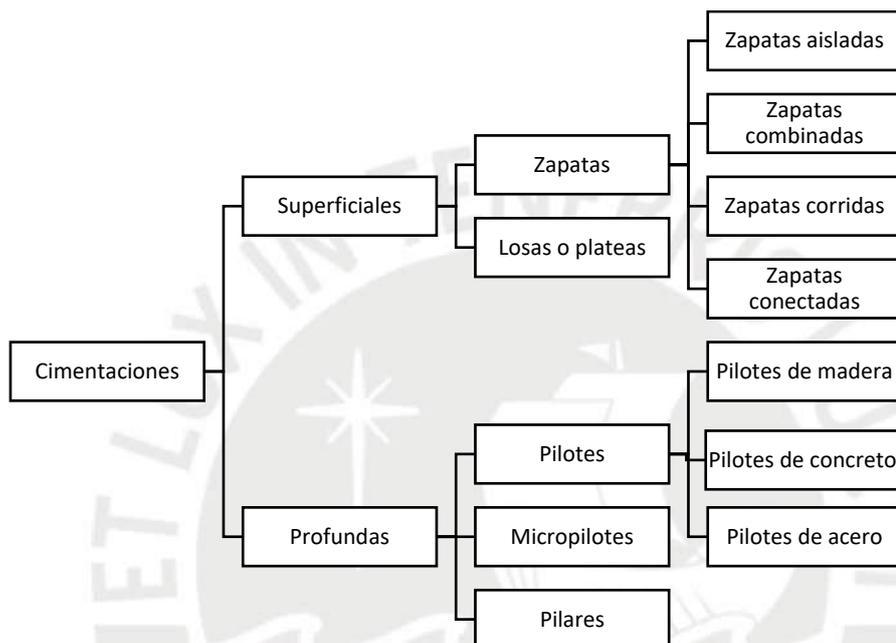


Figura 9. Clasificación de cimentaciones.

Tomado de “Manual de construcción e instalación de pilotes según la práctica de empresas especializadas en el Perú”, por Rodríguez & Torpoco (Perú), 2015.

En una primera instancia se busca la proyección de cimentaciones superficiales sobre terreno natural, el cual debe contar con una adecuada capacidad portante a una profundidad razonable, y donde la excavación de elementos como zapatas no afecte a otras infraestructuras existentes.

En el caso que no sea posible proyectar este tipo de cimentaciones sobre el terreno natural a causa de que posee propiedades geotécnicas pobres, se evaluará el empleo de técnicas de mejoramiento de terreno o cimentaciones profundas.

2.5.1. Cimentaciones superficiales

2.5.1.1. Definición

Se define como cimentación superficial a la base del elemento estructural, derivado de una columna o muro, que tiene como función la transmisión de carga al terreno. Además, debe cumplir con la relación profundidad/ancho (Df/B) menor igual a 5 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018)

Cabe resaltar que una cimentación adecuada cumplirá la función de transmisión de carga sin sobre-esfuerzo, es decir, evitando asentamientos excesivos que podrían producir daños a la estructura (Das, 2016).

2.5.1.2. Tipología

Las cimentaciones superficiales pueden ser de dos tipos: zapatas y plateas de cimentación.

Zapatas

Elementos estructurales compuestos, generalmente, de concreto o concreto armado dimensionados para poder comportarse de manera satisfactoria ante sollicitaciones como carga axial, tensiones, y momentos. Por lo general se construyen de geometría rectangular o cuadrada; sin embargo, esto puede variar de acuerdo a los requerimientos del proyecto.

En la siguiente tabla se presenta los tipos de zapatas habituales junto con las condiciones de dimensiones características.

Tabla 3. Clasificación de zapatas.

Tipo de zapata	Dimensiones
Cuadrada	$L=B$
Rectangular	$L \leq 10B$
Circular	Diámetro= B
Continua	$L > 10B$
Combinada	$L \leq 10B$

Tomado de “Norma Técnica E.050 “Suelos y Cimentaciones””, por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (Perú), 2018.

Platea de cimentación

Es un tipo de cimentación superficial que se emplea cuando el cálculo de las áreas de las zapatas ocupa alrededor del 50% o más del área de construcción, o la capacidad portante del suelo es baja para los requerimientos de la estructura proyectada. Este elemento requiere de gran cantidad de concreto y acero por lo que es considerada como una alternativa costosa, ya que su área se acerca al área total de proyección de la estructura (Alburquerque, 2014). En la presente figura se aprecia el acabado final de construcción de este tipo de elementos.



Figura 10. Vista constructiva de platea de cimentación.

Tomado de Cosapi (Perú), 2019

2.5.2. Cimentaciones profundas

2.5.2.1. Definición

Las cimentaciones profundas son elementos que transmiten las cargas solicitadas por la estructura al suelo de manera gradual (pilotes de fricción) o hacia estratos más profundos de suelo resistente (pilotes de punta). Estas son empleadas cuando el diseño de zapatas y/o losas de cimentación es insuficiente ya que no proporciona el cumplimiento de los estados límites del terreno. Así mismo se debe cumplir que la relación profundidad/ancho (D_f/B) sea mayor a 5, siendo D_f la profundidad de cimentación y B el ancho de la misma (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018).

2.5.2.2. Tipología

Existen diversos tipos de pilotes, los cuales se clasifican acorde lo siguiente:

Por su material:

- Madera
- Acero
- Concreto armado
- Compuestos

Por tipo de construcción:

- Hincados
- Vibrados
- Perforados

Transmisión de carga:

- Fricción
- Punta

Cabe resaltar que la elección del tipo de pilote dependerá de las características del suelo, el tipo de carga a la cual estará sometido, materiales y herramientas disponibles, plazo de la obra, condiciones de clima, entre otros factores.

2.6. Tratamientos de terreno

Como ya se mencionó con anterioridad si el terreno en estudio ofrece las garantías suficientes frente a las cargas solicitadas por la estructura la solución más adecuada se daría mediante cimentaciones superficiales. De no ser este el caso, tradicionalmente se recurre inmediatamente en la solución de cimentaciones profundas; sin embargo, en muchas ocasiones, esta se encuentra sobredimensionada en comparación a los valores necesarios requeridos, por lo que la convierte en una alternativa poco eficiente.

2.6.1. Definición

Son soluciones intermedias que se fundamentan en la modificación de parámetros iniciales del suelo con la finalidad de mejorarlos para que posteriormente pueda sobrellevar de manera más eficiente, rápida, fácil y económica las cargas y/o solicitaciones transmitidas por la estructura en comparación a una cimentación profunda.

En determinados casos, este tipo de tratamientos permiten ahorrar de manera significativa los costos de construcción, ya que al contar con un terreno tratado de mejores propiedades geotécnicas, se consiguen cimentaciones más ligeras que las previstas con el terreno original (sin tratamiento).

2.6.2. Clasificación

De manera general y considerando los distintos aspectos de ejecución y/u objetivos se puede clasificar en 3 grupos importantes según la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (ISSMGE) con Comité Técnico n° 17 bajo el nombre de Mejora del Terreno (“TC-17: Ground Improvement”) como se muestra en la presente tabla.

Tabla 4. Clasificación de los métodos de mejora y refuerzo del terreno.

Refuerzo	Mejora	Inyecciones y adiciones
Refuerzo con acero	Compactación dinámica	Inyecciones (Jet – grouting)
Tierra armada	Vibrocompactación	Mezclas superficiales
Geosintéticos	Drenaje por vacío	Mezclas profundas
Fibras sintéticas	Precarga	Columnas de cal y cemento
Micropilotes	Compactación mediante explosivos	
Anclajes	Congelación	
Bulones	Vibrosustitución	
	Vibrodesplazamiento	
	Columnas de cal	

Tomado de “*Ground Improvement in the 21st century*”, por Schaefer, 2012.

A la vez, Mitchell (1981) realizó una clasificación en función de la granulometría del terreno a tratar, la cual presentó en su ponencia del Congreso Internacional en Estocolmo. En la siguiente figura se observa las diversas técnicas de tratamientos que son aplicables para distintos tipos de suelo como es el caso de jet grouting que se puede utilizar en gravas como en arcillas. De la misma forma se deduce que hay técnicas solo aplicables para ciertos tamaños de partículas como es el caso de las lechadas de partículas aplicable solo en suelos granulares.

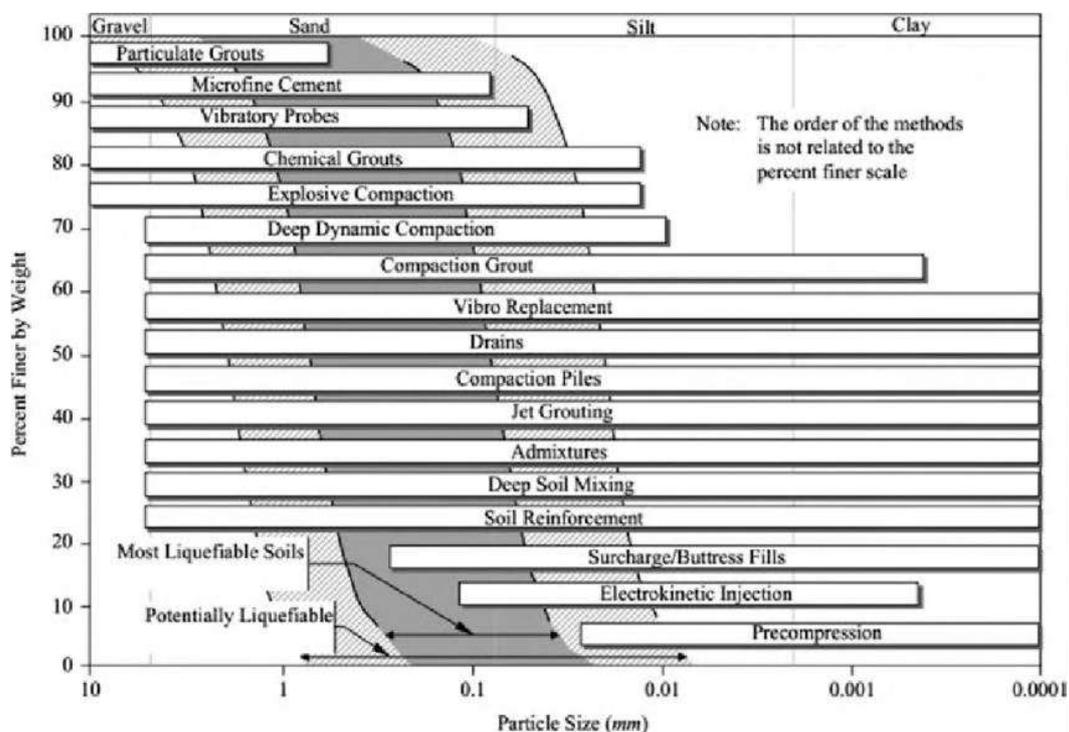


Figura 11. Aplicabilidad de las técnicas de mejora y refuerzo del terreno en función del tamaño de partículas del suelo.

Tomado de “*Soil Improvement – State of Art Report*”, por Mitchell (Suecia), 1981.

Asimismo, para poder determinar la elección de un método de tratamiento de suelo es necesario que el ingeniero geotécnico evalúe una serie de factores importantes que deben conocerse. Estos son los siguientes (López, 1983):

- Propósito del tratamiento, este parámetro determinará el grado de mejora geotécnica requerido para el estudio.
- Área, profundidad y volumen total de suelo a tratar.
- Tipo de suelo y propiedades iniciales del suelo.
- Estabilidad global de la zona.
- Disponibilidad de materiales.
- Disponibilidad de especialistas y de equipos.
- Factores ambientales: manejo de residuos, efectos sobre estructuras e instalaciones adyacentes.
- Tiempo disponible
- Costo.

Teniendo en consideración todo lo anterior, en el proyecto se debe establecer una valoración comparativa sobre la idoneidad de cada uno de los tratamientos en función de criterios técnicos y económicos.

De manera orientativa, en la siguiente tabla se muestra unas directrices generales sobre todos estos aspectos en cada tipo de tratamiento.

Tabla 5. Tabla resumen de tratamientos de terreno.

Sección Tipo	Profundidad de influencia	Tipo de suelo a tratar	Mejora de la capacidad de carga	Reducción de asentamientos totales	Aceleración de asentamientos consolidación	Coste estimado
Saneamiento y sustitución	Capa saneada	Cualquiera	Efectivo	Efectivo	-	Bajo
Precarga	Variable	Cualquiera	Poco efectivo	Efectivo	-	Bajo
Drenes verticales	Hasta 50 m	Cohesivo	-	-	Muy efectivo	Bajo
Compactación dinámica	Hasta 8-10 m	Granular	Efectivo	Efectivo	-	Medio
Vibro compactación	Hasta 50 m	Granular	Efectivo	Efectivo	-	Medio / Alto
Columnas de grava	Hasta 15-25 m	Granular fino Cohesivo	Efectivo	Efectivo	Muy efectivo	Alto
Inclusiones rígidas	Hasta 20-30 m	Cualquiera	Efectivo	Muy efectivo	-	Alto
Jet Grouting	Hasta 50 m	Cualquiera	Muy efectivo	Muy efectivo	-	Alto / Muy alto

Tomado de "Tratamiento del terreno para la mitigación del riesgo de licuefacción en suelos", TYPSA (España), 2018.

2.6.3. Técnicas de tratamiento de terreno

Como se observó en el ítem anterior para las distintas condiciones del terreno existe un abanico de soluciones. A continuación, se describirá los principales tratamientos de terreno empleados en la actualidad.

2.6.3.1. Vibrocompactación

Definición

Es la compactación profunda o densificación de los suelos, principalmente granulares sueltos, mediante la vibración. Es así como, para suelos saturados, las vibraciones ejecutadas consiguen que las partículas de arena y grava se reordenen en un estado más denso y asentamiento durante la liberación de presiones intersticiales (Kirsch & Kirsch, 2010).

La técnica consiste en la introducción de un equipo vibrador al terreno a una profundidad deseada de manera que el terreno circundante se densifique por efecto de la transmisión de energía vibratoria y desplazamiento del terreno. En la siguiente figura se observa que el tipo de máquina usada para la ejecución del tratamiento de vibrocompactación, este es el equipo convencional de uso.



Figura 12. Equipo de vibrocompactación.

Tomado de “Tratamientos del terreno para la mitigación del riesgo de licuefacción en suelos”, por TYPESA (España), 2018.

Debido al reacomodo de partículas se genera una mayor densificación en comparación al estado inicial del terreno. De este modo, se logra incrementar la densidad relativa de suelos granulares hasta valores del 70% al 85%, y como consecuencia un importante incremento en valor de ángulo de rozamiento y módulo de rigidez (Coronilla, 2015).

Finalmente, el requerimiento básico para la aplicación del tratamiento es que la composición del suelo sea tal que este se comporte de forma drenada, con disipación de energía instantánea de esfuerzos intersticiales. Es así como el rango de aplicación de este método se ve restringido a suelos granulares limpios, con porcentajes de finos menores de 15% (Sobrecases, 2018).

Construcción

Se introduce el vibrador en el terreno por acción de su propio peso y con ayuda de chorros de agua. El agua es un agente esencial en el proceso, ya que en suelos secos reduce la fricción intergranular y favorece la penetración.

Una vez que se alcanza la profundidad deseada del diseño se inicia la elevación del vibrador mediante tramos de 0.6 a 1.20 m. En esta etapa se usan, también, chorros de agua laterales que provoca la caída de suelo lateral del agujero realizado. Asimismo, durante el ascenso se introduce suelo, por lo general arena, desde la superficie hacia el agujero de manera que se rellenen espacios vacíos entre el vibrador y suelo. Tras cada tramo el vibrador empieza a vibrar por cierto tiempo, sin variar su posición. Esto para conseguir una gran densificación de cada tramo y de sus alrededores, y el reacomodo de partículas. El tiempo de vibrado, por lo general, es de 1 a 2 minutos.

Finalmente, al extraer el vibrador se produce un cráter, el cual es rellenado con arena limpia para su posterior compactación y nivelación con la finalidad de obtener una superficie lista para construir. El proceso anterior se puede observar en la siguiente figura.

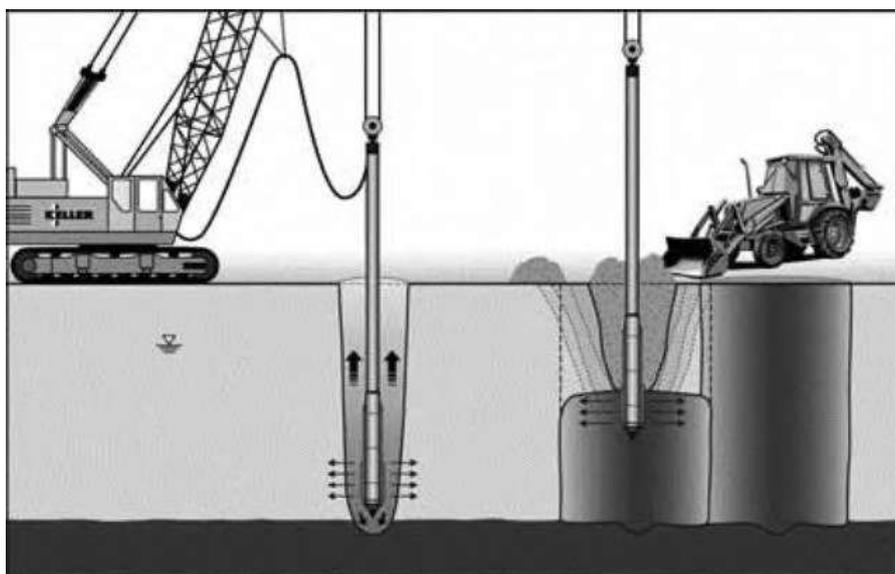


Figura 13. Procedimiento de vibrocompactación.

Tomado de “*Estudio de la mejora de terreno mediante columnas suelo-cemento tipo mixpile*”, por Coronilla (España), 2015.

2.6.3.2. *Columnas de grava*

Definición

El tratamiento de terreno mediante el uso de columnas de grava es uno de los más utilizados y difundidos a lo largo de los años. Este nace a fines de la década de 1950 a través de la empresa de Johann Keller como una extensión de la técnica de la vibrocompactación en suelos de permeabilidad reducida (Menard, 2016).

La técnica de columnas de grava constituye una alternativa ventajosa en el ámbito económico en comparación a soluciones tradicionales de cimentación mediante pilotes, losas de cimentación y sustitución de terreno.

El método consiste en una malla de inclusiones granulares de alta capacidad drenante y mecánica a través de la penetración en el terreno de un vibrador, con separaciones de 1.5 a 3.5 m. Por lo general estos elementos tienen un diámetro que varía entre 0.6 y 0.8m (Universidad de Navarra, 2003). Estas inclusiones constituyen un método de mejora en suelos arenosos

blandos mediante la rigidización ocasionada por la inclusión de las columnas en los orificios creados por el vibrador.

A la vez, también son aplicables en suelos cohesivos de manera que se consigue un aumento de resistencia gracias a la aplicación de vibradores mediante un procedimiento similar al de la vibroflotación, con la diferencia de que se introduce el vibrador en el terreno con aporte simultáneo de la grava mezclada con el terreno tratado. Es así como se consiguen 2 efectos importantes: el desplazamiento lateral del terreno por la inclusión de los elementos de grava y su densificación, y por otro lado el funcionamiento de drenaje vertical por parte de las inclusiones de grava lo cual aumenta la permeabilidad del suelo y con ello la resistencia (Coronilla, 2015).

En la Figura 14 se observa a modo de ejemplo uno de los criterios para poder discernir los suelos susceptibles de mejora por medio del uso de columnas de grava. Se muestra que los husos A y B son adecuados para el uso de vibrocompactación, mientras que en el huso C se indica el límite entre la vibrocompactación y las columnas de grava. Finalmente, el huso D sería el ideal para la aplicación de las columnas de grava.

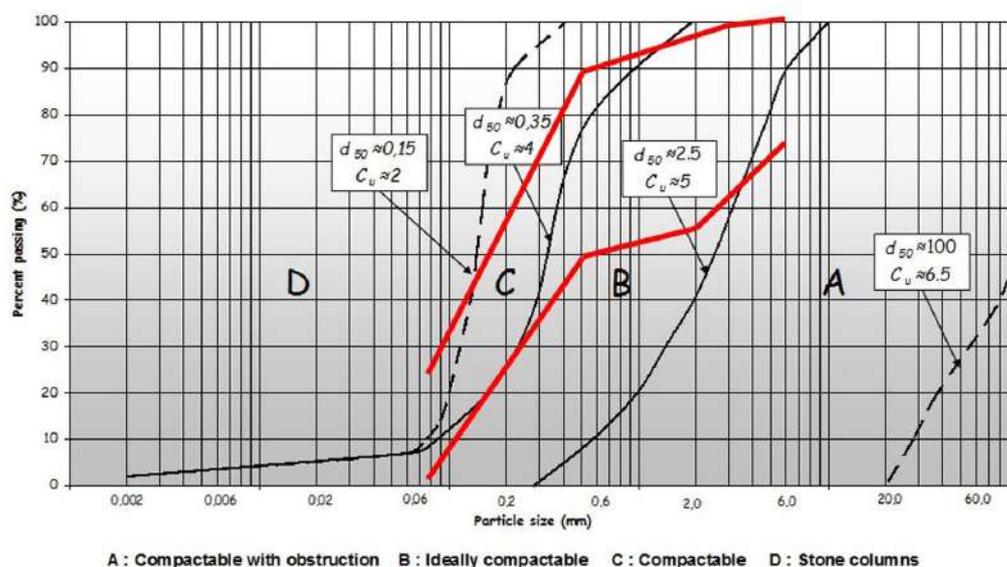


Figura 14. Husos granulométricos para la aplicación de columnas de grava.

Tomado de “Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava”, por Castro (España), 2008.

Finalmente, la técnica de mejoramiento de terreno mediante columnas de grava tiene los siguientes objetivos (Menard, 2016):

- Mejorar la capacidad portante del terreno a través del aporte de las inclusiones y actuación de manera conjunta a la resistencia del suelo, aumentando así parámetros del suelo: resistencia al corte, ángulo de fricción interno y parámetros de deformación.
- Reducción de los asentamientos debido a que las inclusiones producen una redistribución de cargas aplicadas y concentraciones de estas sobre las columnas produciendo la reducción de los asentamientos.

- Homogenización de los asentamientos, lo cual tiene como consecuencia la disminución de los asentamientos diferenciales.
- Aumento de la velocidad de consolidación, las columnas de grava poseen alta permeabilidad, característica favorable para el fenómeno de consolidación.
- Reducción del potencial de licuefacción, estos elementos tienen la capacidad de mantener su integridad estructural y, a la vez, su capacidad de disipación de presiones intersticiales.

Construcción

Para la ejecución de columnas de grava existen dos métodos según el sistema de perforación: el primero por vía húmeda, el cual consiste en emplear agua para perforar y sostener las paredes del agujero realizado en el terreno. Además, se procede a la extracción del terreno disuelto. Este suele ser requerido en presencia de suelos blandos cohesivos debido a que las paredes no suelen ser auto estables y la presencia de agua facilita la estabilidad del agujero. El segundo método, por vía seca, el cual emplea aire comprimido en el proceso de hinca. Es ideal cuando el suelo tratado es estable y el nivel freático se encuentra lo suficientemente profundo. Este tipo de suelos se caracteriza por tener una resistencia al corte sin drenaje de 30-60 kPa.

La técnica no produce extracción de terreno, lo que también ayuda a la densificación del suelo existente entre columnas.

Fases de construcción

Se procede a la preparación del terreno para obtener una plataforma de trabajo con la suficiente capacidad portante para que los equipos y maquinaria al moverse no corran el riesgo de vuelco o accidente. En caso la superficie natural del terreno no cumpla las condiciones requeridas se procede a la aportación de una capa granular de aproximadamente 40 cm de espesor ligeramente compactada para lograr una correcta distribución de las cargas hacia las inclusiones y evitar posibles riesgos de punzonamiento al entrar la carga (Menard, 2016).

Según lo establecido en el diseño y planos se procede al replanteo de los puntos de hinca. Estos se llevan a cabo mediante marcas de pintura o estacas. Posteriormente a ello, el vibrador se posiciona sobre el punto y se introduce en el terreno con la ayuda de vibraciones, peso propio y aire comprimido o agua. Se hinca hasta la profundidad requerida o hasta el rechazo por el equipo.

Acto seguido, se carga de grava una tolva, la cual se eleva y mediante cintas corredoras logran transportar el material hasta la cámara de descarga ubicada en la parte superior del vibrador. Esta cámara vierte la grava al tubo de alimentación del vibrador para luego ser expulsado gradualmente en el agujero realizado. Este proceso de relleno de agujero se realiza en varias pasadas sucesivas con espesores entre 50 a 100 cm. El procedimiento descrito se observa en la siguiente figura.

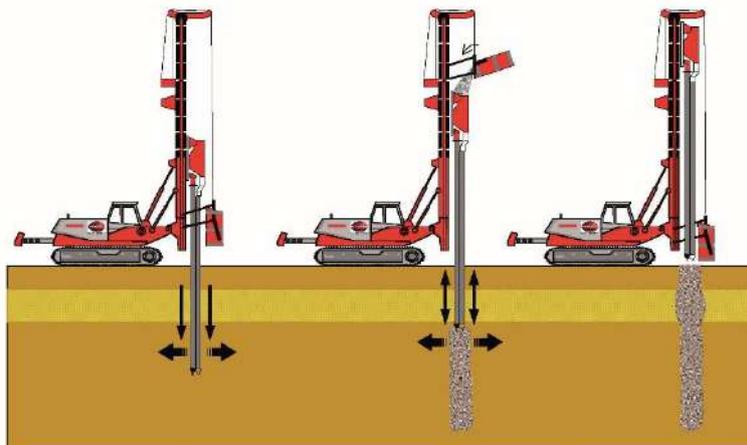


Figura 15. Procedimiento de instalación de columnas de grava.

Tomado de “Manual de dimensionado y ejecución”, por Menard, 2016.

Se ejecutan las pasadas necesarias hasta alcanzar la superficie. Con este proceso se logra asegurar la continuidad y compactación uniforme a lo largo de toda la columna. Esto garantiza un correcto comportamiento y desarrollo de capacidad portante para la cual ha sido diseñada.

En la Figura 16 se observa el acabado final de una columna de grava, en el cual se realiza el control de medición de diámetro en 3 ejes distintos de manera que el promedio de estos valores se aproxime al valor de diseño.



Figura 16. Superficie al exterior de columna de grava.

Tomado de “Manual de dimensionado y ejecución”, por Menard, 2016.

2.6.3.3. *Compactación dinámica*

Definición

Este es un método que a través de impactos de gran intensidad en la superficie ha sido utilizado a lo largo de los años en suelos granulares sueltos, y también en suelos de finos (limosos y arcillosos). A través de estos impactos se produce la densificación y/o compactación del suelo como consecuencia del reacomodo de partículas y reducción de porosidad. Cabe resaltar que el método experimentó un gran avance con el desarrollo e investigación llevado a cabo por el ingeniero Louis Menard en 1970.

Los objetivos de este tratamiento son la mejora de capacidad portante, la disminución de la deformación en la etapa de servicio y la reducción del potencial de licuación. Sin embargo, no es recomendable su uso en zonas urbanas, ya que las vibraciones producidas suelen ser elevadas por lo que no es recomendable la presencia de alguna estructura a menos de 30m (Coronilla, 2015).

Además, en suelos granulares la resistencia a corte y la rigidez aumentan proporcionalmente a la compacidad del suelo de manera que disminuye su compresibilidad lo cual se puede determinar mediante ensayos de resistencia a la penetración SPT.

Asimismo, según las características propias y la capacidad portante del terreno se suele dar varias pasadas de compactación dinámica. Es debido a este proceso que la capacidad portante suele incrementarse de 2 a 3 veces, e incluso más en suelos granulares muy flojos (López, 1983).

La principal ventaja de la presente metodología es su versatilidad, ya que es prácticamente aplicable en todo tipo de suelo; sin embargo, tiene distinto grado de mejora acorde a las condiciones del mismo. Como se observa en la Figura 17 para suelos dentro de la zona 1, alto contenido de grava y arena, la compactación se desarrolla de manera eficiente; para la zona 2, arenas finas, de manera intermedia, y para la zona 3, suelos finos, de manera pobre.

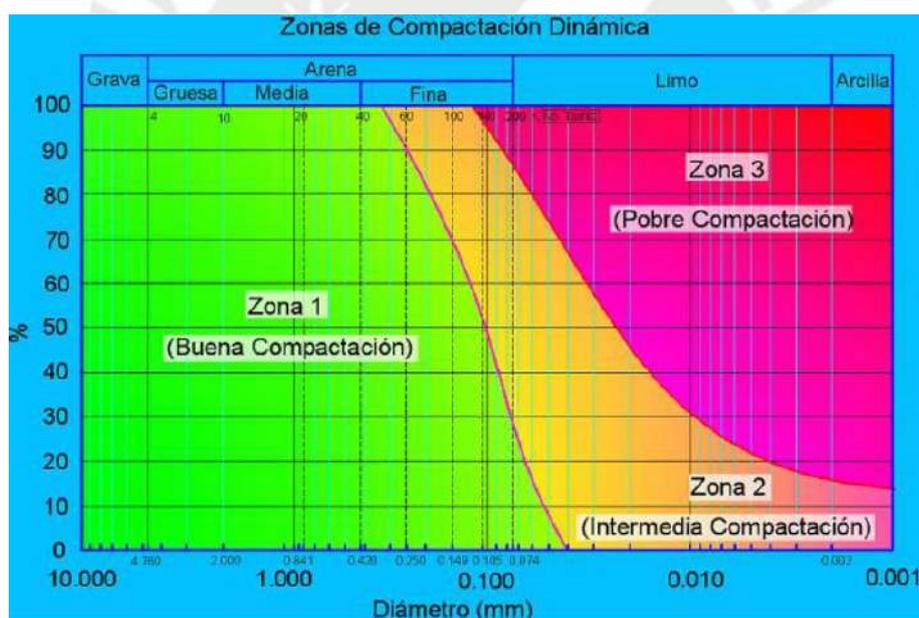


Figura 17. Zonas de compactación según tamaño de partículas.

Tomado de "Manual de dimensionado y ejecución", por Menard, 2016.

Construcción

El proceso constructivo consiste en primer lugar en el emplazamiento de la máquina en el lugar del proyecto. Esta máquina deja caer una determinada masa de peso W desde una altura de caída H con el objetivo de densificar el suelo hasta una profundidad D . La siguiente figura ilustra el proceso descrito anteriormente.

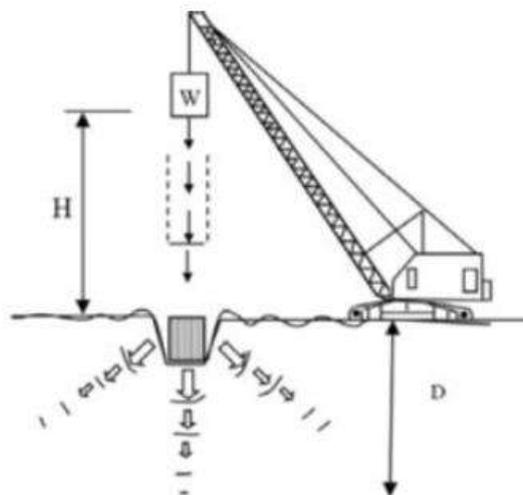


Figura 18. Ejecución de la metodología de compactación.

Tomado de “Manual de dimensionado y ejecución”, por Menard, 2016.

Se suele utilizar pesos de 10 – 25 toneladas y alturas de caídas entre 15 – 25 metros. Estos pesos consisten en planchas de acero de geometría cuadrada y/o poligonales con una masa por unidad de área de 4 -5 tn/m² como se puede observar en la presente ilustración.



Figura 19. Masas de golpeo.

Tomado de “Manual de dimensionado y ejecución”, por Menard, 2016.

Para el correcto proceso constructivo en primer lugar se debe desarrollar una campaña de reconocimiento preliminar del suelo a través de ensayos que permitan establecer las distintas características del terreno a mejorar. Gracias a esta campaña se podrán establecer los parámetros del tratamiento, distribución de la malla, número de fases y espaciado entre etapas de golpeo.

Luego de ello, se recomienda la colocación de una capa de 1 m de espesor de material granular no saturado en caso de que no exista una de forma natural. Esto de manera que sirva de “colchón” para evitar roturas no previstas en el terreno.

En cada punto establecido a través del diseño geotécnico de la malla se aplican una serie de 5 – 15 golpes sucesivos que tendrá como consecuencia la formación de cráteres de profundidad entre 50 cm a 2 m como se presenta en la Figura 20.



Figura 20. Cráter producido después de la aplicación de compactación dinámica.

Tomado de “*Manual de dimensionado y ejecución*”, por Menard, 2016.

Se realiza el golpeo en todos los puntos de la malla diseñada para luego estimar el volumen de los cráteres. De forma que así se pueda estimar el aumento de densidad logrado y eficacia del proceso.

En el caso de suelos cohesivos con nivel freático elevado, se deja transcurrir el tiempo necesario para la disipación de los excesos de presión intersticial para luego proceder con una nueva serie de golpes.

Se realizan las series necesarias hasta lograr la compactación requerida, lo cual se verifica y monitorea mediante la medida de asentamiento total o por pruebas de control de resistencia específica mediante SPT, penetrómetros y/o presiómetros (Charles, Burford, & Watts, 1981).

Finalmente se rellenan los cráteres producidos con el propio material granular del lugar de trabajo de manera que se deja un terreno llano y plano, esta última etapa se conoce como “planchado”.

2.6.3.4. *Columnas de mortero*

Definición

También denominadas Columnas de Módulo de Controlado (CMC). Las columnas de mortero se presentan como una alternativa constructiva ante la presencia de terrenos sueltos y altamente deformables, además de una baja capacidad portante, riesgo de rotura y asentamientos no son compatibles con la estructura analizada (Menard, s.f.).

El tratamiento consiste en la redistribución de las cargas de cimentación entre las columnas y el suelo natural, de manera que en las cabezas de las columnas se concentre la mayor cantidad de carga, y así el suelo reciba una carga reducida (Sobrecases, 2018).

En comparación a otras alternativas, esta suele ser muy ventajosa frente a soluciones comunes de cimentaciones profundas mediante pilotes o hincados, losas de cimentación y sustituciones de terreno. Es por ello, que su uso es muy difundido en la industria.

Debido a la colocación de columnas de mortero se consigue un mayor grado de rigidez del terreno con una disminución drástica de los asentamientos. Este fenómeno permite que en situaciones de cargas considerables se logre optar un cambio de cimentaciones profundas a superficiales, lo cual se ve impactado en un ahorro de coste importante.

En particular la técnica es aplicable, principalmente, para suelos granulares con resistencias a la penetración SPT inferiores a 15-20 golpes (suelos de compacidad media a suelta) y suelos cohesivos de consistencia blanda a rígida (resistencia a compresión inferior a 2 kg/cm^2 (Menard, s.f.). Finalmente, rellenos antrópicos, escombreras y vertederos si es que no hay presencia de materiales propensos al desplazamiento por efecto de la perforación.

En la presente figura se observa que las inclusiones absorben alrededor de 60-95% de la carga transmitida por la estructura y lo restante por el suelo. Esto ocasiona que el conjunto inclusión-terreno se comporte bajo una deformación controlada, de ahí su nombre.

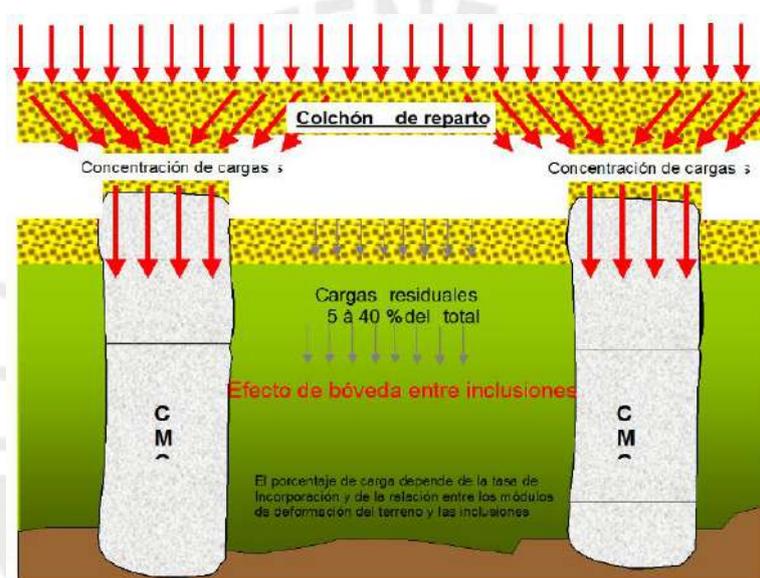


Figura 21. Distribución de cargas en CMC.

Tomado de “Manual de dimensionado y ejecución CMC”, por Menard.

Construcción

Para la ejecución de las columnas de mortero se usan maquinarias determinadas con alta capacidad torsora y elevado empuje estático que desplaza el terreno durante la excavación. Para ello, se usa una hélice de perforación hueca que perfora el suelo y lo compacta lentamente.

La perforación mediante la hélice diseñada se ejecuta hasta la profundidad requerida para luego mediante un proceso lento se proceda con la ascensión liberando el mortero por el alma del tornillo. Los diámetros de perforación van desde 250 a 450 mm.

El funcionamiento de la hélice se da mediante el giro que permite la extracción del material. Luego debido al cambio de sentido de la hélice, el material extraído no se expulsa hacia la superficie, sino que se introduce hacia los lados del agujero perforado de manera que se densifica el terreno colindante (Chu, Varaksin, Klotz, & Mengé, 2009).

Finalmente se realiza la intrusión de mortero, previamente dosificado y diseñado para que soporte las cargas requeridas, en el espacio del agujero perforado, obteniéndose inclusiones rígidas (columnas de mortero). El proceso se grafica en la Figura 22.

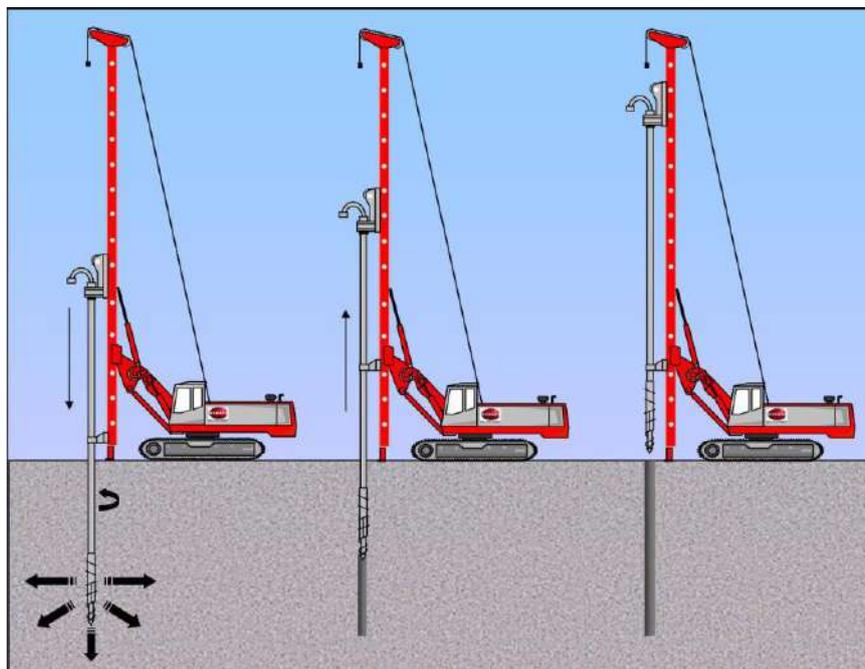


Figura 22. Esquema de instalación de columnas de mortero.

Tomado de “Manual de dimensionado y ejecución CMC”, por Menard.

Es de esta manera que se obtiene un “conjunto de terreno mejorado”, el cual posee propiedades y características geomecánicas superiores al de su estado natural.

2.6.3.5. *Jet grouting*

Definición

La metodología de jet grouting consiste en la inyección de lechada de cemento (agente cementante) a alta presión con distribución radial causando la trituración del terreno y mezcla con él. Este procedimiento se realiza a través pequeñas toberas laterales, las cuales expulsan cuando suben y rotan, con velocidad controlada, formando el conjunto de suelo-cemento (Universidad de Navarra, 2003).

Los efectos sobre el suelo y las características del “jet-grouting” son los siguientes:

- Mejora del terreno natural, debido a la compactación ocasionada por la expansión del terreno a causa de las inclusiones.
- Aumento en la resistencia del terreno y reducción del esfuerzo de corte cíclico, minimizando así el riesgo de licuefacción.
- No se ve afectada la estabilidad de las estructuras existentes.
- Posee una gran versatilidad, lo cual hace que su aplicación se expanda a diversas condiciones (diversos tipos de suelos, estructuras, cargas).
- La capacidad portante del terreno se da como la suma de las columnas de grouting y del terreno mejorado.

Si bien se han desarrollado distintos métodos y variantes de esta metodología, en la práctica habitual se desarrollan tres tipos de tratamientos relacionados a esta (Chu, Varaksin, Klotz, & Mengé, 2009):

- Tipo 1: denominado “jet grouting” simple. Este consiste en la inyección únicamente de lechada de cemento. Usado comúnmente en suelos de compacidad suelta y terrenos cohesivos de consistencia blanda.
- Tipo 2: denominado “jet grouting” doble, el cual consiste en la mezcla de lechada de cemento más aire. Se aplica en arenas medias a densas y terrenos cohesivos de consistencia blanda.
- Tipo 3: denominado “jet grouting” triple. Este consiste en la mezcla de lechada de cemento, aire y agua. Este es el más potente de rotura y desplazamiento del terreno. Se suele usar en terrenos de consistencias y compacidades medias y gravas con matriz arcillosa de consistencia media.

En la siguiente figura se observa el esquema de funcionamiento de los tipos de jet grouting mencionados anteriormente.

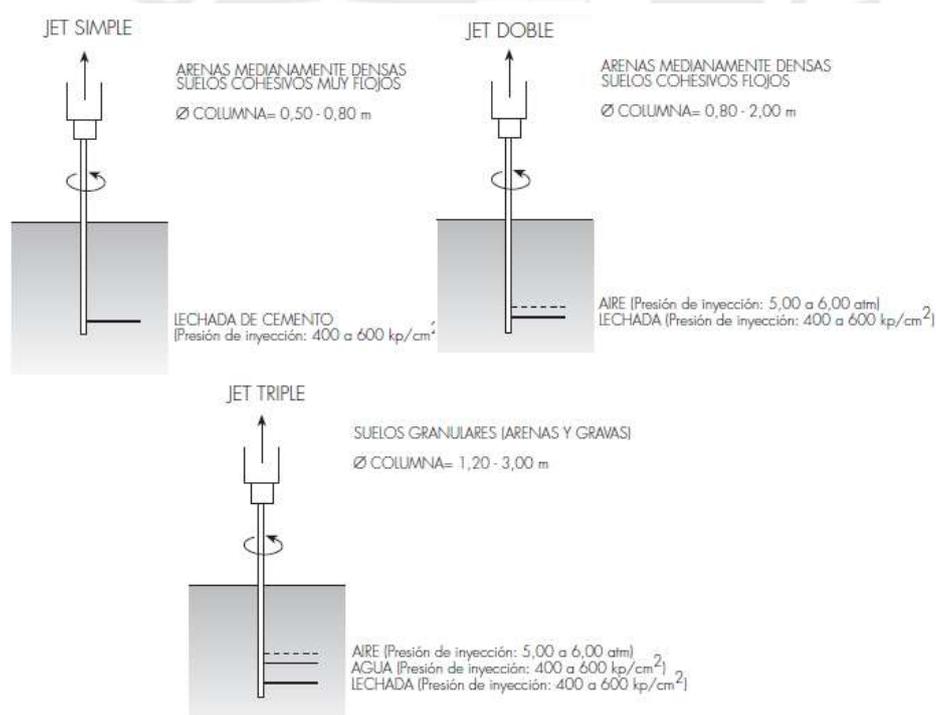


Figura 23. Tipos de Jet grouting.

Tomado de “Manual de edificación: mecánica de los terrenos y cimientos”, por Universidad de Navarra, 2003.

La metodología de jet grouting se adapta a diversas aplicaciones constructivas como son los cimientos de estructuras en terrenos de baja compacidad portante, revestimiento de excavaciones subterráneas como túneles y recalces de edificios con cimientos deficientes (Universidad de Navarra, 2003).

2.6.3.6. *Soil mixing*

Definición

La técnica de soil mixing busca la mejora mediante el mecanismo de refuerzo de suelos blandos y/o flojos. Se trata de un mezclado mecánico de materiales disgregados en el terreno con un determinado aglomerante, ya sea líquido o sólido, a gran profundidad de manera que se formen una serie de columnas de material mejorado tipo suelo-cemento. Los aglomerantes más usados suelen ser cemento, cal y bentonita. Finalmente se obtiene un terreno con mayor resistencia, menos permeable y menor compresibilidad en comparación al estado natural del terreno (Martí, González, & Yepes, 2004).

La ejecución se realiza mediante una mezcladora giratoria, la cual se posiciona e instala en el lugar de trabajo. Luego se procede a la perforación del suelo hasta la profundidad de diseño. Posteriormente se empieza con la mezcla del suelo con el aglomerante y se empieza al levantamiento gradual del varillaje de la máquina. Finalmente se cumple con el mezclado y la formación de la columna suelo-cemento (Martí, González, & Yepes, 2004). El proceso anterior se grafica en la presente figura.

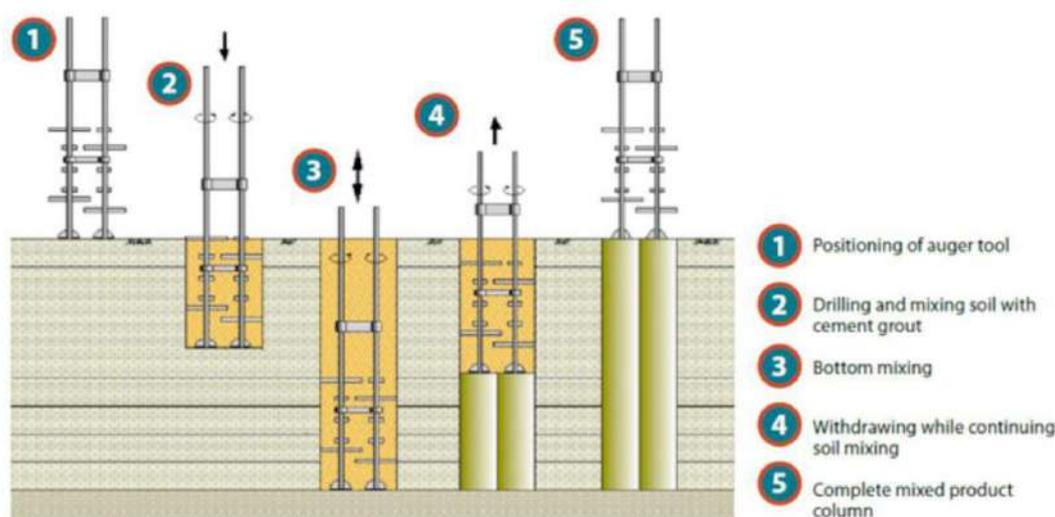


Figura 24. Esquema de instalación de columnas de mortero.

Tomado de <https://victoryepes.blogs.upv.es/>, por Yepes, 2018.

Los casos propicios son cuando se presenta el requerimiento de estabilización y consolidación de taludes, refuerzo de suelos de baja capacidad portante, mitigación de licuefacción debido al aumento de la resistencia al corte del suelo reforzado y confinamiento de los suelos licuables.

2.6.3.7. *Inyecciones*

Definición

Las inyecciones buscan, en primer lugar, rellenar los espacios vacíos entre las partículas de suelo, desplazar el terreno existente y la creación de un nuevo material que mejore las características geotécnicas de la zona (Chu, Varaksin, Klotz, & Mengé, 2009).

Estas, en la actualidad, son usadas para compactar e impermeabilizar rocas fracturadas y suelos porosos. Este proceso de inyección se realiza mediante presiones, las cuales deben ser

controladas y monitoreadas, ya que una presión inadecuada puede ocasionar levantamientos en la superficie, movimientos de rocas o suelo no deseados.

Por lo general las inyecciones pueden ser: lechadas de partículas o suspensiones y lechadas sin partículas.

La Figura 25 muestra los distintos tipos de inyección acorde a ciertas características y tipo de suelo que se desea mejorar. Como se observa la granulometría del suelo determina características adicionales al tipo de inyección a usar como la presencia de aditivos y método de ejecución.

CARACTERÍSTICAS	TIPOS DE SUELOS		
	ARENAS GRUESAS Y GRAVAS	ARENAS MEDIAS A FINAS	ARENAS LIMOSAS O ARCILLOSAS O LIMOS
Diámetro de grano	$D_{10} > 0.5 \text{ mm}$	$D_{10} > 0.5 \text{ mm}$	$D_{10} > 0.5 \text{ mm}$
Superficie Específica	$S < 100 \text{ cm}$	$S < 100 \text{ cm}$	$S < 100 \text{ cm}$
Permeabilidad	$k > 10^{-3} \text{ m/s}$	$k > 10^{-3} \text{ m/s}$	$k > 10^{-3} \text{ m/s}$
Tipo de mezcla	Suspensiones de Bingham	Soluciones coloidales (geles)	Soluciones puras (resinas)
Inyecciones de consolidación	Cemento ($k > 10^{-2} \text{ m/s}$) Mezcla aireada	Geles de sílice duros - doble acción: Joosten (para $k > 10^{-2} \text{ m/s}$) - acción simple: Carongel Glyoxol Siroc	Aminoplásticos Fenoplásticos
Inyecciones de Impermeabilidad	Mezcla aireada Gel de bentonita Gel de arcilla Arcilla-cemento	Gel de bentonita Lignocromos Carongel ligero Silicagel suave Aceite vulcanizable Otros (terranier)	Acilamidas Aminoplásticos Fenoplásticos

Figura 25. Rango de aplicación de materiales de inyección.

Tomado de “Manual de técnicas de mejora del terreno”, por Bielza Feliu, 1999.

2.6.3.8. Congelamiento del terreno

Definición

El congelamiento de terreno es una técnica de carácter provisional con la finalidad de facilitar procesos de excavaciones. El sistema consiste en la recirculación de un líquido refrigerante (salmuera o nitrógeno líquido) a muy baja temperatura a través de una red de tubos instalados en el terreno. Debido a este procedimiento el agua en los poros se congela, lo que aumenta la resistencia y la impermeabilidad del suelo circundante (Sobrecases, 2018).

Además, cabe resaltar que este método es aplicable para un contenido de humedad natural mayor a 5%. Sin embargo, puede inyectarse agua al suelo para aumentar su contenido de humedad.

Luego de finalizar los trabajos de excavación y demás, se descongela el terreno introduciendo agua caliente por la misma red y se desmonta el sistema.

Esta metodología suele tener un costo alto, por lo que su aplicación solo se da en situaciones especiales cuando otras metodologías han sido rechazadas por motivos técnicos.

2.6.3.9. *Compactación con explosivos*

Definición

Este tratamiento se realiza mediante explosiones controladas bajo el terreno que se desea densificar. Es un procedimiento rápido y económico que no necesita maquinaria especial.

Se aplica en suelos arenosos o areno-limosos saturados. Obviamente, no se realiza en zonas urbanas debido a que dentro del radio de acción de la carga explosiva puede tener efectos considerables sobre las estructuras que se encuentran en esa área. El método tiene como objetivo generar asentamientos provocando que el terreno licúe o se densifique debido a la vibración por la detonación de los explosivos (Chu, Varaksin, Klotz, & Mengé, 2009).



3. Caracterización geológica-geotécnica y sísmica de las zonas de fundación

A partir de este capítulo, en adelante, se desarrolla el caso de aplicación al tema investigado en este documento, el cual consiste en comparar distintas alternativas de cimentación de un puente ubicado en la ciudad de Piura.

Como parte de la identificación de características del terreno es necesario realizar una serie de estudios geológicos-geotécnicos para poder conocer más a fondo las características y comportamiento del suelo correspondiente a la zona de trabajo. En este capítulo se desarrolla la información obtenida a partir de dichos estudios.

3.1. Estudios previos

Se aborda las características geológicas-geotécnicas de la zona de estudio. Para ello se recurrió a información de diversas instituciones, entre las cuales se encuentran la Universidad Nacional de Piura (UNP), Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI), el Instituto Minero y Metalúrgico del Perú (INGEMMET), y Senhami.

3.1.1. Peligro sísmico

Acorde con el Manual de Puentes (Perú) – 2018 y la Norma AASHTO – LRFD 2014, se cuantifica el peligro sísmico considerando un análisis probabilístico del suelo para una probabilidad de excedencia de 7% para un periodo de vida útil de la estructura de 75 años y un periodo de retorno de 1000 años. Asimismo, se determina la aceleración máxima del terreno (PGA) en roca mediante la ubicación de la zona de estudio en el mapa de isoaceleraciones del Perú, presentado en la presente figura.

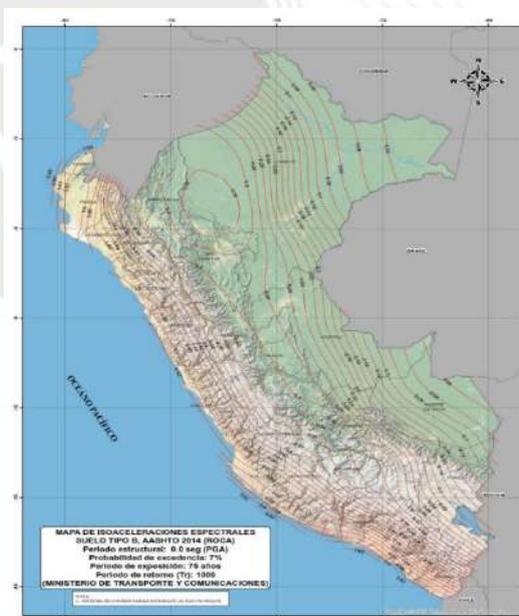


Figura 26. Mapa de isoaceleraciones del Perú para una probabilidad de excedencia de 7% y periodo de retorno de 1000 años.

Tomado de “Manual de Puentes”, por Ministerio de Transportes y Comunicaciones (Perú), 2018.

Se observa que para la ubicación del proyecto se tiene una aceleración máxima de 0.45g.

3.1.2. Marco geológico regional

La región Piura se ubica dentro de la costa norte del Perú, cuyo relieve guarda relación con el desarrollo de las planicies costeras y conos aluviales. Según UNP-INDECI, la región se encuentra en el extremo sur de la “Cuenca Sechura”, donde predominan sedimentos compuestos por depósitos de origen eluvial, eólico y fluvial. Se definen las principales formaciones geológicas de la zona (INGEMMET, 2019):

- Depósitos aluviales (Qr-al): Se encuentran en la amplitud de las terrazas antiguas del Río Piura y están constituido por material conglomerádico no consolidado compuesto de cantos rodados de cuarcitas.
- Depósitos eólicos (Qr-e): Se ubican a lo extenso de la planicie costanera y están formados por gruesos mantos de arena eólica estabilizados por la vegetación.
- Depósitos eluviales (Qr-el): Se asientan en las estribaciones de la Cordillera Occidental entre los flancos fluviales del Río Piura y sus tributarios, y llanuras aluviales del área Occidental de la “Cuenca Sechura”. Están conformados por materiales conglomerádicos y fanglomerádicos, poco consolidados en una matriz areniscosa a limo-arcillosa.
- Depósitos fluviales (Qr-fl): Se localizan en el fondo y márgenes del Río Piura y están constituido por arenas de color pardo, lentes de arcilla de color marrón de plasticidad media y materiales limos arcillosos.

3.1.3. Geodinámica externa

La zona de estudio es propensa a periodos extraordinarios de lluvias, estos se encuentran relacionado al fenómeno de “El Niño”, y, en menor medida, con la deposición de arenas eólicas que son transportadas de Oeste a Este.

Se conoce que “El Niño” es un fenómeno de carácter cíclico y con recurrencia de 11 – 12 años; sin embargo, en los últimos años (2017) este se ha reducido a menos de 6 años. Según Senamhi, los meses de enero a abril son aquellos en los que se presentan las mayores precipitaciones por lo que el Río Piura alcanza sus máximos caudales en dicho periodo. Se presenta en la siguiente tabla las alturas de precipitación medidas mensualmente durante el año 2017.

Tabla 6. Precipitaciones promedio de Piura.

MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Precipitación total (mm)	5.4	8.3	18.1	4.1	0.1	0	0.7	0	0	1.7	1.1	0.6	40.1

Tomado de <https://worldweather.wmo.int/029/c00106.htm> por WMO, 2017.

Acorde con la data publicada de la World Meteorological Organization, la precipitación media anual de Piura es de 40 mm. Es así que en los primeros meses del año, en especial marzo, se producen intensas precipitaciones lo que pueden provocar inundaciones que afecten severamente a las zonas planas donde las cotas son menores o iguales a 24 msnm.

Asimismo, la Región Piura es propensa a los fenómenos de licuefacción y amplificación de ondas sísmicas ya que el suelo predominante está constituido por arenas limosas de grano fino poco compactadas. Esta situación se puede apreciar en el mapa de zona sísmica, Figura 27, elaborada por Alva Hurtado en 1983 en el que representa las zonas que habían sufrido fenómenos de licuefacción hasta la fecha y los sectores con probabilidad elevada de presentar el fenómeno.

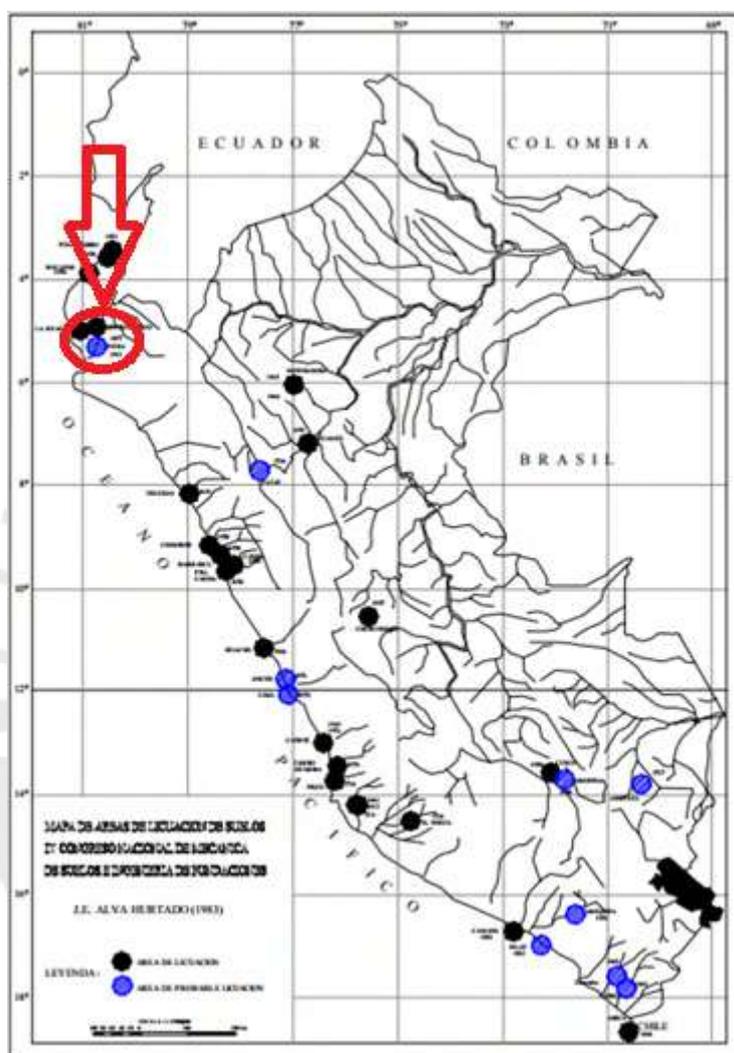


Figura 27. Mapa de áreas de licuefacción de suelo.

Tomado de “Breve historia de la Licuación de Suelos en el Perú”, por Alva, 1983.

Como se puede observar el fenómeno de licuefacción es un constante peligro para las infraestructuras presentes en la zona, por lo que es necesario implementa adecuadas medidas de mitigación contra este tipo de eventos. Para ello se deben toman medidas que permitan aumentar la resistencia del suelo, disminuir los esfuerzos de corte inducidos por un sismo y facilitar el drenaje de los fluidos.

3.1.4. Presencia de agua

Con finalidad de conocer la profundidad de nivel freático de la zona se realizaron en el mes de diciembre de 2016 mediciones de profundidad de este parámetro. Como resultado de estas mediciones se pudo observar que el nivel freático se ubica en torno a los 5-6 m de profundidad como se muestra en la Tabla 7. Estas profundidades se encuentran alrededor de la cota 27.00 msnm.

Tabla 7. Profundidad de NF durante el mes de diciembre de 2016.

Investigación	Profundidad del NF (m)
PNF-01	6.20
PNF-02	5.40
PNF-03	5.00
PNF-04	4.90

Fuente propia, 2018.

Sin embargo, según los estudios de UNP-INDECI entre diciembre de 2001 y febrero de 2002 se detectaron profundidades de nivel freático entre 1.2 y 6 m. Además, se registraron profundidades menores en los meses de enero, febrero y marzo, época en los que según Senamhi se producen las mayores precipitaciones y el Río Piura aumenta su caudal.

3.1.5. Campaña geotécnica

Es conocido que el terreno, en el cual se va a apoyar la estructura, consta de arenas limosas y nivel freático elevado por lo que es de importancia llevar a cabo campañas y estudios geotécnicos para la correcta identificación de los parámetros y riesgos del terreno.

La campaña realizada con fines de conocimiento de las características y propiedades del terreno estuvo compuesta por prospecciones in situ y ensayos de laboratorio.

Se realizaron las siguientes investigaciones en campo: 4 sondajes SPT, 2 ensayos MASW y 2 ensayos MAM.

El ensayo SPT mide el número de golpes necesarios para la introducción en el terreno de estudio de una cuchara cilíndrica y hueca, con diámetro exterior de 51 mm e interior de 35 mm. Los golpes se ejecutan mediante una masa y altura normalizada, siendo 63.5 kg y 76 cm respectivamente.

Los ensayos MASW o Análisis de Ondas Superficiales en Arreglo Multicanal es un método que consiste en la interpretación de ondas superficiales (Ondas Rayleigh) de un registro en un arreglo multicanal, el cual ha sido generado por una fuente de energía impulsiva en puntos localizados y a distancias predeterminadas, entre cada punto, a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno como se muestra en la Figura 28. Producto de ello se obtiene el perfil de velocidades de ondas de corte (V_s) hasta profundidades promedio entre 25 – 30 m (Rivera , Piedra, & Paripanca, 2016).

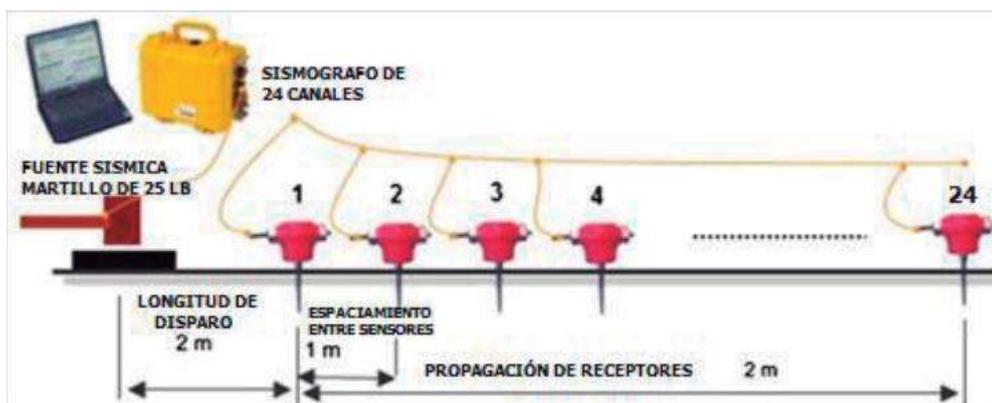


Figura 28. Línea sísmica del ensayo MASW y MAM.

Tomado de “*Ensayos geofísicos*”, por Zer Geosystem, 2018.

El método MAM o Medición de Microtrepidaciones en Arreglo Multicanal es un método pasivo de exploración geofísica basado en el análisis de las vibraciones ambientales. Este nos permite obtener el perfil de velocidad de onda S (V_s) hasta profundidades promedio de evaluación entre 50 – 80 m (Rivera, Piedra, & Paripanca, 2016).

Ensayo SPT: Se realizó con la finalidad de determinar el grado de compacidad y parámetros geotécnicos de las arenas presentes. El sistema de perforación empleado fue wash boring, recuperando muestras en las profundidades de los ensayos SPT.

Ensayos MASW - MAM: Se ejecutaron con la finalidad de obtener la velocidad de ondas de corta a través de la profundidad y su posterior correlación con los parámetros elásticos dinámicos del suelo.

Las características de las investigaciones mencionadas se presentan en la Tabla 8, y la ubicación en vista de planta en la Figura 29.

Tabla 8. Resumen de investigaciones geotécnicas in situ.

Investigación	Profundidad (m)	Ubicación
SPT 01	17.00	Estribo 1
SPT 02	19.40	Pila 1
SPT 03	19.50	Pila 2
SPT 04	18.10	Estribo 2
MASW 01	30.00	Estribo 1
MASW 02	30.00	Estribo 2
MAM 01	75.00	Estribo 1
MAM 02	75.00	Estribo 2

Fuente propia, 2018.

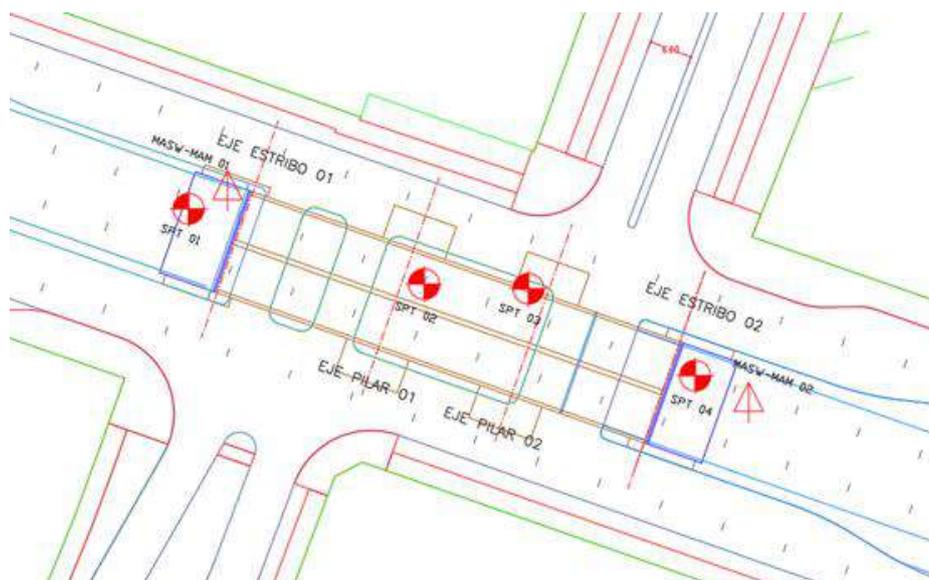


Figura 29. Vista en planta de la campaña geotécnica.

Fuente propia, 2018.

3.2. Caracterización geológica geotécnica de los materiales

Como parte de una correcta definición de los materiales presentes en la zona de estudio es necesario caracterizarlos física, química y mecánicamente. Se procederá a mostrar los resultados de la campaña geotécnica realizada para luego con estos determinar las unidades geológicas-geotécnicas (UG) presentes. Una vez determinadas las UG se definen los parámetros resistentes y elásticos del terreno mediante correlaciones de los resultados obtenidos/corregidos. Para los parámetros resistentes (ángulo de rozamiento y cohesión) se toma en cuenta los resultados de los ensayos de penetración estándar y de laboratorio. Por otro lado, para los parámetros elásticos del terreno se considera los resultados obtenidos en los ensayos MASW y MAM.

3.2.1. Ensayo SPT

Para los resultados obtenidos de los ensayos no se ha considerado correcciones propuestas por la AASTHO y la Norma E.050, ya que al calcular los factores de corrección propuestos por AASTHO, estos superan la unidad en la mayoría de los casos por lo que no se aplican de manera conservadora y se mantienen los valores campo.

Se presenta en las siguientes tablas los resultados obtenidos:

SPT 01

Tabla 9. Valores obtenidos N-spt 01.

Prof inicio (m)	Prof fin (m)	N
1.50	1.95	32
3.00	3.45	61
4.50	4.95	50
6.00	6.45	45
7.50	7.95	57
9.00	9.45	89
10.50	10.95	136
12.00	12.45	228
13.50	13.84	114
14.53	14.98	133
16.46	16.91	70

Fuente propia, 2018.

SPT 02

Tabla 10. Valores obtenidos N-spt 02.

Prof inicio (m)	Prof fin (m)	N
1.50	1.95	7
3.00	3.45	13
4.50	4.95	22
5.45	5.9	60
6.88	7.33	57
8.48	8.93	68
9.94	10.32	130
11.44	11.89	48
12.08	12.23	15
13.10	13.32	61
14.41	14.75	98
15.93	16.14	51
17.46	17.91	103
19.07	19.36	78

Fuente propia, 2018.

SPT 03

Tabla 11. Valores obtenidos N-spt 03.

Prof inicio (m)	Prof fin (m)	N
3.00	3.45	8
4.50	4.95	37
5.50	5.78	50
7.45	7.90	50
9.00	9.45	82
10.50	10.79	50
12.04	12.31	50
13.43	13.88	46
15.14	15.37	31
16.50	16.78	50
18.10	18.32	51
19.05	19.50	77

Fuente propia, 2018.

SPT 04

Tabla 12. Valores obtenidos N-spt 04.

Prof inicio (m)	Prof fin (m)	N
1.50	1.95	9
3.00	3.45	6
4.00	4.45	4
5.32	5.77	46
6.56	7.01	74
8.04	8.49	61
9.50	9.95	72
10.95	11.22	52
12.40	12.85	44
14.08	14.53	107
15.52	15.76	51
16.95	17.17	30

Fuente propia, 2018.

En la Figura 30 se observa la distribución de los números de golpes “N” en los puntos de investigación. Cabe resaltar que se ha considerado como rechazo a los valores N mayores a 50. En la gráfica se observa que en los primeros 4 m el grueso de los valores de N se encuentra alrededor de 5-14 golpes; sin embargo, se presentan puntualmente valores mayores fuera de este rango. Luego, entre los 4 y 7 m de profundidad se observa una zona de transición en resistencia, ya que los valores de N van desde valores de 20 hasta los de rechazo. Finalmente, para profundidades mayores a 7 m, se observa que predominan valores de N mayores a 40 golpes; sin embargo, se observan 3 ensayos por debajo de este rango con valores entre 15 y 30 golpes, asociados a una lente de menor compacidad.

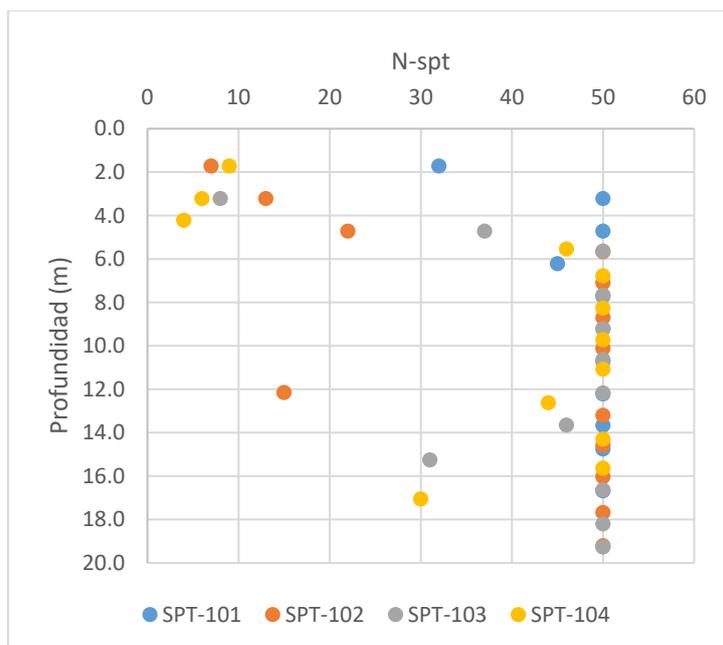


Figura 30. Resultados ensayos SPT.

Fuente propia, 2018.

Asimismo, mediante las muestras extraídas de los ensayos SPT y ensayos de laboratorio realizados se ha observado que el suelo presente consta de arenas, por lo que es importante determinar la compacidad de los mismos. En la Tabla 13 se presentan los grados de compacidad y rango de valores de densidad relativa (DR) acorde con los valores obtenidos de N SPT.

Tabla 13. Grado de compacidad en base a resultados N-spt.

N-spt	DR (%)	Compacidad
0-3	0-15	Muy suelta
3-8	15-35	Suelta
8-25	35-65	Medianamente densa
25-42	65-85	Densa
42-58	85-100	Muy densa

Tomado de “*Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sand of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation*”, por Skempton, 1986.

3.2.2. Ensayos MASW y MAM

Complementando lo anteriormente mencionado, los ensayos geofísicos de MASW y MAM son métodos que consisten en la interpretación de ondas superficiales, ondas Rayleigh, de un registro multicanal generado por fuentes de energía en determinados puntos a lo largo de una línea sísmica que se ubica sobre la superficie, como se observa en la siguiente figura.

La AASTHO del 2014 permite clasificar el suelo a partir de la velocidad de corte presentada para los primeros 30 metros de profundidad. Esta se observa en la Tabla 14 donde se clasifica el suelo como blando, rígido, denso o roca. También se presenta correlación del valor N-spt con el tipo de suelo.

Tabla 14. Criterio para clasificar los suelos.

Tipo de suelo	Denominación	Velocidad de ondas de corte V_{s30} (m/s)	Número de golpes del ensayo N-spt
A	Roca muy dura	> 1500	No aplica
B	Roca	De 760 a 1500	No aplica
C	Suelo muy denso o roca blanda	De 360 a 760	>50
D	Suelo rígido	De 180 a 360	De 15 a 50
E	Suelo blando	< 180	< 15
F	Suelos que requieren evaluación particular de sitio, tales como: - Suelos licuables, arcillas expansivas, sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados) - Turbas o arcillas altamente orgánicas, arcillas de alta plasticidad, estratos de arcillas con rigidez de media a blanda y gran espesor		

Tomado de “*LRFD Bridge Design Specifications*”, por AASTHO, 2014.

Los resultados de velocidades de ondas de corte obtenidas de los ensayos MASW y MAM se muestran en las siguientes tablas y figuras.

MASW 01

Tabla 15. Resultados del ensayo MASW 01.

Prof (m)	V_s media estrato (m/s)
0.00	249
1.10	235
2.30	266
3.70	318
5.30	334
7.00	323
8.90	306
11.00	313
13.20	340
15.60	381
18.10	433
20.90	468
23.70	490
26.80	502
30.00	556

Fuente propia, 2018.

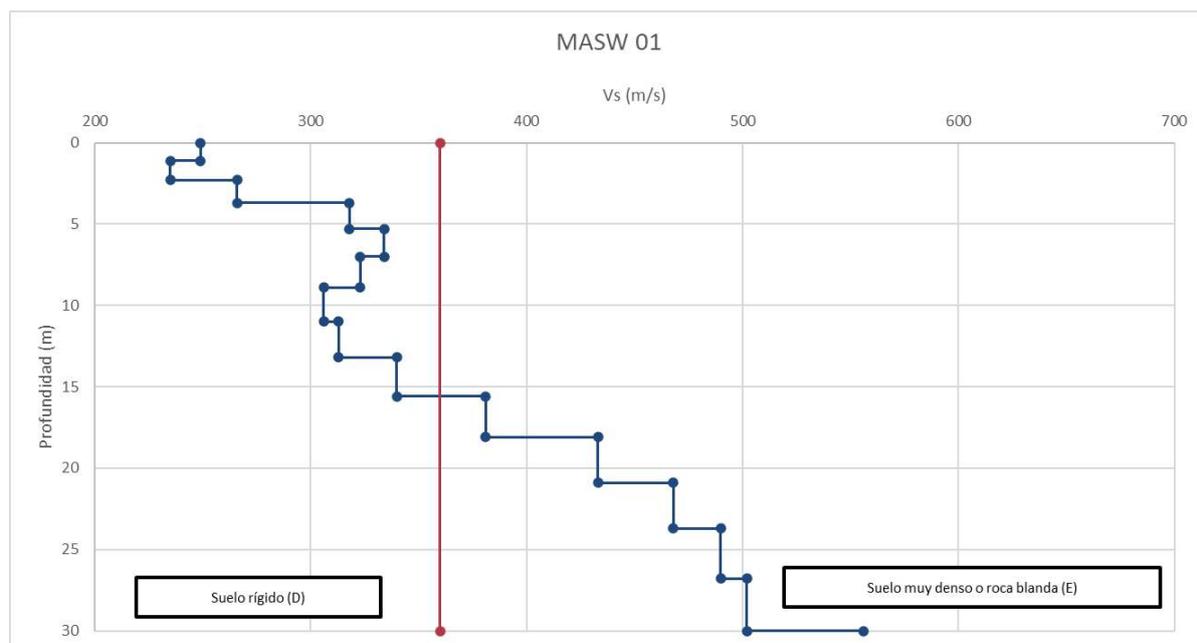


Figura 31. Distribución de los resultados MASW 01.

Fuente propia, 2018.

MASW 02

Tabla 16. Resultados del ensayo MASW 02.

Prof (m)	Vs media estrato (m/s)
0.00	206
1.10	214
2.30	210
3.70	253
5.30	291
7.00	301
8.90	287
11.00	282
13.20	292
15.60	332
18.10	371
20.90	407
23.70	423
26.80	451
30.00	470

Fuente propia, 2018.

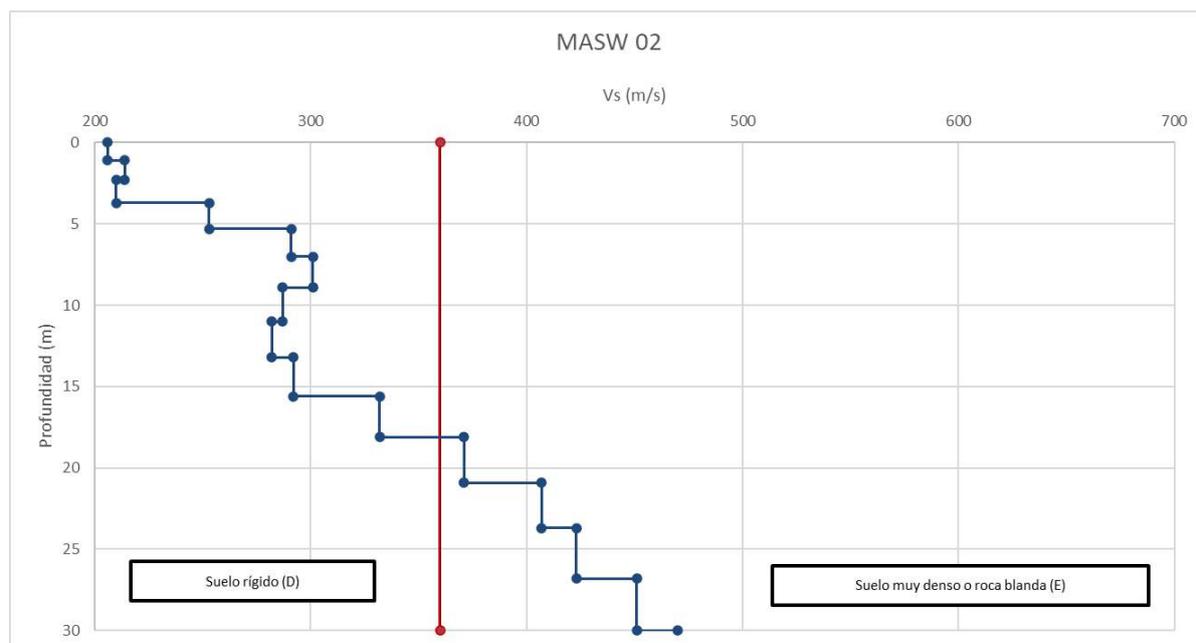


Figura 32. Distribución de los resultados MASW 02.

Fuente propia, 2018.

MAM 01

Tabla 17. Resultados del ensayo MAM 01.

Prof (m)	Vs media estrato (m/s)
0.00	233
1.30	248
2.70	287
4.20	313
5.70	324
7.40	329
9.10	328
11.00	321
12.90	312
15.00	320
17.10	325
19.30	332
21.60	356
24.00	368
26.50	387
29.10	412
31.80	436
34.50	453
37.40	471

Prof (m)	Vs media estrato (m/s)
40.40	502
43.40	526
46.60	541
49.80	561
53.10	570
75.00	576

Fuente propia, 2018.

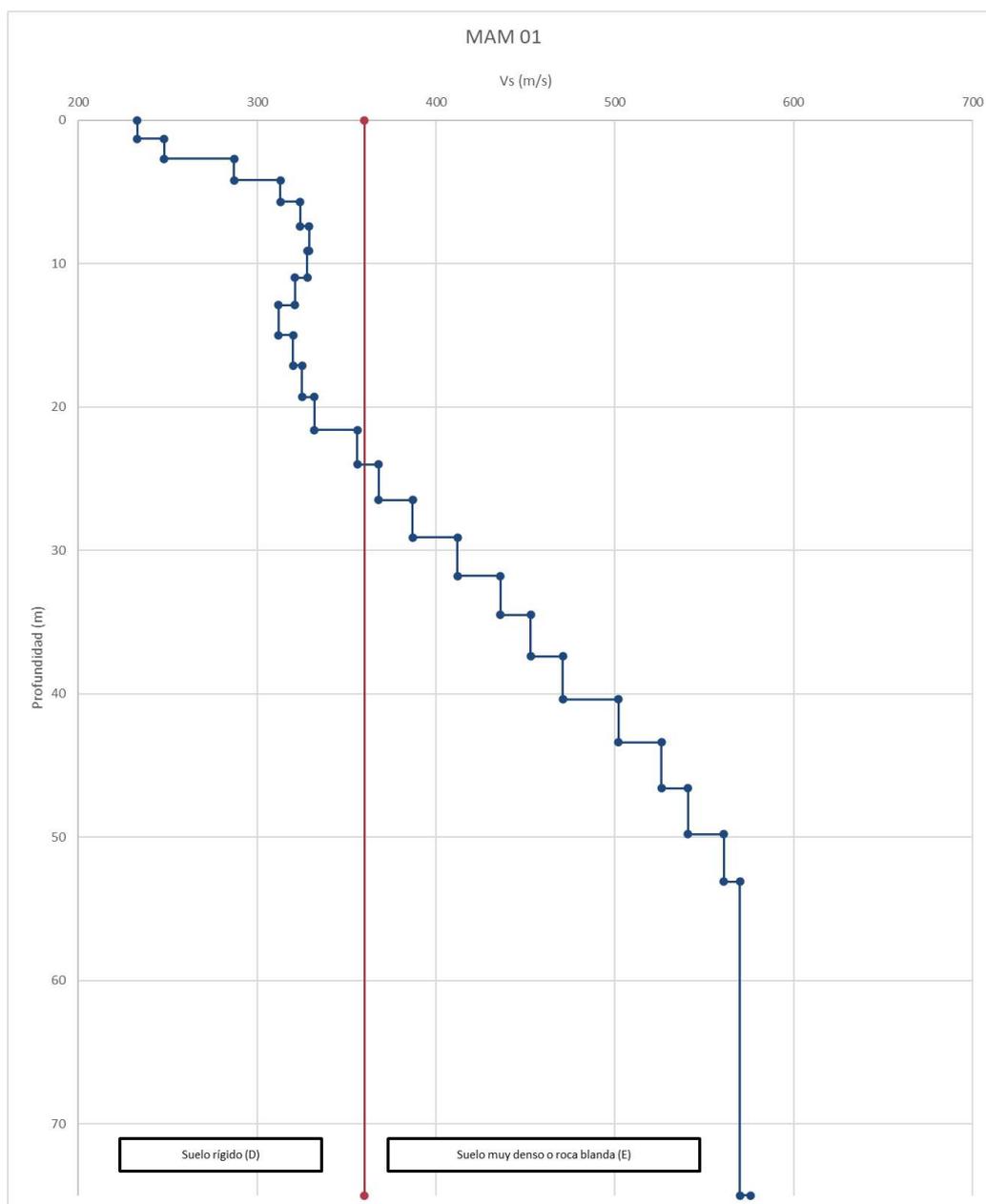


Figura 33. Distribución de los resultados MAM 01.

Fuente propia, 2018.

MAM 02

Tabla 18. Resultados del ensayo MAM 02.

Prof (m)	Vs media estrato (m/s)
0.00	216
1.30	214
2.70	227
4.20	264
5.70	288
7.40	298
9.10	297
11.00	294
12.90	296
15.00	299
17.10	314
19.30	327
21.60	349
24.00	375
26.50	401
29.10	427
31.80	440
34.50	445
37.40	470
40.40	486
43.40	511
46.60	542
49.80	572
53.10	597
75.00	607

Fuente propia, 2018.

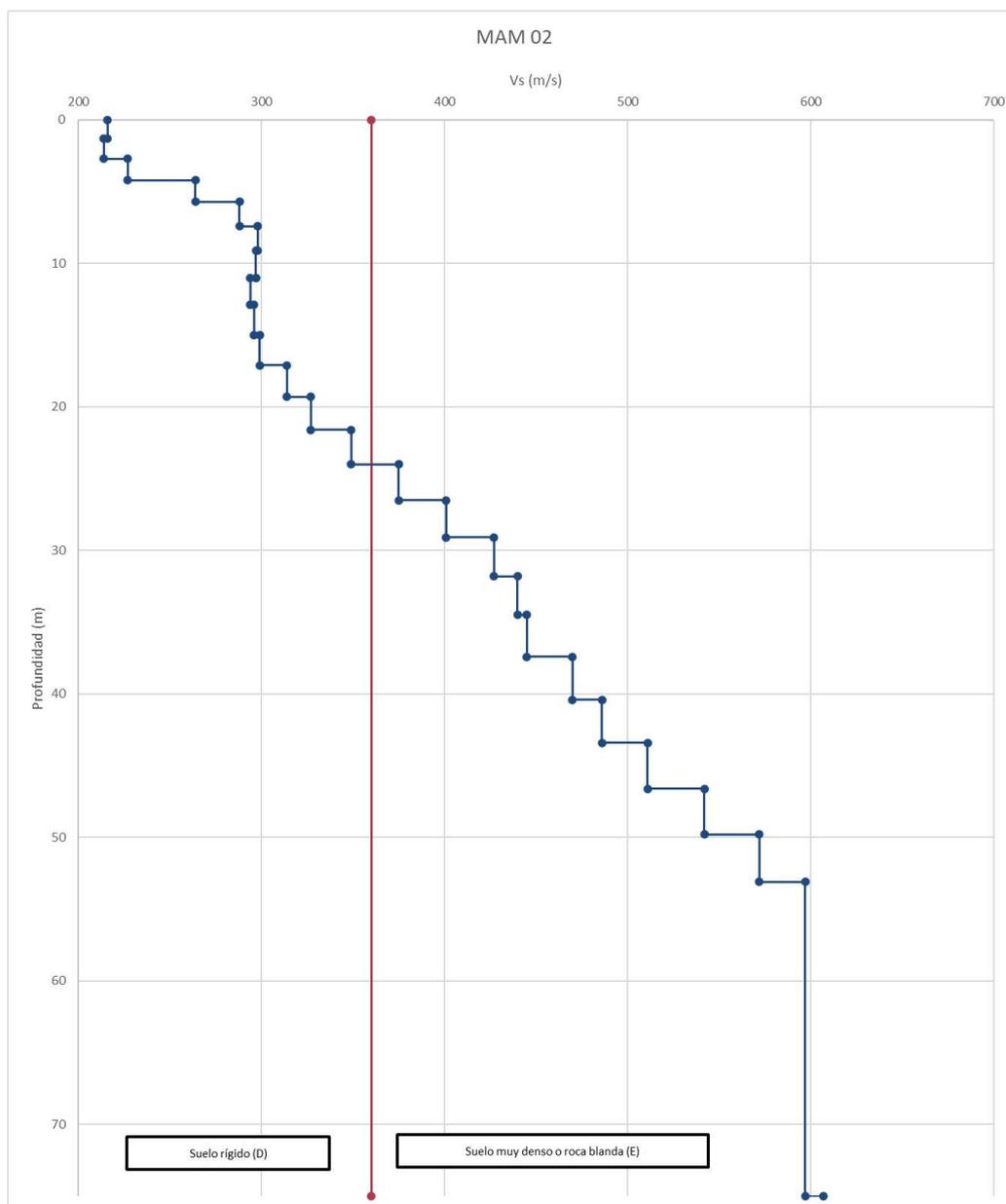


Figura 34. Distribución de los resultados MAM 02.

Fuente propia, 2018.

Acorde con la distribución de los resultados se tiene hasta una profundidad de 25 m la predominancia de suelos rígidos tipo D, mientras que a profundidades mayores se obtienen suelos muy densos tipo E. A continuación, se presenta los resultados de los 4 ensayos superpuestos en una sola gráfica para una mejor interpretación. En la Figura 35 se observa que hay un crecimiento de velocidades en los primeros 8 m, para luego tener una caída entre 8 y 14 m de profundidad. Finalmente, a partir de los 14-16 m se observa un crecimiento constante en las velocidades de ondas S para los 4 ensayos.

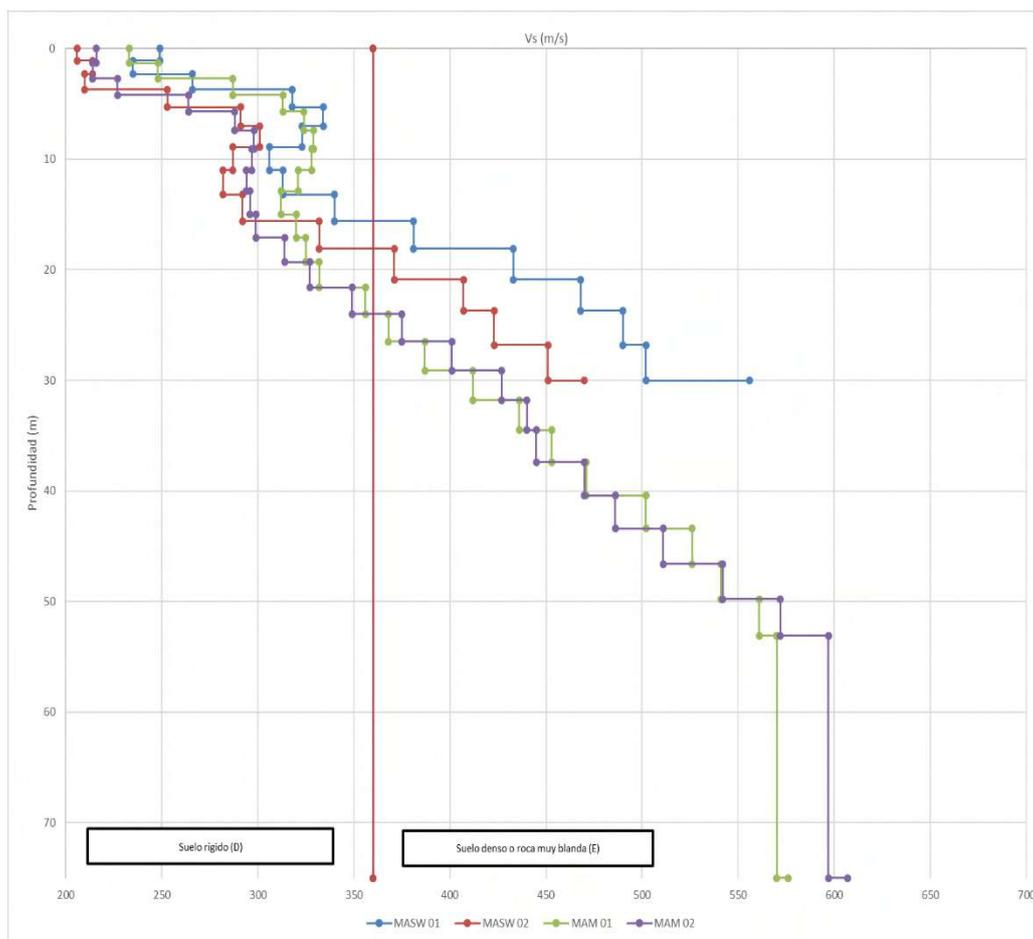


Figura 35. Resultados de ensayos MASW y MAM.

Fuente propia, 2018.

Asimismo, se observa que los valores proporcionados por la AASTHO – LRFD 2014, Tabla 14, hacen mención a los valores de N-spt con relación a los valores de velocidad de corte. Por este motivo se realiza la siguiente gráfica, Figura 36, para confirmar la concordancia en los resultados de dichas investigaciones. Se observa que la mayoría de los valores N-spt se encuentra en el rango de suelos rígidos tipo D según la clasificación de suelos de AASTHO coincidiendo con los resultados de los ensayos geofísicos. Asimismo, se observa la tendencia del aumento de número de golpes SPT a medida que se profundiza, lo cual tiene relación estrecha con los datos obtenidos del MASW y MAM. Sin embargo, se observa entre las profundidades de 12 y 16 m una caída en el número de golpes SPT, la cual es acompañada también por las gráficas de la geofísica. Este hecho es analizado con cautela más adelante.

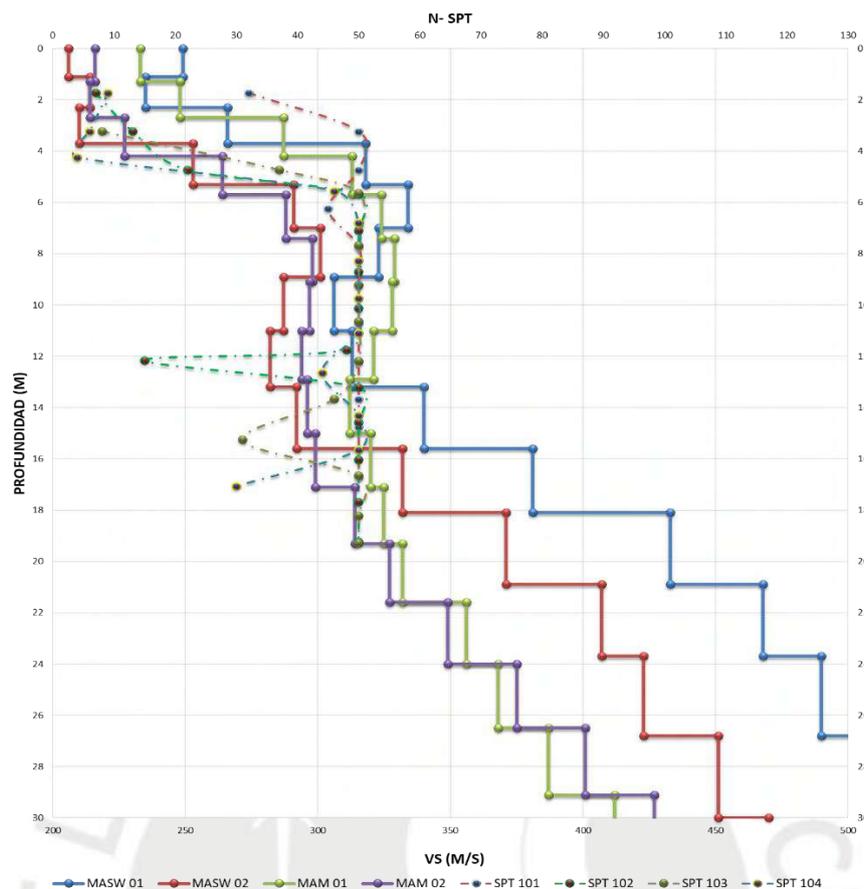


Figura 36. Gráfica comparativa entre ensayos SPT y geofísicos.

Fuente propia, 2018.

3.2.3. Ensayos de laboratorio

Como parte de la investigación realizada para la identificación de las propiedades mecánicas y físicas de los materiales se han realizado ensayos de laboratorio sobre muestras obtenidas en los ensayos SPT. Se han analizado un total de 19 muestras, las cuales han sido estudiadas mediante ensayos de identificación y de resistencia.

3.2.3.1. Ensayos de identificación

Los ensayos realizados a todas las muestras obtenidas para fines de identificación son los de granulometría, límites de Atterberg y humedad. Además, en algunas muestras en específico se han obtenido la densidad húmeda, y posteriormente la densidad seca máxima y mínima.

Como se observa en la Tabla 19, las muestras se han clasificado como arenas con cierto contenido de finos acorde con la clasificación SUCS. Sin embargo, en punto SPT 04 se encontró una muestra que se clasifica como arcilla de baja plasticidad debido a su alto contenido de finos. Asimismo, se presentan muestras con contenido de humedad promedio de 19-20%. También se muestra que los contenidos de finos poseen un rango amplio, ya que van desde el 8% hasta 52%. Finalmente, se observa un predominio de la no presencia de índice de plasticidad, excepto para 5 muestras que poseen valores entre 4 y 18, los cuales denotan una baja plasticidad.

Tabla 19. Resultados de laboratorio con fines de identificación.

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)				Humedad natural (w%)
		De	A	Media	Longitud	
SPT 01	M-2	3.00	3.45	3.23	0.45	17.90
SPT 01	M-5	7.50	7.95	7.73	0.45	18.40
SPT 01	M-7	10.50	10.95	10.73	0.45	22.30
SPT 01	M-11	16.50	16.95	16.73	0.45	20.30
SPT 02	M-2, M-3, M-4, M-6, M-7	3.00	10.45	6.73	7.45	1.20
SPT 02	M-2, M-3, M-4, M-6, M-7	3.00	10.45	6.73	7.45	1.00
SPT 02	M-9	13.10	13.32	13.21	0.22	17.40
SPT 02	M-12	17.46	17.91	17.69	0.45	25.90
SPT 03	M-1	3.00	3.45	3.23	0.45	19.40
SPT 03	M-4	6.00	6.45	6.23	0.45	17.50
SPT 03	M-9	13.43	13.88	13.66	0.45	21.60
SPT 03	M-11	16.50	16.78	16.64	0.28	14.20
SPT 04	M-1	1.50	1.95	1.73	0.45	15.20
SPT 04	M-5, M-6, M-7, M-8, M-9, M-10	6.56	14.53	10.55	7.97	2.10
SPT 04	M-5, M-6, M-7, M-8, M-9, M-10	6.56	14.53	10.55	7.97	1.80

Sondeo	Humedad natural (w%)	Límites de Atterberg			Granulometría			SUCS
		LL	LP	IP	Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	
SPT 01	17.90	NP	NP	NP	0	92	8	SP-SM
SPT 01	18.40	33	18	15	0	53	47	SC
SPT 01	22.30	NP	NP	NP	0	90	10	SP-SM
SPT 01	20.30	NP	NP	NP	0	79	21	SM
SPT 02	1.20	NP	NP	NP	0	75	25	SM
SPT 02	1.00	20	16	4	0	73	27	SC-SM
SPT 02	17.40	NP	NP	NP	0	74	26	SM
SPT 02	25.90	NP	NP	NP	0	80	20	SM
SPT 03	19.40	NP	NP	NP	1	89	10	SP-SM
SPT 03	17.50	NP	NP	NP	9	63	28	SM
SPT 03	21.60	29	11	18	0	59	40	SC
SPT 03	14.20	NP	NP	NP	0	74	26	SM
SPT 04	15.20	27	14	13	1	51	48	SC
SPT 04	2.10	26	15	11	0	55	45	SC
SPT 04	1.80	25	14	11	0	48	52	CL

Fuente propia, 2018.

Además, como complemento a estos se muestran, en la siguiente tabla los resultados de densidad máxima, mínima y densidad de las partículas.

Tabla 20. Resultados de densidades.

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)				Y _d max (tn/m ³)	Y _d min (tn/m ³)	Y (tn/m ³)
		De	A	Media	Longitud			
SPT 01	M-11	16.50	16.95	16.73	0.45	-	-	2.56
SPT 02	M-2, M-3, M-4, M-5, M-6, M-7	3.00	10.45	6.73	7.45	1.67	1.34	-
SPT 03	M-4	6.00	6.35	6.18	0.35	-	-	2.52
SPT 03	M-11	16.50	16.78	16.64	0.28	-	-	2.54
SPT 04	M-5, M-6, M-7, M-8, M-9, M-10	6.56	14.53	10.55	7.97	1.68	1.29	-

Fuente propia, 2018.

3.2.3.2. *Ensayos de resistencia*

Se realizaron ensayos triaxiales y de corte directo sobre muestras remoldeadas. Por este motivo, estos resultados se toman con precaución y para la definición de parámetros de resistencia se considerarán también los ensayos in situ.

Asimismo, en la Tabla 21, se presentan los resultados de los ensayos de resistencia efectuados. Se observa que tanto para el ensayo triaxial (TX) y corte directo (C) se ha realizado bajo condiciones de consolidado drenado (CD) debido a la naturaleza del terreno granular presente (arenas).

Tabla 21. Resultados de ensayos de corte directo y triaxiales.

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)				Corte Directo (CD) / Triaxial (TX)					
		De	A	Media	Longitud	Tipo	c (kPa)	Φ (°)	Y _d (gr/cm ³)	w (%)	SUCS
SPT 02	M-2, M-3, M-4, M-5, M-6, M-7	3.00	10.45	6.73	7.45	TX/CD	15	29	1.45	11.0	SM
SPT 02	M-2, M-3, M-4, M-5, M-6, M-7	3.00	10.45	6.73	7.45	C/CD	5	33	1.45	1.2	SC-SM
SPT 04	M-5, M-6, M-7, M-8, M-9, M-10	6.56	14.53	10.55	7.97	TX/CD	6	30	1.63	13.0	SC
SPT 04	M-5, M-6, M-7, M-8, M-9, M-10	6.56	14.53	10.55	7.97	C/CD	5	30	1.63	2.1	CL

Fuente propia, 2018.

Se observan valores de cohesión desde 5 a 15 kPa. Los valores de ángulo de rozamiento, Φ, se encuentran cercanos entre sí teniendo como valores mínimos de 29° y máximo de 33°, y como promedio de 30°.

3.2.3.3. *Ensayos químicos*

Se realizaron ensayos químicos: sales solubles totales, contenido de sulfatos, contenido de cloruros y pH. Estos son importantes para poder establecer el grado de agresividad del suelo al concreto de las estructuras enterradas. Como resultado principal se obtienen recomendaciones para las dosificaciones, tipos y resistencias del concreto a usar como parte de las cimentaciones del proyecto.

Según la Norma Técnica Peruana (NTP) 339.178, 339.177 y 339.152 se establecen los siguientes criterios de exposición de sulfatos, cloruros y sales solubles en la Tabla 22.

Tabla 22. Contenido de químicos permisibles.

Elementos químicos	Cantidad (p.p.m)	Grado de alteración	Observaciones
Sulfatos	0-1 000	Leve	Ocasiona ataque químico al concreto de la cimentación.
	1 000-2 000	Moderado	
	2 000-20 000	Severo	
	>20 000	Muy severo	
Cloruros	>6 000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión en los elementos de acero.
Sales Solubles Totales	>15 000	Perjudicial	Problemas de resistencia mecánica.

Tomado de “Normas Técnica Peruanas. 339.152 y 339.177”, 2017.

Además, según la norma E.050 se considera como perjudicial a los suelos con un valor de pH menor a 4.

En la siguiente tabla, se aprecian los resultados obtenidos de las muestras analizadas, donde se observa que la mayoría de los resultados son favorables. Sin embargo, en el sondeo SPT 04 (M-3) se observa una condición severa de sulfatos, por lo que se recomienda el uso de cemento tipo V para la construcción de las cimentaciones.

Tabla 23. Tabla de resultados químicos.

Sondeo	Muestra	Profundidad (m)				Sales Solubles Totales (ppm)	Condición de SST
		De	A	Media	Longitud		
SPT 01	M-3	4.50	4.95	4.73	0.45	601	Aceptable
SPT 02	M-2	3.00	3.45	3.23	0.45	1 326	Aceptable
SPT 03	M-5	7.54	7.90	7.72	0.36	521	Aceptable
SPT 04	M-3	4.00	4.45	4.23	0.45	6 589	Aceptable

Sondeo	Muestra	Contenido de sulfatos (ppm)	Condición de sulfatos	Contenido de cloruros (ppm)	Condición de cloruros	pH	Condición de pH
SPT 01	M-3	323	Leve	178	Aceptable	8.7	Aceptable
SPT 02	M-2	754	Leve	350	Aceptable	8.1	Aceptable
SPT 03	M-5	208	Leve	227	Aceptable	9.5	Aceptable
SPT 04	M-3	4 638	Severo	854	Aceptable	7.9	Aceptable

Fuente propia, 2018.

3.2.4. Unidades geológico-geotécnicas

En base a los resultados de campo y laboratorio obtenidos se procede determinar las unidades geológicas-geotécnicas (UG) de la zona de estudio. Se determinó la presencia de 3 UG compuestas por arenas de distintas compacidades y un lente de arcilla de baja plasticidad despreciable para el cálculo geotécnico. La distribución de las UG se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 24. Distribución de UG.

UG	Cota inicio (msnm)	Cota fin (msnm)	Espesor (m)
UG 1	32.00	27.90	4.10
UG 2	27.90	25.10	2.80
UG 3	25.10	16.00	9.10

Fuente propia, 2018.

El perfil propuesto se presenta en la siguiente figura.

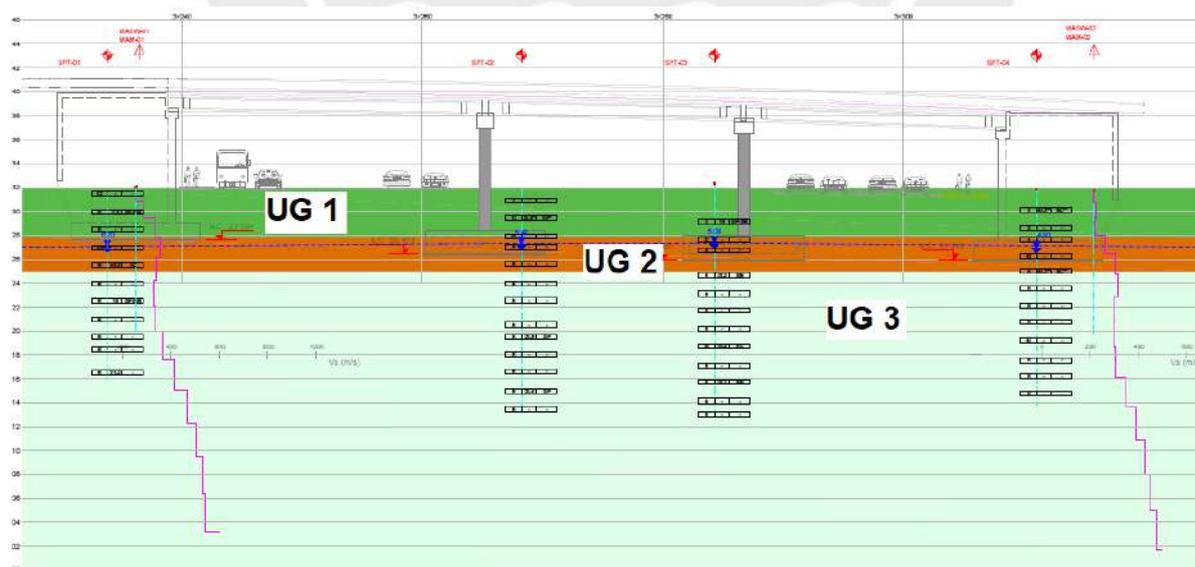


Figura 37. Perfil geotécnico propuesto. *profundidades cimentaciones referenciales del proyecto inicial.

Fuente propia, 2018.

En el Anexo A del documento encuentra el plano del perfil presentado para su mayor detalle.

UG 1: Arenas sueltas

Se refiere a las arenas presentes desde la superficie del terreno hasta una profundidad de 4.2 m. Si bien es cierto el terreno presente en el estribo izquierdo se presenta con compacidades densas prácticamente desde superficie, de manera conservadora, se considera esta unidad de arenas sueltas a lo largo de todo el eje del perfil. Se establece como techo de estrato la cota 32.90 msnm y como fin de estrato la cota 27.80 msnm.

Asimismo, se consideran valores N-spt menores a 10. Las velocidades de corte se han obtenido entre un rango de 200 y 300 m/s. Para poder determinar el valor característico de N-spt y velocidad de corte (V_s) de la zona se realizó análisis estadísticos bajo la función Normal.

Para la presente UG se obtiene los siguientes resultados presentados en la Tabla 25 y Figura 38 para los valores N-spt.

Tabla 25. Valores N-spt - UG 01.

Fuente propia, 2018.

N-spt 01	Distribución Normal
4	0.0059
6	0.109
7	0.126
8	0.130
9	0.121
13	0.031
32	-
61	-

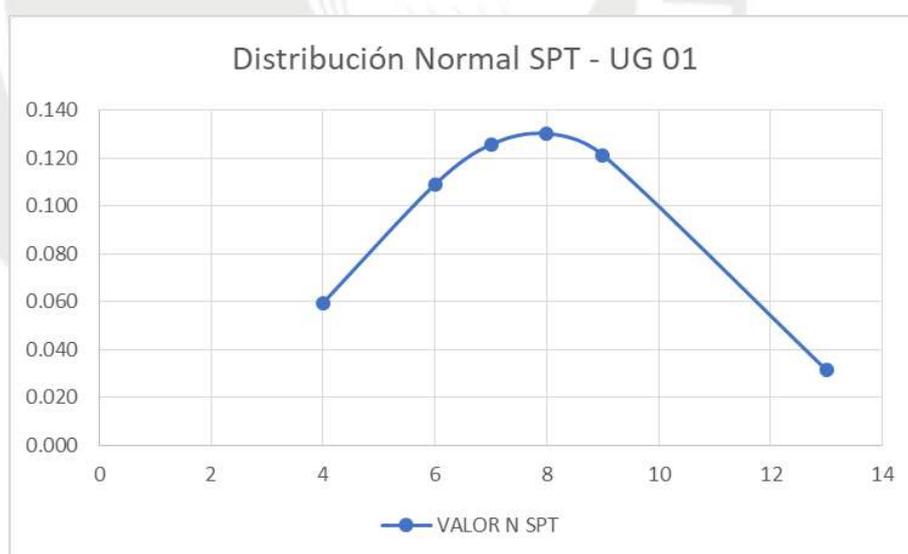


Figura 38. Gráfica distribución Normal SPT - UG 01

Fuente propia, 2018.

Se observa que se han descartado los valores de 32 y 61 por ser atípicos y tomar una postura conservadora. El valor promedio obtenido es de 7.83 y la desviación estándar de 3.06. Teniendo en consideración los valores antes mencionados y una posición conservadora se opta por tener como número N-spt representativo de la UG el valor de 6.

Asimismo, para obtener un valor representativo de velocidad de corte se presentan los siguientes resultados.

Tabla 26. Valores V_s - UG 01.

Fuente propia, 2018.

V_s media por Estrato (m/s)	Distribución Normal	V_s media por Estrato (m/s)	Distribución Normal
206	0.006	248	0.011
210	0.007	249	0.011
214	0.007	253	0.011
214	0.007	264	0.010
216	0.008	266	0.010
227	0.010	287	0.006
233	0.010	313	0.002
235	0.011	318	0.001

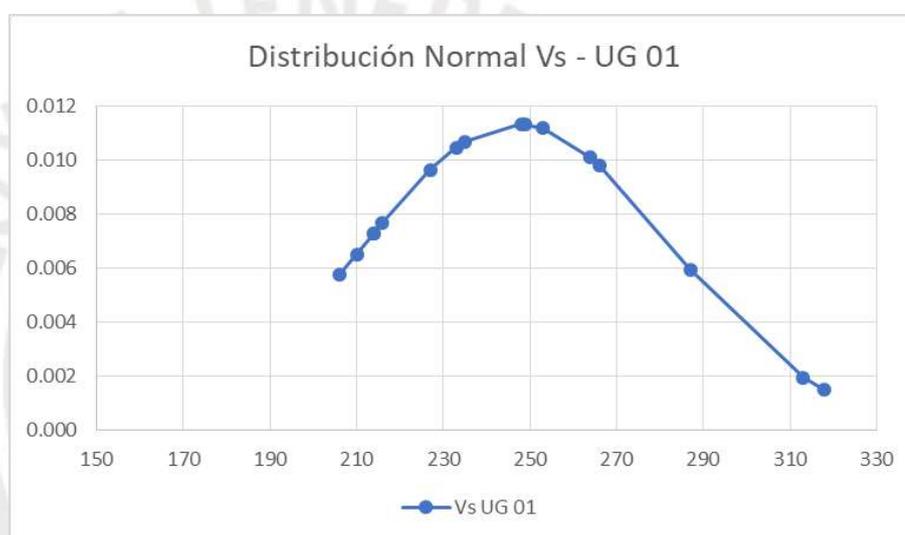


Figura 39. Gráfica distribución V_s - UG 01.

Fuente propia, 2018.

El valor promedio obtenido es de 247 m/s y la desviación estándar de 35. Teniendo en consideración los valores antes mencionados, la Figura 39 y una posición conservadora se opta por tener una velocidad de corte de 230 m/s representativa de la UG 01.

UG 2: Arenas densas

Esta unidad geológica se encuentra por debajo de las arenas sueltas entre la 4.2 y 7.0 m de profundidad, con un espesor de 2.8. Se establece como techo de estrato la cota 27.80 msnm y como muro de estrato la cota 25.00 msnm.

Este estrato posee valores de N-spt variables, observándose una transición de resistencias, con valores de 22 hasta 50. Las velocidades de corte se han obtenido entre un rango de 280 y 350 m/s.

Para poder determinar el valor característico de N-spt y velocidad de corte (V_s) representativo de esta unidad se realizó un análisis estadístico bajo la función Normal.

Para la presente UG se obtiene los siguientes resultados presentados en la Tabla 27 y Figura 40 para los valores N-spt.

Tabla 27. Valores N-spt - UG 02.

Fuente propia, 2018.

N-spt-02	Distribución Normal
22	-
37	0.007
45	0.077
46	0.083
50	0.072
50	0.072
50	0.072
50	0.072

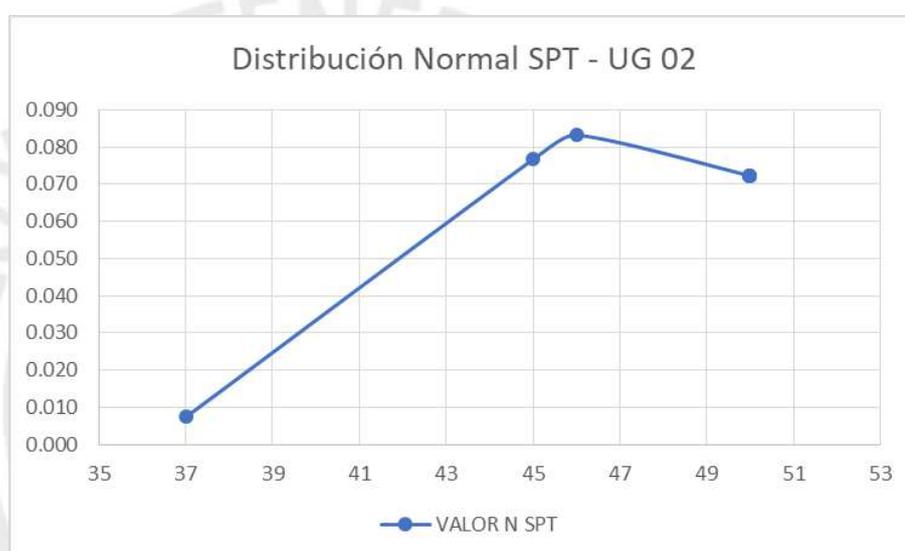


Figura 40. Gráfica distribución Normal SPT - UG 02.

Fuente propia, 2018.

Se observa que se ha descartado el valor de 22 por ser atípico a los demás del grupo por pertenecer a una pequeña lente de arcilla presente en el perfil estratigráfico. El valor promedio obtenido es de 47 y la desviación estándar de 4.62. Teniendo en consideración los valores antes mencionados, la Figura 40, y una posición conservadora se opta por tener como número N-spt representativo de la UG el valor de 40.

Asimismo, para obtener un valor representativo de velocidad de corte se presentan los siguientes resultados.

Tabla 28. Valores de Vs - UG 02.

Fuente propia, 2018.

Vs media por Estrato (m/s)	Distribución Normal
288	0.011
291	0.013
301	0.018
323	0.017
324	0.016
334	0.010

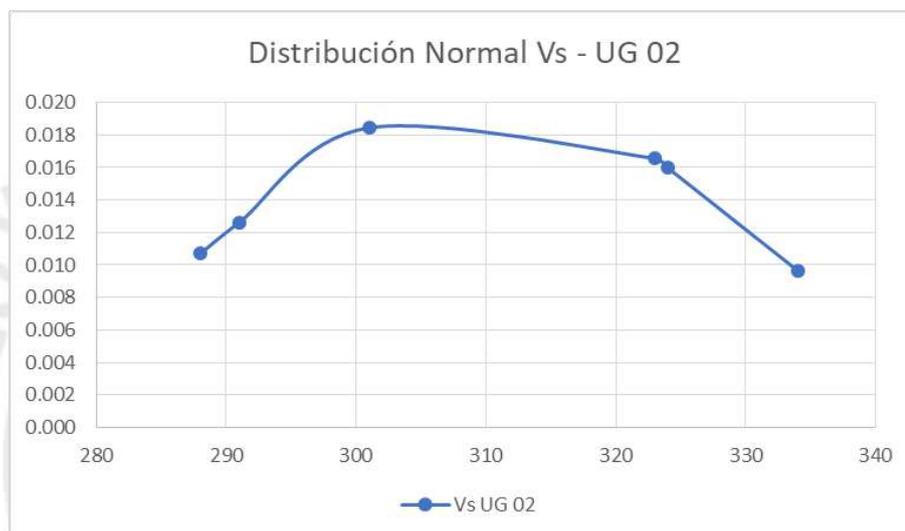


Figura 41. Gráfica distribución Vs - UG 02.

Fuente propia, 2018.

El valor promedio obtenido es de 310 m/s y la desviación estándar de 19. Teniendo en consideración los valores antes mencionados, la Figura 41, y una posición conservadora se opta por tener una velocidad de corte de 300 m/s representativa de la UG 02.

UG 3: Arenas muy densas

Por último, esta UG se encuentra a partir de los 7 metros de profundidad. Se establece como techo del estrato la cota 25.0 msnm. Para ello se han considerado valores de SPT mayores a 30 hasta el rechazo (50). Para poder determinar el valor característico de N-spt y velocidad de corte (Vs) de la zona se realizó análisis estadísticos bajo la función Normal. Las velocidades de corte se han obtenido entre un rango de 300 y 500 m/s.

Para la presente UG se obtiene los siguientes resultados presentados en la Figura 42 y Tabla 29 para los valores N-spt.

Tabla 29. Valores N-spt - UG 03.

N-spt-03	Distribución Normal	N-spt-03	Distribución Normal
30	-	50	0.076
31	-	50	0.076
44	0.055	50	0.076
46	0.072	50	0.076
48	0.080	50	0.076
50	0.076	50	0.076
50	0.076	50	0.076
50	0.076	50	0.076
50	0.076	50	0.076

Fuente propia, 2018.

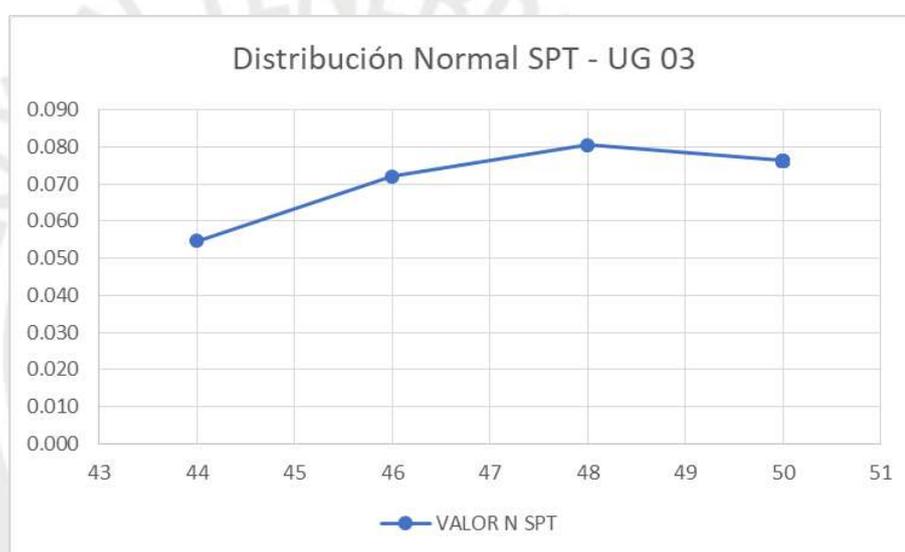


Figura 42. Gráfica distribución Normal SPT - UG 03.

Fuente propia, 2018.

Se observa que se han descartado el valor de 30 y 31 por ser atípicos y pertenecer al lente de arcilla presentado en el perfil estratigráfico. El valor promedio obtenido es de 48 y la desviación estándar de 4.92. Teniendo en consideración los valores antes mencionados, la Figura 42, y que se tiene como valor de 50 en 26 de los 29 ensayos realizados, se opta por tener como número N-spt representativo de la UG el valor de 50.

Asimismo, para obtener un valor representativo de velocidad de corte se presentan los siguientes resultados.

Tabla 30. Valores N-spt - UG 04.

Fuente propia, 2018.

Vs media por Estrato (m/s)	Distribución Normal	Vs media por Estrato (m/s)	Distribución Normal
282	0.002	340	0.003
287	0.002	349	0.003
292	0.002	356	0.004
294	0.002	368	0.004
296	0.002	387	0.004
297	0.002	401	0.004
298	0.002	412	0.004
299	0.002	433	0.004
306	0.002	445	0.004
312	0.002	468	0.003
313	0.002	486	0.003
314	0.002	502	0.003
320	0.003	526	0.002
321	0.003	541	0.002
325	0.003	561	0.001
327	0.003	572	0.001
328	0.003	576	0.001
329	0.003	597	0.001
332	0.003	607	0.001

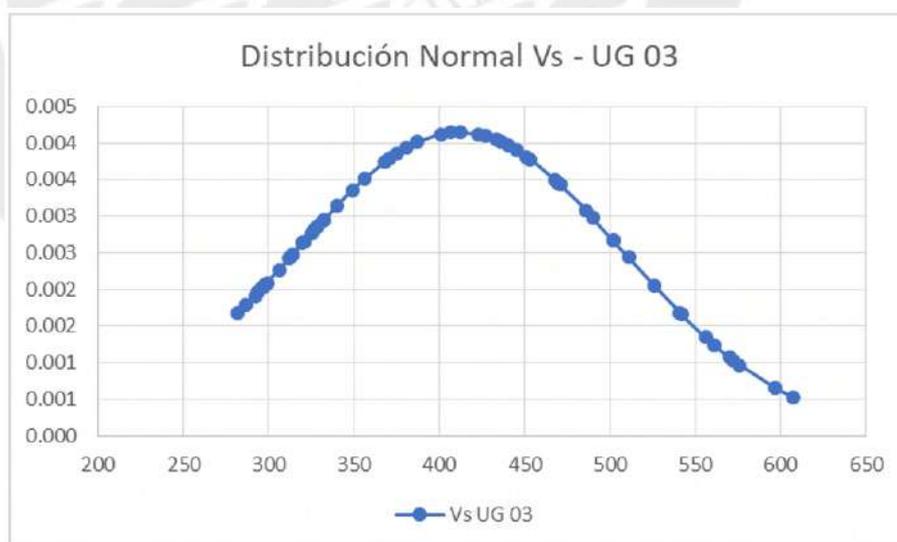


Figura 43. Gráfica distribución Vs - UG 03.

Fuente propia, 2018.

El valor promedio obtenido es de 411 m/s y la desviación estándar de 96. Teniendo en consideración los valores antes mencionados, la Figura 43, y una posición conservadora se opta por tener una velocidad de corte de 350 m/s representativa de la UG 02.

Según los valores obtenidos para las velocidades de corte y acorde con la Tabla 14 las tres unidades geológicas se denominan suelos rígidos de tipo D.

Asimismo, en la siguiente tabla se resumen los valores de N-spt y Vs definidos como representativos de cada UG.

Tabla 31. Valores N-spt y Vs para las UG.

UG	N-spt	Vs (m/s)
Arenas suelta (UG 1)	6	230
Arenas densas (UG 2)	40	300
Arenas muy densas (UG 3)	50	350

Fuente propia, 2018.

3.2.5. Parámetros geotécnicos

Para cada unidad geológica es importante determinar ciertos parámetros geotécnicos que serán de utilidad para el cálculo y diseño de cimentaciones. Los parámetros resistentes se determinarán a partir del número de golpes SPT, ensayos triaxiales y corte directo. Por otro lado, los parámetros elásticos se definen a partir de los ensayos de geofísica como el MASW y MAM.

3.2.5.1. Parámetros resistentes

Los parámetros a determinar son el ángulo de rozamiento y cohesión, los cuales se pueden fijar con cierta confianza a través de ensayos triaxiales y/o corte directo en muestras **inalteradas**. Sin embargo, para el presente caso se han realizado estos ensayos en muestras remoldeadas a una determinada densidad y sobre una mezcla de muestras alteradas extraídas a lo largo de un sondeo. Por estas razones, los resultados obtenidos en estos ensayos se toman solo de manera **orientativa y referencial**, por lo que se tomarán los valores de N-spt como datos de partida para mediante correlaciones determinar los parámetros resistentes requeridos.

Ángulo de rozamiento

Acorde con la Tabla 21, se observa que para el ángulo de rozamiento se tiene valores en el rango de 29 a 33°, valores que se tendrán en consideración de manera referencial para la unidad superficial de arenas sueltas. Peck, Hanson y Thornburn en 1974 dan una correlación entre N y ϕ en forma gráfica, que se puede aproximar a la Ecuación 6 (Wolff, 1989):

Ecuación 6

$$\phi = 27.1 + 0.30 * N - 0.00054 * N^2$$

Es así como para las unidades geológicas propuestas se obtienen los siguientes valores:

Tabla 32. Valores de ángulo de rozamiento de las UG.

UG	N _{spt}	Ø (°)
Arenas suelta (UG 1)	6	29
Arenas densas (UG 2)	40	38
Arenas muy densas (UG 3)	50	41

Fuente propia, 2018.

Cohesión y Peso específico

Para la obtención del peso específico se opta por la determinación a través de la siguiente figura presentada en el Geotechnical Engineering Investigation Handbook (GEIH).

Material	Compactness	D _R (%)	N ^a	γ _{dry} (g/cm ³) ^b	γ _{dry} (pcf) ^b	Void ratio e	Strength ^c φ
GW: well-graded gravels, gravel-sand mixtures	Dense	75	90	2.21	138	0.22	40
	Medium dense	50	55	2.08	130	0.28	36
	Loose	25	<28	1.97	123	0.36	32
GP: poorly graded gravels, gravel-sand mixtures	Dense	75	70	2.04	127	0.33	38
	Medium dense	50	50	1.92	120	0.39	35
	Loose	25	<20	1.83	114	0.47	32
SW: well-graded sands, gravelly sands	Dense	75	65	1.89	118	0.43	37
	Medium dense	50	35	1.79	112	0.49	34
	Loose	25	<15	1.70	106	0.57	30
SP: poorly graded sands, gravelly sands	Dense	75	50	1.76	110	0.52	36
	Medium dense	50	30	1.67	104	0.60	33
	Loose	25	<10	1.59	99	0.65	29
SM: silty sands	Dense	75	45	1.65	103	0.62	35
	Medium dense	50	25	1.55	97	0.74	32
	Loose	25	<8	1.49	93	0.80	29
ML: inorganic silts, very fine sands	Dense	75	35	1.47	93	0.80	33
	Medium dense	50	20	1.41	88	0.90	31
	Loose	25	<4	1.35	84	1.0	27

Figura 44. Valores típicos de propiedades resistente.

Tomado de “*Geotechnical Engineering Investigation Handbook*”, por Hunt, 2005.

Al tratarse de suelos con predominio de material granular, arena, de manera conservadora se establece el parámetro de cohesión como nulo.

Asimismo, es importante determinar el porcentaje de humedad para cada estrato, ya que los valores de la Figura 44 son para pesos específicos secos, y para los cálculos se emplean pesos específicos aparentes. Los valores de humedad se obtendrán de la Tabla 19 acorde con los resultados de laboratorio y las profundidades evaluadas correspondientes a cada estrato determinado.

La relación entre el peso específico húmedo aparente y el peso específico seco se da mediante la siguiente ecuación:

Ecuación 7

$$\gamma = \gamma_s * (1 + w\%)$$

Es así como finalmente se obtienen los siguientes parámetros:

Tabla 33. Parámetros resistentes de la UG.

UG	N	Φ (°)	Yd (kN/m ³)	w (%)	Peso específico húmedo aparente (kN/m ³)	Cohesión (kPa)
Arenas suelta (UG 1)	6	29	14.9	16.5	17.3	0
Arenas densas (UG 2)	40	38	15.5	18.0	18.3	0
Arenas muy densas (UG 3)	50	41	16.5	22.0	20.1	0

Fuente propia, 2018.

3.2.5.2. *Parámetros elásticos*

Los parámetros elásticos a definir son el módulo de rigidez al cortante inicial (G_D) y el módulo de deformación (E_D), los cuales serán determinados en base a resultados basados en geofísica.

Se sabe que el módulo de rigidez del suelo se relaciona con la velocidad de corte (V_s) y la densidad mediante la siguiente ecuación.

Ecuación 8

$$G_D = \rho * V_s^2$$

Además, es conocida que la relación entre el módulo de rigidez al cortante inicial y el módulo de deformación se relacionan a través del coeficiente de Poisson (ν).

Ecuación 9

$$E_D = 2 * (1 + \nu) * G_D$$

Donde el coeficiente de Poisson del suelo se define como un valor de 0.3, esto acorde con las recomendaciones mostradas en la Tabla 2 y el tipo de suelo presente característico de una arena suelta.

Asimismo, es conocido a través de gráficas propuestas la relación entre el módulo de rigidez y el módulo de rigidez al cortante inicial (G/G_D) en función de la deformación cíclica en arenas. Esta relación se presenta en la presente figura.

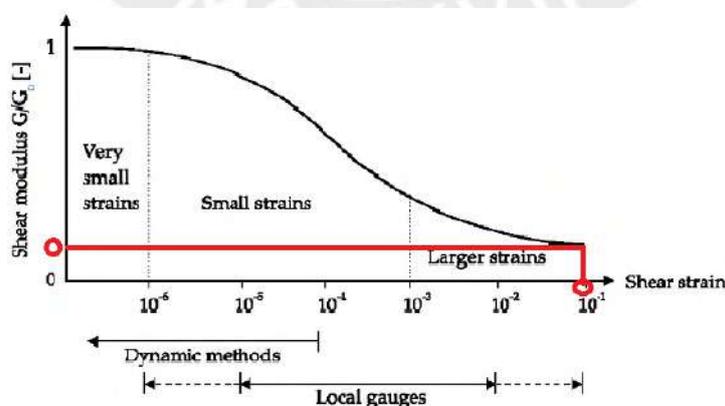


Figura 45. Relación del módulo de corte G/G_D frente a deformación de corte cíclica en arenas.

Tomado de “*Experimental determination of soil properties*”, por Atkinson, 1991.

Acorde con el proyecto y condiciones del suelo presente, se estima deformaciones de corte de alrededor de 10^{-1} , Figura 46, para un fenómeno de licuefacción en arenas inducido por cargas cíclicas. Acorde con la Figura 45 y el valor de deformación de corte de 10^{-1} se obtiene un valor conservador aproximado de 0.1 como relación de degradación entre el módulo correspondiente a estas deformaciones y el cortante inicial. De la observación anterior puede concluirse que los módulos de deformación y corte estáticos podrán estimarse en base a los módulos iniciales, dividiendo este último valor entre 10.

Magnitude of strain		10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
Phenomena		Wave propagation, vibration		Cracks, differential settlement		Slide, compaction, liquefaction	
Mechanical characteristics		Elastic		Elasto-plastic		Failure	
Effect of Load repetition				←		→	
Effect of rate of loading				←		→	
Constants		Shear modulus, Poisson's ratio, damping				Angle of internal friction, cohesion	
In-situ measurement	Seismic wave method	↔					
	In-situ vibration test			↔			
	Repeated loading test			↔		→	
Laboratory measurement	Wave propagation, precise test	↔					
	Resonant column, precise test			↔			
	Repeated loading test			↔		→	

Figura 46. Variación de las propiedades de los suelos con la deformación cortante.

Tomado de "Soil behavior in earthquake geotechnics", por Ishihara, 1996.

Teniendo en consideración las relaciones y ecuaciones presentadas anteriormente, y los valores proporcionados por la Tabla 34 se obtienen los siguientes valores:

Tabla 34. Valores elásticos de las UG.

UG	Vs (m/s)	ρ (kg/m ³)	G _D (MPa)	ν	E _D (MPa)	E _s (MPa)
Arenas suelta (UG 1)	230	1 764	93	0.3	243	24
Arenas densas (UG 2)	300	1 865	168	0.3	437	43
Arenas muy densas (UG 3)	350	2 049	251	0.3	653	65

Fuente propia, 2018.

4. Característica de la estructura

La estructura objeto de estudio en el presente trabajo de investigación consiste en un paso a desnivel o puente vehicular ubicado en la ciudad de Piura - Perú. Esta estructura consta de dos estribos y dos pilares intermedios, los cuales dan lugar a 3 luces (26.00 m, 21.50 m, 21.50 m) generando una distancia total de ejecución de 69 m. Este proyecto contaba con un diseño inicial que posteriormente fue modificado por las razones que se explican en apartados siguientes.

4.1. Características del proyecto inicial

Las dimensiones de las cimentaciones de los pilares y estribos, que se propusieron en el proyecto inicial, antes de la construcción, se describen en la Tabla 35. Cabe resaltar que el ancho del tablero del viaducto es de 16.40 m y está compuesto por vigas prefabricadas.

Tabla 35. Tabla de dimensiones propuestas iniciales de las cimentaciones.

	Ancho (m)	Largo (m)	Profundidad (m)
Pilares	10.00	27.00	5.50
Estribos	10.60	19.40	6.50

Fuente propia, 2018.

En la siguiente figura se observa el perfil longitudinal de la estructura del proyecto inicial, en la cual se aprecian las dimensiones geométricas de los estribos y pilares.

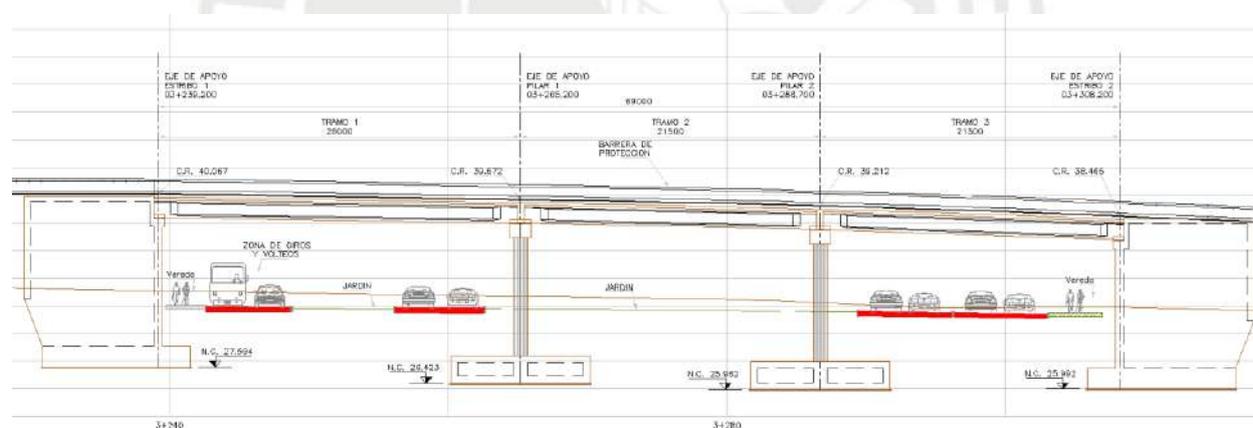


Figura 47. Perfil longitudinal propuesto del puente: proyecto inicial.

Fuente propia, 2018.

En la Figura 48, se percibe la vista en planta, donde se aprecia la distribución transversal de los elementos de pilas y estribos; así como la apreciación de más detalles.

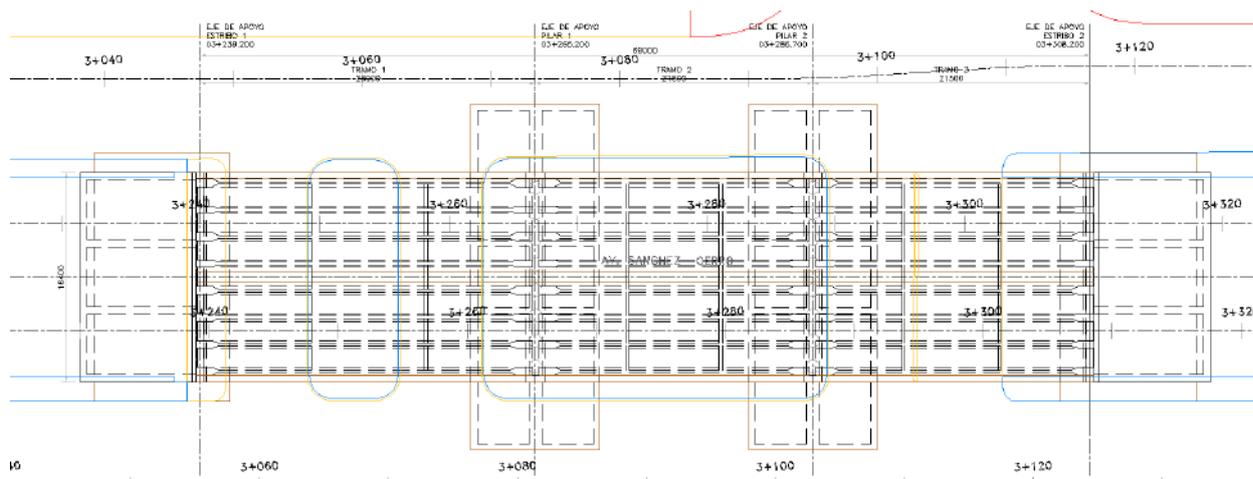


Figura 48. Vista en planta del puente: proyecto inicial.

Fuente propia, 2018.

Este diseño fue cuestionado debido a que los niveles de cimentación de los estribos y pilares se encontraban a profundidades elevadas tales que presentaban las siguientes desventajas:

- Nivel de cimentación próximo a estratos licuables.
- Elevados volúmenes de excavación.
- Gran ocupación en planta.
- Interferencias con servicios existentes.
- Desvíos de tráfico.
- Necesidad de medidas de reforzamiento de los taludes de excavación para que los cortes no invadieran las edificaciones del entorno.
- Necesidad de estudio de dewatering en caso de nivel freático elevado.

Ante esta situación, se propuso actuar siguiendo dos líneas de acción. Por un lado, se podría **tratar/mejorar** la masa de suelo potencialmente licuable, de forma que se mejoraran sus características resistentes, elásticas y/o de drenaje, y se pudiera cimentar de forma superficial, a una profundidad menor a la indicada en el proyecto inicial, y con unas zapatas de menores dimensiones a las inicialmente propuestas. Por otro lado, se podría actuar sobre el diseño estructural, planteando una cimentación profunda que transmitiera las cargas hasta un terreno competente y no licuable. Estas dos alternativas son las que se estudian en el presente trabajo de investigación.

4.2. Características de las alternativas propuestas para el proyecto modificado

En el presente apartado se pasa a describir la geometría de las cimentaciones correspondiente a las alternativas propuestas modificadas. Estas alternativas consisten en el uso de columnas de grava como tratamiento de terreno y por otro lado el uso de cimentación profunda a través de pilotes.

4.2.1. Alternativa con cimentación superficial + terreno tratado

Para esta nueva alternativa de cimentación, se tienen que las cimentaciones se encuentran apoyadas a profundidades entre 1.4 m a 2.2 m desde la cota 32.0 msnm, la cual se considera el nivel de superficie. Las zapatas de las pilas tienen unas dimensiones de 8.0 m x 16.0 m, y las zapatas de los estribos de 7.8 m x 16.9 m como se presenta en la Tabla 36. Con esta nueva configuración dan lugar a 3 luces (26.10 m, 21.50 m, 21.10 m) generando una longitud total de 68.7 m. Cabe resaltar que estas nuevas profundidades de cimentación inducen a volúmenes de corte y relleno menores, así como una menor ocupación en planta.

Tabla 36. Dimensiones de las cimentaciones del proyecto alternativo + terreno tratado.

Apoyo	Ancho x Largo (m)	Profundidad (m)
Estribo 1	7.80 x 16.90	2.20
Pilar 1	8.00 x 16.00	2.20
Pilar 2	8.00 x 16.00	1.80
Estribo 2	7.80 x 16.90	1.40

Fuente propia, 2018.

Asimismo, se conserva la dimensión y configuración del tablero con un ancho de 16.40 m, es de concreto y está formado por vigas prefabricadas.

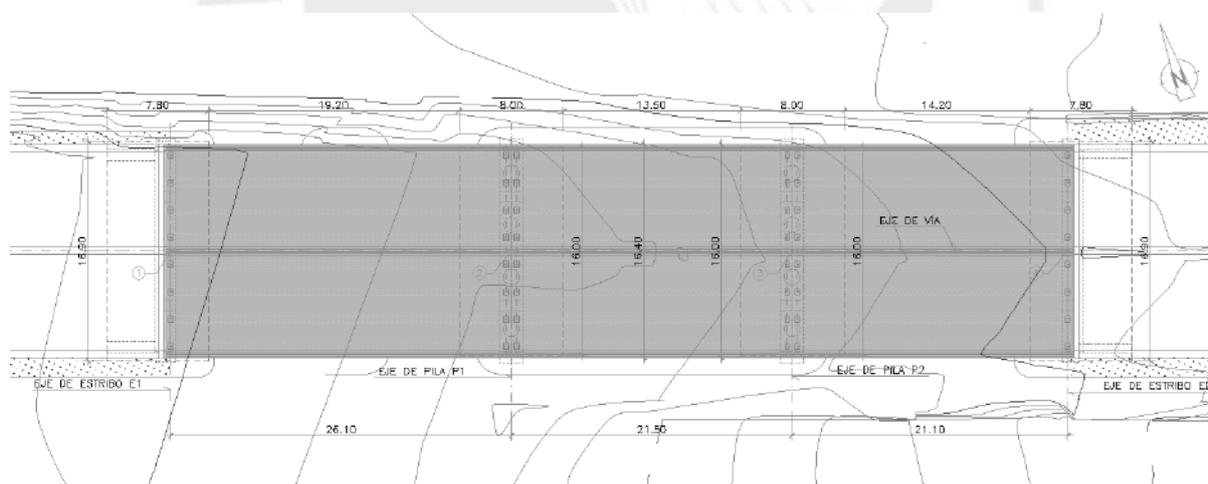


Figura 49. Planta del tablero del puente: proyecto alternativo cimentación superficial + mejoramiento.

Fuente propia, 2018.

En las siguientes imágenes se muestra la planta de cimentación, Figura 50, y el perfil longitudinal del diseño actual del puente, Figura 51.

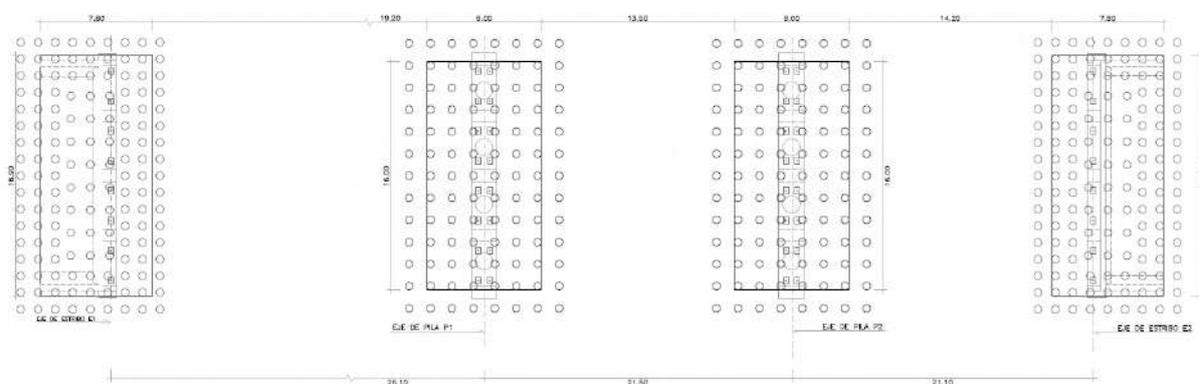


Figura 50. Planta de cimentación: proyecto alternativo cimentación superficial + mejoramiento.

Fuente propia, 2018.

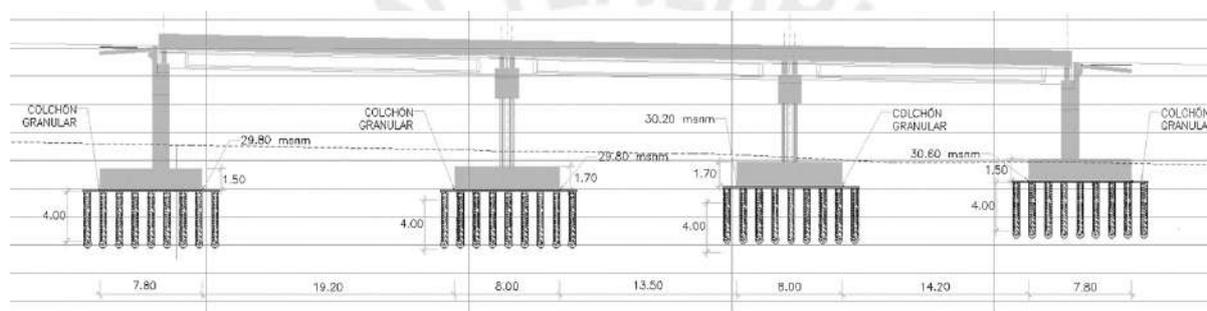


Figura 51. Perfil longitudinal del puente: proyecto alternativo cimentación superficial + mejoramiento.

Fuente propia, 2018.

En el Anexo A se encuentra a detalle las vistas anteriores.

Las dimensiones de cimentación que se propusieron para esta alternativa son las necesarias por criterio estructural; sin embargo, por criterio geotécnico deberían ser analizadas y de no ser viables por sí solas, sería necesario la implementación de un tratamiento de terreno. La justificación de la necesidad de este tratamiento y su dimensionamiento se presenta en apartados posteriores.

4.2.2. Alternativa con cimentación profunda

Esta solución consiste en cimentar el puente mediante un pilotaje que atraviese las capas de terreno potencialmente licuables hasta alcanzar un estrato con la suficiente resistencia.

Los estribos están compuestos por dos filas de pilotes con 5 unidades cada una, sumando un total de 10 pilotes. En el caso de las pilas, el encepado está formado por 8 pilotes. Para el presente caso se determina a través del cálculo estructural proporcionado un espaciamiento transversal de 3.2 veces el diámetro y longitudinal de 2.5 veces el diámetro. El diámetro de ejecución es de 1.50 m.

Tabla 37. Dimensiones de las cimentaciones del proyecto alternativo mediante cimentación profunda.

Apoyo	Número de pilotes (unidad)	Diámetro de pilote (D) (m)	Espaciamiento transversal	Espaciamiento longitudinal
Estribo 1	10	1.50	3.20D	2.50D
Pilar 1	8	1.50	3.00D	2.80D
Pilar 2	8	1.50	3.00D	2.80D
Estribo 2	10	1.50	3.00D	2.50D

Fuente propia, 2018.

Asimismo, se conserva la dimensión y configuración del tablero con un ancho de 16.4 m, es de concreto y está formado por vigas prefabricadas.

En las siguientes imágenes se muestra la planta, Figura 52, y el perfil longitudinal del diseño actual del puente, Figura 53.

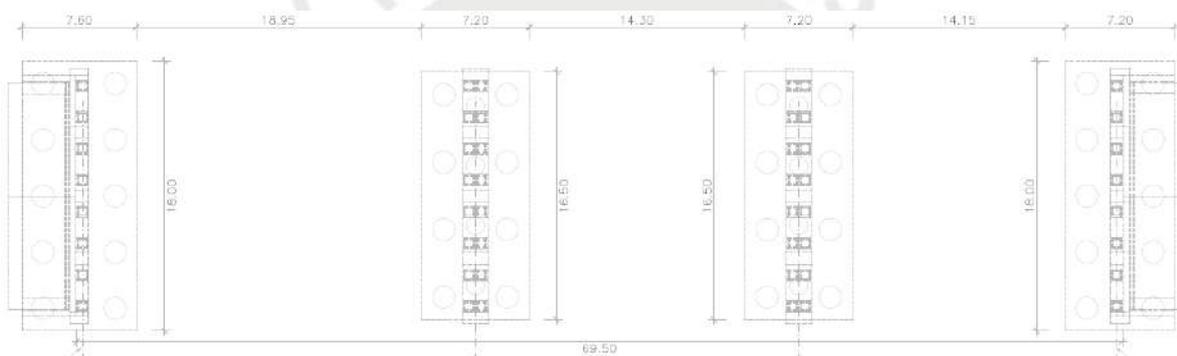


Figura 52. Planta del viaducto: proyecto alternativo mediante cimentación profunda.

Fuente propia, 2018.

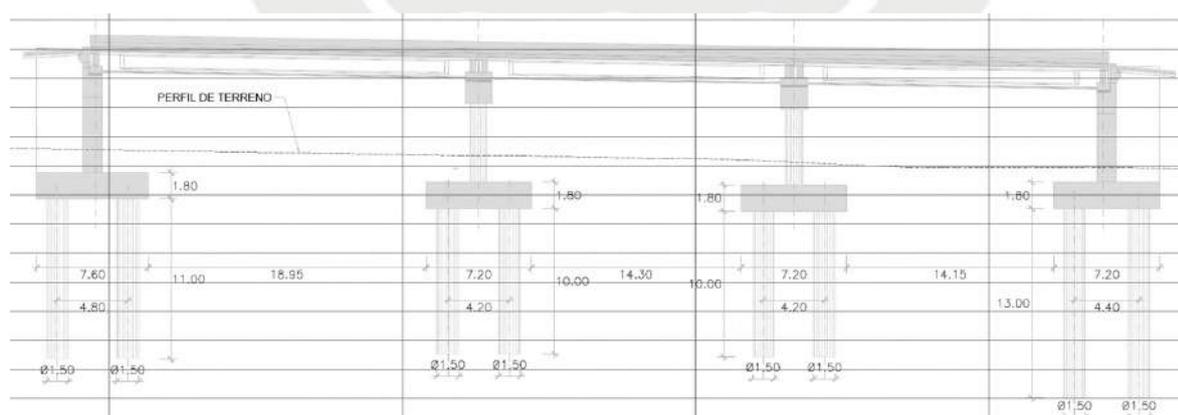


Figura 53. Perfil del viaducto: proyecto alternativo mediante cimentación profunda.

Fuente propia, 2018.

En el Anexo A se encuentra a detalle las vistas anteriores.

La definición de la longitud de los pilotes forma parte de este trabajo de investigación, el cual se encuentra justificado en los siguientes apartados.

5. Diseño geotécnico

Como continuación del capítulo anterior, se presenta el diseño geotécnico de las alternativas de cimentación presentadas. Para ello se considera que estas cumplan los parámetros establecidos de asentamiento, capacidad última y licuefacción. Asimismo, se muestran las metodologías de cálculo a usar.

5.1. Metodologías de cálculo para cargas admisibles, asentamientos en cimentaciones superficiales, licuefacción y diseño de cimentaciones profundas.

La evaluación de la capacidad de carga de diseño de una cimentación superficial se realiza verificando su resistencia frente a una falla por corte del terreno, así como comprobando que los asentamientos inducidos son admisibles y licuefacción. En este acápite se desarrollará las metodologías de diseño en cimentaciones superficiales empleadas para el cálculo de estos parámetros.

5.1.1. Capacidad admisible por corte de una cimentación superficial

La metodología utilizada para el cálculo de capacidad última del terreno por criterio de falla al corte es la propuesta de Brinch-Hansen, la cual es la propuesta por el Manual de Puentes - Perú (2018).

La capacidad admisible por corte denomina como la presión última o de falla por corte del suelo, y se determinan mediante las siguientes fórmulas recogidas del apartado 2.8.1.3.1.2 del Manual de Puentes del MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones) 2018. Esta se presenta en la Ecuación 10 (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018):

Ecuación 10

$$q_n = c * N_{cm} + \gamma * D_f * N_{qm} * C_{wq} + 0.5 * \gamma * B * N_{\gamma m} * C_{w\gamma}$$

Donde:

Ecuación 11

$$N_{cm} = N_c * S_c * i_c$$

Ecuación 12

$$N_{qm} = N_q * S_q * i_q * d_q$$

Ecuación 13

$$N_{\gamma m} = N_\gamma * S_\gamma * i_\gamma$$

Ecuación 14

$$i_c = i_q - \left(\frac{1 - i_q}{N_q - 1} \right)$$

Ecuación 15

$$i_q = \left(1 - \frac{H_v}{(V_v + c * B * L * \cot(\phi))} \right)^{n_i}$$

Ecuación 16

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{H_v}{(V_v + c * B * L * \cot(\phi))}\right)^{n_i+1}$$

Ecuación 17

$$n_i = \left[\frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}\right] * \cos^2(\theta) + \left[\frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}\right] * \sin^2(\theta)$$

Por otro lado, los factores de seguridad, en el caso de obras de edificación, los cuales se rigen por la norma E.050, para una falla por corte son los siguientes:

- Cargas estáticas: 3
- Carga sísmica o de viento: 2.5

En el caso de puentes, cuyo diseño se rige por el Manual de Puentes del MTC, se emplean factores de resistencia cuyos valores se indican en la siguiente tabla:

Tabla 38. Factores de Resistencia para Cimentación Superficial en Estado de Resistencia.

		Método/Suelo/Condición	Factor de Resistencia
Capacidad de Carga	ϕ_b	Método Teórico (Munfakh et al.,2001), en arcilla	0.50
		Método Teórico (Munfakh et al.,2001), en arena, usando CPT	0.50
		Método Teórico (Munfakh et al.,2001), en arena, usando SPT	0.45
		Método Teórico (Munfakh et al.,2001), todos los suelos	0.45
		Zapata en Roca	0.45
		Prueba de placa	0.55
Deslizamiento	ϕ_t	Concreto prefabricado colocado sobre arena	0.90
		Concreto llenado en sitio sobre arena	0.80
		Concreto prefabricado o llenado en sitio sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
		Componente de la presión pasiva	0.50
	ϕ_{ep}		

Tomado de “Manual de Puentes”, por Ministerio de Transportes y Comunicaciones (Perú), 2018.

5.1.2. Capacidad admisible por asentamiento de una cimentación superficial

Por lo general la mayoría de los suelos granulares fallan por asentamiento. Por este motivo el procedimiento usual consta en dimensionar primero la cimentación por asentamiento, y luego verificar el factor de seguridad por corte. La presión admisible por criterio de asentamientos se ha calculado mediante la metodología elástica de Steinbrenner, determinando cuál es la tensión neta que induce el asentamiento admisible (2.5 cm), y sumando la tensión vertical del suelo a nivel de cimentación. Las ecuaciones a analizar son las siguientes:

Ecuación 18

$$S = q * \frac{B}{2 * E_s} * ((1 - v^2) * \varphi_1 - (1 - v - 2 * v^2) * \varphi_2)$$

Donde:

Ecuación 19

$$\varphi_1 = \frac{1}{\pi} * \left(\ln \left(\frac{(1 + n''^2 + m''^2)^{0.5} + n''}{(1 + n''^2 + m''^2)^{0.5} - n''} \right) + n * \ln \left(\frac{(1 + n''^2 + m''^2)^{0.5} + n''}{(1 + n''^2 + m''^2)^{0.5} - n''} \right) \right)$$

Ecuación 20

$$\varphi_2 = \frac{m''}{\pi} * \arctg \left(\frac{n''}{m'' * (1 + n''^2 + m''^2)^{0.5}} \right)$$

Ecuación 21

$$n'' = \frac{z}{B}$$

Ecuación 22

$$m'' = \frac{L}{B}$$

5.1.3. Análisis de licuefacción

Para el presente proyecto se desarrolla el análisis de licuefacción a través de la metodología de SEED & IDRISS, la cual consiste en obtener el valor de resistencia a la licuefacción (CRR) y la sollicitación sísmica (CSR) para luego obtener un factor de seguridad del fenómeno.

Parámetro CRR

Para cada valor de N-spt se obtiene un valor del número adimensional CRR (Cyclic Resistance Ratio) que mide la resistencia a la licuefacción. Este número depende del contenido de finos en el terreno.

El valor de CRR se obtiene de manera gráfica en la Figura 54, cuyos valores son empíricos y están basados en datos de campo que se han ido acumulando a lo largo de la historia.

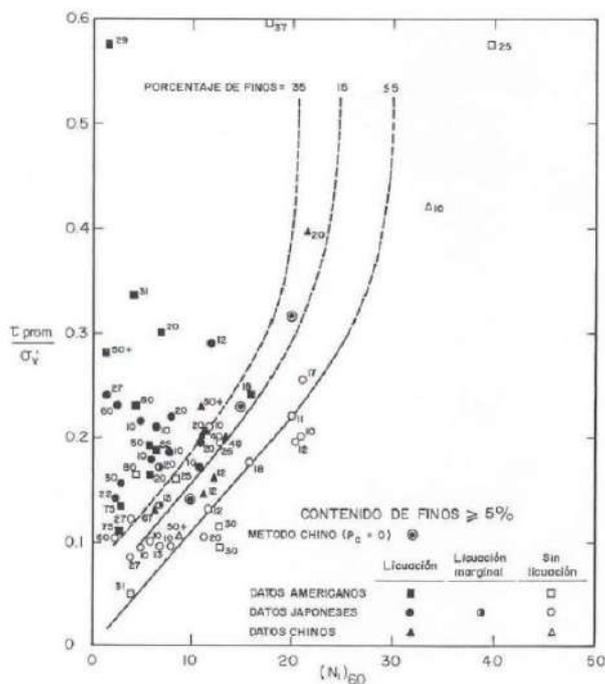


Figura 54. Resistencia a la licuefacción.

Tomado de “*Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes*”, por Seed & Idriss, 1982.

Cabe resaltar que el valor obtenido CRR indicado está obtenido únicamente para terremotos de magnitud $M_w = 7.5$. Cuando la magnitud del terremoto sea diferente se deben multiplicar los valores de CRR por los factores de corrección presentados en la siguiente tabla.

Tabla 39. Factores de corrección del parámetro CRR.

Magnitud M_w	Factor de corrección
5.5	2.20 a 2.80
6.0	1.76 a 2.10
6.5	1.44 a 1.60
7.0	1.19 a 1.25
7.5	1.00
8.0	0.84
8.5	0.72

Tomado de “*Liquefaction Resistance of Soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*”, por Youd & Idriss, 2001.

Para valores intermedios de magnitudes M_w se puede interpolar y calcular el factor de corrección correspondiente.

Parámetro CSR

A una determinada profundidad dentro del suelo y con la información geotécnica disponible, se determina el valor de CSR (Cyclic Stress Ratio):

Ecuación 23

$$CSR = 0.65 * \frac{\sigma}{\sigma'_v} * \frac{a_{max}}{g} * r_d$$

El factor r_d es siempre menor que la unidad y mide la reducción del valor de a_{max} con la profundidad. Se puede determinar mediante la siguiente expresión, donde z es la profundidad de la zona cuya licuefacción se investiga, expresada en metros.

Ecuación 24

$$r_d = 1 - 0.001 * z^2$$

Finalmente, se realiza la verificación de resistencia CRR, y solicitación, CSR, permite definir el coeficiente de seguridad frente a la licuefacción a una determinada profundidad:

Ecuación 25

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

5.1.4. **Criterios de diseño de cimentaciones profundas**

El diseño de cimentaciones profundas (pilotes verticales) se rige a un procedimiento de aproximaciones sucesivas, a partir de soluciones tentativas seleccionadas en base de la experiencia del proyectista y que finalmente son analizadas para el cumplimiento de los factores de seguridad de capacidad de carga y asentamiento.

Para la presente investigación se seguirá procedimiento establecido por metodología AASTHO 2014 apartado 10.8.3.5 y Manual de Puentes (2018) – Perú apartado 2.8.2.1.4.1.8.5 en el diseño de pilotes y se tendrán en cuenta pilotes perforados. Esto debido a que la tipología de la estructura proyectada es un Puente. Las siguientes formulaciones y metodologías descritas en el presente ítem, 5.1.4. , se encuentran en base a las normativas mencionadas en este párrafo.

La resistencia de los pilotes perforados, R_R , para suelos granulares está dada por las siguientes ecuaciones:

Ecuación 26

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_{qp} R_p + \varphi_{qs} R_s$$

Ecuación 27

$$R_p = q_p A_p$$

Ecuación 28

$$R_s = q_s A_s$$

Asimismo, se definen a continuación los términos de resistencia por fuste y por punta.

Resistencia por fuste

Es aquella resistencia que se genera por la fricción ocasionada entre la superficie del pilote y el suelo. Esta se desarrolla, por lo general, a lo largo de todo el fuste del pilote. El término de resistencia unitaria lateral, q_s , se define mediante las siguientes expresiones:

Ecuación 29

$$q_s = \beta \sigma'_v$$

Ecuación 30

$$\beta = (1 - \sin \phi) \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)^{\sin \phi} \tan \phi$$

Además, se tiene la correlación para el ángulo de fricción del suelo efectiva, ϕ_f , en base al número de golpes del ensayo SPT.

Ecuación 31

$$\phi = 27.5 + 9.2 \log[N_{60}]$$

De igual modo se presenta el término de pre consolidación para arenas a través de correlación con el número de golpes del ensayo SPT.

Ecuación 32

$$\frac{\sigma'_p}{P_a} = 0.47(N_{60})^m$$

Donde se toman los siguientes valores:

Tabla 40. Valores del coeficiente m.

Coeficiente	Arenas cuarcíticas limpias	Arenas limosas.
m	0.6	0.8

Tomado de “*LRFD Bridge Design Specifications*”, por AASTHO, 2014.

P_a = presión atmosférica con valor de 2.12ksf o 14.7 psi

Para los suelos con grava:

Ecuación 33

$$\frac{\sigma'_p}{P_a} = 0.15(N_{60})$$

Resistencia por punta

La resistencia de punta nominal, q_p en ksf, para pilotes excavados en suelos no cohesivos: se considerará por el método descrito en Brown et al. (2010), a través de la siguiente ecuación:

$$\text{Si } N_{60} \leq 50, \text{ entonces}$$

Ecuación 34

$$q_p = 1.2 N_{60}$$

Cabe resaltar que el número N_{60} es el número de golpes N-spt corregido solo por eficiencia del martillo.

Asimismo, el valor de q_p es limitado a 60 ksf, a no ser que se justifiquen valores mayores a este mediante pruebas de carga.

Factores de resistencia

Como se aprecia en la Ecuación 26 los valores de resistencia por fuste y punta se ven afectados por factores de resistencia (ϕ_{qp} , ϕ_{qs} , ϕ), los cuales se determinan a partir de la siguiente tabla proporcionada por la normativa AASTHO.

Tabla 41. Valores de factores de resistencia.

	MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN	FACTOR DE RESISTENCIA	
Resistencia Nominal a la compresión axial del Pilote Excavado, ϕ_{stat}	Resistencia lateral en arcilla	α – método (Brown, 2010)	0.45
	Resistencia de punta en arcilla	Tensión total (Brown, 2010)	0.40
	Resistencia lateral en arena	β – método (Brown, 2010)	0.55
	Resistencia de punta en arena	Brown, 2010	0.50
	Resistencia lateral en IGMs cohesión	Brown, 2010	0.60
	Resistencia de punta en IGMs cohesión	Brown, 2010	0.55
	Resistencia lateral en roca	Kulhawy, 2005 Brown, 2010	0.55
	Resistencia lateral en roca	Carter y Kulhawy (1988)	0.50

MÉTODO/SUELO/CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA	
	Resistencia de punta en roca	Canadian Geotechnical Society (1985) Pressuremeter Method (Canadian Geotechnical Society, 1985) Brown, 2010	0.50
Falla en bloque, ϕ_{b1}	Arcilla		0.55
Resistencia contra el levantamiento de pilotes perforados individuales, ϕ_{up}	Arcilla	α – método (Brown, 2010)	0.35
	Arena	β – método (Brown, 2010)	0.45
	Roca	Kulhawy, 2005 Brown, 2010	0.40
Resistencia al levantamiento de grupo de pilotes perforados, ϕ_{ug}	Arena y arcilla		0.45
Resistencia geotécnica horizontal de un piloteo de un grupo de pilotes	Todos los materiales		1.0
Prueba de carga estática (compresión), ϕ_{load}	Todos los materiales		0.70
Prueba de carga estática (levantamiento), ϕ_{upload}	Todos los materiales		0.60

Tomado de “*LRFD Bridge Design Specifications*”, por AASTHO, 2014.

Para el presente trabajo y debido al proyecto a estudiar los factores de resistencia a considerar en los cálculos son los presentados en la siguiente tabla.

Tabla 42. . Factores de resistencia para el cálculo de cimentación profunda.

FACTORES DE RESISTENCIA			
Tipo terreno	Res. Fuste	Res. Punta	Res. Tracción
ESTÁTICO			
Arenas	0,55	0,50	0,45
Arcillas	0,45	0,40	0,35
SISMO			
Arenas	1,00	1,00	0,80
Arcillas	1,00	1,00	0,80

Tomado de “*LRFD Bridge Design Specifications*”, por AASTHO, 2014.

Efecto grupo

Para la situación de suelos granulares, la AASHTO en su versión de 2014 y en el apartado 2.8.2.1.4.1 del Manual de Puentes (2018) – Perú, se consideran los siguientes factores de reducción para el caso de análisis de reducción de grupo de pilotes:

Tabla 43. Factores de reducción por efecto grupo.

Configuración del grupo de pilotes	Espaciamiento centro a centro de pilotes	Condiciones especiales	Factor de reducción por efectos del grupo, η
Una fila	2D	-	0.90
	3D o más	-	1.0
Múltiple fila	2.5D	-	0.67
	3D	-	0.80
	4D o más	-	1.0
Una fila y múltiples filas	2D o más	El cabezal del grupo de pilotes está en íntimo contacto con el terreno consistente de un medio o denso suelo y no se prevé socavación por debajo del cabezal de los pilotes	1.0
Una fila y múltiples filas	2D o más	Lechada de cemento (grouting) a presión es usado a lo largo de los lados del pilote para restaurar las pérdidas de esfuerzo causados por la instalación del pilote, y la punta del pilote es presionada por la lechada de cemento	1.0

Tomado de “*LRFD Bridge Design Specifications*”, por AASTHO, 2014.

Asimismo, es importante indicar que, para la contribución efectiva de la resistencia por punta, se recomienda el empotramiento de mínimo 6 veces el diámetro del pilote en arenas densas, zona pasiva. De igual forma, se debe verificar que la resistencia del terreno no disminuya de manera significativa a una profundidad de 3 veces el diámetro del pilote por debajo de la punta, zona activa. El esquema de lo explicado se presenta en la siguiente figura.

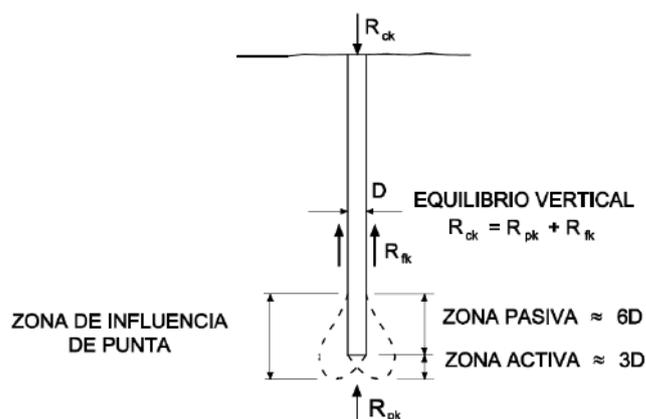


Figura 55. Esquema de distribución de cargas en un pilote.

Tomado de “*LRFD Bridge Design Specifications*”, por AASTHO, 2014.

5.2. Consideraciones de carga y asentamiento de la estructura modificada

La estructura proyectada cuenta con ciertas solicitaciones que deben ser consideradas en el diseño. Una de ellas son las cargas recibidas debido al servicio y situación extrema que se pueden presentar a lo largo de la vida útil del proyecto. Asimismo, para poder asegurar la estabilidad y funcionamiento de la estructura se establecen asentamientos límites permisibles para cada tipo de situación.

5.2.1. Solicitaciones de carga

La configuración modificada de cimentación superficial indica profundidades de apoyo entre 1.4 a 2.2 m, contados desde la superficie natural del terreno. Además, se cuenta con las siguientes solicitaciones de carga para los distintos Estados de cálculo, datos proporcionados por el área de estructuras y que son dato de partida para el desarrollo de la presente tesis, los cuales se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 44. Tabla de presiones transmitidas a distintos estados para cimentaciones superficiales.

Apoyo	Profundidad de cimentación (m)	Ancho x largo (m)	Presión transmitida Estado Límite de Servicio (kg/cm^2)	Presión transmitida Estado de Resistencia (kg/cm^2)	Presión transmitida Evento Extremo (kg/cm^2)
Estribo 1	2.2	7.80 x 16.90	1.9	3.1	4.0
Pilar 1	2.2	8.00 x 16.00	1.3	1.7	4.5
Pilar 2	1.8	8.00 x 16.00	1.3	1.7	4.5
Estribo 2	1.4	7.80 x 16.90	2.0	2.8	3.3

Fuente propia, 2018.

En el **Estado Límite de Servicio** se establece como la carga que produce el asentamiento máximo admisible en la etapa de servicio igual a el valor de 2.5 cm.

En el **Estado de Resistencia y Evento Extremo** se comprueba que las cargas estructurales no superen la resistencia al corte del terreno. Acorde con la norma AASHTO 2014, deberá multiplicarse la capacidad de carga última por 0.45 para evaluar el Estado de Resistencia y por 1.0 para el Evento Extremo.

Asimismo, para el caso de cimentaciones profundas se cuenta con las siguientes solicitaciones, las cuales han sido proporcionadas por el departamento de estructuras del proyecto.

Tabla 45. Tabla de presiones transmitidas a distintos estados para cimentaciones profundas.

Apoyo	Carga a compresión a		Carga a tracción a	
	nivel del encepado (kN)		nivel del encepado (kN)	
	Estático	Sísmico	Estático	Sísmico
Estribo 1	4 390	6 100	0	650
Pilar 1	2 950	4 650	0	750
Pilar 2	2 800	4 200	0	450
Estribo 2	4 050	5 665	0	555

Fuente propia, 2018.

Se considera como estado sísmico, un evento con una aceleración de 0.45g y magnitud de 8.5 Mw.

5.2.2. Asentamientos límites

Para poder determinar que una estructura se encuentra en estado de resguardo de vidas humanas y de cumplimiento básico de sus funciones bajo ciertas condiciones extremas es necesario establecer ciertos parámetros límites. Estos parámetros para estructuras como puentes, proyecto en estudio, son por lo general las cargas recibidas, condiciones climáticas y sobre todo los asentamientos a los que están sometida las cimentaciones de la estructura.

Es así como para poder establecer los asentamientos para cada estado de carga (Límite de Servicio, Resistencia y Evento Extremo) se ha seguido las recomendaciones de la práctica ingenieril local, la cual establece que para un Estado Límite de Servicio durante la vida útil de la estructura el asentamiento máximo es de 2.5 cm para cimentaciones superficiales. Asimismo, acorde con Bjerrum y su publicación en 1963 que establece que la distorsión angular en eventualidades extremas a la que puede ser sometida las cimentaciones de un puente, el cual se espera que las primeras grietas aparezcan en los muros de los paneles laterales, es de 1/300,

(ver Figura 56). Hay que recordar que la distorsión angular está definida como la división del asentamiento diferencial con la distancia entre ejes de apoyo.

Criterion	Angular Distortion (δ/l)
Structural damage to building	1/150
Safe limit for flexible brick walls ($H/L < \frac{1}{4}$)	1/150
Considerable cracking in panel walls and brick walls	1/150
Difficulties with overhead cranes to be expected	1/300
First cracking in panel walls to be expected	1/300
Safe limit for buildings where cracking is not permissible	1/500
Danger limit for frames with diagonals	1/600
Limit where difficulties with machinery sensitive to settlements to be feared	1/750

Figura 56. Límites de distorsión angular para infraestructuras.

Tomado de “*Allowable settlement of structures*”, por Bjerrum, 1963.

Acorde con lo presentado en el apéndice 4.2.1. , en el cual se indica que las luces entre los ejes de los apoyos del puente son de 26.10, 21.50 y 21.10 m, se toma como el valor de 21.10 m para obtener el máximo asentamiento total por cada cimentación a través de la distorsión angular obtenida (1/300) y la envolvente de Bjerrum, Figura 57.

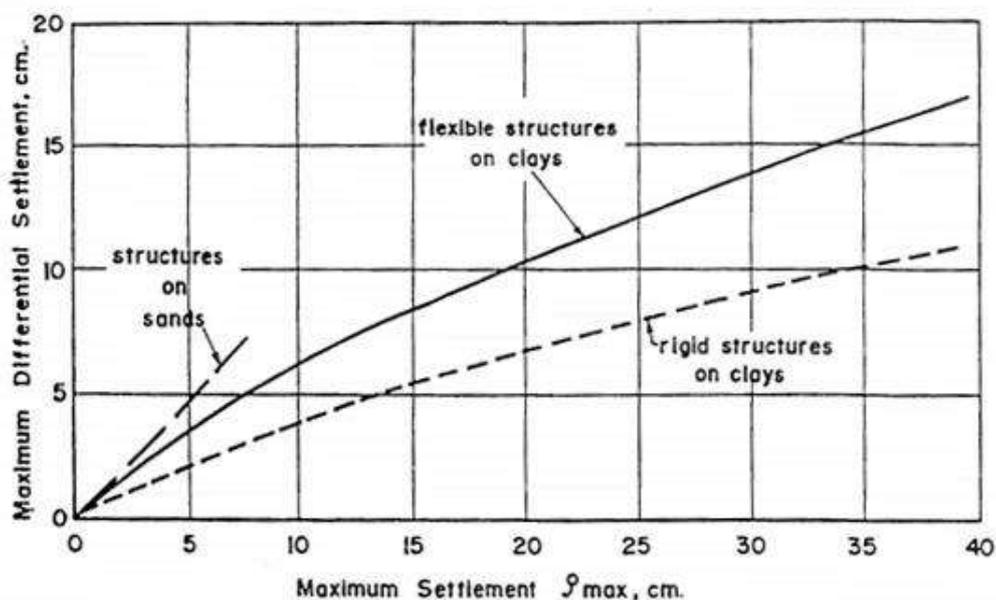


Figura 57. Límites de distorsión angular para infraestructuras.

Tomado de “*Allowable settlement of structures*”, por Bjerrum, 1963.

El asentamiento diferencial máximo resulta un valor de 7.0 cm, y considerando que el suelo predominante de fundación presente en el proyecto es arena se obtiene un valor de asentamiento máximo de 6.2 cm para las cimentaciones de la estructura, según Bjerrum. Estos valores obtenidos se consideran para todos los apoyos por ser los resultados más críticos.

Tabla 46. Asentamientos máximos permisibles para cada estado.

Apoyo	Asentamiento máximo permisible en Estado Límite de Servicio (cm)	Asentamiento máximo permisible en Estado de Resistencia y Evento Extremo (cm)
Estribo 1	2.5	6.2
Pilar 1	2.5	6.2
Pilar 2	2.5	6.2
Estribo 2	2.5	6.2

Fuente propia, 2019.

5.3. Alternativa de cimentación superficial (sin tratamiento) del proyecto modificado

La configuración de cimentación indica profundidades de apoyo entre 1.4 a 2.2 m, contados desde la superficie natural del terreno con cota 32.00 msnm.

5.3.1. Evaluación por capacidad de carga

A través de las formulaciones presentadas en el apéndice 5.1.1. , el cual aborda la determinación de la capacidad admisible por corte del suelo en cimentaciones superficiales, se procede a calcular las cargas admisibles bajo los criterios de capacidad de corte. Los resultados calculados se presentan en la siguiente tabla. Además, se evalúa el cumplimiento a los diferentes estados presentados.

Tabla 47. Resultados por capacidad de cargas admisibles por asentamiento y corte.

Apoyo	Capacidad de carga por criterio de asentamiento*- Estado Límite de Servicio (kg/cm ²)	Capacidad de carga por criterio de falla al corte – Estado de Resistencia (kg/cm ²)	Capacidad de carga última por corte - Evento Extremo (kg/cm ²)
Estribo 1	1.70	4.20	9.40
Pilar 1	1.70	3.60	8.10
Pilar 2	1.60	4.00	8.80
Estribo 2	1.55	3.60	8.00

Fuente propia, 2019.

*Capacidad de carga para un asentamiento de 2.5 cm.

En el Anexo B se encuentra los cálculos a detalle de los resultados presentados.

Se observa que para condiciones de Estado de Servicio la capacidad de carga es menor que las cargas transmitidas por la estructura en los estribos E1 y E2, por lo que no cumpliría con los requerimientos mínimos. Si bien para los pilares P1 y P2 se cumple con las cargas en Estado

Límite de Servicio, Resistencia y Evento Extremo, las cimentaciones de estos se encuentran dentro de la zona de posible licuefacción, área con nivel freático elevado y baja compacidad con número de golpes SPT igual a 6, por lo que no es segura su cimentación. La verificación del potencial de licuefacción se realiza en apartados posteriores del documento.

5.3.2. Evaluación por asentamientos

Asimismo, cabe mencionar que se han calculado los asentamientos ocasionados mediante las formulaciones de Steinbrenner y las cargas transmitidas en cada estado de carga (Tabla 44), los cuales se presentan en la Tabla 48.

Tabla 48. Resultados de asentamientos para cada estado de carga.

Apoyo	Asentamiento calculado en Estado Límite de Servicio (cm)	Asentamiento calculado en Estado de Resistencia (cm)	Asentamiento calculado en Evento Extremo (cm)
Estribo 1	2.8	4.5	5.8
Pilar 1	1.9	2.5	6.6
Pilar 2	2.0	2.6	7.0
Estribo 2	3.2	4.5	5.3

Fuente propia, 2019.

En el Anexo B se encuentra los cálculos a detalle de los resultados presentados.

Se observa que para el Estado Límite de Servicio los asentamientos en los estribos superan el máximo permitido de 2.5 cm, por lo que estas cimentaciones deben ser modificadas y/o tratadas para el cumplimiento de los estándares establecidos. Asimismo, si bien los criterios por capacidad de carga en Estado de Resistencia han cumplido, esto no sucede para el caso de las pilas en la situación de Evento Extremo en el que se generan asentamientos excesivos de orden hasta 7.0 cm los cuales superan a los asentamientos máximos establecidos.

Además, más adelante estos resultados calculados se compararán con los asentamientos obtenidos con la inclusión de columnas de grava y poder determinar su viabilidad.

5.3.3. Evaluación por licuefacción

El potencial de licuefacción se ha analizado considerando la hipótesis de cálculo más conservadora, la cual se corresponde con la situación en la que el nivel freático se encuentra a nivel de la superficie. Esto debido a que se en el pasado han registrado niveles freáticos muy someros en épocas de fenómeno de “El Niño”.

Se ha considerado un porcentaje de finos del 10%, esto con relación a los porcentajes obtenidos en los ensayos de laboratorio en las primeras capas.

En la Tabla 49 se presentan los espesores potencialmente licuables acorde con el análisis realizado por la metodología de Seed & Idriss. Asimismo, se muestra un margen de seguridad correspondiente con la distancia entre el último golpeo SPT que ha indicado que el suelo es

potencialmente licuable, y el siguiente en el que el golpeo indica que el terreno es resistente frente al fenómeno de licuefacción.

Tabla 49. Resultados de zonas de licuefacción.

Investigación	A: Profundidad ensayo SPT licuable (m)	B: Margen de seguridad (m)	A+B: Espesor potencialmente licuable (m)	FS sismo
SPT-01	-	-	0.0	>1.1
SPT-02	4.7	1.0	5.7	0.15-0.54
SPT-03	3.2	1.5	4.7	0.16
SPT-04	4.2	1.3	5.5	0.10-0.15

Fuente propia, 2019.

En el Anexo B se encuentra los cálculos a detalle de los resultados presentados.

De la tabla anterior se determina espesores potencialmente licuables entre 4.7 y 5.7 m, los cuales van desde la superficie del terreno con cota 32 msnm, en la zona de pilas intermedias y estribo 2 hasta profundidades de licuefacción con cota de 26.4 msnm.

Al producirse licuefacción, el terreno pierde su resistencia al corte y se comporta como un fluido, por lo que se convierte en un riesgo cimentar en ese rango de profundidades.

De manera conservadora se adopta como espesor de licuefacción el mayor de los calculados, ya que el fenómeno de licuación no se desarrolla localmente sino afectando a grandes masas de terreno.

En consecuencia, la zona en la cual se encuentran apoyadas las cimentaciones de los estribos y pilas está dentro y/o cerca de la región susceptible a la licuefacción, por lo que es riesgoso cimentar a estas profundidades.

Si se decide cimentar por debajo del espesor de la capa licuable, la alternativa de cimentaciones superficiales presentaría elevados volúmenes de excavación, desvíos de tráfico, alto consumo de agua y necesidad de refuerzo de taludes.

Por las razones antes mencionadas, el uso de cimentaciones superficiales apoyadas a profundidades sin riesgo de licuefacción resulta poco viable y económico.

5.4. **Diseño de cimentación superficial sobre terreno mejorado**

Debido al riesgo de licuefacción del suelo durante un evento sísmico, y a la poca viabilidad del uso de cimentaciones profundas, se propone el uso de columnas de grava. La necesidad de realizar un tratamiento de terreno como mejora del suelo se muestra como una buena alternativa. Esta técnica tiene como objetivo la mejora de capacidad drenante y el incremento de la resistencia del suelo ante esfuerzos cíclicos, los cuales son parámetros importantes que influyen en la mitigación de la licuefacción.

En este ítem se detalla la metodología de diseño de la técnica en mención.

5.4.1. Metodología de cálculo de columnas de grava

De manera simplificada la ejecución de la técnica de columnas de grava consiste en obtener un suelo mejorado con características geotécnicas equivalentes resultantes de sumar los efectos del suelo sin tratar con las mejoras que aporta la inclusión/sustitución de un porcentaje de terrenos por grava compactada como se muestra en la siguiente figura. (Menard, 2016).

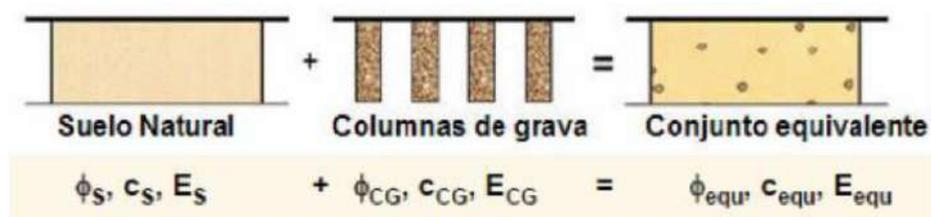


Figura 58. Modelo de suelo equivalente en columnas de grava.

Tomado de “Manual de dimensionado y ejecución de columnas de grava”, por Menard, 2016.

Acorde con recomendaciones de Federal Highway Administration (FHWA), este método puede aplicarse para las siguientes condiciones:

- Cargas de diseño aproximadas de 200 a 500 kN por columna.
- Suelos cohesivos con $C_u > 15$ kPa y consistencia moderadamente de firme a blanda.
- Suelos granulares con $N\text{-spt} < 15$, $DR < 40\%$.
- El contenido de materia orgánica no debe sobrepasar el 10%.

Conociendo las condiciones de aplicación se procede a seguir los siguientes pasos para la ejecución del diseño de la técnica.

Determinación del tipo de malla: a partir de la disposición geométrica escogida se pueden definir parámetros de interés que permiten describir la intensidad del tratamiento.

A continuación, se presentan los distintos tipos de malla, siendo preferencia de muchos la triangular debido a su regularidad y facilidad de ejecución.

En la Figura 59 se puede apreciar los distintos arreglos para mallas triangulares, cuadrangulares y hexagonales.

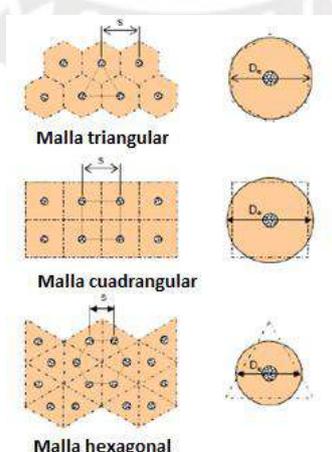


Figura 59. Tipos de mallado en columnas de grava.

Tomado de “Analysis of granular pile behavior using finite elements”, por Balaam & Poulos, 1976.

Asimismo, el valor de diámetro equivalente (D_e) para cada tipo de malla está dado por las siguientes ecuaciones:

Ecuación 35

$$D_e = \left(\frac{12}{\pi^2}\right)^{1/4} * s = 1.05 * s, \text{ para malla triangular}$$

Ecuación 36

$$D_e = \left(\frac{16}{\pi^2}\right)^{1/4} * s = 1.13 * s, \text{ para malla cuadrangular}$$

Ecuación 37

$$D_e = \left(\frac{27}{\pi^2}\right)^{1/4} * s = 1.29 * s, \text{ para malla hexagonal}$$

Como consecuencia de ello se obtienen las siguientes expresiones:

Ecuación 38

$$A = \frac{\pi * D_e^2}{4}, \text{ Área de celda (A)}$$

Ecuación 39

$$A_c = \frac{\pi * D_c^2}{4}, \text{ Área de columna (A}_c\text{)}$$

Ecuación 40

$$A_{su} = A - A_c, \text{ Área suelo (A}_{su}\text{)}$$

Razón de sustitución (a_s): se define como la intensidad del tratamiento y se representa mediante la siguiente ecuación:

Ecuación 41

$$a_s = \frac{A_c}{A} = \left(\frac{D_c}{D_e}\right)^2$$

Esta expresión es útil para poder determinar el grado de influencia de la columna en el terreno, a más área ocupe la columna, mayor será la razón de sustitución. Se puede observar lo indicado en la siguiente figura.

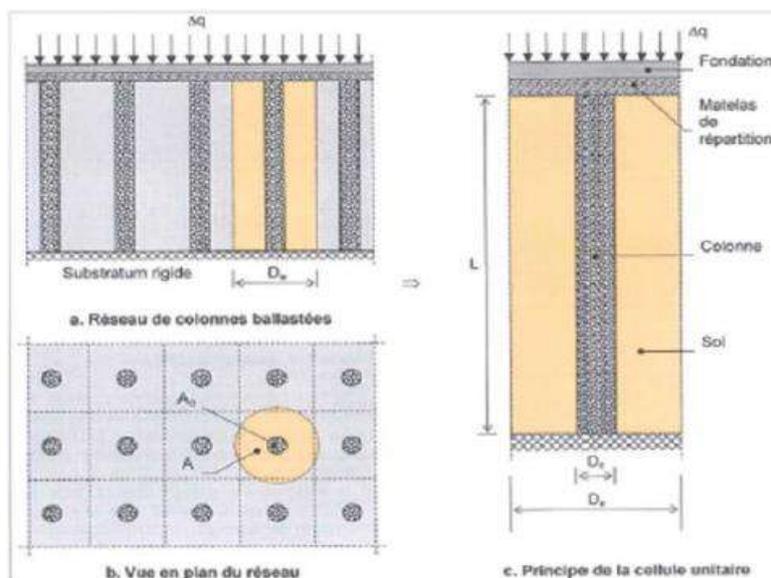


Figura 60. Esquema geométrico de columnas de grava.

Tomado de “*Analysis of granular pile behavior using finite elements*”, por Balaam & Poulos, 1976.

Diámetro de columna: la elección del diámetro de columnas adecuado recurre a un proceso iterativo acorde con las condiciones y características del terreno a tratar y las cargas aplicadas. Besacon en 1984 establece a partir de un gráfico, Figura 61, el tamaño teórico de la columna en relación con la resistencia al corte sin drenaje del suelo y al tamaño de la grava a emplear.

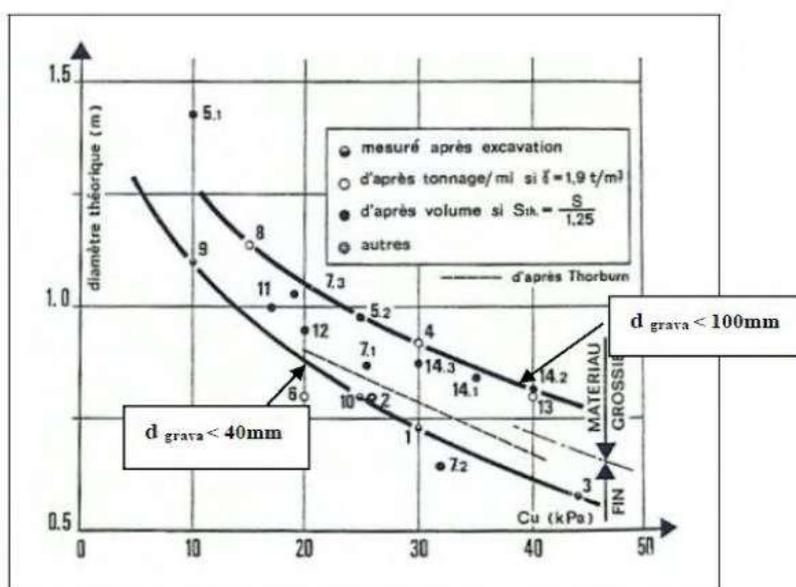


Figura 61. Gráfico de obtención del diámetro de columnas de grava.

Tomado de “*Manual de dimensionado y ejecución de columnas de grava*”, por Menard, 2016.

De la misma manera, mediante una serie de investigaciones realizadas por Castro en 2008 se pueden establecer los siguientes parámetros estándar para las columnas de grava acorde de su granulometría y su naturaleza (natural o machaqueo):

Tabla 50. Parámetros estándar de columnas de grava.

E (MPa)	Φ (°)	ν	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)
Bajo el nivel freático				
75	40	1/3	21	14

Fuente: “Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava”, por Castro, 2008.

Asimismo, el material granular, grava, debe cumplir con ciertos requisitos que garanticen el comportamiento esperado. Estos son los siguientes:

- Grava limpia, exenta de finos. Contenido de finos no mayor a 5%.
- Tamaño de partículas entre 10 y 50 mm.
- Porcentaje de desgaste mediante el ensayo Abrasión Los Ángeles menor a 35%.
- Ángulo de rozamiento mayor a 35° en forma natural y 38° luego de chancado.
- Valor de densidad relativa superior a 75%.

Asimismo, la metodología de análisis empleada para este caso de estudio será la propuesta por el ingeniero Heinz Priebe, quien en su publicación de 1995 “The Design of Vibro Replacement” muestra una metodología analítica para el diseño de columnas de grava en suelos granulares. Esta, hasta el momento, es el procedimiento más aceptado debido a los numerosos casos de aplicación, versatilidad y consideraciones que toma en cuenta. También, a modo de comparación se tomará en cuenta el método de homogenización o edométrico para el cálculo de las propiedades mejoradas del conjunto suelo-columnas de grava y asentamientos.

Es importante destacar que cuando se realiza el cálculo de capacidad de carga por criterio de resistencia al corte en un terreno mejorado, los parámetros de cálculo no se corresponden con los parámetros geotécnicos del conjunto equivalente, pues el mecanismo de falla se desarrolla a través del terreno mejorado y del terreno sin mejorar, como se puede observar en la siguiente imagen.

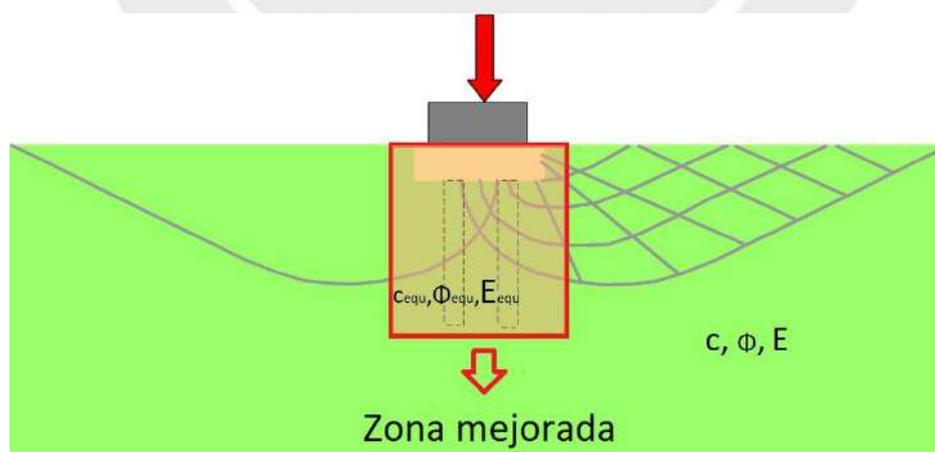


Figura 62. Zona mejorada bajo cimentación mediante columnas de grava.

Tomado y modificado de “Ground Improvement Technologies”, por Menard, 2019.

5.4.1.1. *Método de Priebe*

La presente metodología sigue la idealización de las siguientes condiciones asumidas:

- La columna de grava se encuentra apoyada en un estrato rígido.
- El material de la columna, grava, es incompresible.
- Se desprecia la densidad aparente de la columna y el suelo.

A continuación, se muestra los distintos factores involucrados en el diseño de Priebe.

Factor de mejora (n_0)

Este parámetro establece en qué tanto la inclusión de columnas de grava mejora el rendimiento del suelo en comparación a sin estas inclusiones. Se puede decir que este factor se ve reflejado en la reducción de asentamientos que genera.

Para su cálculo se siguen las siguientes expresiones:

Ecuación 42

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} * \left(\frac{0.5 + f\left(\mu_s, \frac{A_c}{A}\right)}{K_{ac} * f\left(\mu_s, \frac{A_c}{A}\right)} - 1 \right)$$

Ecuación 43

$$f\left(\mu_s, \frac{A_c}{A}\right) = \frac{(1 - \mu_s) * \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)}{1 - 2 * \mu_s + \frac{A_c}{A}}$$

Ecuación 44

$$K_{ac} = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi_c}{2}\right)$$

Compresibilidad de la columna

Si bien como punto de partida de este método consta en considerar la incompresibilidad de la columna, este fenómeno no es del todo cierto al momento de ejecutar el tratamiento. Por este motivo, a la formulación del factor de mejora inicial (n_0) se ve alterada con el uso de una relación de áreas ($\frac{A}{A_c}$) incrementadas por una cantidad adicional de ($\Delta \frac{A}{A_c}$) dando lugar a un factor de mejora modificado de n_1 .

Ecuación 45

$$n_1 = 1 + \frac{\overline{A_c}}{A} * \left(\frac{0.5 + f\left(\mu_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right)}{K_{ac} * f\left(\mu_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right)} - 1 \right)$$

Ecuación 46

$$\frac{\overline{A_c}}{A} = \frac{1}{\frac{A}{A_c} + \Delta \frac{A}{A_c}}$$

Ecuación 47

$$\Delta \frac{A}{A_c} = \frac{1}{\left(\frac{A_c}{A}\right)} - 1$$

Sobrecarga

De igual forma como punto de partida se considera el desprecio de las densidades aparentes entre el suelo y columna; sin embargo, esto conlleva a que la diferencia de presión inicial entre las columnas y el suelo que crea abultamiento, depende únicamente de la distribución de la carga externa de cimentación en las columnas y el suelo, y que es constante en toda la columna. No obstante, las cargas externas no son las únicas que se encuentran presentes en este análisis, sino también se deben considerar los pesos de las columnas y del suelo, ya que estos pesos apoyan al confinamiento lateral de las columnas, lo cual conlleva a una capacidad de carga mayor.

Es así como para poder expresar este efecto descrito se considera la participación del factor de profundidad (f_d) el cual aumenta la capacidad de carga inicial y da como resultado un factor de mejora corregido (n_2).

Ecuación 48

$$n_2 = f_d * n_1$$

Ecuación 49

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{0c} - W_s/W_c}{K_{0c}} * \frac{W_c}{p_c}}$$

Ecuación 50

$$p_c = \frac{\Delta q}{\frac{\bar{A}_c}{A} + \frac{1 - \frac{\bar{A}_c}{A}}{\frac{p_c}{p_s}}}$$

Ecuación 51

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{0.5 + f\left(\mu_s, \frac{\bar{A}_c}{A}\right)}{K_{ac} * f\left(\mu_s, \frac{\bar{A}_c}{A}\right)}$$

Ecuación 52

$$W_c = \sum (\gamma_c * \Delta h)$$

Ecuación 53

$$W_s = \sum (\gamma_s * \Delta h)$$

Ecuación 54

$$K_{0c} = 1 - \text{sen}(\varphi_c)$$

Compatibilidad de controles

Al ser un método empírico se deben tener ciertos resguardos que permitan garantizar la seguridad del diseño y no subestimar cargas o sobreestimar beneficios. Por este motivo se tienen las siguientes restricciones propuestas para los valores de factor de profundidad (f_d) y factor de mejora (n_2).

Ecuación 55

$$f_d \leq \frac{E_c/E_s}{p_c/p_s}$$

Ecuación 56

$$n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} * \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right)$$

Parámetros resistentes

Debido a la inclusión de las columnas de grava la modificación de las propiedades resistentes como son el ángulo de rozamiento y cohesión del conjunto suelo-columnas se expresan a través de las siguientes expresiones:

Ecuación 57

$$m' = \frac{n_1 - 1}{n_1}$$

Ecuación 58

$$\tan(\bar{\varphi}) = m' * \tan(\varphi_c) + (1 - m') * \tan(\varphi_s)$$

Ecuación 59

$$c = (1 - m') * c_s$$

Asentamiento

Si bien de forma directa no se puede obtener el valor de asentamiento de una cimentación apoyada sobre columnas de grava, Priebe muestra la siguiente metodología de cálculo que consisten en determinar el asentamiento sin la mejora (s_∞) para luego mediante ábacos en base al número de columnas por cimentación obtener el ratio asentamiento con mejora entre asentamiento sin mejora (s/s_∞).

Ecuación 60

$$s_\infty = \frac{\Delta q * h}{E_s * n_2}$$

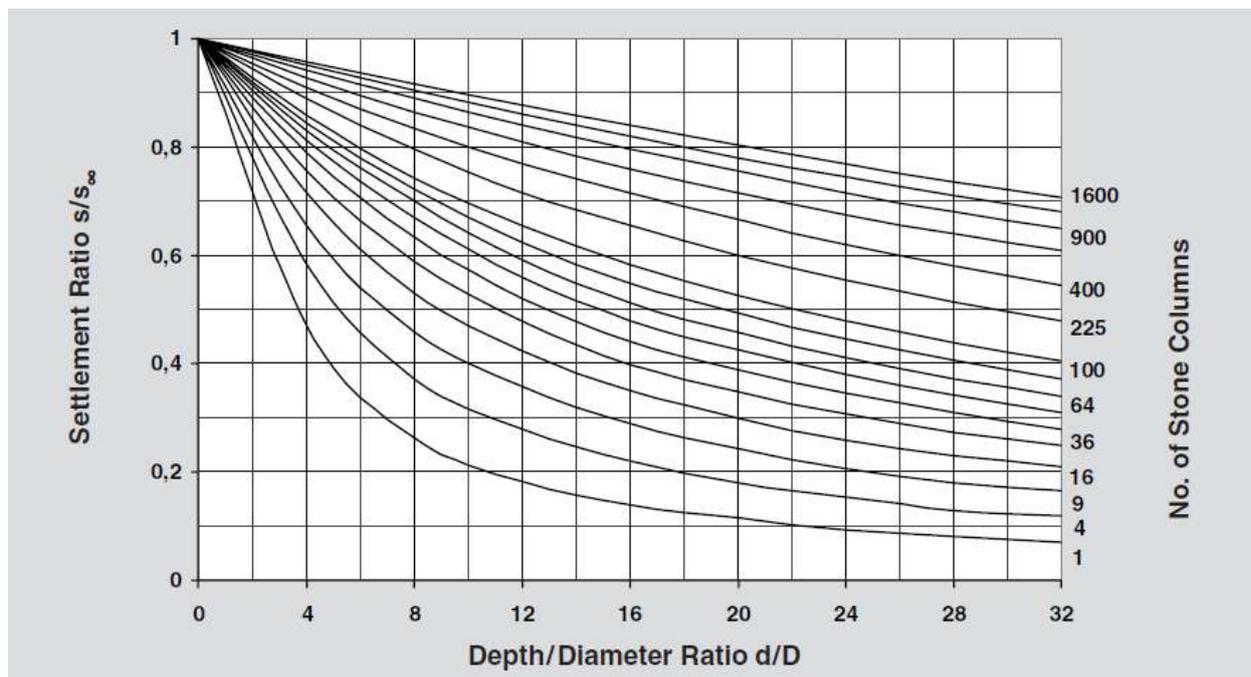


Figura 63. Asentamiento en cimentaciones superficiales con columnas de grava.

Tomado de “*The Design of vibro replacement*”, por Priebe, 1995.

5.4.1.2. Método de homogenización o edométrico

Para el desarrollo del presente método las cargas uniformemente distribuidas actúan en el rango elástico sobre un terreno homogéneo equivalente. La Figura 64 muestra un esquema de la equivalencia del terreno modelado (Dhouib & Blondeau, 2005)

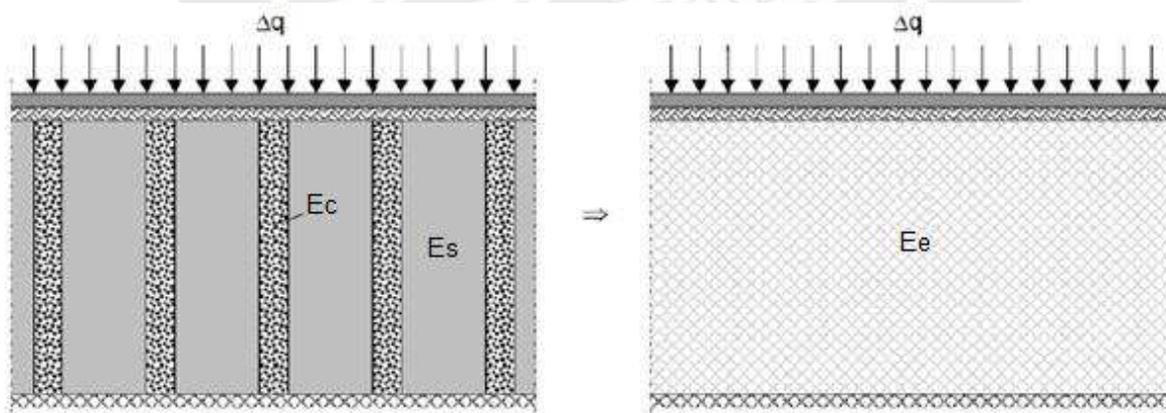


Figura 64. Esquema de equivalencia de terreno mejorado.

Tomado de “*Méthodes de justification. In Colonnes Ballastées*”, por Dhouib & Blondeau, 2005.

Para que se pueda aplicar este modelo es necesario considerar el cumplimiento de las siguientes hipótesis:

- Geometría simplificada de la celda unidad.
- La columna de grava penetra completamente en el estrato.
- Comportamiento edométrico del suelo y de la columna.

- Condiciones de contorno de simetría, lo que implica que en el borde exterior la tensión tangencial, el desplazamiento radial y el flujo de agua, son nulos.
- Condiciones de equilibrio vertical.
- Compatibilidad de deformaciones verticales.
- Carga rígida, por lo que los asentamientos en el suelo y en la columna son iguales.
- Contacto lubricado en las caras inferior y superior por lo que la tensión tangencial es nula en estas caras.

Acorde con este esquema y las hipótesis previstas se obtiene las siguientes ecuaciones:

Ecuación 61

$$F = E_c/E_s$$

Ecuación 62

$$\Delta q = \frac{Ac}{A} * \Delta q_c + \left(1 + \frac{Ac}{A}\right) * \Delta q_s$$

Ecuación 63

$$E_e = \frac{Ac}{A} * E_c + \left(1 - \frac{Ac}{A}\right) * E_s$$

Ecuación 64

$$\beta = \frac{S_{na}}{S_a} = 1 + \frac{Ac}{A} * \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)$$

5.4.2. Determinación de valores de diseño

A partir de las metodologías anteriormente descritas, Priebe y Edométrico, estas tienen como punto de partida de diseño el valor de diámetro y separación entre columnas. Estos datos por lo general se obtienen a través de una serie de iteraciones que se ven influenciados por las características del terreno, cargas solicitadas y características del material.

Así es que en el presente ítem se muestra el proceso de obtención de dichos parámetros de diseño, considerando las características del proyecto, diámetros de columnas comerciales, espaciamientos factibles, eficiencia y economía. Acorde con la metodología de diseño presentada se observa que tanto el diámetro de la columna y el espaciamiento se encuentran relacionados con el parámetro de razón de sustitución, a_s , por lo que este será nuestro punto de partida.

Para los datos de terreno presente, las características de grava descritas en la Tabla 50, distribución de malla triangular y carga transmitida en situación de evento extremo para el pilar 02, estructura más cargada, se obtienen una serie de resultados que correlacionan los valores de razón de sustitución con factor de mejora para los métodos de Priebe y Edométrico. Estos resultados se presentan en el siguiente gráfico:

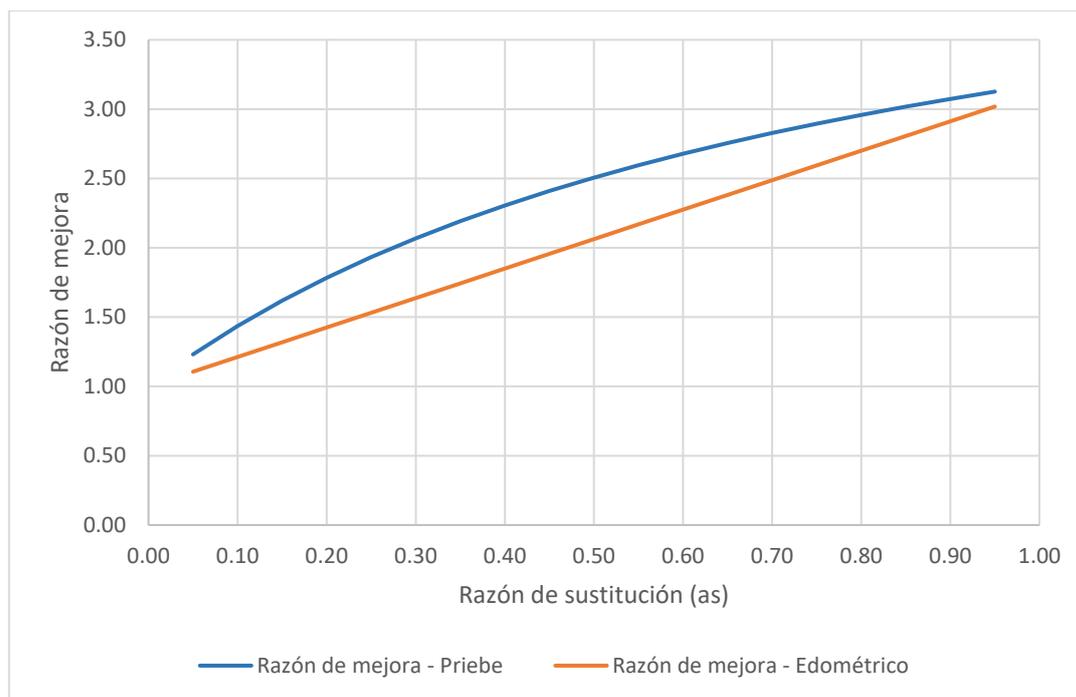


Figura 65. Razón de sustitución vs Factor de mejora.

Fuente propia, 2019.

Como se puede observar en la figura anterior para ambas metodologías se presentan valores similares de razón de mejora, siendo estos mucho más cercanos para razones de sustituciones menores a 0.10 y mayores a 0.85. Asimismo, se observa que la mayor diferencia se encuentra para valores entorno a razón de sustitución igual a 0.45. Esta diferencia es de alrededor del 23% con respecto al método Edométrico. Sin embargo, la facilidad y la poca cantidad de datos de entrada del método Edométrico hacen que este sea eficiente para un primer análisis de prediseño.

Asimismo, otro factor muy importante que determina el diseño del tratamiento es el asentamiento que se puede generar por la carga transmitida. Para esta ocasión se considerará al igual que la gráfica anterior la situación de Evento Extremo. Es así como se muestran los siguientes resultados para ambas metodologías.

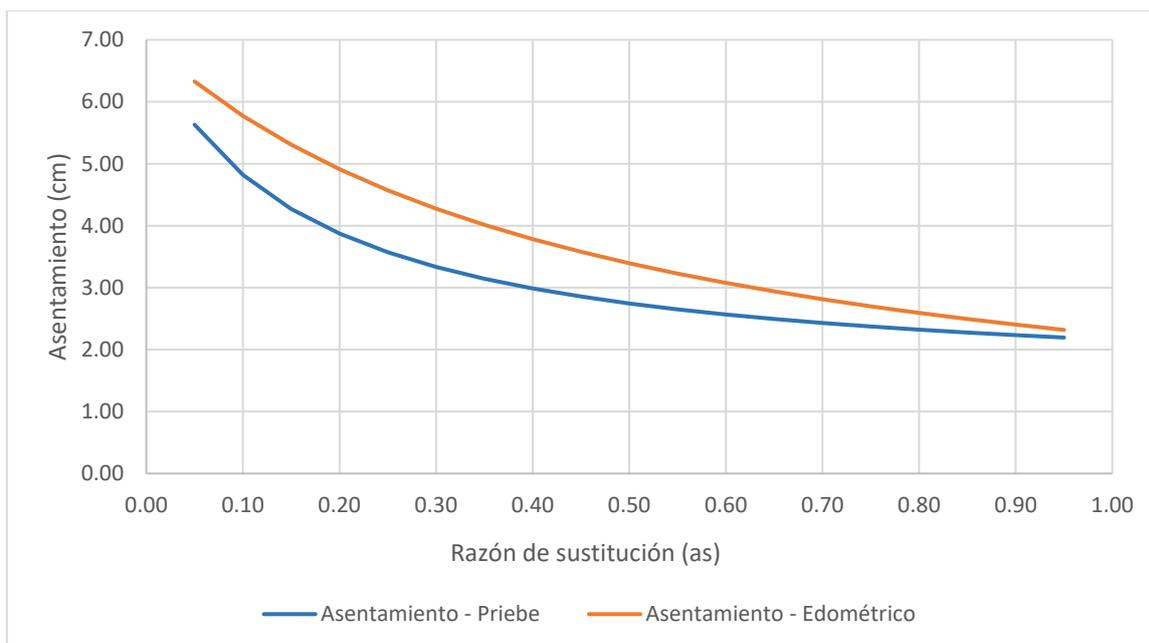


Figura 66. Razón de sustitución vs Asentamiento.

Fuente propia, 2019.

Como se presenta en la Tabla 48, el asentamiento para el pilar 2 en Estado de Evento Extremo es de 7.0 cm, valor que es inadecuado para la estructura en estudio. Asimismo, se observa que empleando el tratamiento de columnas de grava este valor de asentamiento se ve reducido acorde con la razón de sustitución a elegir. Para los valores más bajos de razón de sustitución se obtienen asentamientos de 6.3 cm, mientras que para los valores más altos se calculan alrededor de 2.0 cm de asentamiento. Acorde con la gráfica anterior el método Edométrico se presenta como más conservador en comparación al método de Priebe, esto debido a que solo se considera los parámetros elásticos del suelo y grava, mientras que en Priebe se realiza un análisis más exhausto.

Por otro lado, como se mencionó la razón de sustitución engloba el diámetro de columna y espacio de separación, por lo que se han obtenido diversas tendencias tanto para valores comunes de separación y diámetros comerciales de columnas de grava. Estos acordes con el rango de razón de sustitución. Cabe mencionar que se ha tomado valores entre 0.40 a 1.5 m como valores comerciales de diámetro de columna de grava, y el rango de 1.0 a 2.5 m para la separación centro a centro de dichas columnas.

Dichas tendencias se presentan en las siguientes gráficas.

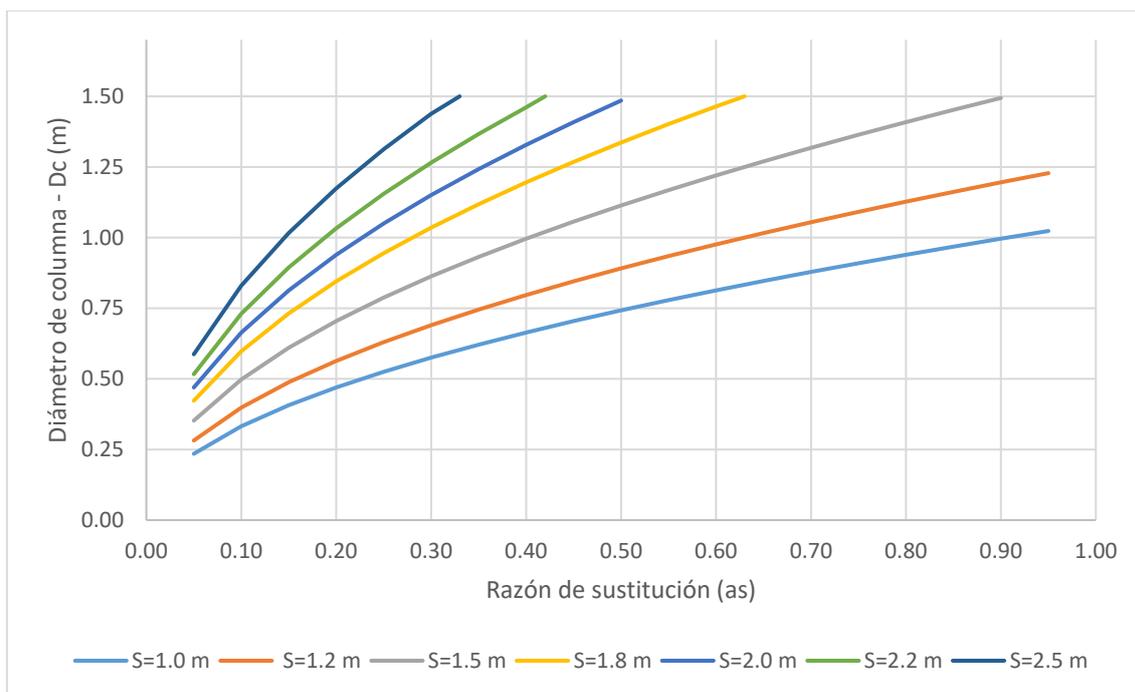


Figura 67. Razón de sustitución vs Diámetro de columna para distintos valores de separación.

Fuente propia, 2019.

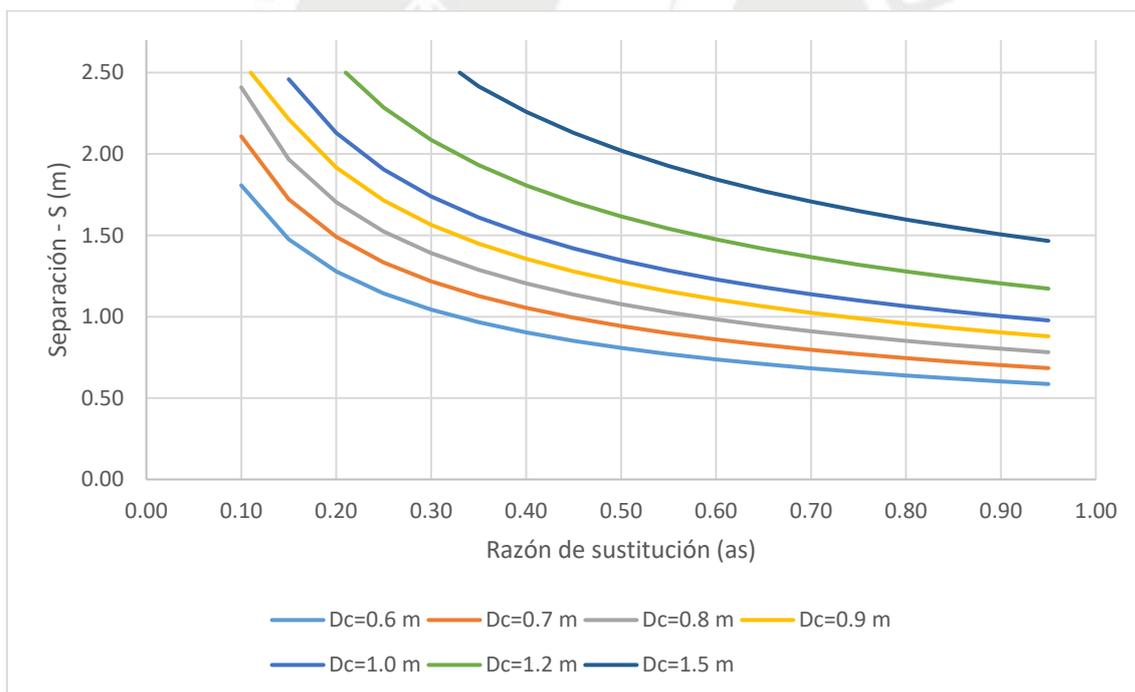


Figura 68. Razón de sustitución vs Separación para distintos valores de diámetro de columna.

Fuente propia, 2019.

En el Anexo C se encuentra los cálculos a detalle de los resultados presentados.

Así es que considerando que el valor que condiciona el diseño de la cimentación es el asentamiento que se pueda generar, ya que este al ser excesivo generaría deformaciones que conllevarían, posiblemente, a un estado no seguro. Por este motivo, se considera un

asentamiento admisible de 6.2 cm para Evento Extremo. Para este valor se obtiene una razón de sustitución alrededor de 0.20, esto para el método Edométrico, el cual es el más conservador. Asimismo, para estos mismos valores se obtiene una razón de mejora inicial de aproximadamente 1.8.

Luego, teniendo en consideración que para este tipo de estructuras los diámetros de columnas oscilan entre 0.6 y 0.8 m, y la distancia de separación más usuales van desde 1.2 a 2.0 m se determina que los valores más adecuados que poseen relación con las características y requerimientos del proyecto son de 0.7 m y 1.50 m para el diámetro de columnas y distancia de separación entre estas, respectivamente.

5.4.3. Resultados obtenidos

Para el diseño de columnas de grava como medio de mejora de terreno se ha considerado los valores y gráficas obtenidas mediante la metodología de Priebe y Homogenización, la cuales se presentan en el apartado anterior. Asimismo, para una correcta elección de parámetros de diseño se han tomado las siguientes consideraciones:

- Profundidad de cimentación 1.4 – 2.2 m
- Malla triangular
- Tamaño promedio de grava de 30 mm
- Características de la grava: Tabla 50
- Ejecución vía seca
- Sistema de ejecución: Bottom Feed

De esta manera se definen los siguientes parámetros para la ejecución de columnas de grava:

Tabla 51. Parámetros geométricos de columnas de grava.

S (m)	D _c (m)	D _e (m)	A (m ²)
1.5	0.70	1.58	1.95

Fuente propia, 2019.

Con el conocimiento de estos valores se procede al cálculo del área de columnas, área de suelo y razón de sustitución, cuyos resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 52. Tabla de resultados de cálculos de la metodología de columnas de grava.

A _c (m ²)	A _s (m ²)	a _s
0.38	1.56	0.20

Fuente propia, 2019.

Asimismo, con estos resultados se procede a calcular los parámetros equivalentes mediante la metodología de Priebe y Edométrico, los cuales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 53. Resultados equivalentes de la unidad geológica mejorada.

UG	Φ_{eq} (°)	E_{eq} (MPa)
UG 01 - Mejorada	33	34.1
UG 02	38	43.0
UG 03	41	65.0

Fuente propia, 2019.

Con los valores de diseño se procede a realizar el cálculo de capacidad de carga y asentamientos para poder verificar la viabilidad de los valores y técnica. Esto se realiza para ambos casos, Priebe y Homogenización.

Asimismo, el factor de mejora para ambos métodos resulta ser el mismo valor, 1.42. Esto debido a que el factor de mejora máximo por la metodología de Priebe coincide con el factor de mejora mediante el método Edométrico, ya que estos poseen la misma formulación.

La verificación consiste en lo siguiente:

- Los valores de capacidad de carga por estado deben ser mayores a las presiones transmitidas por cada estado de carga.
- Los asentamientos generados incluyendo la mejora de terreno deben ser menores a los máximos admitidos, los cuales se presentan en la Tabla 46.
- La fuerza máxima por columna es de 500 kN. Esto para evitar el fenómeno de abultamiento en la corona de la columna.

5.4.3.1. *Comprobación por capacidad de carga*

Con los parámetros y condiciones anteriormente mencionadas se calculan las capacidades de carga para cada estado por criterio de asentamiento. No se realiza la comprobación por criterio de resistencia al corte ya que en el caso de suelo sin tratar esta verificación se ha cumplido desde el inicio, y por lo tanto, en el caso de suelo mejorado con columnas de grava también se va a cumplir.

Cabe destacar que la metodología AASHTO o el Manual de Puentes del MTC no exige la verificación de asentamientos para las cargas transmitidas en Estado de Resistencia y Evento Extremo; sin embargo, por tratarse de un trabajo de investigación, se ha considerado conveniente realizar estas verificaciones y analizar cómo se comportan las columnas en estos casos. Asimismo, de manera conservadora, para el cálculo de asentamientos en Evento Extremo se ha realizado considerando los módulos de deformación degradados a deformaciones de corte de 10-1. Finalmente, es importante indicar que los valores obtenidos de capacidad de carga para Estado de Resistencia y Evento Extremo son iguales, ya que el asentamiento máximo permitido es el mismo para dichas condiciones.

Los resultados se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 54. Capacidad de carga obtenida para el Estado Límite de Servicio con columnas de grava.

Apoyo	Presión transmitida Estado Límite de Servicio (kg/cm²)	Capacidad de carga por criterio de asentamiento- Estado Límite de Servicio – Columnas de grava - (kg/cm²)
Estribo 1	1.90	1.90
Pilar 1	1.30	1.90
Pilar 2	1.30	1.85
Estribo 2	2.00	2.00

Fuente propia, 2019.

Tabla 55. Presiones y fuerzas obtenidas para el Estado Límite de Servicio con columnas de grava.

Apoyo	Presión transmitida Estado Límite de Servicio (kg/cm²)	Método de Homogenización		Fuerza actuante por columna (kN)
		Presión transmitida al suelo (kg/cm²)	Presión transmitida a la columna (kg/cm²)	
Estribo 1	1.90	1.33	4.18	160.9
Pilar 1	1.30	0.92	2.86	110.1
Pilar 2	1.30	0.92	2.86	110.1
Estribo 2	2.00	1.41	4.40	169.4

Fuente propia, 2019.

Tabla 56. Resultados obtenidos para el Estado de Resistencia y Evento Extremo.

Apoyo	Presión transmitida Estado de Resistencia (kg/cm²)	Capacidad de carga por criterio de asentamiento- Estado de Resistencia (kg/cm²)
Estribo 1	3.10	4.80
Pilar 1	1.70	4.80
Pilar 2	1.70	4.60
Estribo 2	2.80	4.80

Fuente propia, 2019.

Tabla 57. Presiones y fuerzas obtenidas para el Estado de Resistencia con columnas de grava.

Apoyo	Presión transmitida Estado de Resistencia (kg/cm ²)	Método de Homogenización		
		Presión transmitida al suelo (kg/cm ²)	Presión transmitida a la columna (kg/cm ²)	Fuerza actuante por columna (kN)
Estribo 1	3.10	2.18	6.82	262.6
Pilar 1	1.70	1.20	3.74	144.0
Pilar 2	1.70	1.20	3.74	144.0
Estribo 2	2.80	1.97	6.16	237.2

Fuente propia, 2019.

Tabla 58. Presiones y fuerzas obtenidas para el Estado de Evento Extremo con columnas de grava.

Apoyo	Presión transmitida. Evento Extremo (kg/cm ²)	Método de Homogenización		
		Presión transmitida al suelo (kg/cm ²)	Presión transmitida a la columna (kg/cm ²)	Fuerza actuante por columna (kN)
Estribo 1	4.00	2.81	8.80	338.8
Pilar 1	4.50	3.17	9.91	381.2
Pilar 2	4.50	3.17	9.91	381.2
Estribo 2	3.30	2.32	7.26	279.5

Fuente propia, 2019.

En el Anexo D se encuentra los cálculos a detalle de los resultados presentados.

Como se puede observar en los resultados obtenidos, estos cumplen con los requerimientos establecidos con respecto a capacidad de carga y fuerza máxima actuante por elemento, por lo que se puede concluir que bajo este concepto el uso de columnas de grava en base a la dimensión establecida es eficiente y factible en los tres Estados de análisis: Límite de Servicio, Resistencia y Evento Extremo.

5.4.3.2. *Comprobación por asentamientos*

Para poder calcular los asentamientos generados con la mejora de terreno es necesario establecer la longitud de las columnas y el número de columnas a ejecutar por cimentación. Estos datos se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 59. Longitud de columnas de grava.

Apoyo	Longitud de columnas de grava (m)
Estribo 1	4.0
Pilar 1	4.0
Pilar 2	4.0
Estribo 2	4.0

Fuente propia, 2019.

Es importante acotar que se considera un sobreancho para cada lado de 2.0 metros. Este valor es la mitad de la profundidad de tratamiento, ya que se está siguiendo las recomendaciones establecidas en el Manual de dimensionamiento y ejecución – Menard. Esto se realiza para que el efecto y el mejoramiento del tratamiento se desarrollen efectivamente en el área proyectada de la cimentación. Es así como considerando esta característica se obtiene el siguiente número de columnas para cada cimentación, las cuales se presentan en la Tabla 60.

Tabla 60. Número de columnas de grava.

Apoyo	Ancho x Largo (m)	Número de columnas a ejecutar.
E1	7.80 x 16.90	96
P1	8.00 x 16.00	93
P2	8.00 x 16.00	93
E2	7.80 x 16.90	96

Fuente propia, 2019.

Estas columnas se distribuyen dentro del área de aplicación determinada para cada cimentación como se puede observar en la siguiente figura.

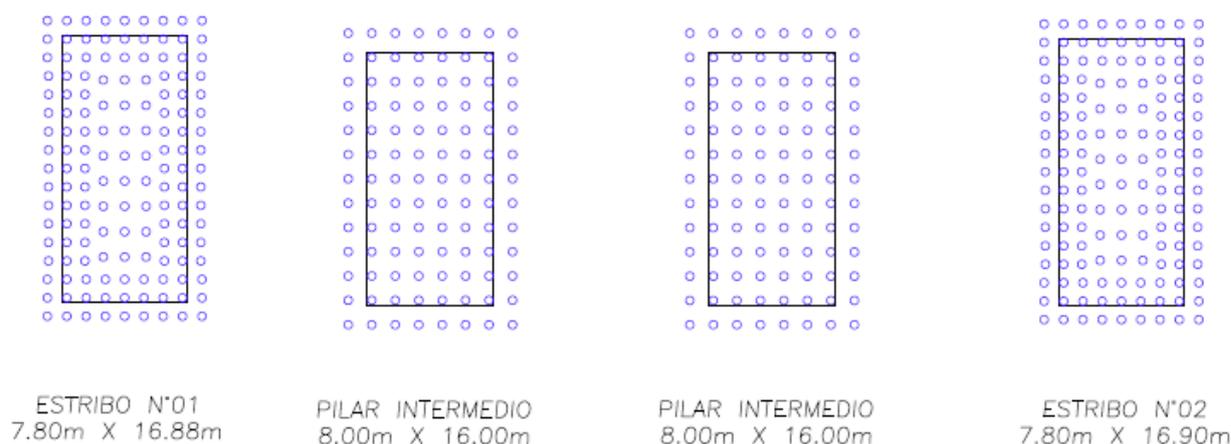


Figura 69. Distribución de las columnas de grava.

Fuente propia, 2019.

También se coloca una superficie de distribución por encima del nivel final de las columnas; esta superficie cuenta con un espesor de 0.60 m, y tiene la finalidad de distribuir de manera efectiva las tensiones, evitar el punzonamiento de las columnas y servir como medio de drenaje.

Para el cálculo de los asentamientos de las cimentaciones con columnas de grava se va a considerar la influencia del factor mejora, para este caso el valor de 1.42, y también las condiciones elásticas mejoradas a través de la metodología de Steinbrenner.

Con estos nuevos parámetros se pasa a calcular los asentamientos para cada estado de carga y método de análisis. Los resultados se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 61. Resultados obtenidos para el Estado Límite de Servicio.

Apoyo	Presión transmitida Estado Límite de Servicio (kg/cm ²)	Asentamiento sin reforzamiento – Estado Límite de Servicio (cm)	Asentamiento máximo Estado Límite de Servicio (cm)	Asentamiento generado en Estado Límite de Servicio con reforzamiento (cm) – (Priebe)	Asentamiento generado en Estado Límite de Servicio con reforzamiento (cm) – (Edométrico)	Asentamiento generado en Estado Límite de Servicio con reforzamiento (cm) – (Steinbrenner)
Estribo 1	1.9	2.8	2.5	1.8	2.0	2.5
Pilar 1	1.3	1.9	2.5	1.2	1.3	1.7
Pilar 2	1.3	1.9	2.5	1.2	1.3	1.8
Estribo 2	2.0	3.2	2.5	1.9	2.3	2.5

Fuente propia, 2019.

Tabla 62. Resultados obtenidos para el Estado de Resistencia.

Apoyo	Presión transmitida Estado de Resistencia (kg/cm ²)	Asentamiento sin reforzamiento – Estado de Resistencia (cm)	Asentamiento máximo Estado de Resistencia (cm)	Asentamiento generado en Estado de Resistencia con reforzamiento (cm) – (Priebe)	Asentamiento generado en Estado de Resistencia con reforzamiento (cm) – (Edométrico)	Asentamiento generado en Estado de Resistencia con reforzamiento (cm) – (Steinbrenner)
Estribo 1	3.1	4.5	6.2	2.9	3.2	4.0
Pilar 1	1.7	2.5	6.2	1.6	1.8	2.2
Pilar 2	1.7	2.6	6.2	1.6	1.8	2.3
Estribo 2	2.8	4.5	6.2	2.6	3.2	3.7

Fuente propia, 2019.

Tabla 63. Resultados obtenidos para el Estado Evento Extremo.

Apoyo	Presión transmitida Evento Extremo (kg/cm ²)	Asentamiento sin reforzamiento – Evento Extremo (cm)	Asentamiento máximo permitido Evento Extremo (cm)	Asentamiento generado en Estado de Evento Extremo con reforzamiento (cm) – (Priebe)	Asentamiento generado en Estado de Evento Extremo con reforzamiento (cm) – (Edométrico)	Asentamiento generado en Estado de Evento Extremo con reforzamiento (cm) – (Steinbrenner)
Estribo 1	4.0	5.8	6.2	3.8	4.1	5.2
Pilar 1	4.5	6.6	6.2	4.2	4.7	6.0
Pilar 2	4.5	7.0	6.2	4.2	4.9	6.1
Estribo 2	3.3	5.3	6.2	3.1	3.7	4.4

Fuente propia, 2019.

En el Anexo D se encuentra los cálculos a detalle de los resultados presentados.

Acorde con los resultados obtenidos, estos se encuentran dentro del rango de aceptación establecida por los asentamientos límites. Sin embargo, se observa que existe una diferencia considerable entre los resultados calculados por factor de mejora de Priebe/Homogenización con respecto a la metodología elástica de Steinbrenner. Este fenómeno será comentado y analizado en el apartado de conclusiones.

5.4.3.3. *Comprobación por licuefacción*

El uso de elementos como las columnas de grava genera el efecto estabilizador generado de la resistencia a la fricción de las columnas. También, al ser un material granular reduce el exceso de presión de poros, conllevando a un incremento de presiones efectivas.

Las principales ventajas como tratamiento mitigante de licuefacción son las siguientes:

- Incremento del grado de compactación del suelo. Esto genera un aumento en el valor de CRR.
- Las columnas actúan como vía de drenaje, debido a su alta permeabilidad, disminuyendo las distancias de drenaje y favoreciendo la disipación de sobrepresiones.
- El suelo circundante recibe menos carga, debido a la elevada rigidez de las columnas.
- Confinamiento de los suelos potencialmente colapsables.

Asimismo, haciendo uso de la Ecuación 06 se obtienen estimaciones de nuevos valores N_{spt} a partir del ángulo de fricción mejorado a causa de la inclusión de columnas de grava. Es así como, a partir de estos nuevos valores, N_{spt} , se realiza el análisis de potencialidad de licuefacción, dando como resultado en todos los casos factores de seguridad superiores a 1.1.

Los análisis detallados para cada perforación se encuentran en el Anexo D.

Como se puede observar ya no se muestra riesgo de licuefacción, $FS > 1.1$, esto debido al incremento de las propiedades resistentes del suelo proporcionado por la inclusión de las columnas de grava. Las columnas al tener mayor rigidez atraen los esfuerzos de corte generados por el sismo, lo que conlleva a que la matriz de suelo soporte menos esfuerzos cortantes. Asimismo, estas inclusiones de grava densifican de manera natural y aumenta la densidad el suelo circundante, incrementando así los valores de N_{spt} (Gutiérrez, 2018). El comportamiento descrito se puede observar en la siguiente imagen.

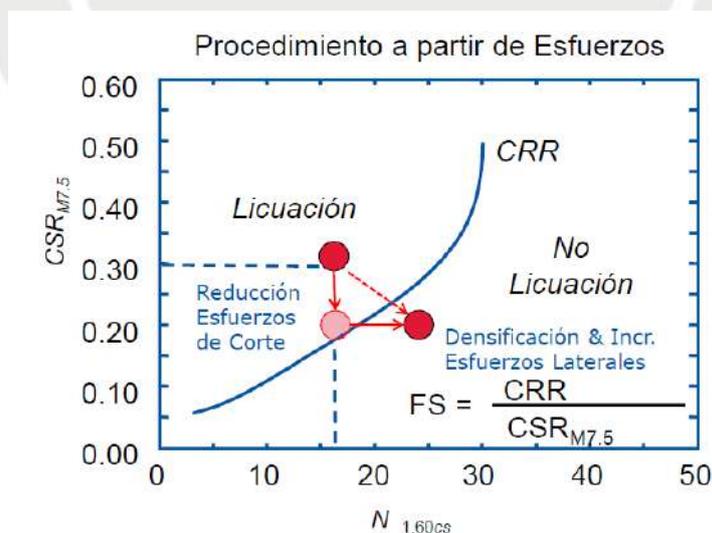


Figura 70. Procedimiento a partir de esfuerzos debido a columnas de grava.

Tomado de “Sistema de refuerzo de suelo mediante pilas de agregado compactado Geopier”, por Gutiérrez, 2018.

5.5. Diseño de la alternativa de cimentación profunda sin mejoramiento de terreno

Partiendo de las solicitaciones estructurales transmitidas hacia la base de los apoyos se determinan el número y diámetro de los pilotes, esta información está acorde con la memoria de cálculo estructural en la cara inferior del encepado (cara superior de los pilotes). Así es que el espaciamiento y las cargas de solicitación para cada estado por pilote, el más cargado, se presentan en la Tabla 64. Las cargas estructurales se consideran como dato de partida en este trabajo.

Tabla 64. Distribución de pilotes.

Apoyo	Número de pilotes (unidad)	Diámetro de pilote (D) (m)	Espaciamiento transversal	Espaciamiento longitudinal
Estribo 1	10	1.50	3.20D	2.50D
Pilar 1	8	1.50	3.00D	2.80D
Pilar 2	8	1.50	3.00D	2.80D
Estribo 2	10	1.50	3.00D	2.50D

Fuente propia, 2018.

Se realiza el análisis de la cimentación profunda para las dimensiones y solicitaciones presentadas según la normativa AASTHO – LRFD 2014. Cabe resaltar que se efectuó el análisis para la situación estática y sísmica, para esta última se considera como resistencia nula del fuste en la zona de licuefacción presentada en la Tabla 49.

Asimismo, es preciso indicar las siguientes características y valores de coeficientes tomados en el cálculo presente en la siguiente tabla:

Tabla 65. Parámetros para el análisis de cimentación profunda.

Apoyo	Diámetro (m)	Área de punta (m ²)	Área de fuste (m ² /m)	Peso pilote (kN/m)	Coficiente de eficiencia	FR estático fuste/punta	FR sísmico fuste/punta	FR tracción estático/sismo
Estribo 1	1.50	1.8	4.7	33.1	0.670	0.55/0.5	1.0/1.0	0.45/0.8
Pilar 1	1.50	1.8	4.7	33.1	0.748	0.55/0.5	1.0/1.0	0.45/0.8
Pilar 2	1.50	1.8	4.7	33.1	0.748	0.55/0.5	1.0/1.0	0.45/0.8
Estribo 2	1.50	1.8	4.7	33.1	0.670	0.55/0.5	1.0/1.0	0.45/0.8

Fuente propia, 2018.

Para el cálculo del coeficiente de eficiencia de grupo se toma de manera conservadora como parámetro de cálculo el espaciamiento longitudinal. También, para los factores de reducción se ha considerado íntegramente la presencia de arenas.

Asimismo, se analizó la resistencia a compresión y tracción de los pilotes en razón de la profundidad. Estos análisis se realizaron tanto para condiciones estáticas y sísmicas, licuefacción, y para cada cimentación (estribos y pilares). Se observó que los casos críticos se presentan en los análisis de compresión. Los resultados del estudio a compresión para los distintos casos se presentan en las siguientes gráficas.

Cabe resaltar que para el caso de licuefacción se desprecia la resistencia del fuste y punta en a lo largo de las profundidades licuables según el análisis de licuefacción realizado.

En los siguientes gráficos la profundidad 0.00 se corresponde con el arranque del pilote en la cara inferior del encepado.

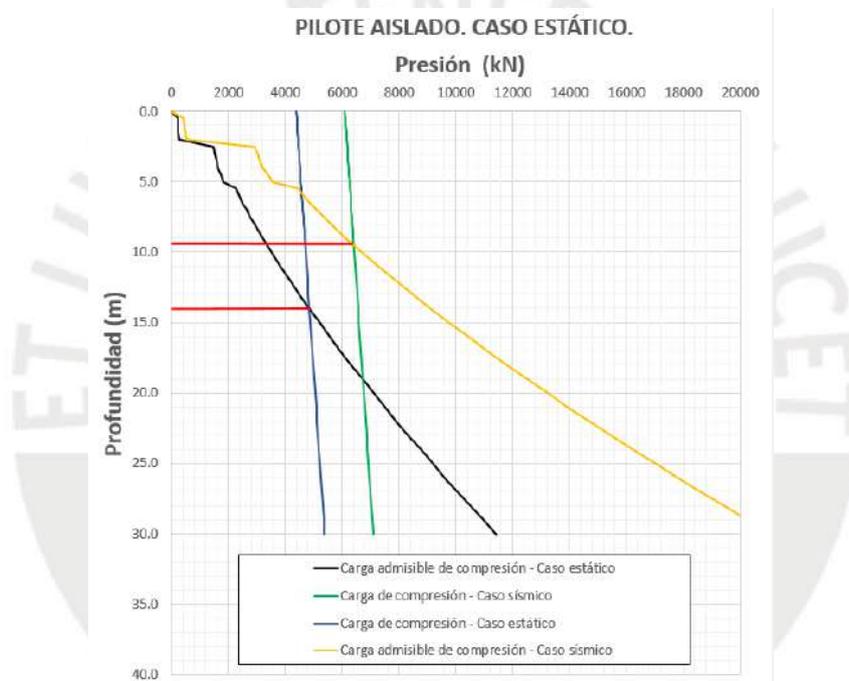


Figura 71. Resultados de cargas en base a profundidad para el Estribo 1 – Caso estático.

Fuente propia, 2019.

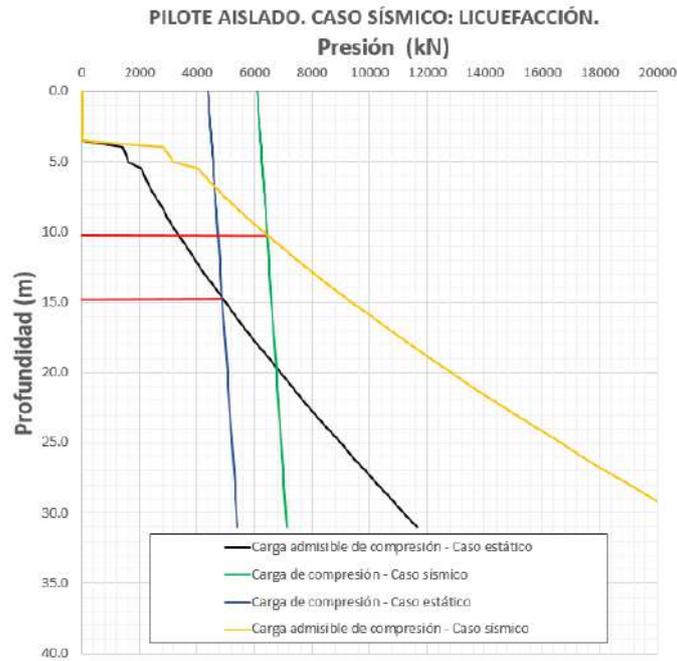


Figura 72. Resultados de cargas en base a profundidad para el Estribo 1 – Caso licuefacción.

Fuente propia, 2019

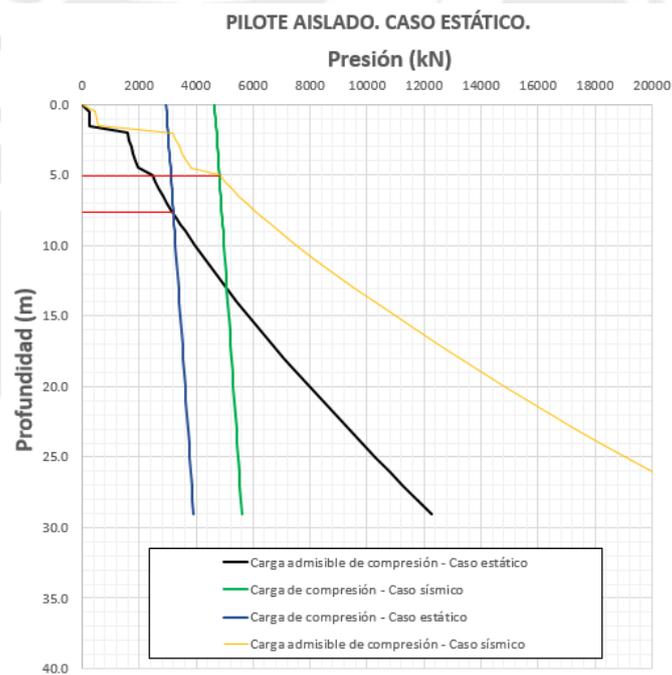


Figura 73. Resultados de cargas en base a profundidad para el Pilar 1 – Caso estático.

Fuente propia, 2019

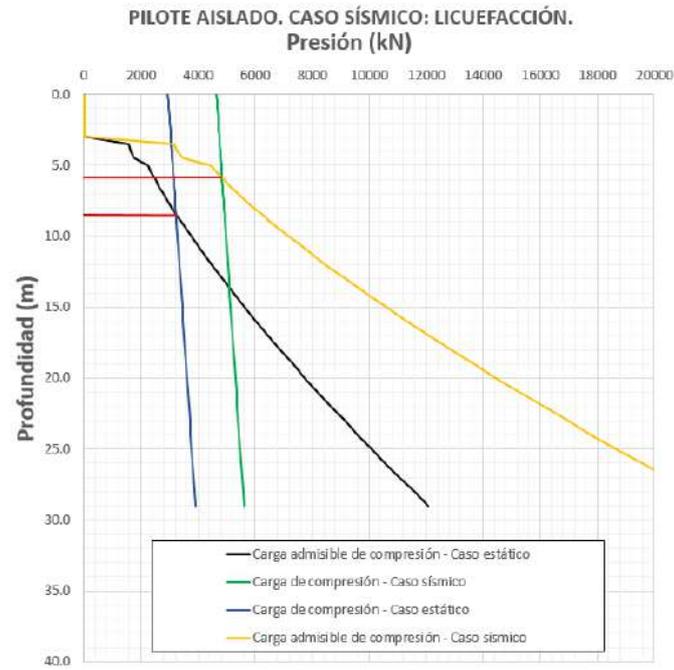


Figura 74. Resultados de cargas en base a profundidad para el Pilar 1 – Caso licuefacción.

Fuente propia, 2019

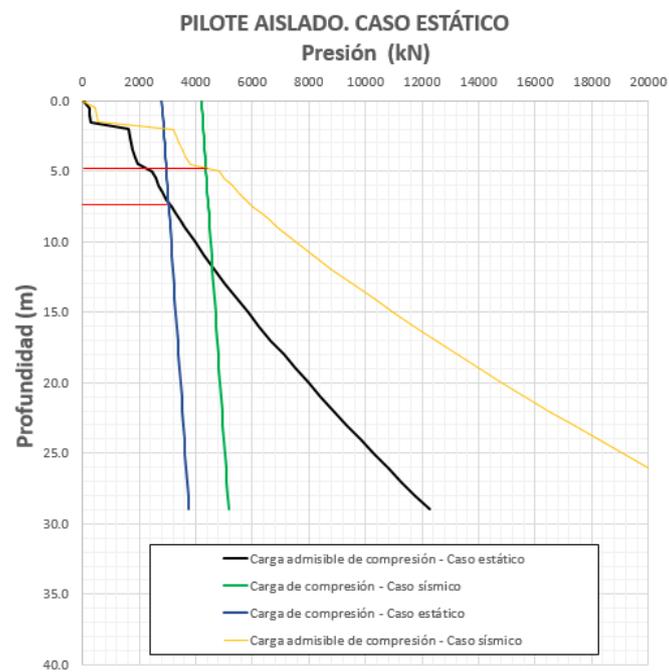


Figura 75. Resultados de cargas en base a profundidad para el Pilar 2 – Caso estático.

Fuente propia, 2019

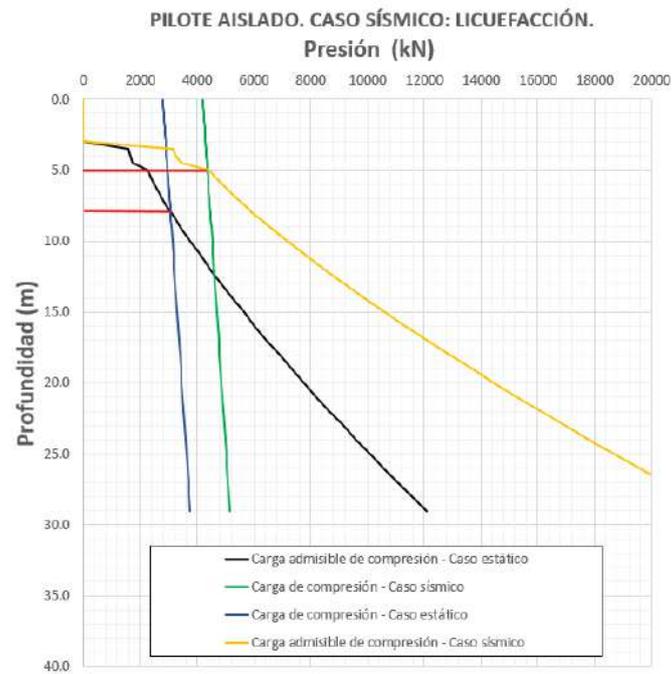


Figura 76. Resultados de cargas en base a profundidad para el Pilar 2 – Caso licuefacción.

Fuente propia, 2019

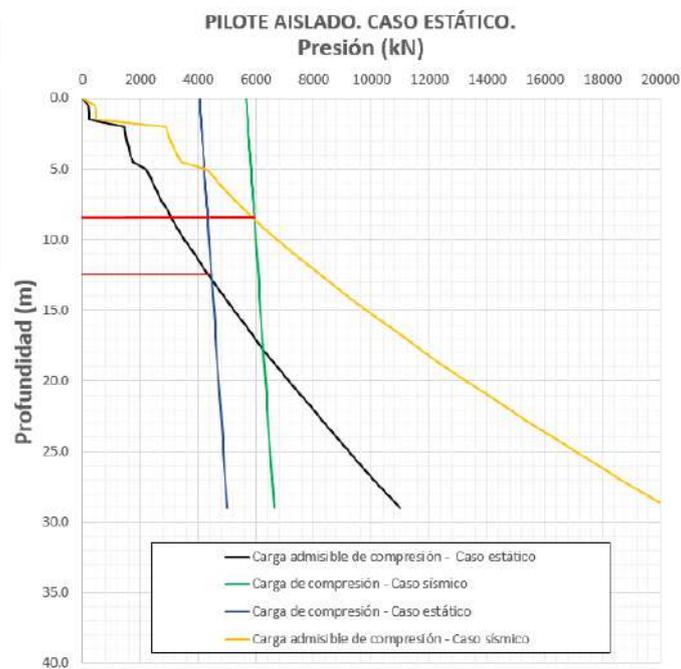


Figura 77. Resultados de cargas en base a profundidad para el Estribo 2 – Caso estático.

Fuente propia, 2019

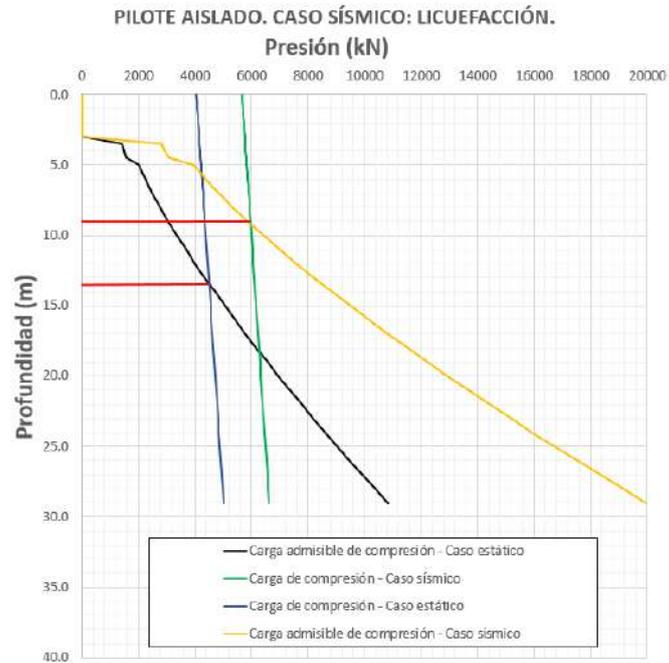


Figura 78. Resultados de cargas en base a profundidad para el Estribo 2 – Caso licuefacción.

Fuente propia, 2019

En el Anexo E se encuentra los cálculos a detalle de los resultados presentados.

Finalmente, las longitudes mínimas determinadas por criterio geotécnico son presentadas en la Tabla 66. Estas longitudes deben ser mayores a las requeridas por carga estructural y a la vez cumplen la longitud mínima de empotramiento de 6D en el estrato resistente.

Tabla 66. Longitud de pilotes.

Apoyo	Número de pilotes	Diámetro de pilotes (m)	Longitud que cumple criterio geotécnico(m)
Estribo 1	10	1.5	15
Pila 1	8	1.5	9
Pila 2	8	1.5	9
Estribo 2	10	1.5	15

Fuente propia, 2019

Finalmente, si se desea tener más detalle de los resultados intermedios se puede consultar en el Anexo E.

6. Análisis multicriterio mediante la metodología CBA y valor económico

Como parte de la determinación de la alternativa de cimentación más conveniente se realiza un análisis multicriterio a través de la metodología Chossing By Advantages (CBA). Esta metodología toma en cuenta las ventajas de las alternativas presentadas para compararlas y decidir por la mejor opción (Suhr, 1999). Por otro lado, se realiza un análisis más a detalle en el ámbito económico, el cual abarca los gastos de adquisición de adquisición de materiales y los de instalación de las técnicas evaluadas.

6.1. Análisis CBA

Para desarrollar un análisis de CBA se deben definir los siguientes términos: alternativas, factores, criterios, atributos, ventajas, y la importancia de cada ventaja. Cabe resaltar que el CBA toma como el costo económico por separado de otros factores, y no lo trata como criterio.

Se tiene como **alternativas** el uso de pilotes y columnas de grava. Asimismo, se entiende como **factores** a las características que servirán de evaluación de las alternativas. Se tienen como factores el impacto ambiental, la innovación, la facilidad de ejecución, el plazo de ejecución, la adaptabilidad de la técnica en el terreno y la resiliencia. El **criterio** se plantea como la regla de decisión establecida por el (los) que toman las decisiones, este varía acorde cada factor. El **atributo** es dado como la cualidad de una alternativa. Finalmente, se entiende como **ventaja** a la diferencia entre atributos de dos o más alternativas (Suhr, 1999).

Una vez definidos todos estos términos se procede a designar la importancia de cada ventaja a la que definiremos como **lofa**. Para este caso de estudio se asigna como lofa una escala de 0 a 100, donde el valor de 100 será asignado a la **ventaja primordial**, y luego acorde su importancia se le asignará un valor entre 0 y 100 a cada factor. Asimismo, para asignar un puntaje a las alternativas en cada factor de evaluación se determina como el valor de la **lofa** del criterio para la alternativa con un mayor atributo, y para las demás alternativas bajo un mismo criterio se realiza un criterio de puntuación lineal en base al valor de su ventaja y teniendo como referencia el valor de **lofa** del criterio evaluado.

Cabe resaltar que los resultados presentados están en base al criterio de especialistas en el rubro de cimentaciones. Como parte del análisis se presenta la siguiente tabla:

Tabla 67. Cuadro de indicadores mediante metodología CBA.

Id	Factores y Criterios	Atributos	Cimentación superficial + columnas de grava	Cimentaciones profundas mediante pilotes perforados	Importancia
1.1	Impacto medioambiental Crit: Más bajo es mejor	Incidencia de los materiales de uso en la generación de CO ₂	Atr: 2 Vent: 1	Atr: 3 Vent: -	60
1.2	Innovación Crit: Más alto es mejor	Impulso creatividad, investigación de técnicas eficientes de diseño.	Atr: 4 Vent: 3	Atr: 1 Vent: -	50
1.3	Instalación y ejecución Crit: Más alto es mejor	Facilidad y versatilidad del desarrollo de las actividades.	Atr: 4 Vent: 2	Atr: 2 Vent: -	70
1.4	Plazo de ejecución Crit: Más bajo es mejor	Tiempo del desarrollo de las actividades de ejecución/instalación.	Atr: 4 Vent: 2	Atr: 2 Vent: -	90
1.5	Adaptabilidad de la técnica Crit: Más alto es mejor	Adecuación a las condiciones del terreno.	Atr: 2 Vent: -	Atr: 5 Vent: 3	100
1.6	Resiliencia Crit: Más alto es mejor	Capacidad de recuperación y mantenimiento en el tiempo.	Atr: 4 Vent: -	Atr: 5 Vent: 1	80
Importancia total de la ventaja			270	180	450

Fuente propia, 2019.

Acorde con lo mostrado en la Tabla 67 se tiene como **ventaja primordial** el factor de adaptabilidad de la técnica, ya que esta es la que determina la viabilidad o no de la ejecución de la técnica en base a las características del suelo a trabajar. Asimismo, el segundo factor más importante es el de plazo de ejecución debido a que el manejo de esta partida es la causante en la mayoría de las ocasiones de retrasos, pérdidas y baja producción. A partir de ello se determinó un determinado peso a los demás criterios de evaluación. El uso de columnas de grava obtiene una puntuación final de 270 superando al valor obtenido por el uso de pilotes, 180. La diferencia entre los puntajes es del 50% con respecto al valor menor, cifra considerable en el análisis.

La justificación para los puntajes presentados para cada factor se presenta a continuación:

- **Impacto medio ambiental:** El mayor suministro para los pilotes es el concreto, el cual es una mezcla de arena, gravas, agua y cemento. Para la fabricación del cemento se realizan una serie de procesos que generan aproximadamente el 8% del dióxido de carbono en el mundo (Rodgers, 2018). Este valor es muchísimo mayor al generado por la obtención de grava, el cual consiste, principalmente, en el machacado de rocas.
- **Innovación:** La técnica de pilotaje existe hace muchos años; por lo general, se opta por esta alternativa cuando el uso de cimentaciones superficiales no resulta viable, esto sin importar el gran coste y poca eficiencia que se pueda generar. Muchos la eligen por el gran uso que tiene y metodologías conocidas, las cuales en la gran mayoría ya llevan años. Es así como los tratamientos de terreno buscan resultados menos costosos, más

eficientes y que generen alternativas de solución con mayor adaptabilidad a cada proyecto.

- **Instalación y ejecución:** Si bien ambas técnicas necesitan personal técnico y profesional especializado, y con experiencia en el desarrollo de este tipo de proyectos. El espacio, la infraestructura y los procesos de instalación son más complejos para el caso de pilotaje. Esto debido a la necesidad de implementar una zona de procesamiento de lodos bentoníticos, acopio de refuerzo y desmonte, habilitación de concreto, resguardo de maquinaria entre otros para la opción de cimentación pilotada. Por otro lado, para la alternativa de columnas de grava es necesario la zona de acopio de grava y resguardo de maquinaria. Todo esto es parte de la influencia del en la producción que se pueda lograr al final de la jornada.
- **Plazo de ejecución:** El rendimiento esperado mediante la metodología de pilotes es de aproximadamente de 1.5-3.0 m/h, generando un proceso lento y poco productivo que se traduce en un costo mayor. Asimismo, el rendimiento para la instalación de columnas de grava mediante vía seca/bottom feed es de aproximadamente 17-23 m/h, lo cual acelera la productividad del proceso y genera significativos ahorros de tiempo y dinero.
- **Adaptabilidad de la técnica:** Las cimentaciones pilotadas tienden a tener una mayor adaptabilidad para un mayor rango de suelos a la que han sido diseñadas. Por este motivo, estas poseen factores de seguridad y sobrediseño muy altos, siempre y cuando se hayan ejecutado de manera correcta. Por otro lado, las columnas de grava son una alternativa muy eficiente, pero limitada al terreno para el cual ha sido diseñado y considerando una correcta parametrización de propiedades. Por este motivo, es necesario realizar una serie de pruebas de control que permitan verificar el correcto funcionamiento del diseño.
- **Resiliencia:** Los elementos tipo pilote al ser de concreto pueden mantenerse estables y sin daños considerables siempre y cuando se encuentren rodeados de suelo ya sea saturado o no. Sin embargo, es de importancia haber identificado correctamente el contenido de sulfatos, cloruros y sales para una adecuada elección del tipo de cemento a usar. Por otro lado, para que las columnas de grava tengan un correcto funcionamiento a través del tiempo es necesario que se mantenga el confinamiento proporcionado por el suelo ubicado alrededor de estas. Si se produjesen cambios significativos a las propiedades elásticas y/o resistentes del suelo es posible que esto afecte al desempeño de las inclusiones de grava, mientras que los pilotes no se verían perjudicados.

Asimismo, mediante el gráfico radial de la Figura 79 se observan los resultados del análisis CBA realizado. Esta muestra que la alternativa más conveniente de cimentación es aquella realizada mediante el uso de columna de grava, ya que esta brinda en conjunto apreciaciones más valoradas en comparación al uso de pilotes perforados. Es así como, de los 6 factores evaluados, el uso de columnas de grava posee una puntuación mayor en 4 de ellas relegando a solo 2 criterios para el uso de pilotes. Sin embargo, se debe tener en cuenta el análisis económico, el cual es analizado en el siguiente ítem.

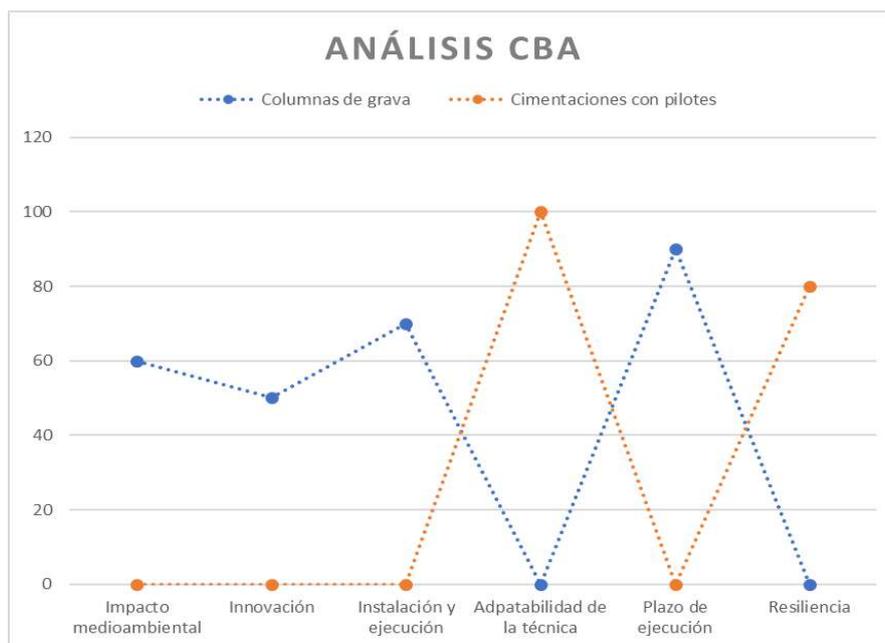


Figura 79. Gráfico de líneas de valores CBA.

Fuente propia, 2019.

Asimismo, se presenta el siguiente cuadro comparativo en el cual se describen características constructivas para ambas metodologías.

Tabla 68. Cuadro comparativo entre columnas de grava y pilotes.

Columnas de grava	Pilotes
<p>Cuadrilla de campo:</p> <ul style="list-style-type: none"> • 1 Peón • 1 Operador de vibrocompactadora • 1 Capataz <p>Aumento de densidad del suelo, debido a la reducción de vacíos generada por la penetración y desplazamiento del suelo al momento de introducir la vibrocompactadora.</p> <p>Debido a que no se extrae terreno, el área de trabajo permanece limpia y seca durante el proceso constructivo.</p> <p>La máquina vibrocompactadora permite identificar el momento en el cual se llega al rechazo o estrato firme.</p> <p>Al final de su ejecución no genera grandes excesos de material, grava, debido a que este se compacta al</p>	<p>Cuadrilla de campo:</p> <ul style="list-style-type: none"> • 3 Peones • 3 Operarios • 1 Operador de pilotera • 1 Capataz <p>Al perforar el suelo, este se relaja y pierde compacidad al borde de la perforación. Esto genera la posibilidad de pérdida de estabilidad por lo que es necesario usar lodos bentoníticos o casing a modo de sostenimiento.</p> <p>Debido a que se extrae suelo, es necesaria la limpieza constante en el área de trabajo.</p> <p>El equipo perfora hasta la profundidad establecida, la cual se controla a través de instrumentación especializada.</p> <p>Genera grandes desperdicios en la superficie, debido a que cada elemento debe ser descabezado para</p>

Columnas de grava	Pilotes
momento de instalación y se detiene el suministro al llegar a la superficie.	luego este sea empalmado con el encepado de la cimentación.
Se opta como longitud máxima de tratamiento el valor de 15-20 m, debido a que mayores profundidades se necesitan maquinaria especializada y no resulta económico por la cantidad de material a suministrar.	Se puede llegar a profundidades mayores a los 30 m, esto depende de las características del terreno, material y maquinaria.

Tomado de “*Construcción de columnas de grava para aumentar la capacidad portante de suelos blandos*”, por Castillo, 2015.

6.2. Análisis de costo y tiempo

En el presente acápite se realiza el análisis económico tanto para las alternativas de cimentación de columnas de grava como las de pilotes.

6.2.1. Costo de columnas de grava

Para la presente opción de cimentación se ha considerado el uso de la metodología vía bottom feed de manera que se pueda garantizar la continuidad de la columna. Debido a la cantidad de metros lineales, diámetro de las columnas y ubicación del proyecto se consideran los siguientes costos:

Tabla 69. Resumen por partidas para columnas de grava.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario (\$)	Costo parcial (\$)
Movilización y desmovilización					41,905.00
1	Movilización y desmovilización de equipos de perforación hacia el lugar de ejecución.	glb	1.00	27,880.00	27,880.00
2	Movilización de accesorios.	glb	1.00	14,025.00	14,025.00
Trabajos a realizar					190,611.04
3	Suministro de grava para las inclusiones y capa superior.	m ³	630.10	24.62	15,513.04
4	Perforación e instalación de columnas de grava con diámetro de 0.70 m, mediante la metodología bottom feed. Incluye trabajos de preforos y en campo de prueba.	ml	1,591.80	110.00	175,098.00
Control de calidad					15,000.00
5	Prueba de carga	und	1.00	15,000.00	15,000.00
TOTAL				USD (\$)	247,516.04
				Soles (S/.)	819,278.10

Fuente propia, 2018.

Teniendo en consideración los costos asignados se tiene un total de \$ 247 516.04 dólares americanos, lo cual viene a ser S/. 819 278.10 soles para la ejecución del sistema de columnas de grava. La distribución de los costes se observa en la siguiente figura.

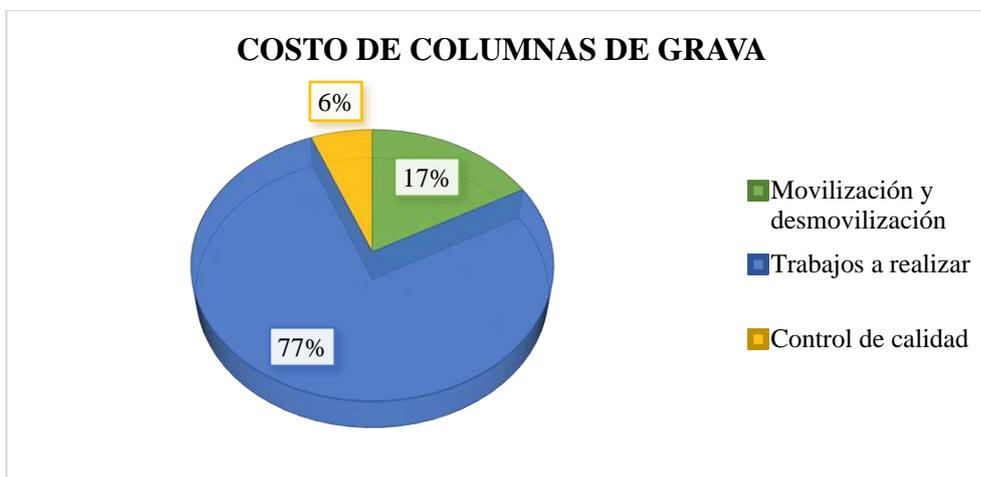


Figura 80. Distribución de costos en columnas de grava.

Fuente propia, 2019.

Como se observa en la figura anterior el grueso del costo se concentra en el montaje e instalación de las columnas de grava, ya que para el presente proyecto se ha determinado un valor total de 1 590 metros lineales de esta técnica. Asimismo, se observa que los trabajos de movilización y desmovilización de maquinarias y equipo, no incide en gran magnitud en el coste total de la técnica, ya que el proyecto se encuentra en un área urbana de fácil acceso.

6.2.2. Costo de cimentación profunda

Se considera un peso de 62 kg de acero por metro lineal de pilote para un diámetro de 1.50 m. Además, el cemento a usar es el tipo II ($f'_c=280\text{kg/cm}^2$). Asimismo, la empresa contratada se ocupa de realizar la perforación, armado del acero, vaciado de concreto, instalación y pruebas de los pilotes; por ello, el contratista se encargará de conseguir el concreto y el acero. Es importante recalcar que los precios se han considerado para la ejecución de las actividades en la zona de estudio: ciudad de Piura.

Cabe resaltar, que según la norma E.050 es necesario que a cada pilote se le realice una prueba de integridad, en este caso, dada la importancia del proyecto, se ha propone los ensayos PIT para cada pilote. Asimismo, por cada cimentación se propone realizar una prueba tipo Cross Hole. El resumen de costos se presenta en las siguientes tablas.

Tabla 70. Resumen por partidas para pilotes.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario (\$)	Costo parcial (\$)
Movilización y desmovilización					33 573.00
1	Personal, equipos de perforación (1 pilotera), herramientas y materiales necesarios para la ejecución de los trabajos de pilotes. Se incluye movilización interna entre estribos y pilares.	glb	1.00	33 573.00	33 573.00
Trabajos a realizar					559 140.32
4	Suministro de grava de concreto premezclado $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$	m^3	823.84	170.00	140 052.80
5	Suministro de acero estructural corrugado $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, grado 60	kg	27 528.00	1.34	36 887.52
5	Perforación de pilotes con diámetro de 1.50 m incluye la excavación del pilote, la instalación de la armadura y concreto.	ml	444.00	770.00	341 880.00
5	Descabece de pilotes H máx= 1.5 m	und	36.00	1 120.00	40 320.00
Control de calidad					13 520.00
6	Prueba de integridad tipo PIT	und	36.00	150.00	5 400.00
7	Ensayo Cross Hole	und	4.00	230.00	920.00
8	Prueba de carga	und	2.00	3 600.00	7 200.00
TOTAL				USD (\$)	606 233.32
				Soles (S/.)	2 006 632.29

Fuente propia, 2019.

Teniendo en consideración los costos asignados se tiene un total de \$ 606 233.32 dólares americanos, lo cual viene a ser S/. 2 006 632.29 soles para la ejecución del sistema de cimentación profunda mediante pilotes. La distribución de los costes se observa en la siguiente figura.



Figura 81. Distribución de costos en la alternativa pilotada.

Fuente propia, 2019.

Como se observa en la figura anterior el grueso del costo se concentra en los trabajos a realizar, los cuales consisten en el suministro de materiales e instalación de los elementos rígidos, para las características del proyecto. Asimismo, se observa el gran número de pruebas de control de calidad, esto para poder asegurar un correcto funcionamiento de la estructura durante su vida útil.

6.2.3. Comparativo de costos: Cimentación con zapatas + columnas de grava vs Cimentación con pilotes

Se observa un costo menor para la implementación de columnas de grava con respecto al uso de pilotes. Esta diferencia con respecto al precio de los pilotes es de \$358 717.28 dólares americanos, como se muestra en la Figura 82, cifra importante para el desarrollo de proyectos de infraestructura de esta índole.

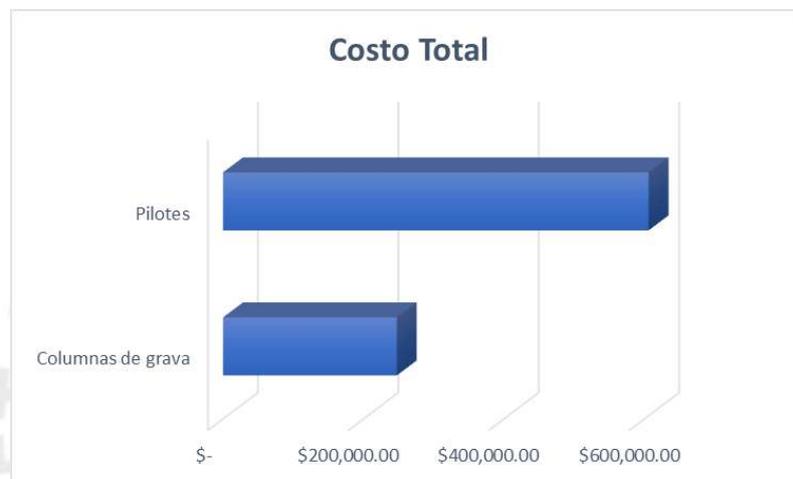


Figura 82. Comparativa de costos totales

Fuente propia, 2019.

Asimismo, se determina que el gran grosor de ahorro se encuentra en los trabajos a realizar, ya que este representa una diferencia de \$ 368 529.28 dólares americanos.



Figura 83. Comparativa de costes: trabajos a realizar.

Fuente propia, 2019.

Asimismo, según la Figura 84, se observa una diferencia a favor de los pilotes en los costos de movilización y desmovilización. La diferencia entre las dos alternativas para este criterio es de alrededor del 20%. Esto debido a que la maquinaria usada para la ejecución de columnas de grava requiere una logística más desarrollada.



Figura 84. Comparativa de costes: movilización y desmovilización.

Fuente propia, 2019.

En la Figura 85 se observa la diferencia entre costos de control de calidad. Como se puede apreciar, el uso de columnas de grava posee un costo más elevado. Esto debido a que al ser una técnica innovadora y no tan usada en el ámbito local es necesario corroborar las propiedades elásticas y resistentes asumidas, para así asegurar un correcto diseño y funcionamiento de la técnica.



Figura 85. Comparativa de costes: montaje e instalación.

Fuente propia, 2019.

7. Conclusiones y Recomendaciones

Como resultado del presente trabajo de investigación se llegaron a las siguientes conclusiones y recomendaciones:

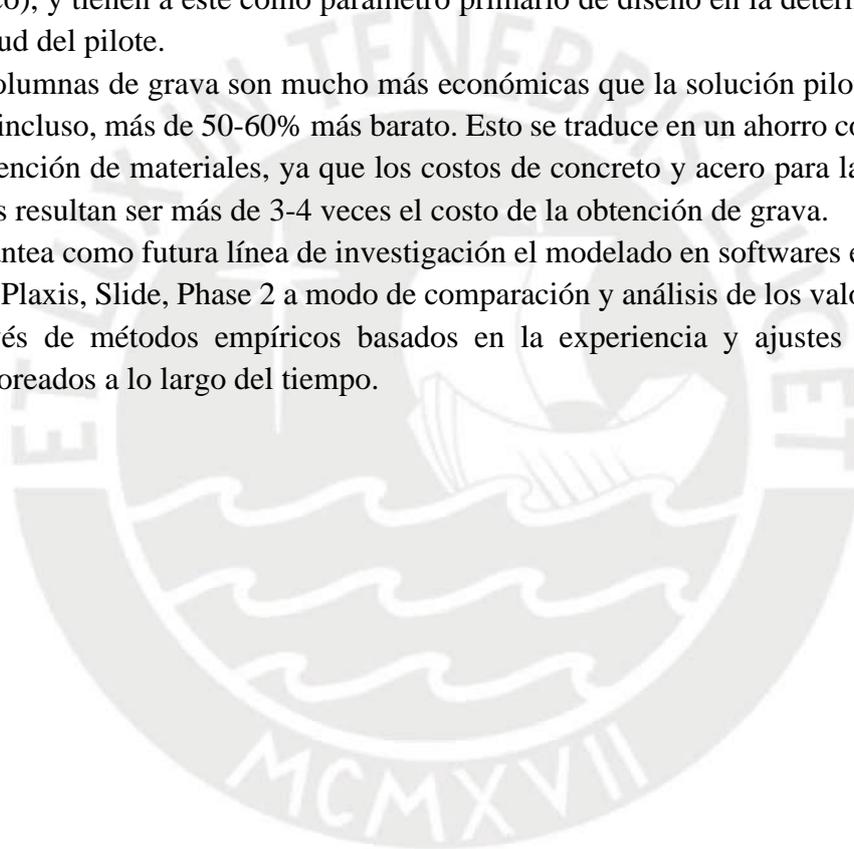
- La realización de una correcta campaña geotécnica y la adecuada interpretación de los ensayos realizados conlleva a una acertada elección de parámetros resistentes y elásticos, ya que permite conocer las propiedades que rigen el comportamiento del suelo.
- El apoyo de estudios geológicos, geodinámica e hidrogeológicos nos permiten identificar posibles riesgos de una determinada zona de estudio, los cuales, en muchas ocasiones, no podrían ser reconocidos únicamente por una campaña geotécnica. Ejemplo de ello es el conocimiento de intensas precipitaciones, lo que implica una posible elevación del nivel freático presente.
- Los valores de resistencia obtenidos en el área de estudio mediante el ensayo SPT en presencia de arenas suelen ir incrementándose a medida que se inspecciona a mayores profundidades. Este mismo comportamiento se percibe en la lectura de velocidades de ondas de corte obtenidas a partir de ensayos geofísicos como MASW y MAM.
- Para la determinación de parámetros resistentes es preferible tomar como datos de partida los resultados de ensayos SPT, debido al amplio estudio y aceptación de la literatura. Asimismo, para la determinación de parámetros elásticos es preferible usar como datos de partida los resultados obtenidos de ensayos geofísicos, ya que estos generan deformaciones muy pequeñas, las cuales podemos considerar que se encuentran dentro del rango elástico.
- El porcentaje de finos presentes en el terreno y el número de golpes del ensayo SPT influye de manera considerable en la determinación de la susceptibilidad al fenómeno de licuefacción.
- El asentamiento es el factor más susceptible al incumplimiento de los requerimientos de las estructuras cuando se encuentra cimentada sobre un suelo granular arenoso poco denso en comparación a la capacidad de carga del suelo por criterio de resistencia al corte. Esto debido a que por causa del reacomodo de las partículas sueltas del suelo origina a ocupar los vacíos iniciales del suelo generando así asentamientos superficiales.
- El uso de alternativas distintas a las cimentaciones superficiales como las técnicas de tratamientos de terreno o cimentaciones profundas se hace necesario al presentarse un terreno con alto potencial de licuefacción, ya que si se quisiese aplicar cimentaciones superficiales sin ningún tratamiento, posiblemente, se necesitaría taludes muy altos, grandes volúmenes de excavación y requerimiento de estabilización de taludes, hasta alcanzar las profundidades no licuables.
- El empleo de técnicas de mejoramiento de terreno permite reducir las dimensiones de las cimentaciones de terreno, zapatas, en comparación al diseño sin la implementación de estas técnicas. Esto se traduce en un ahorro económico en las partidas correspondientes al desarrollo de zapatas.
- La mejora de terreno a través de columnas de grava incrementa considerablemente la compacidad en terrenos granulares, propiedad base para la determinación de

licuefacción. De esta manera al realizar el análisis de licuefacción con las propiedades mejoradas, se incrementan considerablemente los valores de CRR conllevando al cambio de estado susceptible a no susceptible de licuefacción. Asimismo, esta técnica mitiga el potencial de licuefacción debido a su capacidad de drenaje.

- Debido a la rigidez de las columnas de grava se genera la concentración de esfuerzos en estos elementos. Esto genera la liberación del suelo de sobrellevar cargas elevadas mayores a su admisible. Asimismo, disminuye considerablemente los valores de asentamientos en las cimentaciones, ya que las columnas poseen propiedades elevadas de resistencia y deformabilidad en comparación al suelo natural.
- Cuando se analiza la capacidad de carga por criterio de resistencia al corte en un suelo mejorado, hay que considerar que los parámetros resistentes de cálculo no son únicamente los del conjunto equivalente, pues el mecanismo de falla del terreno se desarrolla a lo largo de terreno mejorado y terreno sin mejorar.
- El uso de pilotes realiza la función del cumplimiento de capacidad admisible; sin embargo, en el caso de cargas moderadas como el caso de estudio de esta tesis, esta solución no es eficiente ya que se sobredimensionan estos elementos conllevando a que, posiblemente, no se logre usar la mayor capacidad de carga a lo largo de la vida útil de la cimentación.
- Las metodologías de Priebe y Edométrico proporcionan resultados muy similares para factores de mejora, debido a que tienen como base la relación entre módulo de deformabilidad de la columna y el suelo; sin embargo, si se desea realizar un análisis más fino y eficiente es recomendable el uso del método de Priebe debido a las diversas consideraciones que toma en cuenta. Asimismo, el método Edométrico es recomendable para un primer análisis debido a su facilidad de aplicación y resultados aproximados.
- Para el caso de estudio, el valor de asentamiento se mantiene prácticamente constante para valores de razón de sustitución mayores a 0.60. Esto indica que no necesariamente se debe copar al suelo de la mayor cantidad de elementos con grava para obtener los mejores resultados.
- En el proyecto presentado se observa que para razones de sustitución pequeñas, del orden de 0.05, los diámetros de columnas se encuentran por lo general alrededor de 0.4 m. Asimismo, para razones de sustitución mayores a 0.50 el espaciamiento obtenido suele ubicarse alrededor de 1.00 m. Así es que para valores superiores de 0.50-0.60 la influencia de mejora no se ve significativamente diferenciada a manera que va aumentando el valor de la razón de sustitución (a_s). Por este motivo se recomienda el uso de a_s hasta de 0.50 en el diseño de columnas de grava.
- El uso de columnas de grava no solo es beneficioso en el ámbito económico sino, también, en otros aspectos que abarcan el desarrollo del proyecto como producción, adaptabilidad, impacto ambiental, innovación y ejecución en comparación al uso de cimentación pilotada. Esto se muestra en el análisis CBA realizado en el que un grupo de expertos puntuó a la solución de columnas de grava como la alternativa más beneficiosa entre las propuestas.
- Se concluye que los asentamientos resultantes después de la mejora a través de columnas de grava son mayores a través de la metodología de Steinbrenner y

Edométrico en comparación con Priebe. Esto debido a las consideraciones de cada método, siendo el de Priebe el más minucioso y exhausto con los parámetros y mejoras del sistema; sin embargo, los otros dos (Edométrico y Steinbrenner) toman en consideración básicamente los espesores y parámetros elásticos de las unidades geológicas-geotécnicas en estudio lo que hace que resulte en valor de asentamientos someros.

- Las inclusiones de grava, al no producirse extracción de terreno, densifican de manera natural y aumenta la densidad el suelo circundante, incrementando así la compacidad del suelo. De esta manera, se obtienen valores de resistencia para el conjunto de suelo más favorables en comparación a lo iniciales.
- Los pilotes excavados bajo la presencia de arenas sueltas a medianamente densas se rigen básicamente por la carga a compresión en Estado Límite de Resistencia (caso estático), y tienen a este como parámetro primario de diseño en la determinación de la longitud del pilote.
- Las columnas de grava son mucho más económicas que la solución pilotada, llegando a ser, incluso, más de 50-60% más barato. Esto se traduce en un ahorro considerable en la obtención de materiales, ya que los costos de concreto y acero para la ejecución de pilotes resultan ser más de 3-4 veces el costo de la obtención de grava.
- Se plantea como futura línea de investigación el modelado en softwares especializados como Plaxis, Slide, Phase 2 a modo de comparación y análisis de los valores obtenidos a través de métodos empíricos basados en la experiencia y ajustes de resultados monitoreados a lo largo del tiempo.



8. Bibliografía

- AASTHO, A. (2014). *AASTHO LRFD Bridge Design Specifications*. AASTHO. Recuperado el 18 de Febrero de 2019
- Alburqueque, P. (2014). Cimentaciones profundas: notas de clase. (pág. 36). Campinas: Barao Geraldo. Recuperado el 29 de Noviembre de 2018
- Alva Hurtado, J. (1983). Breve historia de la Licuación de Suelos en el Perú. *IV Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*. Lima, Perú.
- Atkinson. (1991). Experimental determination of soil properties. *Proceedings of the 10th ECSMFE*, (pág. 915).
- Balaam, N., & Poulos, H. (1976). Analysis of granular pile behavior using finite elements. *Conference on finite Elements Methods in Engineering*, (págs. 1-13). Adelaide - Austria.
- Bambague, E. (12 de Noviembre de 2018). *prezi.com*. Recuperado el 17 de Marzo de 2019, de <https://prezi.com/hyi3jfrtlylv/modulo-de-elasticidad-del-suelo-a-partir-de-enos-de-laborato/>
- Bielza Feliu, A. (1999). *Manual de técnicas de mejora del terreno*. Madrid: Entorno Gráfico.
- Bjerrum, L. (1963). Allowable settlement of structures. *In Proceedings of the 3rd European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (págs. 135-137). Wiesbaden, Germany.
- Burland, J. (1977). Behaviour of foundations and structures. *9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Tokyo.
- Castillo, F. (2015). *Construcción de columnas de grava para aumentar la capacidad portante de suelos blandos*. Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Castro, J. (2008). *Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava*. Santander: Universidad de Cantabria - Departamento de ciencia e ingeniería del terreno y los materiales.
- Charles, J., Burford, D., & Watts, K. (1981). Field Studies of the Effectiveness of Dynamic Consolidation. *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3. Estocolmo. Recuperado el 18 de Noviembre de 2018
- Chu, J., Varaksin, S., Klotz, U., & Mengé, P. (2009). Construction Processes. *17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Alexandría - Egypt: International Society fo Soil Mechanics and Geotechnical.
- Coronilla, N. (2015). *Estudio de la mejora de terreno mediante columnas suelo-cemento tipo mixpile*. Málaga: Universidad de Málaga.
- Cosapi. (15 de Marzo de 2019). Obtenido de <https://www.cosapi.com.pe/Site/Index.aspx?aID=933>

- Das, B. (2016). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. México DF: International Thomson.
- Dhouib, A., & Blondeau, F. (2005). Méthodes de justification. In *Colonnes Ballastées. Presses des Ponts et Chaussées*, (págs. 142-144). París.
- FHWA , U. F. (2011). *LRFD Seismic Analysis and Design of*. New York.
- Georgia Institute of Technology. (15 de Noviembre de 2018). *Geosystems*. Obtenido de <http://geosystems.gatech.edu/Research/gpr.html>
- Gutiérrez, M. (2018). Sistema de refuerzo de suelo mediante pilas de agregado compactado Geopier. *Congreso Nacional de Ingeniería Civil*. Lima.
- Holtz, R., & Kovacs, W. (1981). *An introduction to geotechnical engineering*. New Jersey: Prentice Hall.
- Hunt, R. (2005). *Geotechnical Engineering Investigation Handbook* (2 ed.). CRC Press.
- INEI, I. N. (2013). *Censo Nacional Económico*. Lima: INEI.
- INGEMMET. (15 de Febrero de 2019). *Instituto geológico, minero y metalúrgico*. Obtenido de <http://www.ingemmet.gob.pe/>
- Ingeoexpert . (2019). Curso sobre Interpretación de Ensayos Geotécnicos. En I. M. Abad.
- INSTITUTO NACIONAL DE DEFENSA CIVIL (INDECI) & UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA (UNP). (2001). *Estudio de mecánica de suelos y mapa de peligros de la ciudad de Castilla*. Castilla. Recuperado el 15 de Marzo de 2019
- Instituto Nacional de la Calidad. (2017). Normas Técnicas Peruanas. 339.152 y 339.177. Lima. Recuperado el 16 de Diciembre de 2018, de <https://www.inacal.gob.pe/cid/categoria/catalogo-bibliografico>
- Ishihara, K. (1996). *Soil behaviour in earthquake geotechnics*. Oxford: Oxford University Press.
- Kirsch, K., & Kirsch, F. (2010). *Ground Improvement by Deep Vibratory Methods*. London and New York: Spon Press.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice Hall.
- López, Á. (1983). *Mejora geotécnica del suelo*. España: Consejo Superior de Investigaciones Científicas.
- Martí, J., González, F., & Yepes, V. (2004). *Temas de procedimientos de construcción. Mejora de terrenos*. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
- Menard. (2016). *Manual de dimensionado y ejecución - Tratamiento de mejora y/o refuerzo del terreno mediante columnas de grava*. Madrid: Menard.
- Menard. (2016). *Manual de diseño - Ejecución y control de técnicas densificación de suelos por métodos dinámicos*. Madrid: Menard.

- Menard. (2019). *Ground Improvement technologies*. Lima.
- Menard. (s.f.). *Manual de dimensionado y ejecución. Tratamiento de mejora y/o refuerzo mediante Columnas de Módulo Controlado*. Madrid: Menard.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (Diciembre de 2018). *Manual de Puentes*. Lima. Recuperado el 14 de Julio de 2019, de https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/MANUALES%20DE%20CARRETERAS%202019/MC-04-16%20Manual%20de%20Puentes%202018.pdf
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Norma Técnica E.050 "Suelos y Cimentaciones". Lima: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO). Recuperado el 15 de Diciembre de 2018, de <https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-registro-nacional-de-edificaciones-rne>
- Mitchell, K. (1981). Soil Improvement - State of the Art Report. *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (págs. 509-559). Estocolmo.
- Peck, , R. B., Hanson, W. E., & Thornburn, T. H. (1974). *Foundation Engineering, 2nd ed.* Nueva York: Wiley.
- Pérez, A. (09 de Marzo de 2018). *Universitat Jaume I*. Obtenido de http://www.mecapedia.uji.es/coeficiente_de_Poisson.htm
- PHRI. (1997). *Handbook on liquefaction remediation of reclaimed land*. Rotterdam: A.A. Balkema.
- Priebe, H. J. (1995). *The Design of vibro replacement*.
- Rivera , M., Piedra, R., & Paripanca, Y. (2016). *Ensayos Geofísicos de Refracción Sísmica y de Medición de Ondas de Corte (MASW y MAM) para usos de cimentación en obras de edificaciones*. (Civilizate, Ed.) Recuperado el 20 de Noviembre de 2018, de *Revistas PUCP* : <http://revistas.pucp.edu.pe/index.php/civilizate/article/view/18630/18868>
- Rodgers, L. (17 de Diciembre de 2018). *BBC*. Obtenido de British Broadcasting Corporation: <https://www.bbc.com/mundo/noticias-46594783>
- Rodríguez, M. A., & Torpoco, F. A. (2015). *Manual de construcción e instalación de pilotes según la práctica de empresas especializadas en el Perú*. Lima: PUCP.
- Schaefer, V. (2012). *A Comprehensive We. Ground Improvement in the 21st Century*. FHWA.
- Seed , H., & Idriss, I. (1982). *Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes*. Oakland: Earthquake Engineering Research Institute Monograph.
- Seed, H., & Idriss, I. (1970). Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses. *Earthquake Engineering Research Center* (págs. 79-92). Berkeley, California: University of California .

- Senahmi. (15 de Abril de 2017). *Senahmi*. Obtenido de <https://www.senamhi.gob.pe/?p=descarga-datos-hidrometeorologicos>
- Skempton, A. (1986). *Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sand of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation*. doi:10.1680
- Sobrecases, S. (2018). *Tratamiento del terreno - Innovación y tendencias en el diseño de cimentaciones*. Lima: PUCP. Recuperado el 26 de Noviembre de 2018
- Suhr, J. (1999). *The Choosing By Advantages Decisionmaking System*. Westport, Connecticut: Quorum Books.
- Terzaghi, K., & Peck, R. (1973). *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica*. Madrid: El Ateneo.
- Terzagui, K., & Peck, R. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York.
- TYPSA. (2018). *Tratamientos del terreno para la mitigación del riesgo de licuefacción en suelos*. Madrid: TYPSA.
- Universidad de Navarra. (2003). *Manual de edificación: mecánica de los terrenos y cimientos*. Navarra: Fondo editorial de la Universidad de Navarra.
- WMO, W. (15 de Diciembre de 2017). *World weather*. Obtenido de <https://worldweather.wmo.int/029/c00106.htm>
- Wolff, T. F. (1989). Pile Capacity Prediction Using Parameter Functions. *Predicted and Observed Axial Behavior of Piles, Results of a Pile Prediction Symposium* (págs. 96-106). Evanston: Geotechnical Engineering Division.
- Yepes, V. (30 de Diciembre de 2018). *victoryepes.blogs.upv.es*. Obtenido de <https://victoryepes.blogs.upv.es/tag/deep-soil-mixing/>
- Youd, T., & Idriss, I. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, (págs. 297-313).
- ZER Geosystem. (2018). *Ensayos Geofísicos*. Lima.

9. ANEXOS

9.1. Anexo A:

Figura A1. Perfil Geológico Geotécnico.

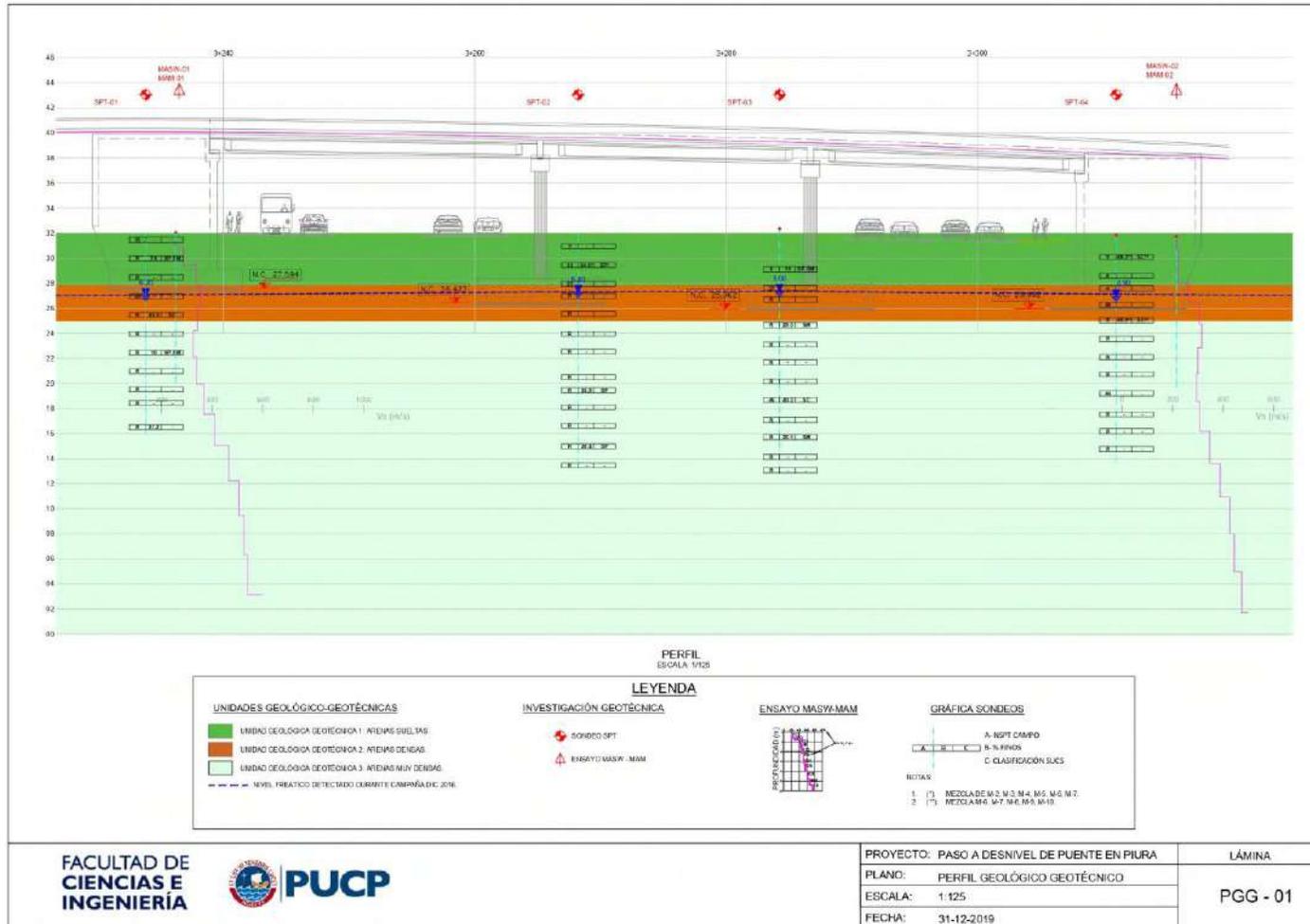
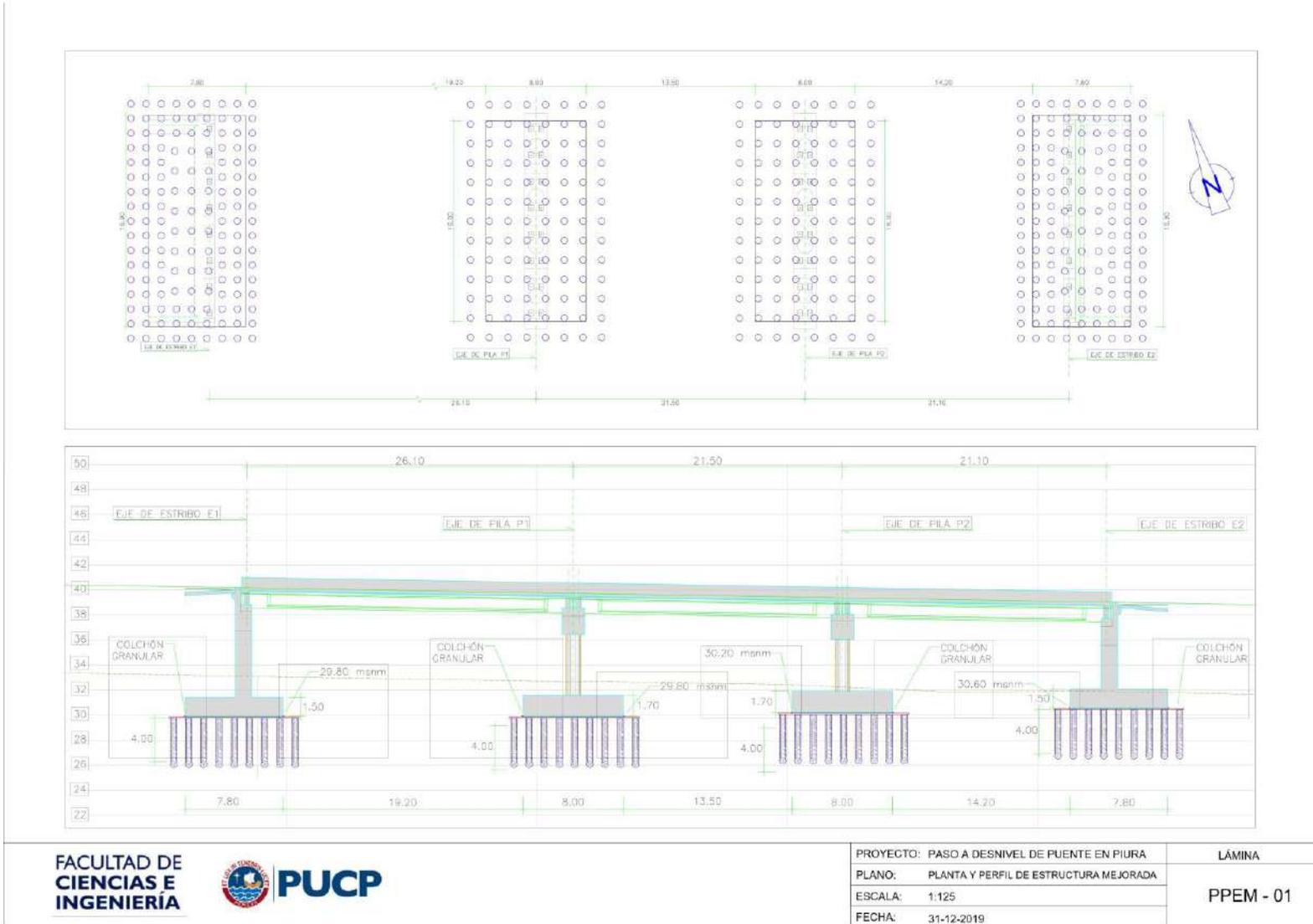


Figura A2. Planta y perfil de puente mejorado con columnas de grava.



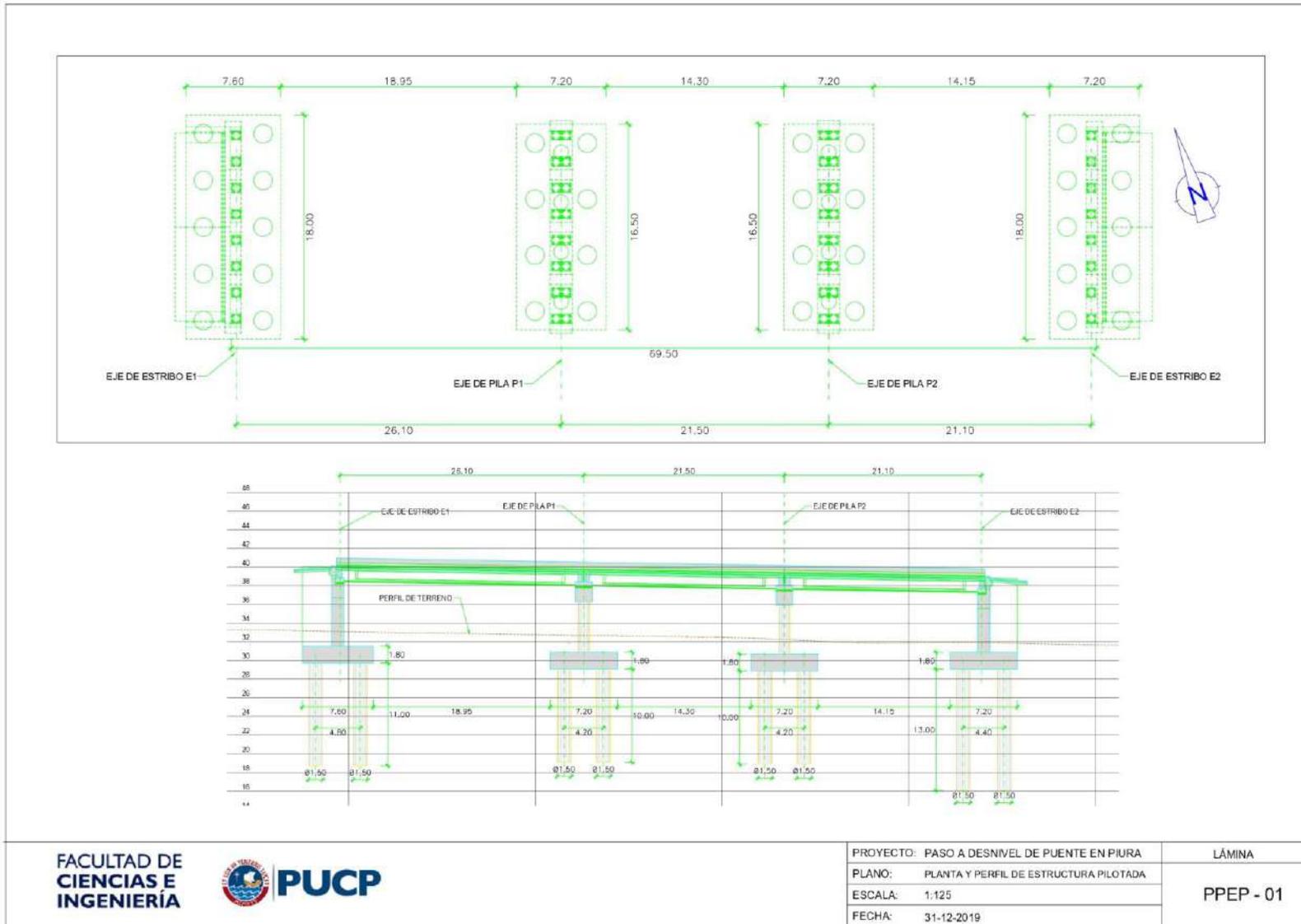
FACULTAD DE
CIENCIAS E
INGENIERÍA



PROYECTO: PASO A DESNIVEL DE PUENTE EN PIURA
 PLANO: PLANTA Y PERFIL DE ESTRUCTURA MEJORADA
 ESCALA: 1:125
 FECHA: 31-12-2019

LÁMINA
 PPEM - 01

Figura A3. Planta y perfil de puente con cimentación profunda.



FACULTAD DE
CIENCIAS E
INGENIERÍA



Tabla B4. Pila 02 - Estado Límite de Servicio: cimentación sin tratamiento. Capacidad de carga.

Apoyo:		PILA 2		
FORMULACION				
El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:				
$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1 (z, A, B) - N \phi_2 (z, A, B))$				
donde q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) M = 1 - ν² N = 1 - ν - 2ν² n = z/B m = A/B				
$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - n} \right) + n \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - 1} \right) \right\}$				
$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \arctg \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{1/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)		1.60		
Longitud total del elemento de cimentación (m)		16.00		
Anchura total del elemento de cimentación (m)		8.00		
Número de capas deformables		3		
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)		12.00		
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z (inicial) (m)	E (kg/cm²)	Poisson	S (cm)
ESTRATO 1	0.0	240	0.3	1.0
ESTRATO 2	2.3	440	0.3	0.7
ESTRATO 3	5.1	650	0.3	0.8
S en el centro				2.5
S en la esquina				0.7

Tabla B5. Estribo 01 - Estado Límite de Resistencia y Evento Extremo: cimentación sin tratamiento. Capacidad de carga.

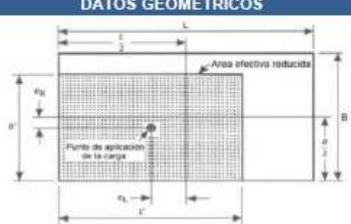
Apoyo:		ESTRIBO 1															
FORMULACION																	
Apartado 10.6.3.1.2 AASHTO 2014																	
$q_h = c \cdot N_{cm} + \gamma \cdot D_f \cdot N_{qm} \cdot C_{wq} + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_m \cdot C_{wy}$																	
q _h	Capacidad de carga última																
c	Cohesión de cálculo																
γ	Peso específico del terreno																
B*	Anchura equivalente de la fundación																
N _q , N _c , N _γ	Factor de capacidad de carga																
d _q	Factor de corrección por profundidad																
i _q , i _c , i _γ	Factor de corrección por inclinación de la carga																
s _q , s _c , s _γ	Factor de corrección por forma de la fundación																
$N_{qm} = N_q \cdot s_q \cdot i_q \quad N_{cm} = N_c \cdot s_c \cdot i_c \quad N_{γm} = N_γ \cdot s_γ \cdot i_γ$																	
DATOS DE CALCULO																	
Profundidad del sello de fundación (m)	D _f	2.3															
Profundidad del nivel freático (m)	h _w	0.0															
Densidad aparente (KN/m ³)	γ _{ap}	17.3															
<input type="radio"/> Situación a corto plazo <input checked="" type="radio"/> Situación a largo plazo																	
Cohesión del terreno bajo el plano de fundación	c (kPa)	0															
Ángulo de rozamiento interno bajo fundación	φ (°)	29															
Cohesión sin drenaje	c _u (kPa)	0															
FACTORES CORRECTORES																	
Presencia de nivel freático																	
D _w	C _{wq}	C _{wγ}															
0	0.5	0.5	C _{wq} 0.50														
D _f	1	0.5	C _{wγ} 0.50														
>1.5B+D _f	1	1															
Capacidad de carga																	
$N_q = \frac{1 + \tan \phi}{1 - \tan \phi} \cdot e^{-\pi \cdot \tan \phi} \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} \quad N_γ = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan^2 \phi$																	
N _q	16.4	N _c	27.9														
N _γ		N _γ	19.3														
DATOS GEOMETRICOS																	
																	
Anchura total del elemento de fundación (m)	B	7.80															
Longitud total del elemento de fundación (m)	L	16.90															
Carga vertical sin factorar (kN)	V	0.00															
Carga horizontal sin factorar (kN)	H	0.00															
Momento en B sin factorar	M _B	0.00															
Momento en L sin factorar	M _L	0.00															
Dirección proyectada de la carga	θ	0.00															
Excentricidad de la resultante (m)	e _B	0.000															
	e _L	0.000															
Anchura total equivalente (m)	B'	7.80															
Longitud total equivalente (m)	L'	16.90															
FACTORES CORRECTORES																	
Forma de la fundación																	
Factor	Incliden Angle	Cohesion Term (i _c)	Incl. Weight Term (i _γ)														
Slope Factor i _c , i _γ	φ _h = 0	$1 + \left(\frac{\phi}{3E}\right)$	1.0														
	φ _h > 0	$1 + \left(\frac{\phi}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 - 0.4 \left(\frac{\phi}{L}\right)$														
s _c	1.27	s _γ	0.82														
s _q		s _q	1.26														
Inclinación de las cargas																	
For φ _h = 0:																	
$i_c = 1 - \frac{e}{B} \cdot \tan \phi$																	
For φ _h > 0:																	
i _c	1.32	i _γ	1.00														
i _γ	1.00	i _q	1.00														
i _q	1.00	i _b	1.00														
$i_b = \left[1 - \frac{H}{V + c \cdot BL \cdot \cot \theta_f} \right]^{(n+1)}$																	
$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + c \cdot BL \cdot \cot \theta_f} \right]^{(n+1)}$																	
$n = \frac{[(2 + L/B) \cdot (1 + L/B)] \cdot \cos^2 \phi}{[(2 + B/L) \cdot (1 + B/L)] \cdot \sin^2 \theta}$																	
Profundidad																	
d _q 1.00																	
VALORES INTERMEDIOS																	
N _{cm}	35.4	N _{qm}	20.7														
N _{γm}		N _{γm}	15.8														
RESULTADO - TENSION ÚLTIMA																	
<table style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width:50%; padding: 5px;">Capacidad de carga última q_u (kg/cm²)</td> <td style="width:50%; padding: 5px; text-align: right;">9.4</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="padding: 5px; text-align: center;">Condición de Resistencia</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">Factor de Resistencia</td> <td style="padding: 5px; text-align: right;">0.45</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">Capacidad de carga por Resistencia (kg/cm²)</td> <td style="padding: 5px; text-align: right;">4.2</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="padding: 5px; text-align: center;">Condición de Evento Extremo</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">Factor de Resistencia</td> <td style="padding: 5px; text-align: right;">1.00</td> </tr> <tr> <td style="padding: 5px;">Capacidad de carga por Evento Extremo (kg/cm²)</td> <td style="padding: 5px; text-align: right;">9.4</td> </tr> </table>				Capacidad de carga última q _u (kg/cm ²)	9.4	Condición de Resistencia		Factor de Resistencia	0.45	Capacidad de carga por Resistencia (kg/cm ²)	4.2	Condición de Evento Extremo		Factor de Resistencia	1.00	Capacidad de carga por Evento Extremo (kg/cm ²)	9.4
Capacidad de carga última q _u (kg/cm ²)	9.4																
Condición de Resistencia																	
Factor de Resistencia	0.45																
Capacidad de carga por Resistencia (kg/cm ²)	4.2																
Condición de Evento Extremo																	
Factor de Resistencia	1.00																
Capacidad de carga por Evento Extremo (kg/cm ²)	9.4																

Tabla B6. Estribo 02 - Estado Límite de Resistencia y Evento Extremo: cimentación sin tratamiento. Capacidad de carga.

Apoyo:		ESTRIBO 2	
FORMULACION Apartado 10.6.3.1.2 AASHTO 2014			
$q_u = c \cdot N_{cm} + \gamma \cdot D_f \cdot N_{qm} \cdot C_{uq} + 0.5 \cdot \gamma B \cdot N_{gm} \cdot C_{wy}$			
q_u	Capacidad de carga última		
c	Cohesión de cálculo		
γ	Peso específico del terreno		
B^*	Anchura equivalente de la fundación		
N_q, N_c, N_γ	Factor de capacidad de carga		
d_q	Factor de corrección por profundidad		
i_q, i_c, i_γ	Factor de corrección por inclinación de la carga		
s_q, s_c, s_γ	Factor de corrección por forma de la fundación		
$N_{qm} = N_q \cdot s_q \cdot i_q$		$N_{cm} = N_c \cdot s_c \cdot i_c$	
		$N_{gm} = N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$	
DATOS DE CALCULO			
Profundidad del sello de fundación (m)	D_f	1.5	
Profundidad del nivel freático (m)	h_w	0.0	
Densidad aparente (KN/m ³)	γ_{ap}	17.3	
<input type="radio"/> Situación a corto plazo <input checked="" type="radio"/> Situación a largo plazo			
Cohesión del terreno bajo el plano de fundación	c (kPa)	0	
Ángulo de rozamiento interno bajo fundación	ϕ (*)	29	
Cohesión sin drenaje	c_u (kPa)	0	
FACTORES CORRECTORES			
Presencia de nivel freático			
D_w	C_{wq}	C_{wg}	
0	0.5	0.5	C_{wq} 0.50
D_f	1	0.5	C_{wg} 0.50
$>1.5B+D_f$	1	1	
Capacidad de carga			
$N_q = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \cdot e^{-\gamma \cdot D_f \cdot \phi}$	$N_c = \frac{N_q - 1}{1.5 \cdot \phi}$	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}^2 \phi$	
N_q 16.4	N_c 27.9	N_γ 19.3	
DATOS GEOMETRICOS			
Anchura total del elemento de fundación (m)	B	7.80	
Longitud total del elemento de fundación (m)	L	16.90	
Carga vertical sin factorar (kN)	V	0.00	
Carga horizontal sin factorar (kN)	H	0.00	
Momento en B sin factorar	M_B	0.00	
Momento en L sin factorar	M_L	0.00	
Dirección proyectada de la carga	θ	0.00	
Excentricidad de la resultante (m)	e_B	0.000	
	e_L	0.000	
Anchura total equivalente (m)	B^*	7.80	
Longitud total equivalente (m)	L^*	16.90	
FACTORES CORRECTORES			
Forma de la fundación			
Factor	Friction Angle	Column Term (C_1)	Dist. Weight Term (C_2)
Skape Factor i_q, i_c, i_γ	$\phi = 0$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right)$	1.0
	$\phi > 0$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$
s_c	1.27	s_γ	0.82
		s_q	1.26
Inclinación de las cargas			
For $\phi = 0$:			
$i_c = 1 - \mu \left(\frac{H}{V} \right) \left(\frac{1}{N_c} \right)$			
For $\phi > 0$:			
$i_c = i_{c0} - [(1 - \phi) / (N_c - 1)]$	$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + cBL \cot \phi} \right]^{(n+1)}$	$i_\gamma = i_{\gamma 0}$	n 1.32
in which:		$i_{c0} = 1.00$	$i_{q0} = 1.00$
		$i_{\gamma 0} = 1.00$	
$i_{c0} = \left[1 - \frac{H}{(V + cBL \cot \phi)} \right]^n$	$n = [(2 + L/B)(1 + L/B)] \cos^2 \theta$		
	$+ [(2 + B/L)(1 + B/L)] \sin^2 \theta$		
Profundidad			
	d_q	1.00	
VALORES INTERMEDIOS			
N_{cm}	35.4	N_{qm}	20.7
		N_{gm}	15.8
RESULTADO - TENSION ÚLTIMA			
Capacidad de carga última q_u (kg/cm ²)	8.0		
Condición de Resistencia		Condición de Evento Extremo	
Factor de Resistencia	0.45	Factor de Resistencia	1.00
Capacidad de carga por Resistencia (kg/cm ²)	3.6	Capacidad de carga por Evento Extremo (kg/cm ²)	8.0

Tabla B7. Pila 01 - Estado Límite de Resistencia y Evento Extremo: cimentación sin tratamiento. Capacidad de carga.

Apoyo:		PILA 1	
FORMULACION Apartado 10.6.3.1.2 AASHTO 2014			
$q_u = c \cdot N_{cm} + \gamma \cdot D_f \cdot N_{qm} \cdot C_{wq} + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_m \cdot C_{wy}$			
q_u	Capacidad de carga última		
c	Cohesión de cálculo		
γ	Peso específico del terreno		
B^*	Anchura equivalente de la fundación		
N_q, N_c, N_ϕ	Factor de capacidad de carga		
d_q	Factor de corrección por profundidad		
i_q, i_c, i_ϕ	Factor de corrección por inclinación de la carga		
s_q, s_c, s_ϕ	Factor de corrección por forma de la fundación		
$N_{qm} = N_q \cdot s_q \cdot i_q$		$N_{cm} = N_c \cdot s_c \cdot i_c$	
$N_{qm} = N_q \cdot s_q \cdot i_q$		$N_{cm} = N_c \cdot s_c \cdot i_c$	
DATOS DE CALCULO			
Profundidad del sello de fundación (m)	D_f	1.5	
Profundidad del nivel freático (m)	h_w	0.0	
Densidad aparente (KN/m ³)	γ_{ap}	17.3	
<input type="radio"/> Situación a corto plazo <input checked="" type="radio"/> Situación a largo plazo			
Cohesión del terreno bajo el plano de fundación	c (kPa)	0	
Ángulo de rozamiento interno bajo fundación	ϕ (°)	29	
Cohesión sin drenaje	c_u (kPa)	0	
FACTORES CORRECTORES			
Presencia de nivel freático			
D_w	C_{wq}	C_{wy}	
0	0.5	0.5	C_{wq} 0.50
D_f	1	0.5	C_{wy} 0.50
$>1.5B+D_f$	1	1	
Capacidad de carga			
$N_q = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \cdot e^{-\gamma \cdot D_f}$	$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg } \phi}$	$N_\phi = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}^2 \phi$	
N_q 16.4	N_c 27.9	N_ϕ 19.3	
DATOS GEOMETRICOS			
Anchura total del elemento de fundación (m)	B	8.00	
Longitud total del elemento de fundación (m)	L	16.00	
Carga vertical sin factorar (kN)	V	0.00	
Carga horizontal sin factorar (kN)	H	0.00	
Momento en B sin factorar	M_B	0.00	
Momento en L sin factorar	M_L	0.00	
Dirección proyectada de la carga	e	0.00	
Excentricidad de la resultante (m)	e_B	0.000	
	e_L	0.000	
Anchura total equivalente (m)	B^*	8.00	
Longitud total equivalente (m)	L^*	16.00	
FACTORES CORRECTORES			
Forma de la fundación			
Factor	Incl. Ancho	Cohesión Terr. (i_c)	Uso Weight Term (i_s)
Shape Factor i_s, i_c, i_ϕ	$\phi = 0$	$1 + \left(\frac{B}{3L}\right)$	LD
	$\phi > 0$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$
i_s	1.30	i_c	0.80
		i_ϕ	1.28
Inclinación de las cargas			
For $\phi = 0$:			
$i_c = 1 - \text{sen}^2 \theta$			
For $\phi > 0$:			
$i_c = 1 - \text{sen}^2 \theta$			
i_s	i_c	i_ϕ	i_ϕ
	1.33	1.00	1.00
		1.00	1.00
Profundidad			
d_q 1.00			
VALORES INTERMEDIOS			
N_{qm}	36.1	N_{cm}	21.0
		$N_{\phi m}$	15.5
RESULTADO - TENSION ÚLTIMA			
Capacidad de carga última q_u (kg/cm ²)	8.1		
Condición de Resistencia		Condición de Evento Extremo	
Factor de Resistencia	0.45	Factor de Resistencia	1.00
Capacidad de carga por Resistencia (kg/cm ²)	3.6	Capacidad de carga por Evento Extremo (kg/cm ²)	8.1

Tabla B8. Pila 02 - Estado Límite de Resistencia y Evento Extremo: cimentación sin tratamiento. Capacidad de carga.

Apoyo:		PILA 2	
FORMULACION Apartado 10.6.3.1.2 AASHTO 2014			
$q_u = c \cdot N_{cm} + \gamma \cdot D_f \cdot N_{qm} \cdot C_{wq} + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{m} \cdot C_{wy}$			
q_u	Capacidad de carga última		
c	Cohesión de cálculo		
γ	Peso específico del terreno		
B'	Anchura equivalente de la fundación		
N_q, N_c, N_γ	Factor de capacidad de carga		
d_q	Factor de corrección por profundidad		
i_q, i_c, i_γ	Factor de corrección por inclinación de la carga		
s_q, s_c, s_γ	Factor de corrección por forma de la fundación		
$N_{qm} = N_q \cdot s_q \cdot i_q \quad N_{cm} = N_c \cdot s_c \cdot i_c \quad N_{\gamma m} = N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$			
DATOS DE CALCULO			
Profundidad del sello de fundación (m)	D_f	1.9	
Profundidad del nivel freático (m)	h_w	0.0	
Densidad aparente (KN/m ³)	γ_{sp}	17.3	
O Situación a corto plazo		● Situación a largo plazo	
Cohesión del terreno bajo el plano de fundación	c (kPa)	0	
Ángulo de rozamiento interno bajo fundación	φ (°)	29	
Cohesión sin drenaje	c_u (kPa)	0	
FACTORES CORRECTORES			
Presencia de nivel freático			
D_w	C_{wq}	$C_{w\gamma}$	
0	0.5	0.5	0.50
D_f	1	0.5	0.50
$>1.5B+D_f$	1	1	
Capacidad de carga			
$N_q = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \cdot e^{+ \gamma \phi} \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg } \phi} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}^2 \phi$			
N_q	18.4	N_c	27.9
		N_γ	19.3
DATOS GEOMETRICOS			
Anchura total del elemento de fundación (m)	B	8.00	
Longitud total del elemento de fundación (m)	L	16.00	
Carga vertical sin factorar (kN)	V	0.00	
Carga horizontal sin factorar (kN)	H	0.00	
Momento en B sin factorar	M_B	0.00	
Momento en L sin factorar	M_L	0.00	
Dirección proyectada de la carga	θ	0.00	
Excentricidad de la resultante (m)	e_B	0.000	
	e_L	0.000	
Anchura total equivalente (m)	B'	8.00	
Longitud total equivalente (m)	L'	16.00	
FACTORES CORRECTORES			
Forma de la fundación			
Factor	Ángulo de Inclinación	Cohesión Total (c_u)	Uso de Wulfsberg (c_u)
Wulfsberg Factor s_q, s_c, s_γ	$\phi_p = 0$	$1 + \left(\frac{B}{5L}\right)$	1.0
	$\phi_p > 0$	$1 + \left(\frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 + 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$
s_q	1.30	s_γ	0.80
		s_c	1.28
Inclinación de las cargas			
For $\phi_p = 0$:			
$i_q = 1 - \frac{H}{V + c \cdot BL \cdot \cot \phi_p}$			
For $\phi_p > 0$:			
$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + c \cdot BL \cdot \cot \phi_p} \right]^{n+1}$			
i_c			1.00
i_γ			1.00
no reducidos:			
$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + c \cdot BL \cdot \cot \phi_p} \right]^{n+1}$			
$n = \frac{[(2 + L/B) \cdot (1 + L/B)] \cdot \cos^2 \theta}{[(2 + B/L) \cdot (1 + B/L)] \cdot \sin^2 \theta}$			
Profundidad			
d_q			1.00
VALORES INTERMEDIOS			
N_{cm}	36.1	N_{qm}	21.0
		$N_{\gamma m}$	15.5
RESULTADO - TENSION ÚLTIMA			
Capacidad de carga última q_u (kg/cm ²)	8.8		
Condición de Resistencia		Condición de Evento Extremo	
Factor de Resistencia	0.45	Factor de Resistencia	1.00
Capacidad de carga por Resistencia (kg/cm ²)	4.0	Capacidad de carga por Evento Extremo (kg/cm ²)	8.8

9.2.1. Evaluación por asentamientos: cimentación sin tratamiento del proyecto modificado

Tabla B9. Estribo 01 - Estado Límite de Servicio: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.

Apoyo:		ESTRIBO 1		
FORMULACION				
El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:				
$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1(\alpha, \pi) - N \phi_2(\alpha, \pi))$				
donde q = presión unitaria aplicada				
E = módulo elástico				
A = lado mayor				
B = ancho de la cimentación (lado menor)				
M = 1 - v ²				
N = 1 - v ² v ²				
n = z/B				
m = A/B				
$\phi_1 = -\frac{1}{\pi} \left\{ \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - n} \right) + n \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - 1} \right) \right\}$				
$\phi_2 = -\frac{m}{\pi} \text{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{1/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm ²)	1.90			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.90			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	7.80			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	11.70			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z (inicial) (m)	E (kg/cm ²)	Poisson	S(cm)
ESTRATO 1	0.0	240	0.3	1.0
ESTRATO 2	1.9	440	0.3	0.9
ESTRATO 3	4.7	650	0.3	0.9
S en el centro				2.8
S en la esquina				0.8

Tabla B10. Estribo 02 - Estado Límite de Servicio: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.

Apoyo:		ESTRIBO 2		
FORMULACION				
El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:				
$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1(m,n,z) - N \phi_2(m,n,z))$				
donde q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) $M = 1 - \nu^2$ $N = 1 - \nu - 2\nu^2$ $n = z/B$ $m = A/B$				
$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{3/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{3/2} - n} \right) + n \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{3/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{3/2} - 1} \right) \right\}$				
$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \text{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{3/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm ²)	2.00			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.90			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	7.80			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	11.70			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z(inicial) (m)	E (kg/cm ²)	Poisson	S(cm)
ESTRATO 1	0.0	240	0.3	1.5
ESTRATO 2	2.7	440	0.3	0.9
ESTRATO 3	5.5	660	0.3	0.8
S en el centro				3.2
S en la esquina				0.9

Tabla B11. Pila 01 - Estado Límite de Servicio: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.

Apoyo:		PILA 1		
FORMULACION				
El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:				
$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1 (n, z) - N \phi_2 (n, z))$				
donde: q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) M = 1 - v ² N = 1 - v - 2v ² n = z/B m = A/B				
$\phi_1 = - \left\{ \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - n} \right) + n \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - 1} \right) \right\}$				
$\phi_2 = - \frac{\arctg \frac{n}{m}}{\pi (1+n^2+m^2)^{1/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)	1.30			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.00			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	8.00			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	12.00			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z(inicial) (m)	E (kg/cm ²)	Poisson	S(cm)
ESTRATO 1	0.0	240	0.3	0.7
ESTRATO 2	1.9	440	0.3	0.6
ESTRATO 3	4.7	650	0.3	0.7
S en el centro				1.9
S en la esquina				0.5

Tabla B13. Estribo 01 - Estado Límite de Resistencia: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.

Apoyo:		ESTRIBO 1		
FORMULACION				
El asiento a una profundidad z bajo la esquina es dado por:				
$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1(\alpha, z, B) - N \phi_2(\alpha, z, B))$				
donde: q = presión unitaria aplicada				
E = módulo elástico				
A = lado mayor				
B = ancho de la cimentación (lado menor)				
M = 1 - v ²				
N = 1 - v ² / 2				
n = z / B				
m = A / B				
$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - n} \right) + n \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - 1} \right) \right\}$				
$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{1/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm ²)	3.10			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.90			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	7.80			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	11.70			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z (inicial) (m)	E (kg/cm ²)	Poisson	S (cm)
ESTRATO 1	0.0	240	0.3	1.8
ESTRATO 2	1.9	440	0.3	1.4
ESTRATO 3	4.7	650	0.3	1.5
S en el centro				4.5
S en la esquina				1.3

Tabla B14. Estribo 02 - Estado Límite de Resistencia: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.

Apoyo:		ESTRIBO 2		
FORMULACION				
El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:				
$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1(\alpha, z) - N \phi_2(\alpha, z))$				
donde: q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) M = 1 - ν² N = 1 - ν - 2ν² n = z/B α = A/B				
$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+n^2)^{m+n}}{(1+n^2+n^2)^m \cdot n} \right) + n \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+n^2)^m + 1}{(1+n^2+n^2)^m - 1} \right) \right\}$				
$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \text{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+n^2)^m}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)	2.80			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.90			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	7.80			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	11.70			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z (inicial) (m)	E (kg/cm²)	Poisson	S (cm)
ESTRATO 1	0.0	240	0.3	2.1
ESTRATO 2	2.7	440	0.3	1.2
ESTRATO 3	5.5	650	0.3	1.2
S en el centro				4.5
S en la esquina				1.2

Tabla B15. Pila 01 - Estado Límite de Resistencia: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.

Apoyo:	PILA 1			
FORMULACION				
<p>El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:</p> $S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1(A,B,z) + N \phi_2(A,B,z))$ <p>donde q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) M = 1 - ν² N = 1 - ν - 2ν² n = z/B m = A/B</p> $\phi_1 = - \left\{ \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{3/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{3/2} - n} \right) + n \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{3/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{3/2} - 1} \right) \right\}$ $\phi_2 = - \frac{m}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{3/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)	1.70			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.00			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	8.00			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	12.00			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z(inicial) (m)	E (kg/cm²)	Poisson	S(cm)
ESTRATO 1	0.0	240	0.3	0.9
ESTRATO 2	1.9	440	0.3	0.8
ESTRATO 3	4.7	660	0.3	0.9
S en el centro				2.5
S en la esquina				0.7

Tabla B16. Pila 02 - Estado Límite de Resistencia: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.

Apoyo:	PILA 2			
FORMULACION				
<p>El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:</p> $S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1(u, n) - N \phi_2(u, n))$ <p>donde q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) $M = 1 - \nu^2$ $N = 1 - \nu - 2 \nu^2$ $n = z/B$ $m = A/B$</p> $\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{m+n}}{(1+n^2+m^2)^m - n} \right) + n \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^m + 1}{(1+n^2+m^2)^m - 1} \right) \right\}$ $\phi_2 = \frac{m}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^m}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm ²)	1.70			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.00			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	8.00			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	12.00			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z (inicial) (m)	E (kg/cm ²)	Poisson	S (cm)
ESTRATO 1	0.0	240	0.3	1.1
ESTRATO 2	2.3	440	0.3	0.8
ESTRATO 3	5.1	650	0.3	0.8
S en el centro				2.6
S en la esquina				0.7

Tabla B18. Estribo 02 - Evento Extremo: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.

Apoyo:	ESTRIBO 2			
FORMULACION				
<p>El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:</p> $S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1(\alpha, n, z) - N \phi_2(\alpha, n, z))$ <p>donde q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) M = $1 - \nu^2$ N = $1 - \nu - 2\nu^2$ n = z/B m = A/B</p> $\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{m+n}}{(1+n^2+m^2)^{m-n}} \right) + n \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{m+1}}{(1+n^2+m^2)^{m-1}} \right) \right\}$ $\phi_2 = \frac{m}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{n}{m(1+n^2+m^2)^{m/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)	3.30			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.90			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	7.80			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	11.70			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z(inicial) (m)	E (kg/cm ²)	Poisson	S(cm)
ESTRATO 1	0.0	240	0.3	2.6
ESTRATO 2	2.7	440	0.3	1.4
ESTRATO 3	5.5	650	0.3	1.4
S en el centro				5.3
S en la esquina				1.5

Tabla B19. Pila 01 - Evento Extremo: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.

Apoyo:		PILA 1		
FORMULACION				
El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:				
$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1 (n, m, z) - 2 \phi_2 (n, m, z))$				
donde: q = presión unitaria aplicada E = modulo elastico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) $M = 1 - \nu^2$ $N = 1 - \nu - 2 \nu^2$ $n = z/B$ $m = A/B$				
$\phi_1 = - \left\{ \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - n} \right) + n \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - 1} \right) \right\}$				
$\phi_2 = - \text{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{1/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm ²)		4.50		
Longitud total del elemento de cimentación (m)		16.00		
Anchura total del elemento de cimentación (m)		8.00		
Número de capas deformables		3		
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)		12.00		
CALCULO ASIENOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z(inicial) (m)	E (kg/cm ²)	Poisson	S(cm)
ESTRATO 1	0.0	240	0.3	2.3
ESTRATO 2	1.9	440	0.3	2.0
ESTRATO 3	4.7	650	0.3	2.3
S en el centro				6.6
S en la esquina				1.9

Tabla B20. Pila 02 - Evento Extremo: cimentación sin tratamiento. Evaluación por asentamientos.

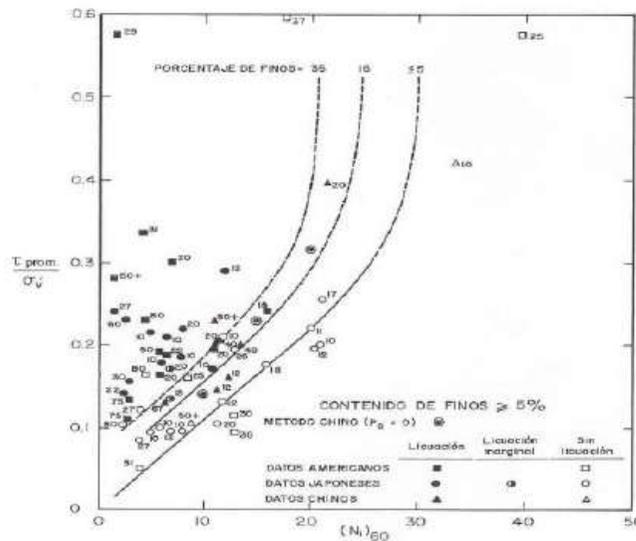
Apoyo:		PILA 2		
FORMULACION				
El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:				
$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1(x, x_0) - N \phi_2(x, x_0))$				
donde q = presión unitaria aplicada				
E= módulo elástico				
A= lado mayor				
B = ancho de la cimentación (lado menor)				
$M=1-\nu^2$				
$N=1+\nu-2\nu^2$				
$n = z/B$				
$m=A/B$				
$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{3/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{3/2} - n} \right) + n \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{3/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{3/2} - 1} \right) \right\}$				
$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{3/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)	4.50			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.00			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	8.00			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	12.00			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z(inicial) (m)	E (kg/cm ²)	Poisson	S(cm)
ESTRATO 1	0.0	240	0.3	2.8
ESTRATO 2	2.3	440	0.3	2.0
ESTRATO 3	5.1	650	0.3	2.1
S en el centro				7.0
S en la esquina				2.0

9.2.2. Análisis de licuefacción: suelo de cimentación sin tratamiento

Tabla B 21. Perforación - SPT 01 - Análisis de licuefacción. Suelo de cimentación sin tratamiento.

Datos generales														
Aceleración máxima horizontal a_{max}		0.45 g												
Magnitud del sismo		8.5												
Profundidad del nivel freático		0.0 m												
Características del terreno y resultados SPT 01														
Cota [msnm]	Profundidad [m]	Unidad geotécnica	N_1 (SPT)	Finos (%FC)	Densidad aparente γ [kN/m ³]	u [kPa]	σ_v [kPa]	σ'_v [kPa]	r_d	CSR	CRR _{demad}	FS	Riesgo de licuefacción	
30.9	1.7	UG1	32	16	17.3	17	30	13	0.997	0.691	>1.0	>1,1	No licuable	
29.4	3.2	UG1	R	16	17.3	32	56	24	0.990	0.696	>1,0	>1,1	No licuable	
27.9	4.7	UG2	R	16	18.3	47	83	36	0.978	0.661	>1,0	>1,1	No licuable	
26.4	6.2	UG3	45	20	20.1	62	113	51	0.961	0.623	>1,0	>1,1	No licuable	
24.9	7.7	UG3	R	20	20.1	77	144	66	0.940	0.566	>1,0	>1,1	No licuable	
23.4	9.2	UG3	R	20	20.1	92	174	81	0.915	0.571	>1,0	>1,1	No licuable	
21.9	10.7	UG3	R	20	20.1	107	204	97	0.885	0.546	>1,0	>1,1	No licuable	
20.4	12.2	UG3	R	20	20.1	122	234	112	0.851	0.521	>1,0	>1,1	No licuable	
19.0	13.7	UG3	R	20	20.1	137	263	126	0.813	0.495	>1,0	>1,1	No licuable	
17.9	14.8	UG3	R	20	20.1	148	285	137	0.782	0.475	>1,0	>1,1	No licuable	
16.0	16.7	UG3	R	20	20.1	167	324	157	0.722	0.436	>1,0	>1,1	No licuable	

Metodología de cálculo: Seed & Idriss



$$CSR = 0.65 \frac{\sigma_{vd}}{\sigma'_{v0}} \cdot a_{max} \cdot r_d$$

$$r_d = | -0.001 \cdot z^2 |$$

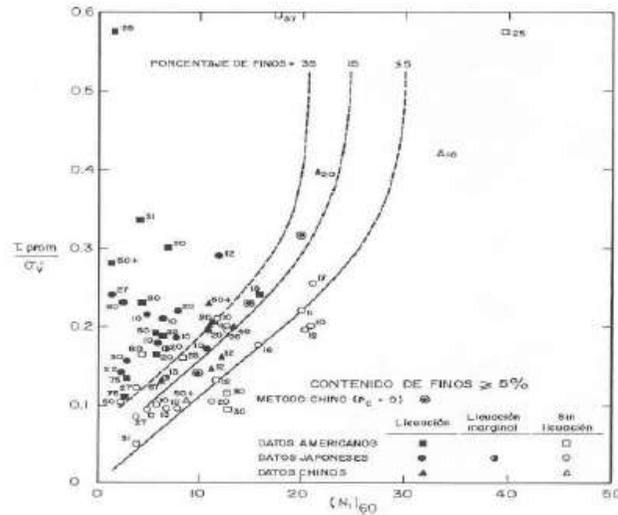
$$FS = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) MSF$$

Magnitud M_w	Factor de corrección
5.5	2.20 a 2.80
6	1.76 a 2.10
6.5	1.44 a 1.60
7	1.19 a 1.25
7.5	1
8	0.84
8.5	0.72

Tabla B22. Perforación - SPT 02 - Análisis de licuefacción. Suelo de cimentación sin tratamiento.

Datos generales		Aceleración máxima horizontal a_{max}		Magnitud del sismo		Profundidad del nivel freático							
		0.45 g		8.5		0.0 m							
Características del terreno y resultados				SPT -02									
Cola [msnm]	Profundidad [m]	Unidad geotécnica	N_1 (SPT)	Finos (%FC)	Densidad aparente γ [kNm ⁻³]	u [kPa]	σ_v [kPa]	σ'_v [kPa]	r_d	CSR	CRR _{dem,d}	FS	Riesgo de licuefacción
30.3	1.7	UG1	7	20	17.3	17	30	13	0.997	0.691	0.101	0.15	Licuable
28.8	3.2	UG1	13	20	17.3	32	56	24	0.990	0.686	0.137	0.20	Licuable
27.3	4.7	UG2	22	25	18.3	47	83	36	0.978	0.661	0.360	0.54	Licuable
26.4	5.7	UG3	R	27	20.1	57	102	46	0.968	0.635	>1.0	>1.1	No licuable
24.9	7.1	UG3	R	27	20.1	71	131	60	0.950	0.606	>1.0	>1.1	No licuable
23.3	8.7	UG3	R	27	20.1	87	163	76	0.924	0.579	>1.0	>1.1	No licuable
21.9	10.1	UG3	R	27	20.1	101	192	91	0.897	0.556	>1.0	>1.1	No licuable
19.9	12.2	UG3	15	27	20.1	122	233	111	0.852	0.522	>1.0	>1.1	No licuable
18.8	13.2	UG3	R	27	20.1	132	254	122	0.825	0.504	>1.0	>1.1	No licuable
17.4	14.6	UG3	R	27	20.1	146	281	136	0.787	0.478	>1.0	>1.1	No licuable
16.0	16.0	UG3	R	27	20.1	160	311	150	0.743	0.449	>1.0	>1.1	No licuable
14.3	17.7	UG3	R	27	20.1	177	344	167	0.687	0.414	>1.0	>1.1	No licuable
12.8	19.2	UG3	R	27	20.1	192	374	182	0.631	0.379	>1.0	>1.1	No licuable

Metodología de cálculo: Seed & Idriss



$$CSR = 0.65 \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \cdot a_{max} \cdot r_d$$

$$r_d = 1 - 0.001 \cdot z^2$$

$$FS = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) MSF$$

Magnitud M_w	Factor de corrección
5.5	2.20 a 2.80
6	1.76 a 2.10
6.5	1.44 a 1.60
7	1.19 a 1.25
7.5	1
8	0.84
8.5	0.72

Tabla B23. Perforación - SPT 03 - Análisis de licuefacción. Suelo de cimentación sin tratamiento.

Datos generales

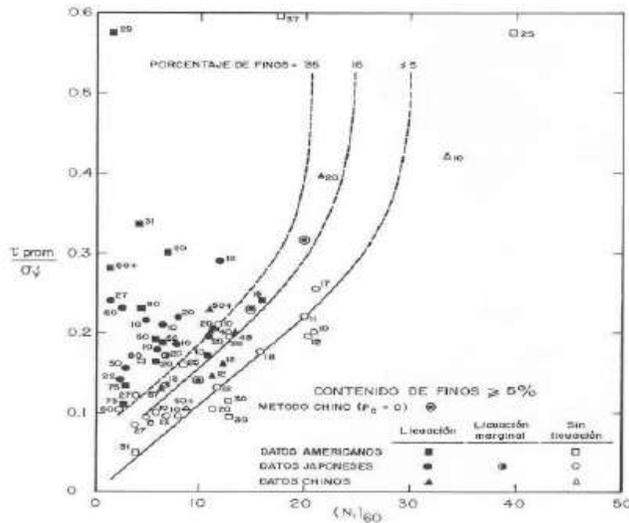
Aceleración máxima horizontal a_{max} 0.45 g
 Magnitud del sismo 8.5
 Profundidad del nivel freático 0.0 m

Características del terreno y resultados

SPT-03

Cota [msnm]	Profundidad [m]	Unidad geotécnica	N ₁ (SPT)	Finos (%FC)	Densidad aparente γ [kN/m ³]	u [kPa]	σ _v [kPa]	σ' _v [kPa]	r _d	CSR	CRR <small>según d</small>	FS	Riesgo de licuefacción
30.1	3.2	UG1	8	17	17.3	32	56	24	0.990	0.686	0.110	0.16	Licuable
28.6	4.7	UG2	37	26	18.3	47	83	36	0.978	0.661	>1,0	>1,1	No licuable
27.7	5.6	UG3	R	28	20.1	56	102	45	0.968	0.636	>1,0	>1,1	No licuable
25.7	7.7	UG3	R	28	20.1	77	143	66	0.941	0.596	>1,0	>1,1	No licuable
24.1	9.2	UG3	R	28	20.1	92	174	81	0.915	0.571	>1,0	>1,1	No licuable
22.7	10.6	UG3	R	28	20.1	106	202	95	0.887	0.548	>1,0	>1,1	No licuable
21.2	12.2	UG3	R	28	20.1	122	233	111	0.852	0.522	>1,0	>1,1	No licuable
19.7	13.7	UG3	45	28	20.1	137	263	126	0.814	0.495	>1,0	>1,1	No licuable
18.1	15.3	UG3	31	28	20.1	153	295	142	0.767	0.465	>1,0	>1,1	No licuable
16.7	16.6	UG3	R	28	20.1	166	323	156	0.723	0.437	>1,0	>1,1	No licuable
15.1	18.2	UG3	R	28	20.1	182	354	172	0.668	0.402	>1,0	>1,1	No licuable
14.1	19.3	UG3	R	28	20.1	193	376	183	0.628	0.376	>1,0	>1,1	No licuable

Metodología de cálculo: Seed & Idriss



$$CSR = 0.65 \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot a_{max} \cdot r_d$$

$$r_d = 1 - 0,001 \cdot z^2$$

$$FS = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) MSF$$

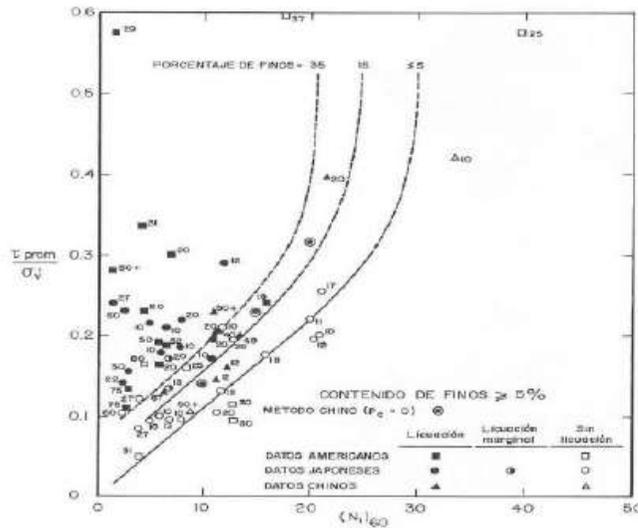
Magnitud M _w	Factor de corrección
5.5	2.20 a 2.80
6	1.76 a 2.10
6.5	1.44 a 1.80
7	1.19 a 1.25
7.5	1
8	0.84
8.5	0.72

Tabla B24. Perforación - SPT 04 - Análisis de licuefacción. Suelo de cimentación sin tratamiento.

Datos generales	
Aceleración máxima horizontal a_{max}	0.45 g
Magnitud del sismo	8.5
Profundidad del nivel freático	0.0 m
Características del terreno y resultados	
SPT-04	

Cota [msnm]	Profundidad [m]	Unidad geotécnica	N _i (SPT)	Finos (%FC)	Densidad aparente γ [kN/m ³]	u [kPa]	σ_v [kPa]	σ'_v [kPa]	r_f	CSR	CRR _{amed}	FS	Riesgo de licuefacción
30.3	1.7	UG1	9	30	17.3	17	30	13	0.997	0.691	0.101	0.15	Licuable
28.8	3.2	UG1	6	30	17.3	32	56	24	0.990	0.686	0.072	0.10	Licuable
27.8	4.2	UG2	4	35	18.3	42	74	32	0.982	0.668	0.072	0.11	Licuable
26.4	5.5	UG2	46	35	18.3	55	98	43	0.969	0.651	>1.0	>1.1	No licuable
25.2	6.8	UG3	R	40	20.1	68	123	55	0.954	0.621	>1.0	>1.1	No licuable
23.7	8.3	UG3	R	40	20.1	83	153	70	0.932	0.593	>1.0	>1.1	No licuable
22.3	9.7	UG3	R	40	20.1	97	182	85	0.905	0.568	>1.0	>1.1	No licuable
20.9	11.1	UG3	R	40	20.1	111	210	99	0.877	0.545	>1.0	>1.1	No licuable
19.4	12.6	UG2	44	40	20.1	126	241	114	0.841	0.517	>1.0	>1.1	No licuable
17.7	14.3	UG3	R	40	20.1	143	274	131	0.795	0.486	>1.0	>1.1	No licuable
16.3	15.6	UG3	R	40	20.1	156	301	145	0.755	0.460	>1.0	>1.1	No licuable
14.9	17.1	UG3	R	40	20.1	171	330	159	0.709	0.430	>1.0	>1.1	No licuable

Metodología de cálculo: Seed & Idriss



$$CSR = 0.65 \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma_{vo}} \cdot a_{max} \cdot r_d$$

$$r_d = 1 - 0.001 \cdot z^2$$

$$FS = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) MSF$$

Magnitud M_w	Factor de corrección
5.5	2.20 a 2.80
6	1.76 a 2.10
6.5	1.44 a 1.60
7	1.19 a 1.25
7.5	1
8	0.84
8.5	0.72

9.3. Anexo C:

Tabla C1. Plantilla de columnas de grava "Asentamiento vs Razón de sustitución".

Suelo				Columna			Parámetros de entrada				Método de Priebe				Factor de mejora inicial				Factor de mejora reducido			
Densidad efectiva del suelo (kN/m3)	Angulo de rozamiento del suelo (°)	Módulo de elasticidad del suelo (MPa)	Coefficiente de Poisson	Densidad efectiva de la columna (kN/m3)	Módulo de elasticidad de la columna (MPa)	Angulo de rozamiento de la columna (°)	Tensión aplicada al conjunto (kPa)	Asentamiento sin mejora (cm)	Profundidad de mejora (m)	Área equivalente (m2)	Razón de sustitución	Inversa de razón de sustitución	Coefficiente de presión activa para columna	Función en términos de Poisson y razón de sustitución	Factor de mejora Inicial	Relación de módulos de elasticidad	Relación de áreas Inicial	Relación de áreas inicial v02	Adicional de relación de áreas	Relación de áreas modificada	Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	Factor de mejora reducido
γs	φs	Es	μs	γc	Ec	φc	Δq	Sa	h	A	as	1/as	kaC	f(μs,Ac/A)	n0	Ec / Es	(Ac/A)1	(Ac/A)1 v02	Δ(A/Ac)	(Ac/A)	f(μs,Ac/A)	n1
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	10.05	0.05	20.00	0.22	1.48	1.26	3.13	0.31	45.60	7.21	0.05	1.50	1.23
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	5.03	0.10	10.00	0.22	1.76	1.54	3.13	0.31	45.60	7.21	0.08	1.33	1.44
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	3.35	0.15	6.67	0.22	1.08	1.86	3.13	0.31	45.60	7.21	0.11	1.21	1.62
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	2.51	0.20	5.00	0.22	0.93	2.21	3.13	0.31	45.60	7.21	0.14	1.12	1.78
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	2.01	0.25	4.00	0.22	0.81	2.61	3.13	0.31	45.60	7.21	0.16	1.05	1.93
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	1.58	0.30	3.33	0.22	0.70	3.07	3.13	0.31	45.60	7.21	0.18	0.99	2.07
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	1.44	0.35	2.86	0.22	0.61	3.59	3.13	0.31	45.60	7.21	0.20	0.94	2.19
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	1.26	0.40	2.50	0.22	0.53	4.19	3.13	0.31	45.60	7.21	0.21	0.90	2.31
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	1.12	0.45	2.22	0.22	0.45	4.90	3.13	0.31	45.60	7.21	0.23	0.87	2.41
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	1.01	0.50	2.00	0.22	0.39	5.76	3.13	0.31	45.60	7.21	0.24	0.84	2.51
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	0.91	0.55	1.82	0.22	0.33	6.79	3.13	0.31	45.60	7.21	0.25	0.81	2.60
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	0.84	0.60	1.67	0.22	0.28	8.09	3.13	0.31	45.60	7.21	0.26	0.79	2.68
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	0.77	0.65	1.54	0.22	0.23	9.74	3.13	0.31	45.60	7.21	0.27	0.77	2.76
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	0.72	0.70	1.43	0.22	0.19	11.95	3.13	0.31	45.60	7.21	0.27	0.75	2.83
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	0.67	0.75	1.33	0.22	0.15	15.03	3.13	0.31	45.60	7.21	0.28	0.74	2.89
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	0.63	0.80	1.25	0.22	0.12	19.45	3.13	0.31	45.60	7.21	0.29	0.72	2.96
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	0.59	0.85	1.18	0.22	0.08	27.33	3.13	0.31	45.60	7.21	0.30	0.71	3.02
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	0.56	0.90	1.11	0.22	0.05	42.67	3.13	0.31	45.60	7.21	0.30	0.70	3.07
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	7.00	4.00	0.53	0.95	1.05	0.22	0.03	88.98	3.13	0.31	45.60	7.21	0.31	0.69	3.13

Método de Priebe											Método Edométrica										
Factor de mejora amplificado					Licuefacción						Parámetros equivalentes		Asentamiento	Reparto de tensiones				Asentamiento			
Coefficiente de presión en reposo para columna	Presión por el peso de la columna (kN/m2)	Presión por el peso del suelo (kN/m2)	Relación de presiones	Presión en columna (kN/m2)	Coefficiente máximo de mejora por sobrecarga	Coefficiente de mejora por sobrecarga	Factor máximo de mejora reducido afectado por sobrecarga	Factor de mejora modificado	Factor de mejora final	Factor de mejora de potencial de licuefacción	Coefficiente de proporción de carga	Angulo de rozamiento equivalente (°)	Cohesión equivalente (kPa)	Asentamiento con mejora (cm)	Factor de reparto	Tensión aplicada al suelo (kPa)	Tensión aplicada a la columna (kPa)	Módulo elástico equivalente (MPa)	Razón de asentamiento	Asentamiento sin mejora (cm)	Asentamiento con mejora (cm)
Koc	WC	Ws	pc/ps	pc	(Ec/Es) (pc/ps)	ta	nmax	n2	n	a	m	φ	c'	F	Δqs	Δqc	Ee	β	Sna	Sna	
0.36	56.00	28.00	6.13	2240.86	0.51	1.01	1.11	1.24	1.24	0.81	0.20	31	0.00	5.63	3.13	406.78	1271.19	26.55	1.11	7.00	6.33
0.36	56.00	28.00	6.32	1981.65	0.49	1.01	1.21	1.45	1.45	0.70	0.31	33	0.00	4.82	3.13	371.13	1159.79	29.10	1.21	7.00	5.77
0.36	56.00	28.00	6.50	1805.69	0.48	1.01	1.32	1.64	1.64	0.62	0.39	34	0.00	4.27	3.13	341.23	1066.35	31.65	1.32	7.00	5.31
0.36	56.00	28.00	6.65	1678.41	0.47	1.01	1.43	1.81	1.81	0.56	0.45	34	0.00	3.87	3.13	315.79	986.84	34.20	1.43	7.00	4.91
0.36	56.00	28.00	6.80	1582.07	0.46	1.01	1.53	1.96	1.96	0.52	0.49	35	0.00	3.57	3.13	293.88	918.37	36.75	1.53	7.00	4.57
0.36	56.00	28.00	6.92	1506.61	0.45	1.02	1.64	2.10	2.10	0.48	0.52	35	0.00	3.33	3.13	274.61	858.78	39.30	1.64	7.00	4.27
0.36	56.00	28.00	7.04	1445.90	0.44	1.02	1.74	2.23	2.23	0.46	0.55	35	0.00	3.14	3.13	258.06	806.45	41.85	1.74	7.00	4.01
0.36	56.00	28.00	7.15	1396.00	0.44	1.02	1.85	2.34	2.34	0.43	0.57	36	0.00	2.99	3.13	243.24	760.14	44.40	1.85	7.00	3.78
0.36	56.00	28.00	7.25	1354.25	0.43	1.02	1.96	2.45	2.45	0.41	0.59	36	0.00	2.86	3.13	230.03	718.85	46.95	1.96	7.00	3.58
0.36	56.00	28.00	7.34	1318.82	0.43	1.02	2.06	2.55	2.55	0.40	0.61	36	0.00	2.75	3.13	218.18	681.82	49.50	2.06	7.00	3.39
0.36	56.00	28.00	7.43	1288.36	0.42	1.02	2.17	2.64	2.64	0.39	0.63	36	0.00	2.65	3.13	207.49	648.41	52.05	2.17	7.00	3.23
0.36	56.00	28.00	7.51	1261.91	0.42	1.02	2.28	2.73	2.73	0.47	0.63	36	0.00	2.57	3.13	197.80	618.13	54.60	2.28	7.00	3.08
0.36	56.00	28.00	7.58	1238.71	0.41	1.02	2.38	2.81	2.81	0.36	0.64	36	0.00	2.49	3.13	188.58	596.55	57.15	2.38	7.00	2.94
0.36	56.00	28.00	7.65	1218.20	0.41	1.02	2.49	2.88	2.88	0.35	0.65	37	0.00	2.43	3.13	180.90	565.33	59.70	2.49	7.00	2.81
0.36	56.00	28.00	7.72	1199.94	0.40	1.02	2.59	2.95	2.95	0.35	0.66	37	0.00	2.37	3.13	173.49	542.17	62.25	2.59	7.00	2.70
0.36	56.00	28.00	7.78	1183.58	0.40	1.02	2.70	3.02	3.02	0.34	0.67	37	0.00	2.32	3.13	166.67	520.83	64.80	2.70	7.00	2.59
0.36	56.00	28.00	7.84	1168.84	0.40	1.02	2.81	3.08	3.08	0.33	0.67	37	0.00	2.28	3.13	160.36	501.11	67.35	2.81	7.00	2.49
0.36	56.00	28.00	7.89	1155.48	0.40	1.02	2.91	3.13	3.13	0.33	0.68	37	0.00	2.23	3.13	154.51	482.83	69.90	2.91	7.00	2.40
0.36	56.00	28.00	7.94	1143.33	0.39	1.02	3.02	3.19	3.19	0.32	0.69	37	0.00	2.20	3.13	149.07	465.84	72.45	3.02	7.00	2.32

Figura C1. Gráfica de asentamiento vs razón de sustitución. Métodos de Priebe y Edométrico.

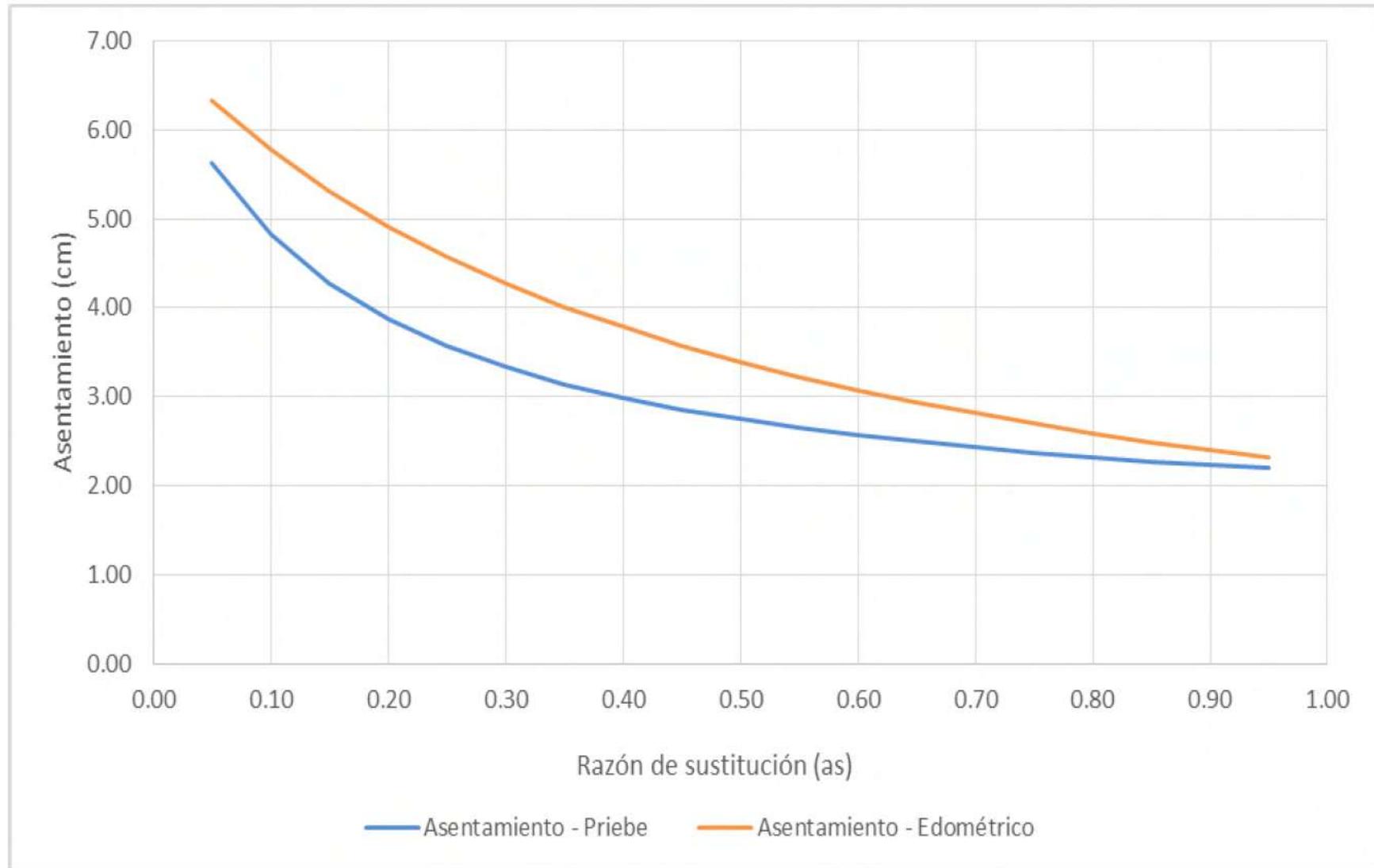


Tabla C2. Plantilla de columnas de grava "Diámetro de columna vs Razón de sustitución".

Método de Prueba																							
Suelo				Columna			Parámetros de entrada				Geometría			Factor de mejora inicial				Factor de mejora reducida					
Densidad efectiva del suelo (kN/m ³)	Ángulo de rozamiento del suelo (°)	Cohesión sin drenaje (kPa)	Módulo de elasticidad del suelo (MPa)	Coefficiente de Poisson	Densidad efectiva de la columna (kN/m ³)	Módulo de elasticidad de la columna (MPa)	Ángulo de rozamiento de la columna (°)	Tensión aplicada al conjunto (kPa)	Profundidad de mejora (m)	Tipo de malla	Área equivalente (m ²)	Razón de sustitución	Inversa de razón de sustitución	Coefficiente de presión activa para columna	Función en términos de Poisson y razón de sustitución	Factor de mejora Inicial	Relación de módulos de elasticidad	Relación de áreas	Relación de áreas Inicial v02	Adicional de relación de áreas	Relación de áreas modificada	Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	Factor de mejora reducida
γ_s	φ_s	c_u	E_s	μ	γ_c	E_c	φ_c	Δq	h		A	a_i	$1/a_i$	K_{ac}	$f(\mu, A_c/A)$	ni	E_c/E_s	$(A_c/A)_i$	$(A_c/A)_{v02}$	$\Delta(A_c/A)$	(\bar{A}_c/A)	$f(\mu, \bar{A}_c/A)$	ni
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	10.05	0.95	20.00	0.22	1.48	1.76	3.13	0.31	45.90	2.71	0.05	1.50	1.23
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	5.03	0.10	10.00	0.22	1.76	1.54	3.13	0.31	45.90	2.71	0.08	1.33	1.44
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	3.35	0.15	6.67	0.22	1.08	1.86	3.13	0.31	45.90	2.71	0.11	1.21	1.62
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	2.51	0.20	5.00	0.22	0.93	2.21	3.13	0.31	45.90	2.71	0.14	1.12	1.78
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	2.01	0.25	4.00	0.22	0.81	2.61	3.13	0.31	45.90	2.71	0.16	1.05	1.93
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	1.68	0.30	3.33	0.22	0.70	3.07	3.13	0.31	45.90	2.71	0.18	0.99	2.07
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	1.44	0.35	2.86	0.22	0.61	3.59	3.13	0.31	45.90	2.71	0.20	0.94	2.19
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	1.26	0.40	2.50	0.22	0.53	4.19	3.13	0.31	45.90	2.71	0.21	0.90	2.31
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	1.12	0.45	2.22	0.22	0.45	4.90	3.13	0.31	45.90	2.71	0.21	0.87	2.41
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	1.01	0.50	2.00	0.22	0.39	5.76	3.13	0.31	45.90	2.71	0.24	0.84	2.51
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.91	0.55	1.82	0.22	0.33	6.79	3.13	0.31	45.90	2.71	0.25	0.81	2.60
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.84	0.60	1.67	0.22	0.28	8.09	3.13	0.31	45.90	2.71	0.26	0.79	2.68
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.77	0.65	1.54	0.22	0.23	9.74	3.13	0.31	45.90	2.71	0.27	0.77	2.76
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.72	0.70	1.43	0.22	0.20	11.95	3.13	0.31	45.90	2.71	0.27	0.75	2.83
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.67	0.75	1.33	0.22	0.15	15.03	3.13	0.31	45.90	2.71	0.28	0.74	2.89
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.63	0.80	1.25	0.22	0.12	19.65	3.13	0.31	45.90	2.71	0.29	0.72	2.96
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.59	0.85	1.18	0.22	0.08	27.33	3.13	0.31	45.90	2.71	0.30	0.71	3.02
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.56	0.90	1.11	0.22	0.05	42.67	3.13	0.31	45.90	2.71	0.30	0.70	3.07
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.53	0.95	1.05	0.22	0.03	88.68	3.13	0.31	45.90	2.71	0.31	0.69	3.13

Método de Prueba																										
Factor de mejora simplificado										Liquefacción			Asentamiento					Reparto de tensiones					Método Edométrico			
Coefficiente de presión en reposo para columna	Presión por el peso de la columna (kN/m ²)	Presión por el peso del suelo (kN/m ²)	Relación de presiones	Presión en columna (kN/m ²)	Coefficiente máximo de mejora por sobrecarga	Coefficiente de mejora por sobrecarga	Factor máximo de mejora reducido afectado por sobrecarga	Factor de mejora modificado	Factor de mejora final	Factor de mejora de potencia de liquefacción	Coefficiente de proporción de carga	Ángulo de rozamiento equivalente (°)	Cohesión equivalente (kPa)	Asentamiento permanente (mm)	Relación profundidad/suelo	Número de columnas	Relación de asentamientos	Asentamiento de la cimentación (mm)	Factor de reparto	Tensión aplicada al suelo (kPa)	Tensión aplicada a la columna (kPa)	Módulo elástico equivalente (MPa)	Razón de asentamiento	Asentamiento sin mejora (cm)	Asentamiento con mejora (cm)	
K_{ac}	W_c	W_s	p_c/p_s	p_c	$(E_c/E_s)/(\mu_c/\mu_s)$	f_a	f_{max}	f_r	n	α	m	$\bar{\varphi}$	c'	S_{wp}	h/D	S	S/S_{wp}	S	F	Δq_c	Δq_c	E_a	β	S_{w0}	S_{w1}	
0.36	56.00	28.00	6.13	2240.86	0.51	1.01	1.11	1.24	1.24	0.81	0.20	31	0.00	6.0	5.0	25	0.40	2.4	3.13	406.78	1771.19	26.55	1.11	0.90	2.50	2.26
0.36	56.00	28.00	6.32	1881.55	0.49	1.01	1.11	1.45	1.45	0.70	0.11	33	0.00	5.1	5.0	59	0.40	2.1	3.13	371.13	1159.79	23.30	1.21	0.82	13.40	11.05
0.36	56.00	28.00	6.50	1805.69	0.48	1.01	1.12	1.64	1.64	0.62	0.20	34	0.00	4.6	5.0	71	0.40	1.8	3.13	241.23	1066.35	11.65	1.32	0.76	11.40	10.16
0.36	56.00	28.00	6.65	1628.41	0.47	1.01	1.43	1.81	1.81	0.56	0.45	34	0.00	4.1	5.0	99	0.40	1.7	3.13	315.29	986.84	34.20	1.43	0.70	13.40	9.40
0.36	56.00	28.00	6.80	1502.07	0.46	1.01	1.53	1.96	1.96	0.52	0.49	35	0.00	3.8	5.0	123	0.40	1.5	3.13	293.88	918.37	36.75	1.53	0.65	13.40	8.75
0.36	56.00	28.00	6.92	1506.61	0.45	1.02	1.64	2.10	2.10	0.48	0.52	35	0.00	3.6	5.0	148	0.40	1.4	3.13	274.81	858.78	39.30	1.64	0.61	13.40	8.14
0.36	56.00	28.00	7.04	1445.96	0.44	1.02	1.74	2.23	2.23	0.46	0.55	35	0.00	3.4	5.0	172	0.40	1.3	3.13	258.05	836.45	41.85	1.74	0.57	13.40	7.68
0.36	56.00	28.00	7.15	1399.06	0.44	1.02	1.85	2.34	2.34	0.43	0.57	36	0.00	3.2	5.0	197	0.40	1.3	3.13	243.24	796.14	44.40	1.85	0.54	13.40	7.24
0.36	56.00	28.00	7.15	1381.25	0.43	1.02	1.96	2.45	2.45	0.41	0.59	36	0.00	3.1	5.0	221	0.40	1.2	3.13	230.01	715.85	46.95	1.96	0.51	13.40	6.85
0.36	56.00	28.00	7.14	1318.91	0.43	1.02	2.06	2.55	2.55	0.40	0.61	36	0.00	2.9	5.0	246	0.40	1.1	3.13	218.19	661.82	49.50	2.06	0.48	13.40	6.50
0.36	56.00	28.00	7.43	1208.36	0.42	1.02	2.17	2.64	2.64	0.39	0.62	36	0.00	2.8	5.0	270	0.40	1.1	3.13	207.49	640.41	52.05	2.17	0.46	13.40	6.18
0.36	56.00	28.00	7.51	1161.91	0.42	1.02	2.28	2.73	2.73	0.37	0.63	36	0.00	2.8	5.0	295	0.40	1.1	3.13	197.80	618.13	54.60	2.28	0.44	13.40	5.88
0.36	56.00	28.00	7.58	1238.21	0.41	1.02	2.38	2.81	2.81	0.36	0.64	36	0.00	2.7	5.0	319	0.40	1.1	3.13	188.98	590.55	57.15	2.38	0.42	13.40	5.61
0.36	56.00	28.00	7.65	1219.26	0.41	1.02	2.49	2.88	2.88	0.35	0.65	37	0.00	2.6	5.0	344	0.40	1.0	3.13	180.90	567.33	59.70	2.49	0.40	13.40	5.39
0.36	56.00	28.00	7.72	1199.34	0.40	1.02	2.59	2.95	2.95	0.35	0.66	37	0.00	2.5	5.0	368	0.40	1.0	3.13	173.40	547.17	62.25	2.59	0.39	13.40	5.17
0.36	56.00	28.00	7.78	1183.58	0.40	1.02	2.70	3.02	3.02	0.34	0.67	37	0.00	2.5	5.0	393	0.40	1.0	3.13	166.67	526.83	64.80	2.70	0.37	13.40	4.96
0.36	56.00	28.00	7.94	1169.94	0.40	1.02	2.81	3.08	3.08	0.33	0.67	37	0.00	2.4	5.0	417	0.40	1.0	3.13	160.36	501.41	67.35	2.81	0.36	13.40	4.75
0.36	56.00	28.00	7.89	1155.43	0.40	1.02	2.91	3.13	3.13	0.33	0.68	37	0.00	2.4	5.0	442	0.40	1.0	3.13	154.51	482.83	69.90	2.91	0.34	13.40	4.56
0.36	56.00	28.00	7.94	1148.31	0.39	1.02	3.02	3.18	3.18	0.32	0.69	37	0.00	2.4	5.0	466	0.40	0.9	3.13	149.07	465.84	72.45	3.02	0.33	13.40	4.44

Figura C2. Gráfica diámetro de columna de grava vs razón de sustitución para separaciones comunes.

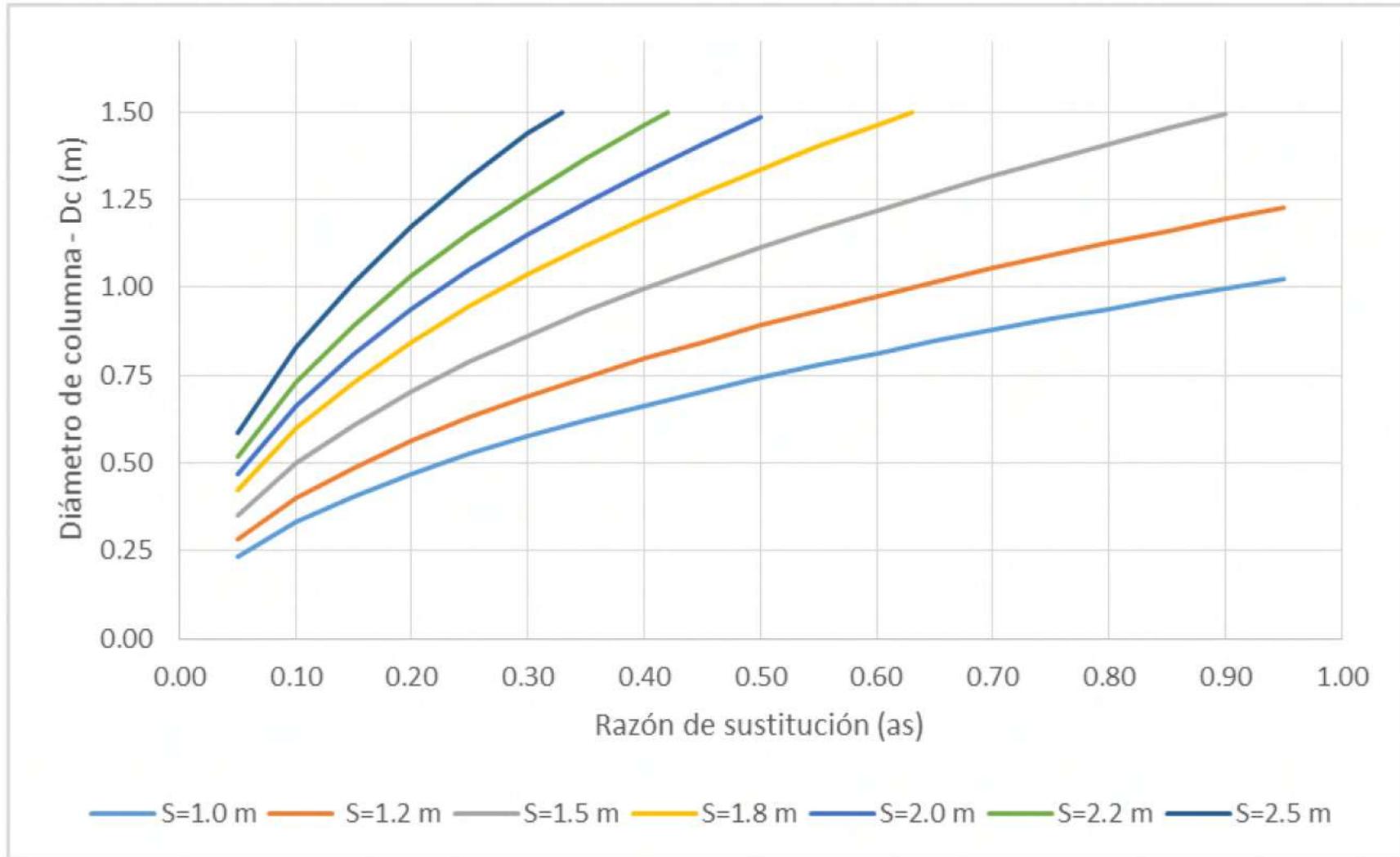


Tabla C3. Plantilla de columnas de grava "Razón de mejora vs Razón de sustitución".

Suelo					Columna		Parámetros de entrada		Método de Priebe													
Densidad efectiva del suelo (kN/m³)	Ángulo de rozamiento del suelo (°)	Cohesión sin drenaje (kPa)	Módulo de elasticidad del suelo (MPa)	Coeficiente de Poisson	Densidad efectiva de la columna (kN/m³)	Módulo de elasticidad de la columna (MPa)	Ángulo de rozamiento de la columna (°)	Tensión aplicada al conjunto (kPa)	Profundidad de mejora (m)	Geometría			Factor de mejora inicial				Factor de mejora reducido					
										Tipo de malla	Área equivalente (m²)	Razón de sustitución	Inversa de razón de sustitución	Coefficiente de presión activa para columna	Función en términos de Poisson y razón de sustitución	Factor de mejora inicial	Relación de módulos de elasticidad	Relación de áreas inicial	Relación de áreas inicial v02	Adicional de relación de áreas	Relación de áreas modificadas	Función en términos de Poisson y relación de áreas modificadas
γ_s	ϕ_s	C_v	E_s	μ_s	γ_c	E_c	ϕ_c	Δq	h		A	a_s	$1/a_s$	K_{ac}	$f_{(s,Ac/A)}$	n_0	E_c/E_s	(A_c/A)	$(A_c/A) \cdot v02$	$\Delta(A/A_s)$	(\bar{A}_c/A)	$f_{(s, \bar{A}_c/A)}$
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	10.05	0.05	20.00	0.22	1.48	1.26	3.13	0.31	45.60	2.21	0.05	1.50
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	5.03	0.10	10.00	0.22	1.26	1.54	3.13	0.31	45.60	2.21	0.08	1.33
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	3.35	0.15	6.67	0.22	1.08	1.86	3.13	0.31	45.60	2.21	0.11	1.21
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	2.51	0.20	5.00	0.22	0.93	2.21	3.13	0.31	45.60	2.21	0.14	1.12
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	2.01	0.25	4.00	0.22	0.81	2.61	3.13	0.31	45.60	2.21	0.16	1.05
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	1.68	0.30	3.33	0.22	0.70	3.07	3.13	0.31	45.60	2.21	0.18	0.99
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	1.44	0.35	2.86	0.22	0.61	3.59	3.13	0.31	45.60	2.21	0.20	0.94
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	1.26	0.40	2.50	0.22	0.53	4.19	3.13	0.31	45.60	2.21	0.21	0.90
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	1.12	0.45	2.22	0.22	0.45	4.90	3.13	0.31	45.60	2.21	0.23	0.87
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	1.01	0.50	2.00	0.22	0.39	5.76	3.13	0.31	45.60	2.21	0.24	0.84
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.91	0.55	1.82	0.22	0.33	6.79	3.13	0.31	45.60	2.21	0.25	0.81
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.84	0.60	1.67	0.22	0.28	8.09	3.13	0.31	45.60	2.21	0.26	0.79
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.77	0.65	1.54	0.22	0.23	9.74	3.13	0.31	45.60	2.21	0.27	0.77
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.72	0.70	1.43	0.22	0.19	11.95	3.13	0.31	45.60	2.21	0.27	0.75
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.67	0.75	1.33	0.22	0.15	15.03	3.13	0.31	45.60	2.21	0.28	0.74
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.63	0.80	1.25	0.22	0.12	19.65	3.13	0.31	45.60	2.21	0.29	0.72
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.59	0.85	1.18	0.22	0.08	27.33	3.13	0.31	45.60	2.21	0.30	0.71
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.56	0.90	1.11	0.22	0.05	42.57	3.13	0.31	45.60	2.21	0.30	0.70
7.00	29.00	0.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.53	0.95	1.05	0.22	0.03	88.68	3.13	0.31	45.60	2.21	0.31	0.69

Factor de mejora reducido	Método de Priebe											Método Edométrico								
	Factor de mejora amplificado						Liquificación					Parámetros equivalentes			Reparto de tensiones			Asentamiento		
	Coefficiente de presión en reposo para columna	Presión por el peso de la columna (kN/m²)	Presión por el peso del suelo (kN/m²)	Relación de presiones	Presión en columna (kN/m²)	Coefficiente máximo de mejora por sobrecarga	Coefficiente de mejora por sobrecarga	Factor máximo de mejora reducido afectado por sobrecarga	Factor de mejora modificado	Factor de mejora final	Factor de mejora de potencial de liquificación	Coefficiente de proporción de carga	Ángulo de rozamiento equivalente (°)	Cohesión equivalente (kPa)	Factor de reparto	Tensión aplicada al suelo (kPa)	Tensión aplicada a la columna (kPa)	Módulo elástico equivalente (MPa)	Razón de asentamiento	
K_{0c}	W_c	W_s	p_c/p_s	p_c	$(E_c/E_s) \cdot (p_c/p_s)$	f_0	r_{max}	n_2	n	α	m'	$\bar{\phi}$	c'	F	Δq_c	Δq_c	E_s	β		
1.23	0.36	56.00	28.00	6.13	2240.86	0.51	1.00	1.11	1.23	0.81	0.19	31	0.00	3.13	406.78	1271.19	26.55	1.11		
1.44	0.36	56.00	28.00	5.32	1981.65	0.49	1.00	1.21	1.44	0.70	0.30	33	0.00	3.13	371.13	1159.79	29.10	1.21		
1.62	0.36	56.00	28.00	5.50	1805.69	0.48	1.00	1.32	1.62	0.62	0.38	34	0.00	3.13	341.23	1066.35	31.65	1.32		
1.78	0.36	56.00	28.00	6.65	1678.41	0.47	1.00	1.43	1.78	0.56	0.44	34	0.00	3.13	315.79	986.84	34.20	1.43		
1.93	0.36	56.00	28.00	6.80	1582.07	0.46	1.00	1.53	1.93	0.52	0.48	35	0.00	3.13	293.88	918.37	36.75	1.53		
2.07	0.36	56.00	28.00	6.52	1506.61	0.45	1.00	1.64	2.07	0.48	0.52	35	0.00	3.13	274.81	858.78	39.30	1.64		
2.19	0.36	56.00	28.00	7.04	1445.90	0.44	1.00	1.74	2.19	0.46	0.54	35	0.00	3.13	258.06	806.45	41.85	1.74		
2.31	0.36	56.00	28.00	7.15	1396.00	0.44	1.00	1.85	2.31	0.43	0.57	36	0.00	3.13	243.24	760.14	44.40	1.85		
2.41	0.36	56.00	28.00	7.25	1354.25	0.43	1.00	1.96	2.41	0.41	0.59	36	0.00	3.13	230.03	718.85	46.95	1.96		
2.51	0.36	56.00	28.00	7.34	1318.82	0.43	1.00	2.06	2.51	0.40	0.60	36	0.00	3.13	218.18	681.82	49.50	2.06		
2.60	0.36	56.00	28.00	7.43	1288.36	0.42	1.00	2.17	2.60	0.39	0.61	36	0.00	3.13	207.49	648.41	52.05	2.17		
2.68	0.36	56.00	28.00	7.51	1261.91	0.42	1.00	2.28	2.68	0.37	0.63	36	0.00	3.13	197.80	618.13	54.60	2.28		
2.76	0.36	56.00	28.00	7.58	1238.71	0.41	1.00	2.38	2.76	0.36	0.64	36	0.00	3.13	188.98	590.55	57.15	2.38		
2.83	0.36	56.00	28.00	7.65	1218.20	0.41	1.00	2.49	2.83	0.35	0.65	36	0.00	3.13	180.90	565.33	59.70	2.49		
2.89	0.36	56.00	28.00	7.72	1199.94	0.40	1.00	2.59	2.89	0.35	0.65	37	0.00	3.13	173.49	542.17	62.25	2.59		
2.96	0.36	56.00	28.00	7.78	1183.58	0.40	1.00	2.70	2.96	0.34	0.68	37	0.00	3.13	166.57	520.83	64.80	2.70		
3.02	0.36	56.00	28.00	7.84	1168.84	0.40	1.00	2.81	3.02	0.33	0.67	37	0.00	3.13	160.36	501.11	67.35	2.81		
3.07	0.36	56.00	28.00	7.89	1155.48	0.40	1.00	2.91	3.07	0.33	0.67	37	0.00	3.13	154.51	482.83	69.90	2.91		
3.13	0.36	56.00	28.00	7.94	1143.33	0.39	1.00	3.02	3.13	0.32	0.68	37	0.00	3.13	149.07	465.84	72.45	3.02		

Figura C3. Razón de mejora vs razón de sustitución. Métodos de Priebe y Edométrico.

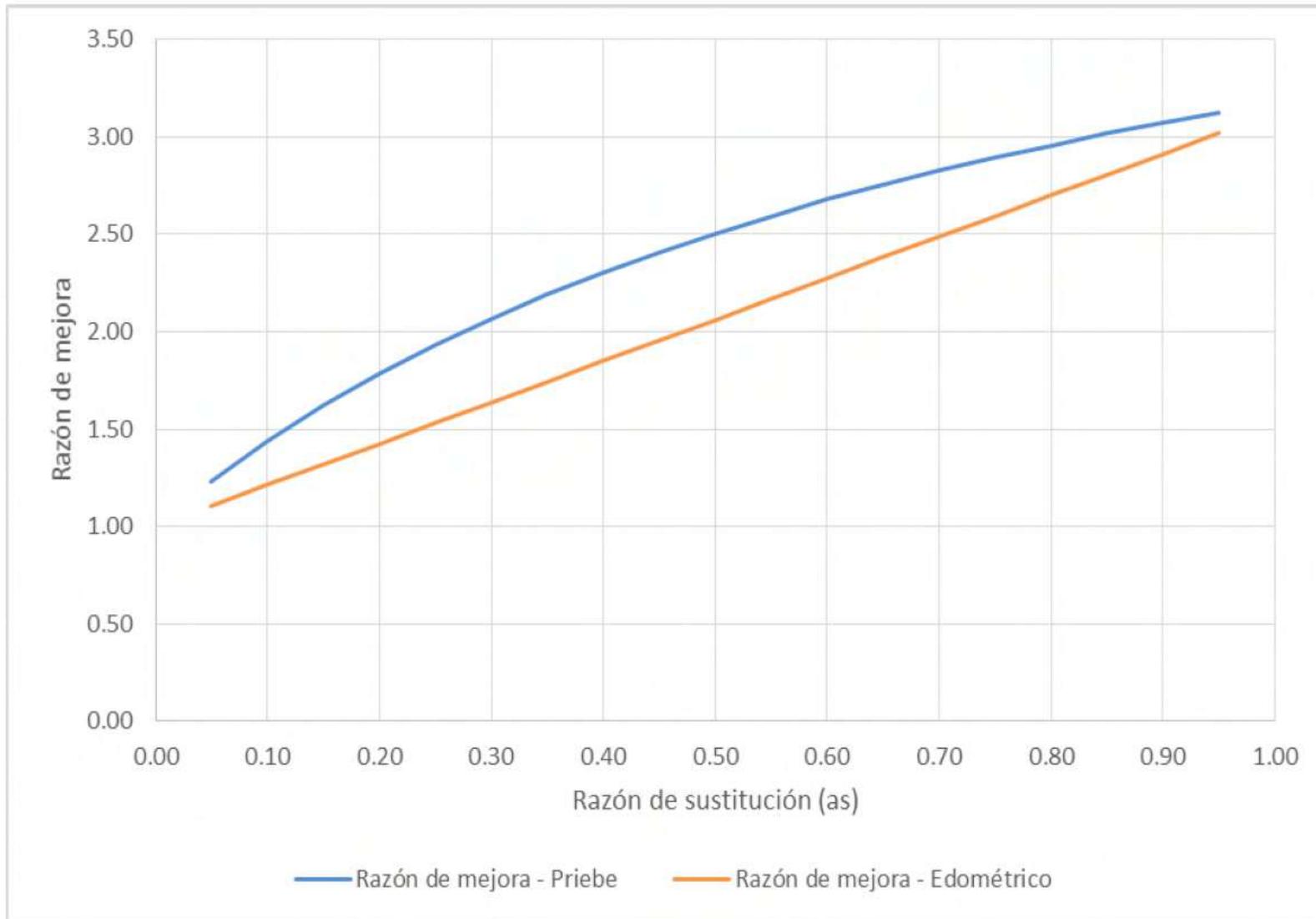
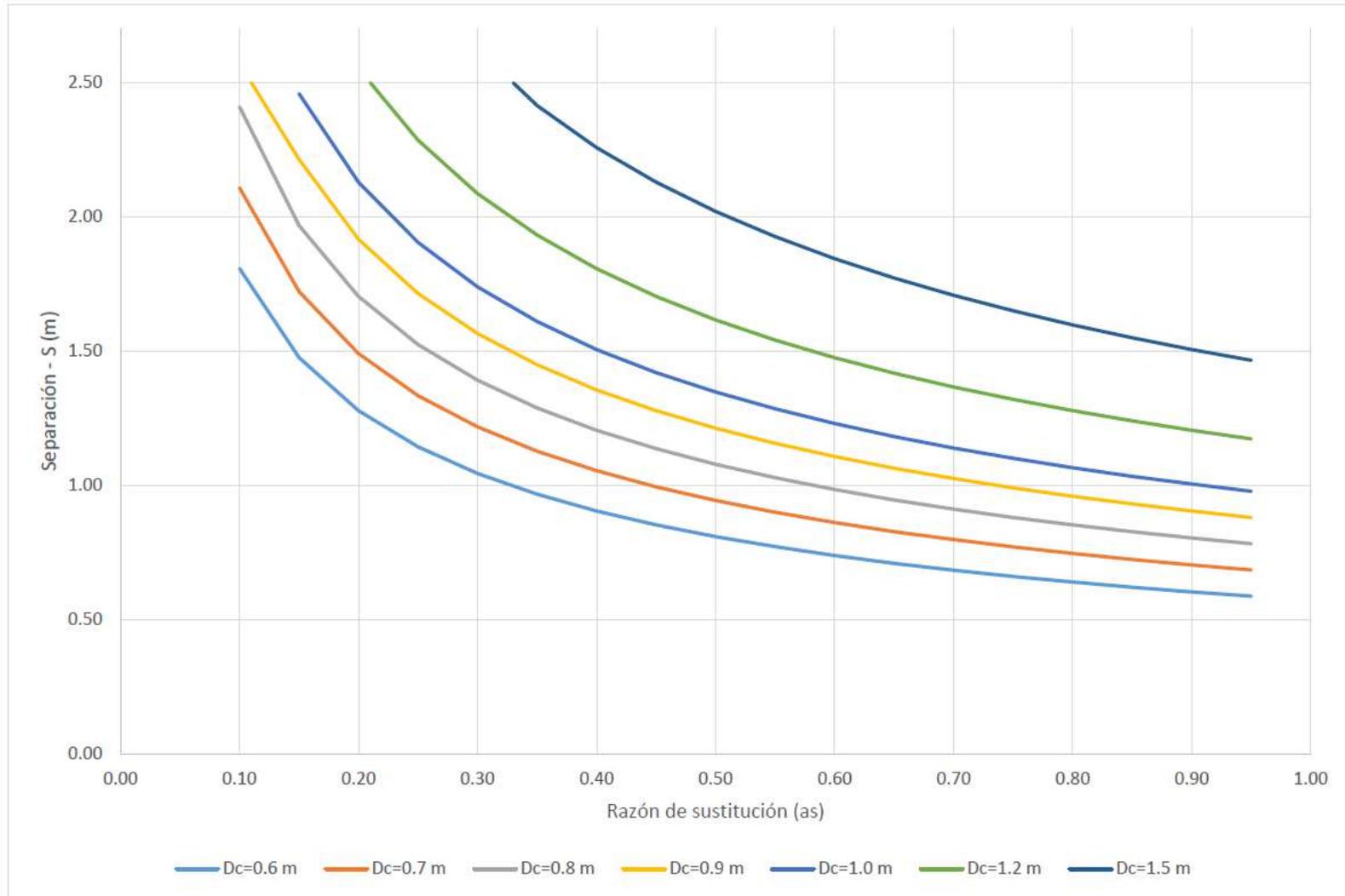


Tabla C4. Plantilla de columnas de grava "Separación vs Razón de sustitución".

Suelo		Columna					Parámetros de entrada		Método de Priebe					Factor de mejora inicial			Factor de mejora reducido					
Densidad efectiva del suelo (kN/m³)	Ángulo de rozamiento del suelo (°)	Módulo de elasticidad del suelo (MPa)	Coefficiente de Poisson	Densidad efectiva de la columna (kN/m³)	Módulo de elasticidad de la columna (MPa)	Ángulo de rozamiento de la columna (°)	Tensión aplicada al conjunto (kPa)	Profundidad de mejora (m)	Tipo de malla	Área equivalente (m²)	Razón de sustitución	Inversa de razón de sustitución	Coefficiente de presión activa para columna	Función en términos de Póisson y razón de sustitución	Factor de mejora inicial	Relación de módulos de elasticidad	Relación de áreas inicial	Relación de áreas inicial v02	Adicional de áreas	Relación de áreas modificada	Función en términos de Póisson y relación de áreas modificada	Factor de mejora reducido
γ_s	ϕ_s	E_s	μ_s	γ_c	E_c	ϕ_c	Δq	h		A	a	$1/a$	K_{ac}	$f_{ij(a,c/A)}$	m	E_c/E_s	$(A_c/A)_1$	$(A_c/A)_1 \times 0.2$	$\Delta(A/A_c)$	(\bar{A}_c/A)	$f_{ij(a,c/A)}$	n_1
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	10.05	0.05	20.00	0.22	1.48	1.26	3.13	0.31	45.50	2.21	0.05	1.50	1.23
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	5.03	0.10	10.00	0.22	1.26	1.54	3.13	0.31	45.50	2.21	0.08	1.33	1.44
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	3.35	0.15	6.67	0.22	1.08	1.86	3.13	0.31	45.50	2.21	0.11	1.21	1.62
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	2.51	0.20	5.00	0.22	0.93	2.21	3.13	0.31	45.50	2.21	0.14	1.12	1.78
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	2.01	0.25	4.00	0.22	0.81	2.61	3.13	0.31	45.50	2.21	0.16	1.05	1.93
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	1.68	0.30	3.33	0.22	0.70	3.07	3.13	0.31	45.50	2.21	0.18	0.99	2.07
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	1.44	0.35	2.86	0.22	0.61	3.59	3.13	0.31	45.50	2.21	0.20	0.94	2.19
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	1.26	0.40	2.50	0.22	0.53	4.19	3.13	0.31	45.50	2.21	0.21	0.90	2.31
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	1.12	0.45	2.22	0.22	0.45	4.90	3.13	0.31	45.50	2.21	0.23	0.87	2.41
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	1.01	0.50	2.00	0.22	0.39	5.76	3.13	0.31	45.50	2.21	0.24	0.84	2.51
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.91	0.55	1.82	0.22	0.33	6.79	3.13	0.31	45.50	2.21	0.25	0.81	2.60
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.84	0.60	1.67	0.22	0.28	8.09	3.13	0.31	45.50	2.21	0.26	0.79	2.68
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.77	0.65	1.54	0.22	0.23	9.74	3.13	0.31	45.50	2.21	0.27	0.77	2.76
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.72	0.70	1.43	0.22	0.19	11.95	3.13	0.31	45.50	2.21	0.27	0.75	2.83
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.67	0.75	1.33	0.22	0.15	15.09	3.13	0.31	45.50	2.21	0.28	0.74	2.89
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.63	0.80	1.25	0.22	0.12	19.65	3.13	0.31	45.50	2.21	0.29	0.72	2.96
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.59	0.85	1.18	0.22	0.08	27.39	3.13	0.31	45.50	2.21	0.30	0.71	3.02
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.56	0.90	1.11	0.22	0.05	42.67	3.13	0.31	45.50	2.21	0.30	0.70	3.07
7.00	29.00	24.00	0.30	14.00	75.00	40.00	450.00	4.00	1	0.53	0.95	1.05	0.22	0.03	88.68	3.13	0.31	45.50	2.21	0.31	0.69	3.13

Método de Priebe		Método de Priebe										Lluetación		Parámetros equivalentes				Asentamiento				Resarto de tensiones				Método Esométrico			
Coefficiente de presión en columna	Presión por el peso de la columna (kN/m²)	Presión por el peso del suelo (kN/m²)	Relación de presiones	Presión en columna (kN/m²)	Coefficiente máximo de mejora por sobrecarga	Coefficiente de mejora por sobrecarga	Factor máximo de mejora reducido afectado por sobrecarga	Factor de mejora modificado	Factor de mejora final	Factor de mejora de potencial de licuefacción	Coefficiente de proporción de carga	Ángulo de rozamiento equivalente (°)	Cohesión equivalente (kPa)	Asentamiento permanente (cm)	Relación profundidad asiento	Número de columnas	Relación de asentamientos	Asentamiento de la cimentación (cm)	Factor de reparto	Tensión aplicada al suelo (kPa)	Tensión aplicada a la columna (kPa)	Módulo elástico equivalente (MPa)	Factor de asentamiento	Asentamiento sin mejora (cm)	Asentamiento con mejora (cm)				
K_{ac}	W_c	W_s	p_s/p_c	p_c	$(E_c/E_s) \times (a/b)$	f_s	n_{max}	n_z	n	α	m'	ϕ'	c'	S_{pm}	H/D		S/S_{pm}	S	F	$\Delta \sigma_0$	$\Delta \sigma_c$	E_s	β	S_{un}	S_{un}				
0.36	56.00	28.00	6.13	2240.86	0.51	1.03	1.11	1.24	1.24	0.81	0.20	31	0.00	6.0	5.0	25	0.40	7.4	3.13	406.78	1271.19	26.55	1.11	0.90	2.50	2.76			
0.36	56.00	28.00	6.32	1981.85	0.49	1.03	1.21	1.45	1.45	0.79	0.31	33	0.00	5.2	5.0	30	0.40	2.1	3.13	371.13	1159.79	25.20	1.21	0.82	11.40	11.05			
0.36	56.00	28.00	6.50	1801.69	0.48	1.04	1.32	1.64	1.64	0.62	0.39	34	0.00	4.6	5.0	74	0.40	1.9	3.13	341.23	1066.35	31.65	1.32	0.76	11.40	10.18			
0.36	56.00	28.00	6.65	1679.11	0.47	1.03	1.43	1.81	1.81	0.55	0.45	34	0.00	4.1	5.0	98	0.40	1.7	3.13	315.29	936.54	34.20	1.43	0.70	11.40	9.40			
0.36	56.00	28.00	6.80	1582.07	0.46	1.03	1.53	1.96	1.96	0.52	0.49	35	0.00	3.8	5.0	123	0.40	1.5	3.13	293.88	816.97	36.75	1.53	0.65	11.40	8.75			
0.36	56.00	28.00	6.92	1506.61	0.45	1.02	1.64	2.10	2.10	0.48	0.52	35	0.00	3.6	5.0	148	0.40	1.4	3.13	274.81	716.78	39.30	1.64	0.61	11.40	8.18			
0.36	56.00	28.00	7.04	1445.90	0.44	1.02	1.74	2.23	2.23	0.46	0.55	35	0.00	3.4	5.0	172	0.40	1.3	3.13	258.06	636.45	41.85	1.74	0.57	11.40	7.68			
0.36	56.00	28.00	7.15	1396.00	0.44	1.02	1.85	2.34	2.34	0.43	0.57	36	0.00	3.2	5.0	197	0.40	1.3	3.13	243.24	566.14	44.40	1.85	0.54	11.40	7.24			
0.36	56.00	28.00	7.25	1354.25	0.43	1.02	1.96	2.45	2.45	0.41	0.59	36	0.00	3.1	5.0	221	0.40	1.2	3.13	230.03	506.85	46.95	1.96	0.51	11.40	6.85			
0.36	56.00	28.00	7.34	1318.42	0.43	1.02	2.06	2.55	2.55	0.40	0.61	36	0.00	2.9	5.0	246	0.40	1.2	3.13	218.18	451.82	49.50	2.06	0.48	11.40	6.50			
0.36	56.00	28.00	7.43	1288.16	0.43	1.02	2.17	2.64	2.64	0.39	0.62	36	0.00	2.8	5.0	270	0.40	1.1	3.13	207.48	406.41	52.05	2.17	0.46	11.40	6.18			
0.36	56.00	28.00	7.51	1261.91	0.42	1.02	2.28	2.73	2.73	0.37	0.63	36	0.00	2.6	5.0	295	0.40	1.1	3.13	197.86	371.13	54.60	2.28	0.44	11.40	5.89			
0.36	56.00	28.00	7.58	1239.71	0.41	1.02	2.38	2.81	2.81	0.36	0.64	36	0.00	2.7	5.0	319	0.40	1.1	3.13	189.38	340.55	57.15	2.38	0.42	11.40	5.63			
0.36	56.00	28.00	7.65	1218.20	0.41	1.02	2.49	2.89	2.89	0.35	0.65	37	0.00	2.6	5.0	344	0.40	1.0	3.13	180.90	315.33	59.70	2.49	0.40	11.40	5.39			
0.36	56.00	28.00	7.72	1199.94	0.40	1.02	2.59	2.95	2.95	0.35	0.66	37	0.00	2.5	5.0	368	0.40	1.0	3.13	173.45	294.17	62.25	2.59	0.39	11.40	5.17			
0.36	56.00	28.00	7.78	1183.58	0.40	1.02	2.70	3.02	3.02	0.32	0.67	37	0.00	2.5	5.0	393	0.40	1.0	3.13	166.67	270.83	64.80	2.70	0.37	11.40	4.96			
0.36	56.00	28.00	7.84	1168.84	0.40	1.02	2.81	3.08	3.08	0.31	0.67	37	0.00	2.4	5.0	417	0.40	1.0	3.13	160.36	251.11	67.35	2.81	0.36	11.40	4.78			
0.36	56.00	28.00	7.89	1155.48	0.40	1.02	2.91	3.13	3.13	0.31	0.68	37	0.00	2.4	5.0	442	0.40	1.0	3.13	154.51	234.63	69.90	2.91	0.34	11.40	4.60			
0.36	56.00	28.00	7.94	1143.13	0.39	1.02	3.02	3.19	3.19	0.32	0.69	37	0.00	2.4	5.0	466	0.40	0.9	3.13	149.07	220.54	72.45	3.02	0.33	11.40	4.44			

Figura C4. Gráfica separación vs razón de sustitución para diámetros de columnas de grava comerciales.



9.4. Anexo D

9.4.1. Evaluación por capacidad de carga: cimentación con tratamiento del proyecto modificado

Tabla D1. Estribo 01 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Capacidad de carga.

Apoyo:		ESTRIBO 1		
FORMULACION				
El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:				
$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1(\alpha, z) + N \phi_2(\alpha, z))$				
donde q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) $m = 1 - \nu^2$ $N = 1 - \nu - 2\nu^2$ $n = z/B$ $m = A/B$				
$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \operatorname{Li} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - n} \right) + n \operatorname{Li} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - 1} \right) \right\}$				
$\phi_2 = \frac{n}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{1/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm ²)	1.90			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.90			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	7.80			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	11.70			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z(inicial) (m)	E (kg/cm ²)	Poisson	S(cm)
ESTRATO 1	0.0	340	0.3	0.7
ESTRATO 2	1.9	440	0.3	0.9
ESTRATO 3	4.7	660	0.3	0.9
S en el centro				2.5
S en la esquina				0.7

Tabla D3. Pila 01 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Capacidad de carga.

Apoyo:	PILA 1			
FORMULACION				
<p>El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:</p> $S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1(\alpha, z) - N \phi_2(\alpha, z))$ <p>donde: q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) $M = 1 - \nu^2$ $N = 1 - \nu - 2 \nu^2$ $\alpha = z/B$ $\pi = A/B$</p> $\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{3/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{3/2} - n} \right) + n \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{3/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{3/2} - 1} \right) \right\}$ $\phi_2 = \frac{m}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{3/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)	1.90			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.00			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	8.00			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	12.00			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z (inicial) (m)	E (kg/cm ²)	Poisson	S (cm)
ESTRATO 1	0.0	340	0.3	0.6
ESTRATO 2	1.9	440	0.3	0.9
ESTRATO 3	4.7	650	0.3	1.0
S en el centro				2.5
S en la esquina				0.7

Tabla D4. Pila 02 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Capacidad de carga.

Apoyo: PILA 2				
FORMULACION				
El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:				
$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1(a,z,z) - N \phi_2(a,z,z))$				
donde q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) $M = 1 - \nu^2$ $N = 1 - \nu - 2\nu^2$ $n = z/B$ $m = A/B$				
$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - n} \right) + n \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - 1} \right) \right\}$				
$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \arctg \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{1/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)	1.85			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.00			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	8.00			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	12.00			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z(inicial) (m)	E (kg/cm ²)	Poisson	S(cm)
ESTRATO 1	0.0	340	0.3	0.7
ESTRATO 2	2.3	440	0.3	0.8
ESTRATO 3	5.1	650	0.3	0.9
S en el centro				2.5
S en la esquina				0.7

Tabla D5. Estribo 01 - Estado Límite de Resistencia y Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Capacidad de carga.

Apoyo:		ESTRIBO 1		
FORMULACION				
El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:				
$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1(a, z, B) - N \phi_2(a, z, B))$				
donde q = presión unitaria aplicada				
E = módulo elástico				
A = lado mayor				
B = ancho de la cimentación (lado menor)				
M = 1 - v ²				
N = 1 - v - 2v ²				
n = z/B				
m = A/B				
$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - n} \right) + n \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - 1} \right) \right\}$				
$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \text{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{1/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)	4.75			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.90			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	7.80			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	11.70			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z(inicial) (m)	E (kg/cm ²)	Poisson	S(cm)
ESTRATO 1	0.0	340	0.3	1.7
ESTRATO 2	1.9	440	0.3	2.1
ESTRATO 3	4.7	650	0.3	2.4
S en el centro				6.2
S en la esquina				1.8

Tabla D6. Estribo 02 - Estado Límite de Resistencia y Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Capacidad de carga.

ESTRIBO 2				
FORMULACION				
El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:				
$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1(\alpha, \pi) - N \phi_2(\alpha, \pi))$				
donde: q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) M = 1 - v ² N = 1 - v - 2v ² n = z/B m = A/B				
$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - n} \right) + n \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - 1} \right) \right\}$				
$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \text{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{1/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)	4.81			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.90			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	7.80			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	11.70			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z (inicial) (m)	E (kg/cm ²)	Poisson	S (cm)
ESTRATO 1	0.0	340	0.3	2.2
ESTRATO 2	2.7	440	0.3	2.0
ESTRATO 3	5.5	650	0.3	2.0
S en el centro				6.2
S en la esquina				1.8

Tabla D7. Pila 01 - Estado Límite de Resistencia y Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Capacidad de carga.

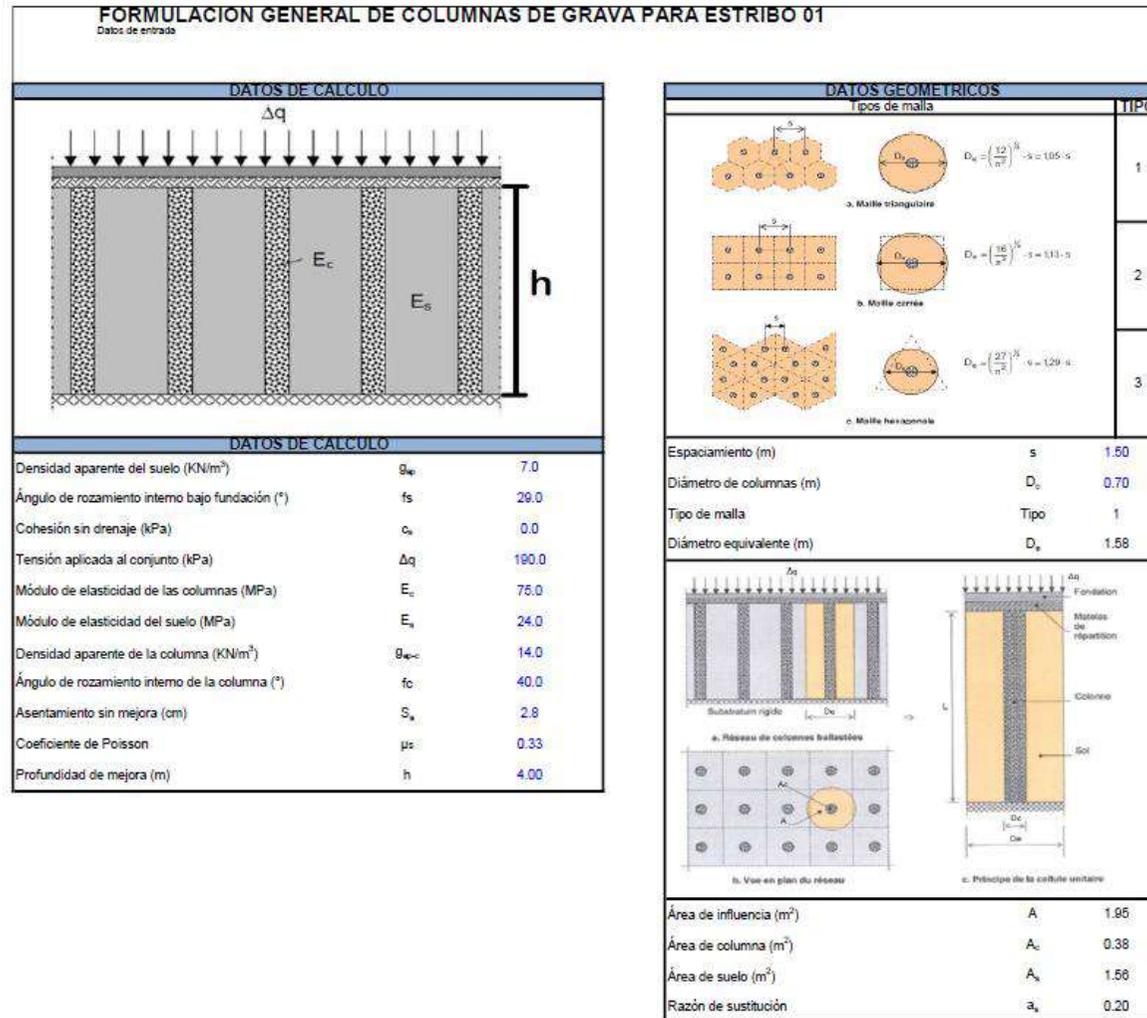
Apoyo:	PILA 1			
FORMULACION				
<p>El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:</p> $S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1(a, z, x) - N \phi_2(a, z, x))$ <p>donde q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) M = 1 - ν² N = 1 - ν - 2ν² n = z/B m = A/B</p> $\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{3/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{3/2} - n} \right) + n \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{3/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{3/2} - 1} \right) \right\}$ $\phi_2 = \frac{m}{\pi} \text{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{3/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)	4.75			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.00			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	8.00			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	12.00			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z(inicial) (m)	E (kg/cm²)	Poisson	S(cm)
ESTRATO 1	0.0	340	0.3	1.8
ESTRATO 2	1.9	440	0.3	2.2
ESTRATO 3	4.7	660	0.3	2.4
S en el centro				6.2
S en la esquina				1.8

Tabla D8. Pila 02 - Estado Límite de Resistencia y Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Capacidad de carga.

Apoyo:	PILA 2			
FORMULACION				
<p>El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:</p> $S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \cdot \phi_1(a, z, z) - N \cdot \phi_2(a, z, z))$ <p>donde q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) $M = 1 - \nu^2$ $N = 1 - \nu - 2 \nu^2$ $n = z/B$ $m = A/B$</p> $\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{m+n}}{(1+n^2+m^2)^m - n} \right) + n \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{m+1}}{(1+n^2+m^2)^m - 1} \right) \right\}$ $\phi_2 = \frac{m}{\pi} \text{arctg} \frac{n}{m(1+n^2+m^2)^{m/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)	4.59			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.00			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	8.00			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	12.00			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z (inicial) (m)	E (kg/cm ²)	Poisson	S (cm)
ESTRATO 1	0.0	340	0.3	2.0
ESTRATO 2	2.3	440	0.3	2.1
ESTRATO 3	5.1	650	0.3	2.2
S en el centro				6.2
S en la esquina				1.8

9.4.2. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas: cimentación con tratamiento del proyecto modificado

Tabla D9. Estribo 01 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.



FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA ESTRIBO 01
Método de Friebe - The Design of vibro replacement
 Heinz J. Friebe

FACTOR DE MEJORA

$$K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2)$$

$$f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1 - \mu_s) \cdot (1 - A_c/A)}{1 - 2\mu_s + A_c/A}$$

$$n_i = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$$

RESULTADOS

Coeficiente de presión activa para la columna	K_{ac}	0.22
Función en términos de Poisson y relación de áreas	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.0
Factor de mejora inicial	n_i	2.2

FACTOR DE MEJORA REDUCIDO
Método analítico

$$\left(\frac{A_c}{A}\right) = \frac{-4 \cdot K_{ac} \cdot (n_i - 2) + 5 \pm \sqrt{16 \cdot K_{ac}^2 \cdot (n_i - 2)^2 + 36 \cdot K_{ac} \cdot (n_i - 1)}}{2 \cdot (4 \cdot K_{ac} - 1)}$$

$$\Delta(A/A_c) = \frac{1}{(A_c/A)} - 1 \quad \frac{\bar{A}_c}{A} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$$

$$n_r = 1 + \frac{\bar{A}_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, \bar{A}_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, \bar{A}_c/A)} - 1 \right]$$

Factor de mejora inicial <small>*Solo para este caso</small>	n_i	3.1
Relación de áreas inicial	(A_c/A)	0.31
Adicional de relación de áreas	$\Delta(A/A_c)$	2.2
Relación de áreas modificada	(\bar{A}_c/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_r	1.8

Método gráfico

Relación de módulos de elasticidad	E_c/E_s	3.1
Ángulo de rozamiento de la columna	φ_c	40.0
Adicional de relación de áreas <small>*Obtenido de la gráfica, válido solo para Poisson igual a 1/3</small>	$\Delta(A/A_c)$	0.6
Relación de áreas modificada	(\bar{A}_c/A)	0.2
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}_c/A)$	1.1
Factor de mejora reducido	n_r	2.0

RESULTADOS

Método a considerar	Método analítico	
Relación de áreas modificada	(\bar{A}_c/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_r	1.8

MEJORA DEL POTENCIAL DE LICUEFACCION

$$\alpha = p_s/p = 1/n$$

RESULTADOS

Factor de mejora de licuefacción	α	0.6
----------------------------------	----------	-----

CONSIDERACIONES

La columna se encuentra sobre un estrato rígido.
 El material de la columna es incompresible.
 Se desprecia la densidad aparente de la columna y el suelo.

FACTOR DE MEJORA POR SOBRECARGA

$$K_{ac} = 1 - \sin \varphi_c \quad W_c = \Sigma(\gamma_c \cdot \Delta d) \quad W_s = \Sigma(\gamma_s \cdot \Delta d)$$

$$p_c = \frac{1/2 + f(\mu_s, \bar{A}_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, \bar{A}_c/A)} \quad p_s = \frac{\Delta q}{A_c + (1 - A_c/A)} \quad f_s \leq \frac{E_c/E_s}{p_c/p_s}$$

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{ac} \cdot W_s/W_c}{p_c}} \quad n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right)$$

RESULTADOS

Coeficiente de presión en reposo para la columna	K_{ac}	0.36
Presión por el peso de la columna (KN/m ²)	W_c	56.0
Presión por el peso del suelo (KN/m ²)	W_s	28.0
Relación de presiones	p_c/p_s	6.5
Presión en columna (KN/m ²)	p_c	703.2
Coeficiente de mejora por sobrecarga	f_s	1.0
Coeficiente máximo de mejora por sobrecarga <small>(E_c/E_s) / (p_c/p_s)</small>	f_{max}	1.0
Factor máximo de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_{max}	1.4
Considerar el valor calculado de f _s		SI
Coeficiente de mejora por sobrecarga	f_d	1.0
Factor de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_r	1.4

MEJORA DE VALORES RESISTENTES

$$m' = (n - 1)/n \quad \tan \varphi = m' \cdot \tan \varphi_c + (1 - m') \cdot \tan \varphi_s$$

$$c' = (1 - m') \cdot c_s$$

RESULTADOS

Coeficiente de proporción de carga	m'	0.3
Ángulo de rozamiento equivalente (°)	φ	33
Cohesión equivalente (kPa)	c'	0.0

FACTORES DE ASENTAMIENTO

$$s_{ac} = \Delta q \cdot \frac{h}{E_s \cdot \pi_2} \quad \Delta s = \frac{\Delta q}{E_s \cdot \pi_2} \cdot [(s/s_{ac})_1 \cdot h_1 - (s/s_{ac})_0 \cdot h_0]$$

Asentamiento permanente (cm)	S^*	2.2
Relación profundidad/diámetro	h/D	5.7
Número de columnas de grava		96
Relación de asentamientos <small>*Obtenido de la gráfica</small>	S/S^*	0.80
Asentamiento de la cimentación (cm)	S	1.78

Asentamiento diferencial

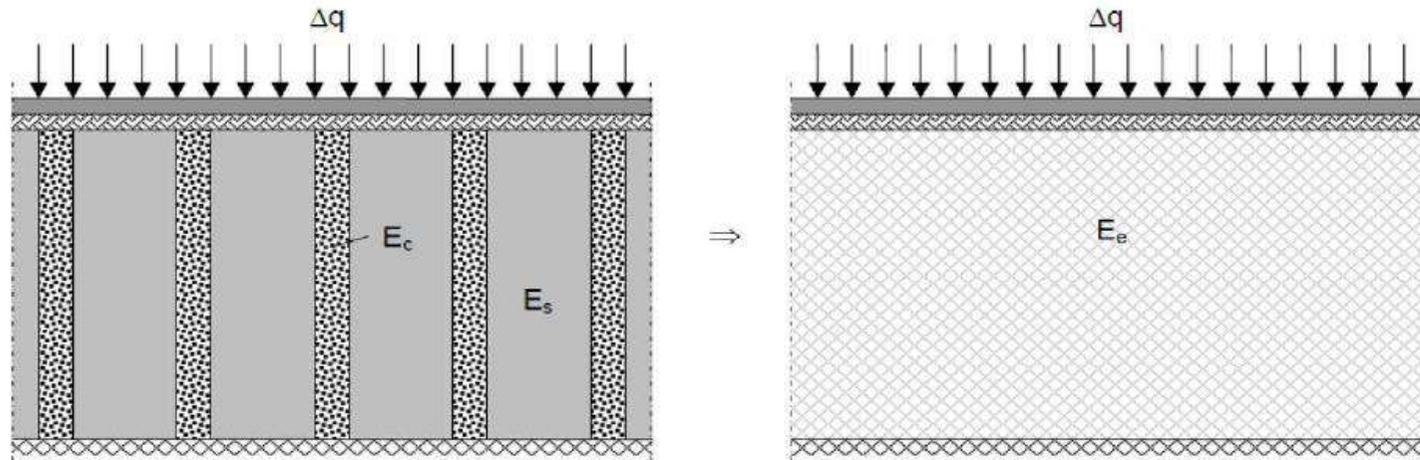
Profundidad de análisis de inicio (m)	h_i	0
Profundidad de análisis de fin (m)	h_f	4.0
Relación profundidad/diámetro inicial	h_i/D	0.0
Relación profundidad/diámetro final	h_f/D	5.7
Relación de asentamientos inicial <small>*Obtenido de la gráfica</small>	$(S/S^*)_i$	0.0
Relación de asentamientos final <small>*Obtenido de la gráfica</small>	$(S/S^*)_f$	0.8
Asentamiento diferencial (cm)	ΔS	1.78

FORMULACIÓN GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA ESTRIBO 01

Método de homogenización o edométrico.

Dhouib y Blondeau

SISTEMA EQUIVALENTE



TENSIONES APLICADAS

$$F = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{E_c}{E_s} \quad \Delta q = \frac{A_c}{A} \cdot \Delta q_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot \Delta q_s$$

Factor de reparto	F	3.1
Tensión aplicada al suelo (kPa)	Δq_s	133.8
Tensión aplicada a la columna (kPa)	Δq_c	418.2
Fuerza aplicada en columna (kN)	N_c	160.9

MODULO ELASTICO EQUIVALENTE

$$E_e = \frac{A_c}{A} \cdot E_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot E_s$$

Módulo elástico equivalente (MPa)	E_e	34.1
-----------------------------------	-------	------

RAZON DE ASENTAMIENTO

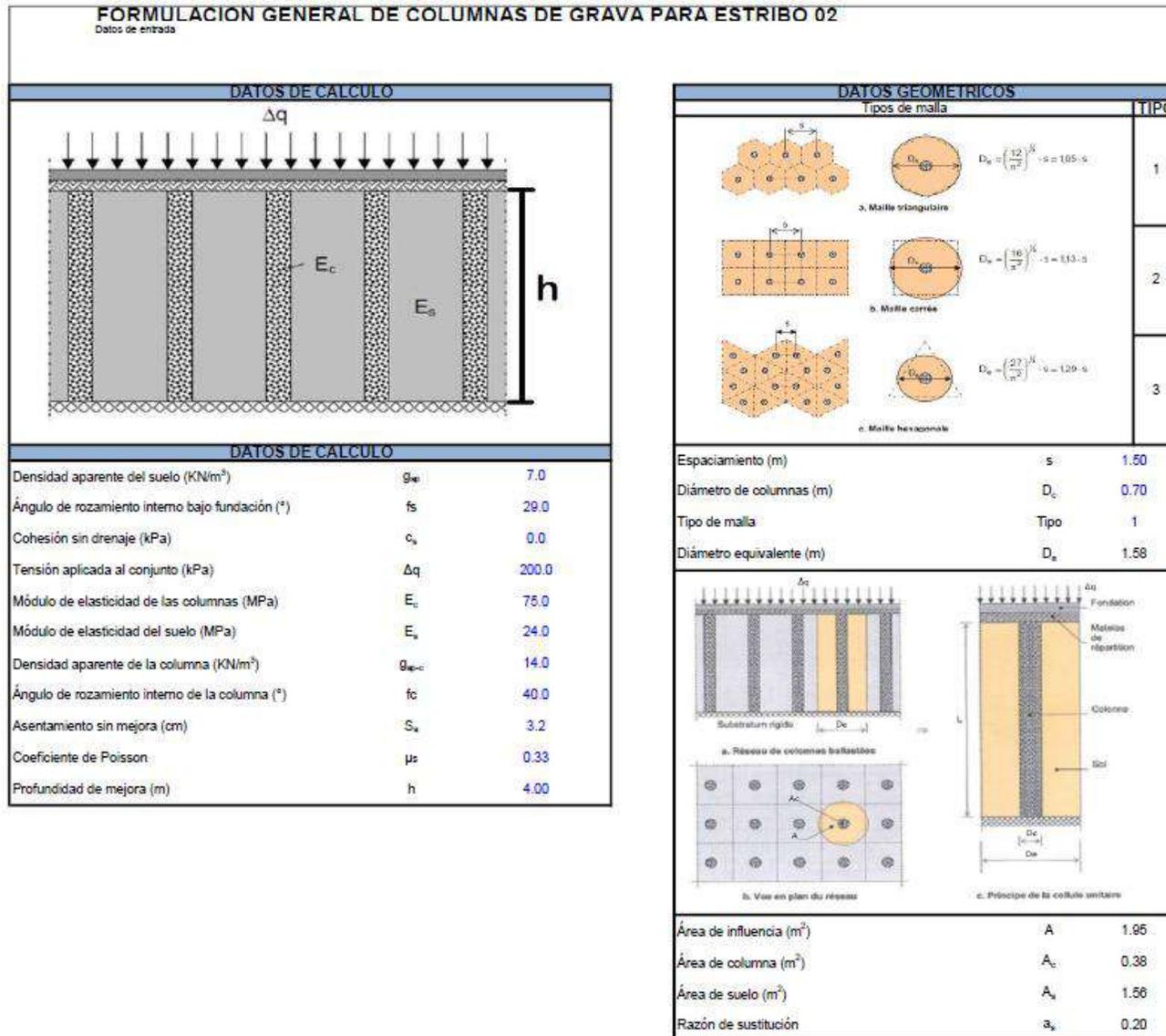
$$\beta = \frac{s_{na}}{s_a} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)$$

Razón de asentamientos	β	1.4
Asentamiento sin mejora (cm)	s_{na}	2.8
Asentamiento con mejora (cm)	s_a	1.97

CONSIDERACIONES

Geometría simplificada de celda unidad.
Comportamiento edométrico del suelo y de la columna.
Compatibilidad en deformaciones verticales.
Carga rígida, por lo que los asentamientos en el suelo y en la columna son iguales.

Tabla D10. Estribo 02 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.



FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA ESTRIBO 02
Método de Priddy - The Design of struts replacement
 Heinz J. Priddy

FACTOR DE MEJORA

$$K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \phi_c/2)$$

$$f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1 - \mu_s) \cdot (1 - A_c/A)}{1 - 2\mu_s + A_c/A}$$

$$n_s = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$$

RESULTADOS		
Coefficiente de presión activa para la columna	K_{ac}	0.22
Función en términos de Poisson y relación de áreas	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.0
Factor de mejora inicial	n_s	2.2

FACTOR DE MEJORA REDUCIDO
Método analítico

$$\left(\frac{A_c}{A}\right) = \frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (n_s - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot K_{ac} - 1)} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (n_s - 2) + 5}{4 \cdot K_{ac} - 1} + \frac{16 \cdot K_{ac} \cdot (n_s - 1)}{4 \cdot K_{ac} - 1}}$$

$$\Delta(A/A_c) = \frac{1}{(A_c/A)} - 1 \quad \frac{\bar{A}_c}{A} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$$

$$n_r = 1 + \frac{\bar{A}_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, \bar{A}_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, \bar{A}_c/A)} - 1 \right]$$

Factor de mejora inicial <small>*Solo para este caso</small>	n_s	3.1
Relación de áreas inicial	$(A_c/A)_i$	0.31
Adicional de relación de áreas	$\Delta(A/A_c)$	2.2
Relación de áreas modificada	(\bar{A}_c/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_r	1.8

Método gráfico

Relación de módulos de elasticidad	E_s/E_c	3.1
Ángulo de rozamiento de la columna	ϕ_c	40.0
Adicional de relación de áreas <small>*Obtenido de la gráfica, válido solo para Poisson igual a 1/3</small>	$\Delta(A/A_c)$	0.6
Relación de áreas modificada	(\bar{A}_c/A)	0.2
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}_c/A)$	1.1
Factor de mejora reducido	n_r	2.0

MEJORA DEL POTENCIAL DE LICUEFACCION

$$\alpha = p_s/p = 1/n$$

RESULTADOS		
Factor de mejora de licuefacción	α	0.6

CONSIDERACIONES

La columna se encuentra sobre un estrato rígido.
 El material de la columna es incompresible.
 Se desprecia la densidad aparente de la columna y el suelo.

FACTOR DE MEJORA POR SOBRECARGA

$$K_{oc} = 1 - \sin \phi_c \quad W_c = \Sigma(\gamma_c \cdot \Delta d) \quad W_s = \Sigma(\gamma_s \cdot \Delta d)$$

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{1/2 + f(\mu_s, \bar{A}_c/A)}{K_{oc} \cdot f(\mu_s, \bar{A}_c/A)} \quad p_c = \frac{\Delta q}{A_c + 1 - A_c/A} \quad f_s \leq \frac{E_c \cdot E_s}{p_c \cdot p_s}$$

$$f_s = \frac{1}{1 + \frac{K_{oc} \cdot W_s/W_c}{p_c}} \quad n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right)$$

RESULTADOS		
Coefficiente de presión en reposo para la columna	K_{oc}	0.36
Presión por el peso de la columna (KN/m ²)	W_c	56.0
Presión por el peso del suelo (KN/m ²)	W_s	28.0
Relación de presiones	p_c/p_s	6.5
Presión en columna (KN/m ²)	p_c	740.2
Coefficiente de mejora por sobrecarga	f_s	1.0
Coefficiente máximo de mejora por sobrecarga <small>(E_c/E_s)/(p_c/p_s)</small>		1.0
Factor máximo de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_{max}	1.4
Considerar el valor calculado de f _s		SI
Coefficiente de mejora por sobrecarga	f_s	1.0
Factor de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_r	1.4

MEJORA DE VALORES RESISTENTES

$$m' = (n - 1)/n \quad \tan \bar{\phi} = m' \cdot \tan \phi_c + (1 - m') \cdot \tan \phi_s$$

$$c' = (1 - m') \cdot c_s$$

RESULTADOS		
Coefficiente de proporción de carga	m'	0.3
Ángulo de rozamiento equivalente (°)	$\bar{\phi}$	33
Cohesión equivalente (kPa)	c'	0.0

FACTORES DE ASENTAMIENTO

$$s_w = \Delta q \cdot \frac{h}{E_s \cdot \pi_2} \quad \Delta s = \frac{\Delta q}{E_s \cdot \pi_2} \cdot [(s'/s_w)_1 \cdot h_1 - (s'/s_w)_n \cdot h_n]$$

Asentamiento permanente (cm)	s_w	2.3
Relación profundidad/diámetro	h/D	5.7
Número de columnas de grava		96
Relación de asentamientos <small>*Obtenido de la gráfica</small>	s'/s_w	0.80
Asentamiento de la cimentación (cm)	Δs	1.88

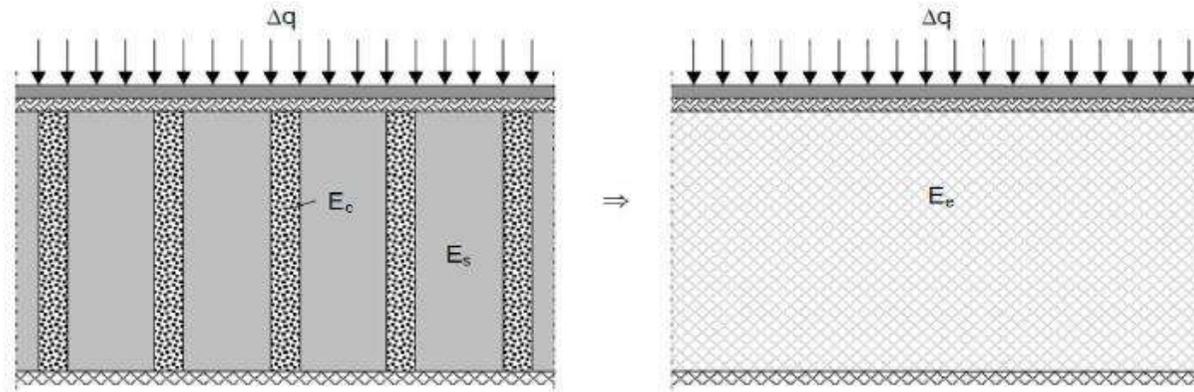
Asentamiento diferencial

Profundidad de análisis de inicio (m)	h_i	0
Profundidad de análisis de fin (m)	h_n	4.0
Relación profundidad/diámetro inicial	h_i/D	0.0
Relación profundidad/diámetro final	h_n/D	5.7
Relación de asentamientos inicial <small>*Obtenido de la gráfica</small>	$(s'/s_w)_i$	0.0
Relación de asentamientos final <small>*Obtenido de la gráfica</small>	$(s'/s_w)_n$	0.8
Asentamiento diferencial (cm)	Δs	1.88

FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA ESTRIBO 02

Método de homogenización o edométrico.
Dhouib y Blondeau

SISTEMA EQUIVALENTE



TENSIONES APLICADAS

$$F = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{E_c}{E_s} \quad \Delta q = \frac{A_c}{A} \cdot \Delta q_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot \Delta q_s$$

Factor de reparto	F	3.1
Tensión aplicada al suelo (kPa)	Δq_s	140.9
Tensión aplicada a la columna (kPa)	Δq_c	440.2
Fuerza aplicada en columna (kN)	N_c	169.4

MODULO ELASTICO EQUIVALENTE

$$E_e = \frac{A_c}{A} \cdot E_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot E_s$$

Módulo elástico equivalente (MPa)	E_e	34.1
-----------------------------------	-------	------

RAZON DE ASENTAMIENTO

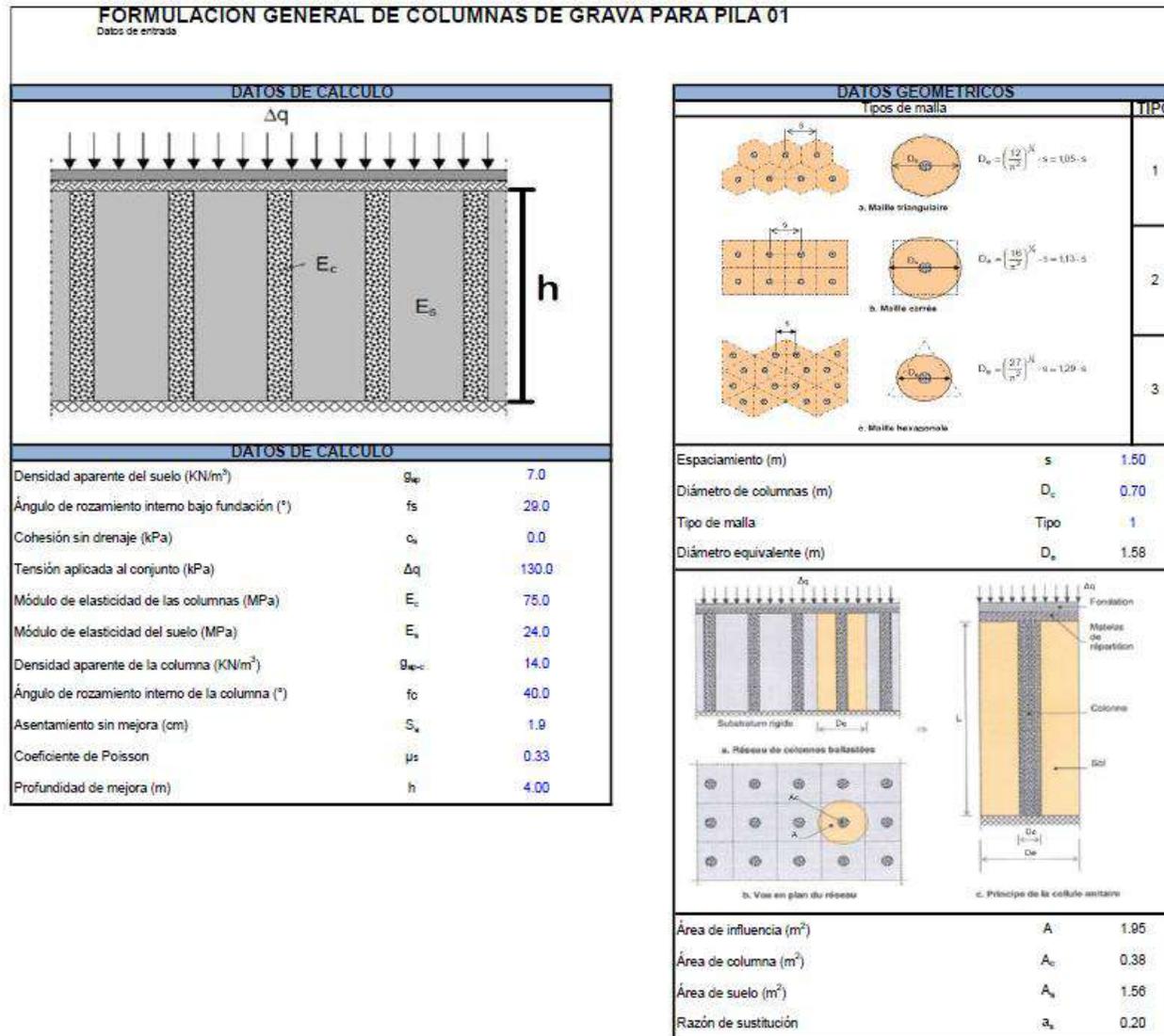
$$\beta = \frac{s_{na}}{s_a} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)$$

Razón de asentamientos	β	1.4
Asentamiento sin mejora (cm)	s_{na}	3.2
Asentamiento con mejora (cm)	s_a	2.25

CONSIDERACIONES

Geometría simplificada de celda unidad.
Comportamiento edométrico del suelo y de la columna.
Compatibilidad en deformaciones verticales.
Carga rígida, por lo que los asentamientos en el suelo y en la columna son iguales.

Tabla D11. Pila 01 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.



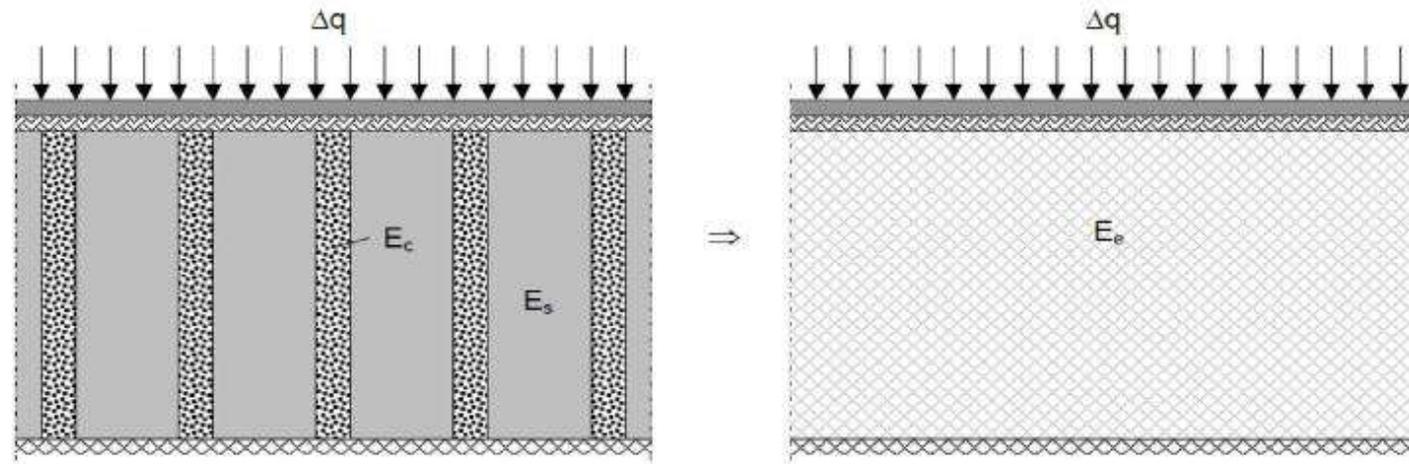
FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA PILA 01		
Método de Práctic - The Design of vibro replacement Hertz J. Práctic		
FACTOR DE MEJORA		
$K_{oc} = \tan^2(45^\circ - \phi_c/2)$ $f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1 - \mu_s)(1 - A_c/A)}{1 - 2\mu_s + A_c/A}$ $n_b = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{oc} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$		
RESULTADOS		
Coefficiente de presión activa para la columna	K_{oc}	0.22
Función en términos de Poisson y relación de áreas	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.0
Factor de mejora inicial	n_b	2.2
FACTOR DE MEJORA REDUCIDO		
Método analítico		
$\left(\frac{A_c}{A} \right)_1 = \frac{4 \cdot K_{oc} \cdot (n_b - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot K_{oc} - 1)} + \frac{1}{2} \sqrt{\left[\frac{4 \cdot K_{oc} \cdot (n_b - 2) + 5}{4 \cdot K_{oc} - 1} \right]^2 + \frac{36 \cdot K_{oc} \cdot (n_b - 1)}{4 \cdot K_{oc} - 1}}$ $\Delta(A/A_c) = \frac{1}{(A_c/A)} - 1 \quad \frac{A_c}{A} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$ $n_i = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{oc} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$		
Factor de mejora inicial *Solo para este caso	n_b	3.1
Relación de áreas inicial	(A_c/A)	0.31
Adicional de relación de áreas	$\Delta(A/A_c)$	2.2
Relación de áreas modificada	(A_c/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_i	1.8
Método gráfico		
Relación de módulos de elasticidad	E_s/E_c	3.1
Ángulo de rozamiento de la columna	ϕ_c	40.0
Adicional de relación de áreas *Obtenido de la gráfica, válido solo para Poisson igual a 1/3.	$\Delta(A/A_c)$	0.6
Relación de áreas modificada	(A_c/A)	0.2
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.1
Factor de mejora reducido	n_i	2.0
RESULTADOS		
Método a considerar	Método analítico	
Relación de áreas modificada	(A_c/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_i	1.8
MEJORA DEL POTENCIAL DE LQUEFACCIÓN		
$\alpha = p_s/p = 1/n$		
RESULTADOS		
Factor de mejora de licuefacción	α	0.6
CONSIDERACIONES		
La columna se encuentra sobre un estrato rígido. El material de la columna es incompresible. Se desprecia la densidad aparente de la columna y el suelo.		
FACTOR DE MEJORA POR SOBRECARGA		
$K_{oc} = 1 - \sin \phi_c \quad W_c = \Sigma(\gamma_c \cdot \Delta d) \quad W_s = \Sigma(\gamma_s \cdot \Delta d)$ $p_c = \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{oc} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} \quad p_s = \frac{\Delta q}{A_c + 1 - A_c/A} \quad E_s \leq \frac{E_c \cdot E_s}{p_c/p_s}$ $f_s = \frac{1}{1 + \frac{K_{oc} - W_c/W_c}{K_{oc}} \frac{W_c}{p_c}} \quad n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right)$		
RESULTADOS		
Coefficiente de presión en reposo para la columna	K_{oc}	0.36
Presión por el peso de la columna (KN/m ²)	W_c	56.0
Presión por el peso del suelo (KN/m ²)	W_s	28.0
Relación de presiones	p_c/p_s	6.5
Presión en columna (KN/m ²)	p_c	481.2
Coefficiente de mejora por sobrecarga	f_s	1.0
Coefficiente máximo de mejora por sobrecarga (E_c/E_s) ^{1/2}	$(E_c/E_s)^{1/2}$	1.0
Factor máximo de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_{max}	1.4
Considerar el valor calculado de f_s		SI
Coefficiente de mejora por sobrecarga	f_s	1.0
Factor de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_i	1.4
MEJORA DE VALORES RESISTENTES		
$m' = (n - 1)/n \quad \tan \bar{\phi} = m' \cdot \tan \phi_c + (1 - m') \cdot \tan \phi_s$ $c' = (1 - m') \cdot c_s$		
RESULTADOS		
Coefficiente de proporción de carga	m'	0.3
Ángulo de rozamiento equivalente (°)	$\bar{\phi}$	33
Cohesión equivalente (kPa)	c'	0.0
FACTORES DE ASENTAMIENTO		
$s_{pm} = \Delta q \cdot \frac{h}{E_s \cdot \pi_2} \quad \Delta s = \frac{\Delta q}{E_s \cdot \pi_2} \cdot [(s/s_{pm})_1 \cdot h_1 - (s/s_{pm})_u \cdot h_u]$		
Asentamiento permanente (cm)	S_{pm}	1.5
Relación profundidad/diámetro	h/D	5.7
Número de columnas de grava		93
Relación de asentamientos *Obtenido de la gráfica.	S/S_{pm}	0.80
Asentamiento de la cimentación (cm)	S	1.22
Asentamiento diferencial		
Profundidad de análisis de inicio (m)	h_i	0
Profundidad de análisis de fin (m)	h_u	4.0
Relación profundidad/diámetro inicial	h_i/D	0.0
Relación profundidad/diámetro final	h_u/D	5.7
Relación de asentamientos inicial *Obtenido de la gráfica.	$(S/S_{pm})_i$	0.0
Relación de asentamientos final *Obtenido de la gráfica.	$(S/S_{pm})_u$	0.8
Asentamiento diferencial (cm)	ΔS	1.22

FORMULACIÓN GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA PILA 01

Método de homogenización o edométrico.

Dhouib y Blondeau

SISTEMA EQUIVALENTE



TENSIONES APLICADAS

$$F = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{E_c}{E_s} \quad \Delta q = \frac{A_c}{A} \cdot \Delta q_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot \Delta q_s$$

Factor de reparto	F	3.1
Tensión aplicada al suelo (kPa)	Δq_s	91.6
Tensión aplicada a la columna (kPa)	Δq_c	286.1
Fuerza aplicada en columna (kN)	N_c	110.1

MODULO ELASTICO EQUIVALENTE

$$E_e = \frac{A_c}{A} \cdot E_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot E_s$$

Módulo elástico equivalente (MPa)	E_e	34.1
-----------------------------------	-------	------

RAZON DE ASENTAMIENTO

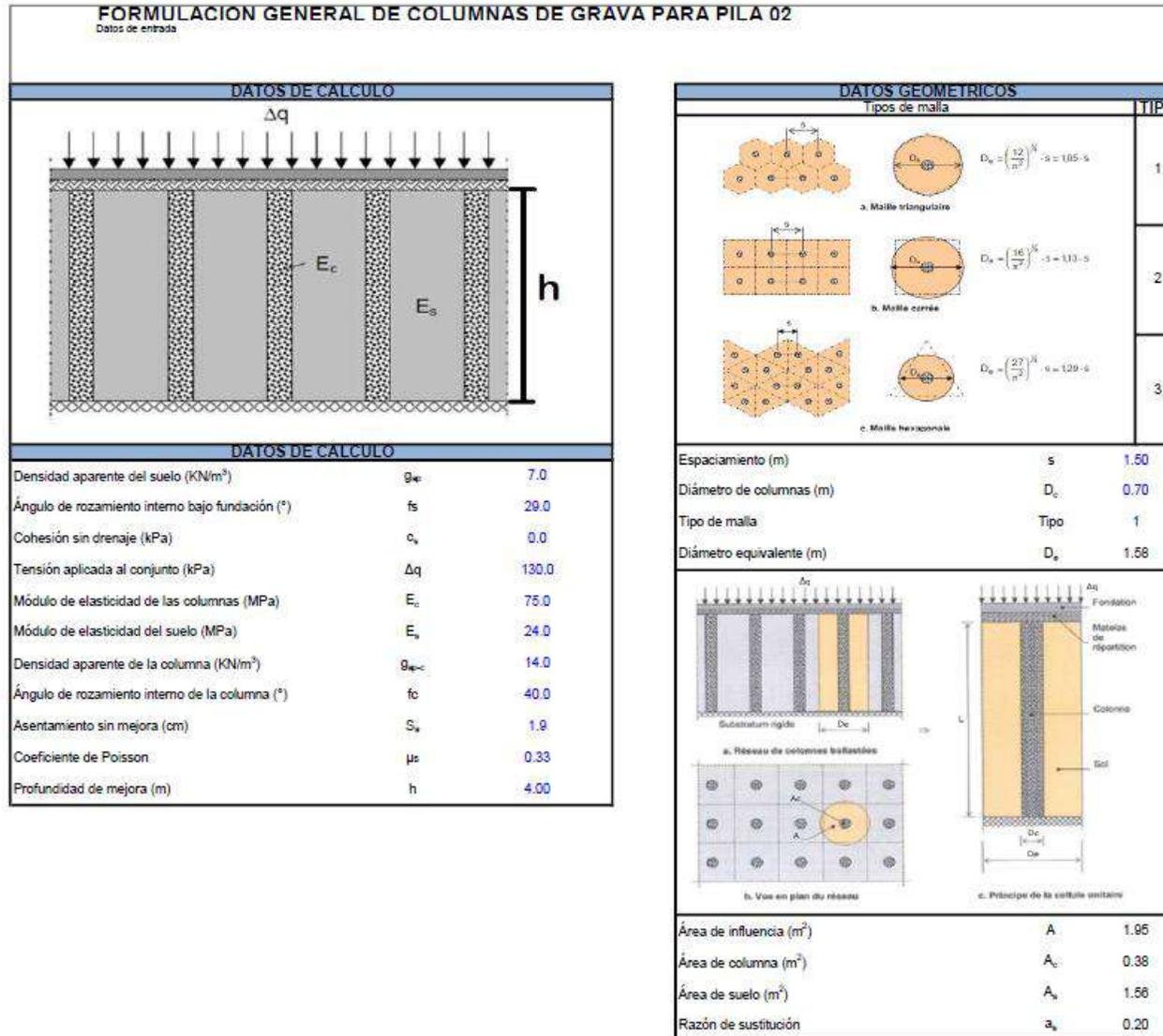
$$\beta = \frac{s_{na}}{s_a} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)$$

Razón de asentamientos	β	1.4
Asentamiento sin mejora (cm)	s_{na}	1.9
Asentamiento con mejora (cm)	s_a	1.34

CONSIDERACIONES

Geometría simplificada de celda unidad.
Comportamiento edométrico del suelo y de la columna.
Compatibilidad en deformaciones verticales.
Carga rígida, por lo que los asentamientos en el suelo y en la columna son iguales.

Tabla D12. Pila 02 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.



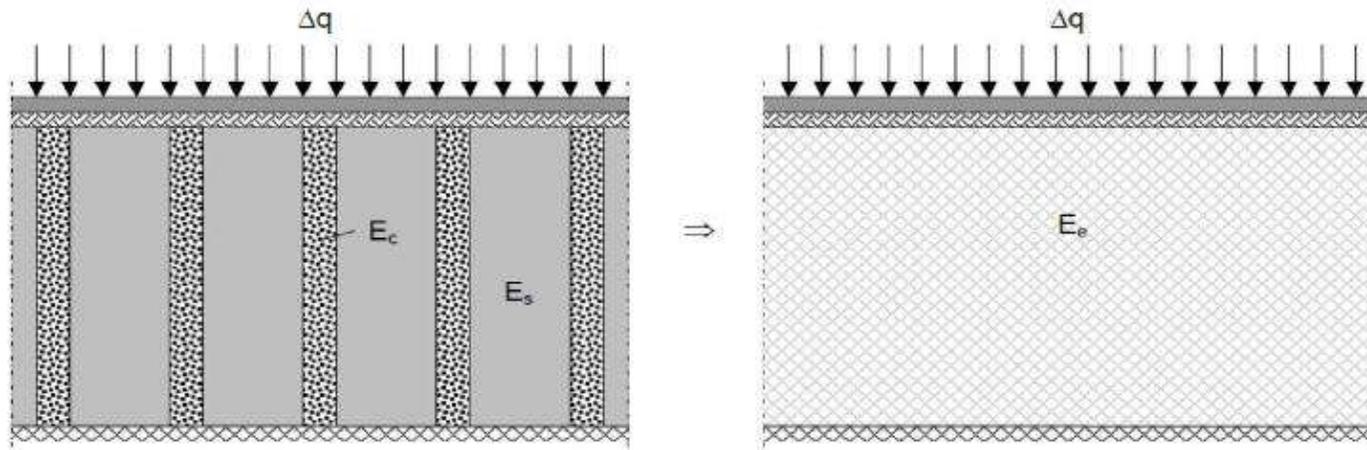
FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA PILA 02		
Método de Prábe - The Design of vibro replacement Heinz J. Prábe		
FACTOR DE MEJORA		
$K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2)$ $f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1 - \mu_s) \cdot (1 - A_c/A)}{1 - 2\mu_s + A_c/A}$ $n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$		
RESULTADOS		
Coefficiente de presión activa para la columna	K_{ac}	0.22
Función en términos de Poisson y relación de áreas	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.0
Factor de mejora inicial	n_0	2.2
FACTOR DE MEJORA REDUCIDO		
Método analítico		
$\left(\frac{A_c}{A} \right) = \frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (n_0 - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot K_{ac} - 1)} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left[\frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (n_0 - 2) + 5}{4 \cdot K_{ac} - 1} \right]^2 + \frac{16 \cdot K_{ac} \cdot (n_0 - 1)}{4 \cdot K_{ac} - 1}}$ $\Delta(A/A_c) = \frac{1}{(A_c/A)} - 1 \quad \frac{A_c}{A} = \frac{1}{\Delta(A/A_c) + 1}$ $n_1 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$		
Factor de mejora inicial <small>*Solo para este caso</small>	n_0	3.1
Relación de áreas inicial	(A_c/A)	0.31
Adicional de relación de áreas	$\Delta(A/A_c)$	2.2
Relación de áreas modificada	(A/A_c)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_1	1.8
Método gráfico		
Relación de módulos de elasticidad	E_u/E_s	3.1
Angulo de rozamiento de la columna	φ_c	40.0
Adicional de relación de áreas <small>*Obtenido de la gráfica, válido solo para Poisson igual a 1/3.</small>	$\Delta(A/A_c)$	0.6
Relación de áreas modificada	(A/A_c)	0.2
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.1
Factor de mejora reducido	n_1	2.0
RESULTADOS		
Método a considerar	Método analítico	
Relación de áreas modificada	(A/A_c)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_1	1.8
MEJORA DEL POTENCIAL DE LQUEFACCIÓN		
$\alpha = p_s/p = 1/n$		
RESULTADOS		
Factor de mejora de licuefacción	α	0.6
CONSIDERACIONES		
La columna se encuentra sobre un estrato rígido. El material de la columna es incompresible. Se desprecia la densidad aparente de la columna y el suelo.		
FACTOR DE MEJORA POR SOBRECARGA		
$K_{ac} = 1 - \sin \varphi_c \quad W_c = \Sigma(\gamma_c \cdot \Delta d) \quad W_s = \Sigma(\gamma_s \cdot \Delta d)$ $\frac{p_c}{p_s} = \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} \quad p_c = \frac{\Delta q}{A_c + 1 - A_c/A} \quad E_s \leq \frac{E_c \cdot E_s}{p_c \cdot p_s}$ $i_u = \frac{1}{1 + \frac{K_{ac} \cdot W_s/W_c \cdot W_c}{p_c}} \quad n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right)$		
RESULTADOS		
Coefficiente de presión en reposo para la columna	K_{ac}	0.36
Presión por el peso de la columna (KN/m ²)	W_c	56.0
Presión por el peso del suelo (KN/m ²)	W_s	28.0
Relación de presiones	p_c/p_s	6.5
Presión en columna (KN/m ²)	p_c	481.2
Coefficiente de mejora por sobrecarga	i_u	1.0
Coefficiente máximo de mejora por sobrecarga	$(E_c \cdot E_s) / (p_c \cdot p_s)$	1.0
Factor máximo de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_{max}	1.4
Considerar el valor calculado de i_u		SI
Coefficiente de mejora por sobrecarga	i_u	1.0
Factor de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_1	1.4
MEJORA DE VALORES RESISTENTES		
$m' = (n - 1)/n \quad \tan \bar{\varphi} = m' \cdot \tan \varphi_c + (1 - m') \cdot \tan \varphi_s$ $c' = (1 - m') \cdot c_s$		
RESULTADOS		
Coefficiente de proporción de carga	m'	0.3
Angulo de rozamiento equivalente (°)	$\bar{\varphi}$	33
Cohesión equivalente (kPa)	c'	0.0
FACTORES DE ASENTAMIENTO		
$s_{un} = \Delta q \cdot \frac{h}{E_s \cdot \pi_2} \quad \Delta s = \frac{\Delta q}{E_s \cdot \pi_2} \cdot \left[(s/s_{un})_1 \cdot h_1 - (s/s_{un})_0 \cdot h_0 \right]$		
Asentamiento permanente (cm)	S^*	1.5
Relación profundidad/diámetro	h/D	5.7
Número de columnas de grava		93
Relación de asentamientos <small>*Obtenido de la gráfica.</small>	S/S^*	0.80
Asentamiento de la cimentación (cm)	S	1.22
Asentamiento diferencial		
Profundidad de análisis de inicio (m)	h_0	0
Profundidad de análisis de fin (m)	h_1	4.0
Relación profundidad/diámetro inicial	h_0/D	0.0
Relación profundidad/diámetro final	h_1/D	5.7
Relación de asentamientos inicial <small>*Obtenido de la gráfica.</small>	$(S/S^*)_0$	0.0
Relación de asentamientos final <small>*Obtenido de la gráfica.</small>	$(S/S^*)_1$	0.8
Asentamiento diferencial (cm)	ΔS	1.22

FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA PILA 02

Método de homogenización o edométrico.

Dhouib y Blondeau

SISTEMA EQUIVALENTE



TENSIONES APLICADAS

$$F = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{E_c}{E_s} \quad \Delta q = \frac{A_c}{A} \cdot \Delta q_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot \Delta q_s$$

Factor de reparto	F	3.1
Tensión aplicada al suelo (kPa)	Δq_s	91.6
Tensión aplicada a la columna (kPa)	Δq_c	286.1
Fuerza aplicada en columna (kN)	N_c	110.1

MODULO ELASTICO EQUIVALENTE

$$E_e = \frac{A_c}{A} \cdot E_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot E_s$$

Módulo elástico equivalente (MPa)	E_e	34.1
-----------------------------------	-------	------

RAZON DE ASENTAMIENTO

$$\beta = \frac{s_{na}}{s_a} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)$$

Razón de asentamientos	β	1.4
Asentamiento sin mejora (cm)	s_{na}	1.9
Asentamiento con mejora (cm)	s_a	1.34

CONSIDERACIONES

Geometría simplificada de celda unidad.
Comportamiento edométrico del suelo y de la columna.
Compatibilidad en deformaciones verticales.
Carga rígida, por lo que los asientos en el suelo y en la columna son iguales.

Tabla D13. Estribo 01 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Steinbrenner.

Apoyo:	ESTRIBO 1			
FORMULACION				
<p>El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:</p> $S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1 (a,z) - N \phi_2 (a,z))$ <p>donde q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) $M = 1 - \nu^2$ $N = 1 - \nu - 2 \nu^2$ $n = z/B$ $m = A/B$</p> $\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{3/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{3/2} - n} \right) + n \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{3/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{3/2} - 1} \right) \right\}$ $\phi_2 = \frac{m}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{3/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)	1.90			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.90			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	7.80			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	11.70			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z/inicial) (m)	E (kg/cm²)	Poisson	S(cm)
ESTRATO 1	0.0	340	0.3	0.7
ESTRATO 2	1.9	440	0.3	0.9
ESTRATO 3	4.7	650	0.3	0.9
S en el centro				2.5
S en la esquina				0.7

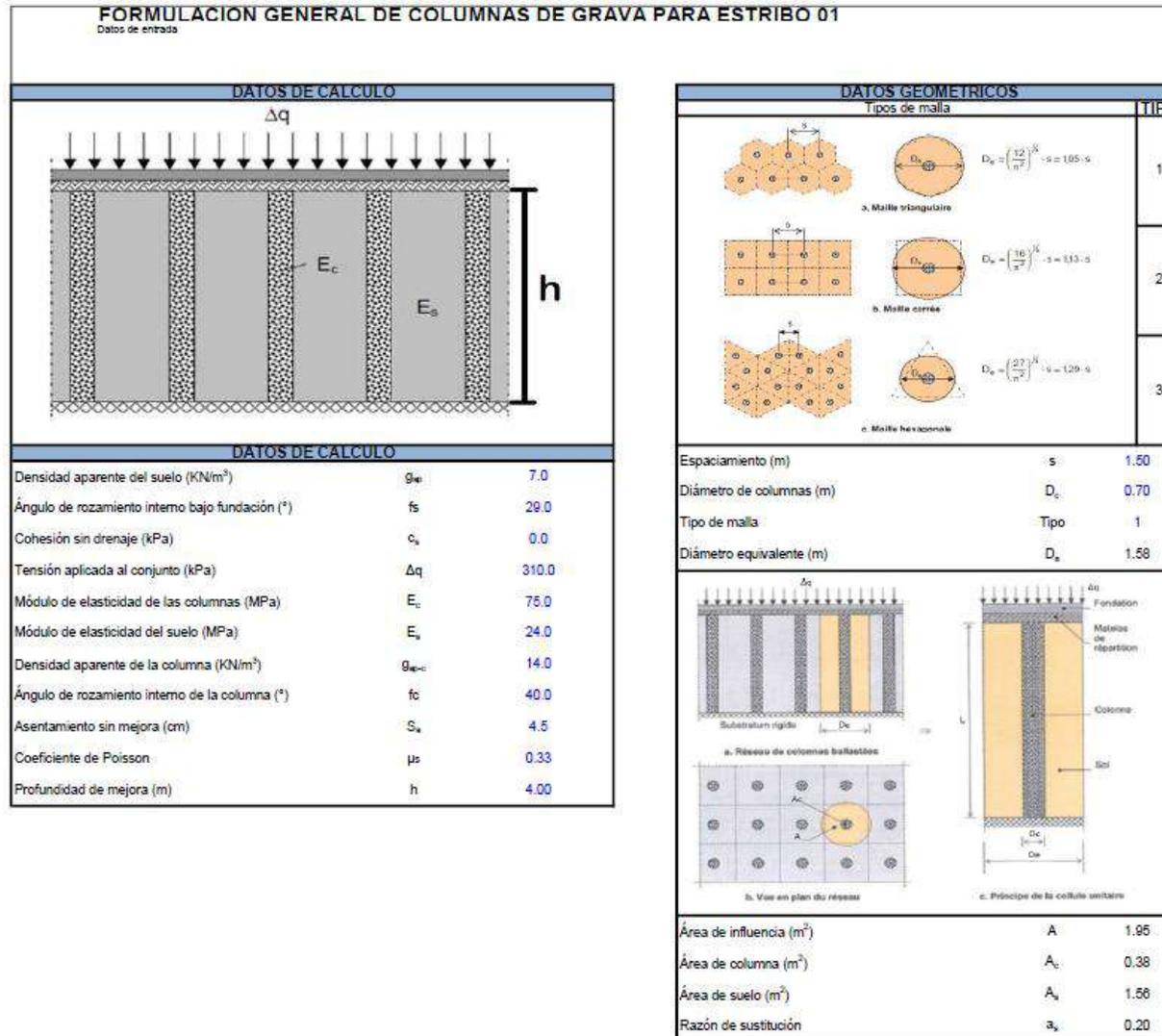
Tabla D14. Estribo 02 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Steinbrenner.

Apoyo:	ESTRIBO 2			
FORMULACION				
<p>El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:</p> $S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1 (z, \pi \pi) + N \phi_2 (z, \pi \pi))$ <p>donde: q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) M = 1 - \nu^2 N = 1 - \nu - 2 \nu^2 n = z/B m = A/B</p> $\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{m+n}}{(1+n^2+m^2)^{m-n}} \right) + n \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{m+1}}{(1+n^2+m^2)^{m-1}} \right) \right\}$ $\phi_2 = \frac{m}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{1/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)	2.00			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.90			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	7.80			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	11.70			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z/inicial (m)	E (kg/cm²)	Poisson	S(cm)
ESTRATO 1	0.0	340	0.3	0.9
ESTRATO 2	2.7	440	0.3	0.8
ESTRATO 3	5.5	650	0.3	0.8
S en el centro				2.5
S en la esquina				0.8

Tabla D15. Pila 01 - Estado Límite de Servicio: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Steinbrenner.

Apoyo:		PILA 1		
FORMULACION				
El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:				
$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1 (a, x, z) - N \phi_2 (a, x, z))$				
donde q = presión unitaria aplicada				
E = módulo elástico				
A = lado mayor				
B = ancho de la cimentación (lado menor)				
M = 1 - ν²				
N = 1 + ν · 2ν²				
n = z/B				
m = A/B				
$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{3/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{3/2} - n} \right) + n \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{3/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{3/2} - 1} \right) \right\}$				
$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{3/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)	1.30			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.00			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	8.00			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	12.00			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z(inicial) (m)	E (kg/cm²)	Poisson	S(cm)
ESTRATO 1	0.0	340	0.3	0.5
ESTRATO 2	1.9	440	0.3	0.8
ESTRATO 3	4.7	660	0.3	0.7
S en el centro				1.7
S en la esquina				0.5

Tabla D17. Estribo 01 - Estado Límite de Resistencia: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.



FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA ESTRIBO 01

Método de Priebe - The Design of vibro replacement
Héctor J. Priebe

FACTOR DE MEJORA

$$K_{sc} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2)$$

$$f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1 - \mu_s) \cdot (1 - A_c/A)}{1 - 2\mu_s + A_c/A}$$

$$n_i = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{sc} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$$

RESULTADOS

Coeficiente de presión activa para la columna	K_{sc}	0.22
Función en términos de Poisson y relación de áreas	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.0
Factor de mejora inicial	n_i	2.2

FACTOR DE MEJORA REDUCIDO

Método analítico

$$\left(\frac{A_c}{A} \right) = \frac{4 \cdot K_{sc} \cdot (n_i - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot K_{sc} - 1)} + \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{4 \cdot K_{sc} \cdot (n_i - 2) + 5}{4 \cdot K_{sc} - 1} + \frac{16 \cdot E_{sc} \cdot (n_i - 1)}{4 \cdot K_{sc} - 1} \right]$$

$$\Delta(A/A_c) = \frac{1}{(A_c/A)} - 1 \quad \bar{A}_c = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$$

$$n_r = 1 + \frac{\bar{A}_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, \bar{A}_c/A)}{K_{sc} \cdot f(\mu_s, \bar{A}_c/A)} - 1 \right]$$

Factor de mejora inicial <small>*Solo para este caso</small>	n_i	3.1
Relación de áreas inicial	(A_c/A)	0.31
Adicional de relación de áreas	$\Delta(A/A_c)$	2.2
Relación de áreas modificada	(\bar{A}_c/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_r	1.8

Método gráfico

Relación de módulos de elasticidad	E_c/E_s	3.1
Ángulo de rozamiento de la columna	φ_c	40.0
Adicional de relación de áreas <small>*Obtenido de la gráfica, válido solo para Poisson igual a 1/3.</small>	$\Delta(A/A_c)$	0.6
Relación de áreas modificada	(\bar{A}_c/A)	0.2
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}_c/A)$	1.1
Factor de mejora reducido	n_r	2.0

RESULTADOS

Método a considerar	Método analítico	
Relación de áreas modificada	(\bar{A}_c/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_r	1.8

MEJORA DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN

$$\alpha = p_s/p = 1/n$$

RESULTADOS

Factor de mejora de licuefacción	α	0.6
----------------------------------	----------	-----

CONSIDERACIONES

La columna se encuentra sobre un estrato rígido.
El material de la columna es incompresible.
Se desprecia la densidad aparente de la columna y el suelo.

FACTOR DE MEJORA POR SOBRECARGA

$$K_{sc} = 1 - \sin \varphi_c \quad W_c = \sum (\gamma_c \cdot \Delta d) \quad W_s = \sum (\gamma_s \cdot \Delta d)$$

$$p_c = \frac{1/2 + f(\mu_s, \bar{A}_c/A)}{K_{sc} \cdot f(\mu_s, \bar{A}_c/A)} \quad p_v = \frac{\Delta q}{A_c + 1 - A_c/A} \quad E_c \leq \frac{E_c \cdot E_s}{p_c \cdot p_v}$$

$$i_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{sc} \cdot W_s/W_c}{K_{sc}} \cdot \frac{W_c}{p_c}} \quad n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right)$$

RESULTADOS

Coeficiente de presión en reposo para la columna	K_{sc}	0.36
Presión por el peso de la columna (KN/m ²)	W_c	56.0
Presión por el peso del suelo (KN/m ²)	W_s	28.0
Relación de presiones	p_c/p_s	6.5
Presión en columna (KN/m ²)	p_c	1147.4
Coeficiente de mejora por sobrecarga	i_d	1.0
Coeficiente máximo de mejora por sobrecarga <small>(E_c·E_s)/(p_c·p_v)</small>	E_c/E_s	1.0
Factor máximo de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_{max}	1.4
Considerar el valor calculado de i_d	i_d	SI
Coeficiente de mejora por sobrecarga	i_d	1.0
Factor de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_r	1.4

MEJORA DE VALORES RESISTENTES

$$m' = (n - 1)/n \quad \tan \bar{\varphi} = m' \cdot \tan \varphi_c + (1 - m') \cdot \tan \varphi_s$$

$$c' = (1 - m') \cdot c_s$$

RESULTADOS

Coeficiente de proporción de carga	m'	0.3
Ángulo de rozamiento equivalente (*)	$\bar{\varphi}$	33
Cohesión equivalente (kPa)	c'	0.0

FACTORES DE ASENTAMIENTO

$$s_{un} = \Delta q \cdot \frac{h}{E_s \cdot n_2} \quad \Delta s = \frac{\Delta q}{E_s \cdot n_2} \cdot \left[(s/s_{un})_1 \cdot h_1 - (s/s_{un})_n \cdot h_n \right]$$

Asentamiento permanente (cm)	S^*	3.6
Relación profundidad/diámetro	n/D	5.7
Número de columnas de grava		96
Relación de asentamientos <small>*Obtenido de la gráfica.</small>	S/S^*	0.80
Asentamiento de la cimentación (cm)	S	2.91

Asentamiento diferencial

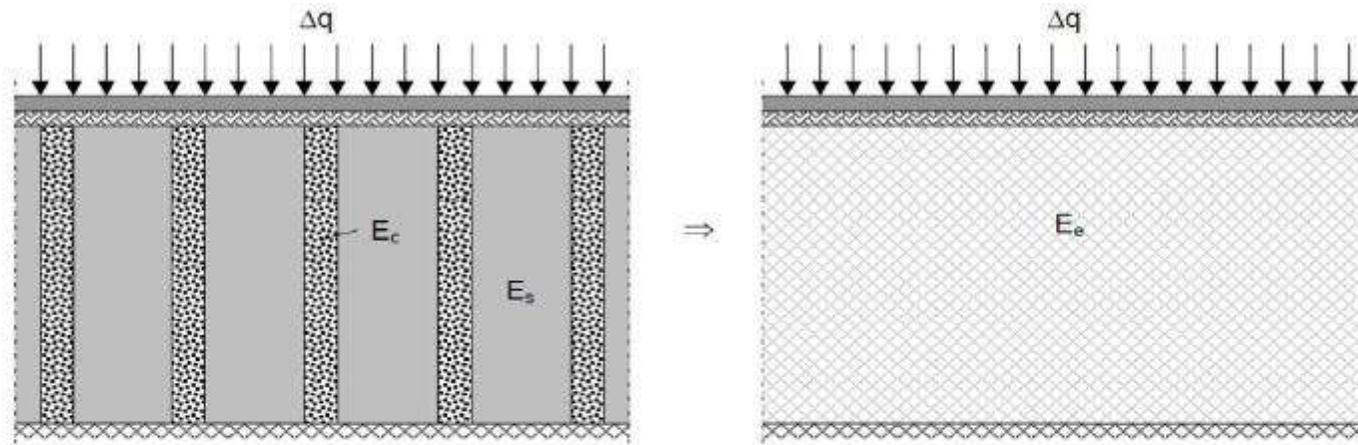
Profundidad de análisis de inicio (m)	h_i	0
Profundidad de análisis de fin (m)	h_f	4.0
Relación profundidad/diámetro inicial	n_i/D	0.0
Relación profundidad/diámetro final	n_f/D	5.7
Relación de asentamientos inicial <small>*Obtenido de la gráfica.</small>	$(S/S^*)_i$	0.0
Relación de asentamientos final <small>*Obtenido de la gráfica.</small>	$(S/S^*)_f$	0.8
Asentamiento diferencial (cm)	ΔS	2.91

FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA ESTRIBO 01

Método de homogenización o edométrico.

Dhoulb y Blondeau

SISTEMA EQUIVALENTE



TENSIONES APLICADAS

$$F = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{E_c}{E_s} \quad \Delta q = \frac{A_c}{A} \cdot \Delta q_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot \Delta q_s$$

Factor de reparto	F	3.1
Tensión aplicada al suelo (kPa)	Δq_s	218.3
Tensión aplicada a la columna (kPa)	Δq_c	682.3
Fuerza aplicada en columna (kN)	N_c	262.6

MÓDULO ELÁSTICO EQUIVALENTE

$$E_e = \frac{A_c}{A} \cdot E_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot E_s$$

Módulo elástico equivalente (MPa)	E_e	34.1
-----------------------------------	-------	------

RAZÓN DE ASENTAMIENTO

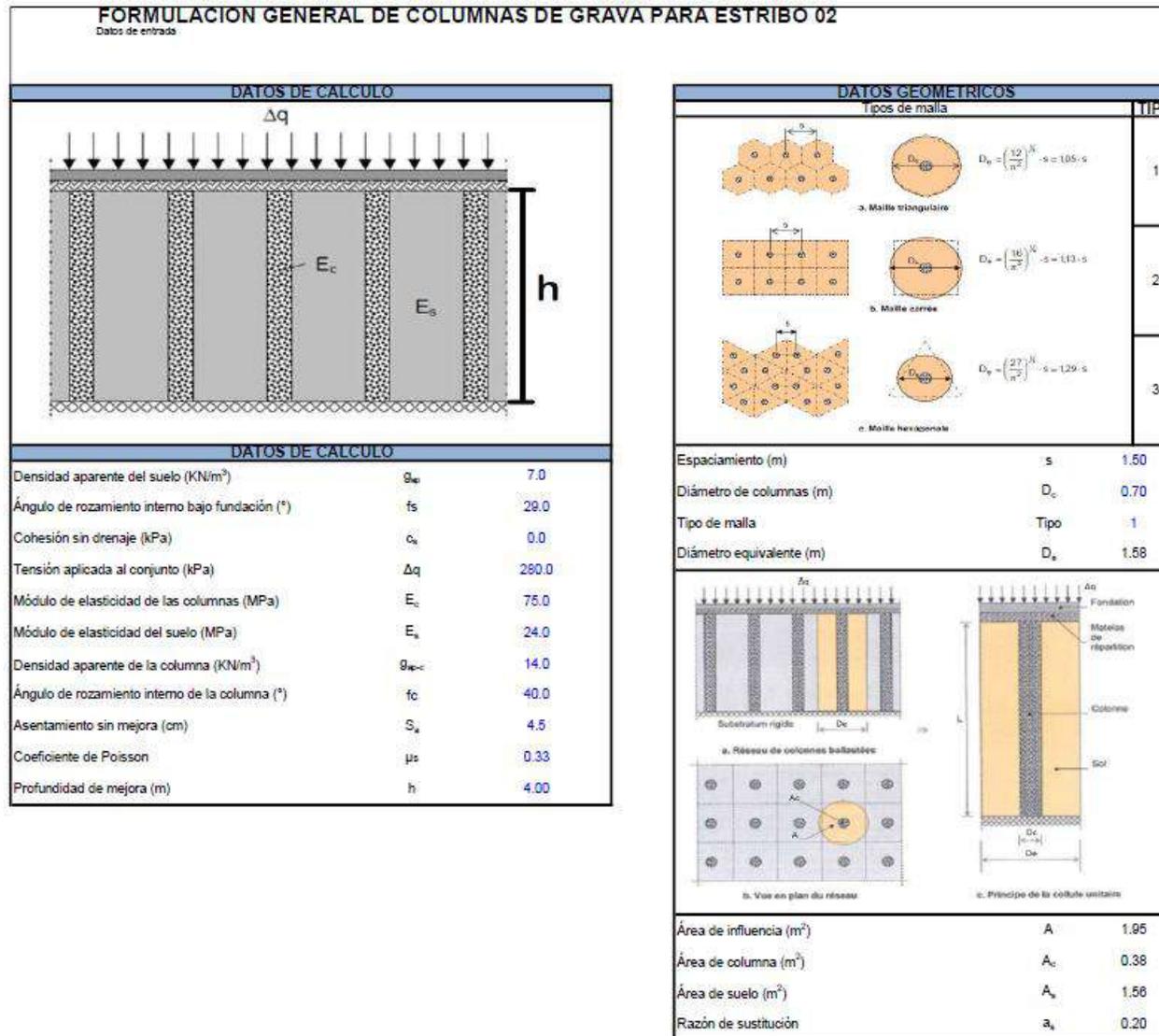
$$\beta = \frac{s_{na}}{s_a} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)$$

Razón de asentamientos	β	1.4
Asentamiento sin mejora (cm)	s_{na}	4.5
Asentamiento con mejora (cm)	s_a	3.17

CONSIDERACIONES

Geometría simplificada de celda unidad.
Comportamiento edométrico del suelo y de la columna.
Compatibilidad en deformaciones verticales.
Carga rígida, por lo que los asentamientos en el suelo y en la columna son iguales.

Tabla D18. Estribo 02 - Estado Límite de Resistencia: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.



FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA ESTRIBO 02
 Método de Prábe - The Design of vibro replacement
 Heinz J. Prábe

FACTOR DE MEJORA

$$K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2)$$

$$f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1 - \mu_s) \cdot (1 - A_c/A)}{1 - 2\mu_s + A_c/A}$$

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$$

RESULTADOS

Coefficiente de presión activa para la columna	K_{ac}	0.22
Función en términos de Poisson y relación de áreas	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.0
Factor de mejora inicial	n_0	2.2

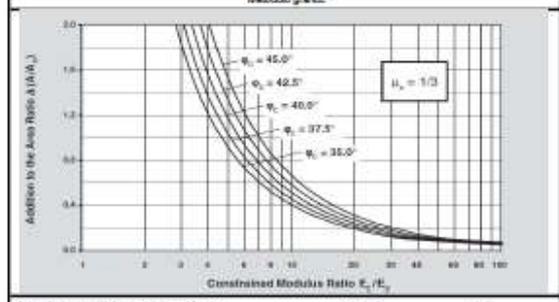
FACTOR DE MEJORA REDUCIDO
 Método analítico

$$\left(\frac{A_c}{A}\right) = \frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (\alpha_0 - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot K_{ac} - 1)} + \frac{1}{2} \sqrt{\left[\frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (\alpha_0 - 2) + 5}{4 \cdot K_{ac} - 1} \right]^2 + \frac{16 \cdot K_{ac} \cdot (\alpha_0 - 1)}{4 \cdot K_{ac} - 1}}$$

$$\Delta(A/A_c) = \frac{1}{(A_c/A)} - 1 \quad \frac{A_c}{A} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$$

$$n_1 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, \Delta(A/A_c))}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$$

Factor de mejora inicial <small>*Solo para este caso</small>	n_0	3.1
Relación de áreas inicial	(A_c/A)	0.31
Adicional de relación de áreas	$\Delta(A/A_c)$	2.2
Relación de áreas modificada	(\bar{A}/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_1	1.8



Relación de módulos de elasticidad	E_s/E_{s0}	3.1
Angulo de rozamiento de la columna	φ_c	40.0
Adicional de relación de áreas <small>*Obtenido de la gráfica, válido solo para Poisson igual a 1/3</small>	$\Delta(A/A_c)$	0.6
Relación de áreas modificada	(\bar{A}/A)	0.2
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}/A)$	1.1
Factor de mejora reducido	n_1	2.0

RESULTADOS

Método a considerar	Método analítico	
Relación de áreas modificada	(\bar{A}/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_1	1.8

MEJORA DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN

$$\alpha = p_s/p = 1/n$$

RESULTADOS

Factor de mejora de licuefacción	α	0.6
----------------------------------	----------	-----

CONSIDERACIONES
 La columna se encuentra sobre un estrato rígido.
 El material de la columna es incompresible.
 Se desprecia la densidad aparente de la columna y el suelo.

FACTOR DE MEJORA POR SOBRECARGA

$$K_{ac} = 1 - \sin \varphi_c \quad W_c = \Sigma(\gamma_c \cdot \Delta d) \quad W_s = \Sigma(\gamma_s \cdot \Delta d)$$

$$p_c = \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} \quad p_s = \frac{\Delta q}{A} + \frac{1 - A_c/A}{p_c/p_s} \quad \epsilon_s \leq \frac{E_c - E_s}{p_c - p_s}$$

$$i_s = \frac{1}{1 + \frac{K_{ac} \cdot W_s / W_c}{K_{ac} \cdot W_c / p_c}} \quad n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c - 1}{E_s} - 1 \right)$$

RESULTADOS

Coefficiente de presión en reposo para la columna	K_{ac}	0.36
Presión por el peso de la columna (KN/m ²)	W_c	56.0
Presión por el peso del suelo (KN/m ²)	W_s	28.0
Relación de presiones	p_c/p_s	6.5
Presión en columna (KN/m ²)	p_c	1036.3
Coefficiente de mejora por sobrecarga	i_s	1.0
Coefficiente máximo de mejora por sobrecarga	$(E_c - E_s) / (p_c - p_s)$	1.0
Factor máximo de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_{max}	1.4
Considerar el valor calculado de i_s		SI
Coefficiente de mejora por sobrecarga	i_s	1.0
Factor de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_1	1.4

MEJORA DE VALORES RESISTENTES

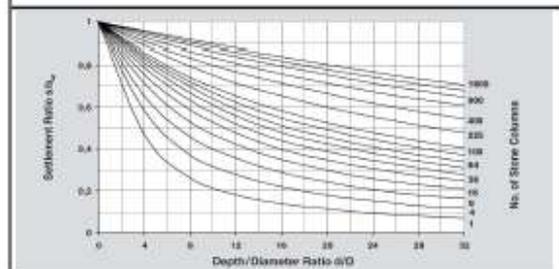
$$m' = (n - 1)/n \quad \tan \bar{\varphi} = m' \cdot \tan \varphi_c + (1 - m') \cdot \tan \varphi_s$$

$$c' = (1 - m') \cdot c_s$$

RESULTADOS

Coefficiente de proporción de carga	m'	0.3
Angulo de rozamiento equivalente (°)	$\bar{\varphi}$	33
Cohesión equivalente (kPa)	c'	0.0

FACTORES DE ASENTAMIENTO

$$s_{pm} = \Delta q \cdot \frac{h}{E_s \cdot n_2} \quad \Delta s = \frac{\Delta q}{E_s \cdot n_2} \cdot \left[(s/s_{pm}) \cdot h_1 - (s/s_{pm})_u \cdot h_u \right]$$


A asentamiento permanente (cm)	S_{pm}	3.3
Relación profundidad/diámetro	h/D	5.7
Número de columnas de grava		96
Relación de asentamientos <small>*Obtenido de la gráfica</small>	S/S_{pm}	0.80
A asentamiento de la cimentación (cm)	S	2.63

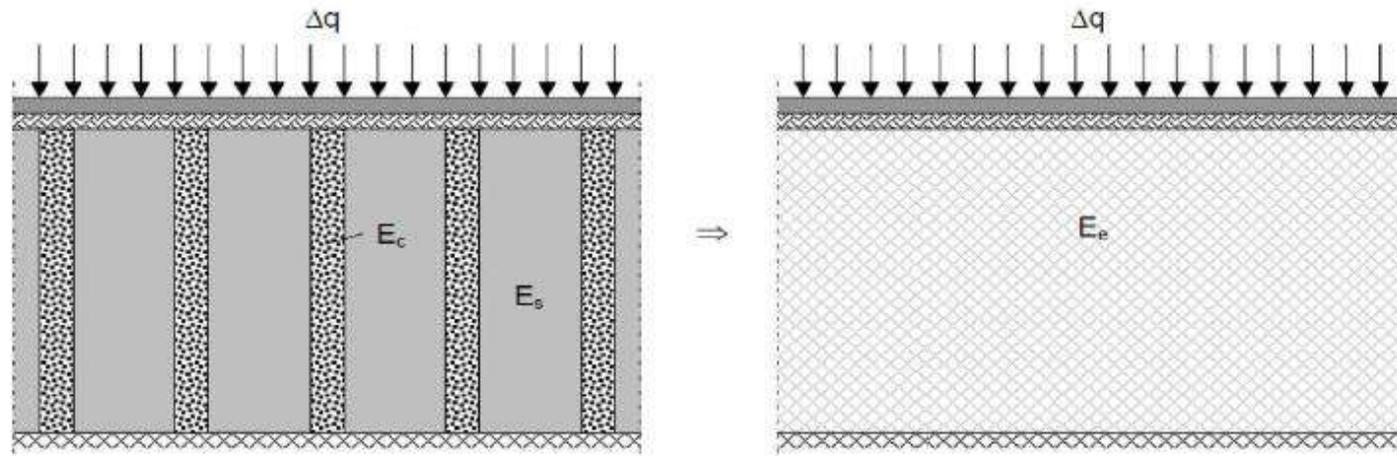
A asentamiento diferencial

Profundidad de análisis de inicio (m)	h_i	0
Profundidad de análisis de fin (m)	h_f	4.0
Relación profundidad/diámetro inicial	h_i/D	0.0
Relación profundidad/diámetro final	h_f/D	5.7
Relación de asentamientos inicial <small>*Obtenido de la gráfica</small>	$(S/S_{pm})_i$	0.0
Relación de asentamientos final <small>*Obtenido de la gráfica</small>	$(S/S_{pm})_f$	0.8
A asentamiento diferencial (cm)	ΔS	2.63

FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA ESTRIBO 02

Método de homogenización o edométrico.
Dhouib y Blondeau

SISTEMA EQUIVALENTE



TENSIONES APLICADAS

$$F = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{E_c}{E_s} \quad \Delta q = \frac{A_c}{A} \cdot \Delta q_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot \Delta q_s$$

Factor de reparto	F	3.1
Tensión aplicada al suelo (kPa)	Δq_s	197.2
Tensión aplicada a la columna (kPa)	Δq_c	616.3
Fuerza aplicada en columna (kN)	N_c	237.2

MODULO ELASTICO EQUIVALENTE

$$E_e = \frac{A_c}{A} \cdot E_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot E_s$$

Módulo elástico equivalente (MPa)	E_e	34.1
-----------------------------------	-------	------

RAZON DE ASENTAMIENTO

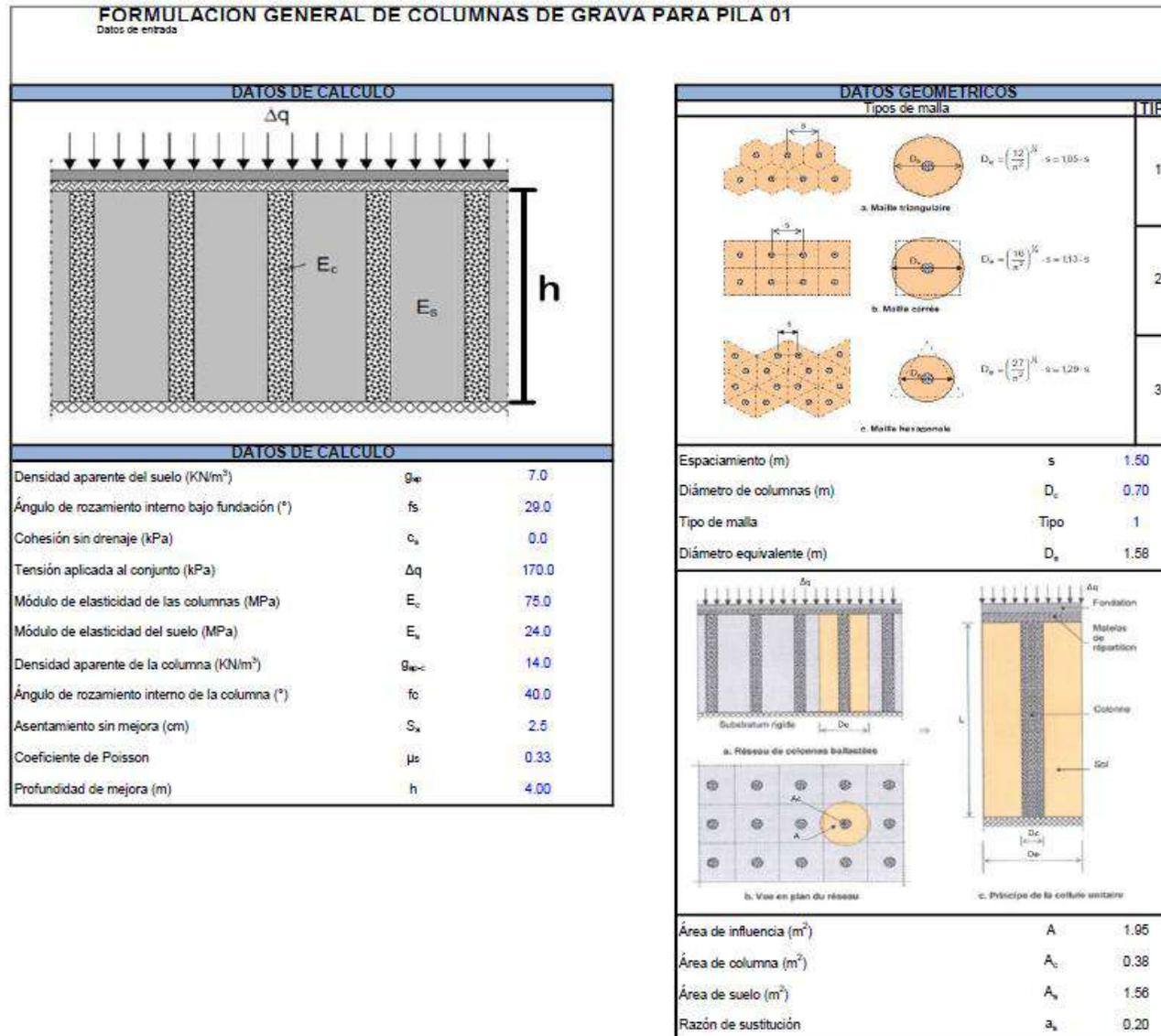
$$\beta = \frac{s_{na}}{s_a} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)$$

Razón de asentamientos	β	1.4
Asentamiento sin mejora (cm)	s_{na}	4.5
Asentamiento con mejora (cm)	s_a	3.17

CONSIDERACIONES

Geometría simplificada de celda unidad.
Comportamiento edométrico del suelo y de la columna.
Compatibilidad en deformaciones verticales.
Carga rígida, por lo que los asentamientos en el suelo y en la columna son iguales.

Tabla D19. Pila 01 - Estado Límite de Resistencia: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.



FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA PILA 01	
Método de Prueba - The Design of vibro replacement Hertz J. Prábe	
FACTOR DE MEJORA	
$K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2)$ $f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1 - \mu_s) \cdot (1 - A_c/A)}{1 - 2\mu_s + A_c/A}$ $n_1 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$	
RESULTADOS	
Coefficiente de presión activa para la columna	K_{ac} 0.22
Función en términos de Poisson y relación de áreas	$f(\mu_s, A_c/A)$ 1.0
Factor de mejora inicial	n_1 2.2
FACTOR DE MEJORA REDUCIDO	
Método analítico	
$\left(\frac{A_c}{A}\right) = \frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (n_1 - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot K_{ac} - 1)} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (n_1 - 2) + 5}{4 \cdot K_{ac} - 1} + \frac{16 \cdot K_{ac} \cdot (n_1 - 1)}{4 \cdot K_{ac} - 1}}$ $\Delta(A/A_c) = \frac{1}{(A_c/A)} - 1 \quad \frac{\bar{A}_c}{A} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$ $n_1 = 1 + \frac{\bar{A}_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, \bar{A}_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, \bar{A}_c/A)} - 1 \right]$	
Factor de mejora inicial <small>*Solo para este caso</small>	n_1 3.1
Relación de áreas inicial	(A_c/A) 0.31
Adicional de relación de áreas	$\Delta(A/A_c)$ 2.2
Relación de áreas modificada	(\bar{A}_c/A) 0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}_c/A)$ 1.2
Factor de mejora reducido	n_1 1.8
Método gráfico	
Relación de módulos de elasticidad	E_1/E_2 3.1
Ángulo de rozamiento de la columna	φ_c 40.0
Adicional de relación de áreas <small>*Obtenido de la gráfica, válido solo para Poisson igual a 1/3.</small>	$\Delta(A/A_c)$ 0.6
Relación de áreas modificada	(\bar{A}_c/A) 0.2
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}_c/A)$ 1.1
Factor de mejora reducido	n_1 2.0
RESULTADOS	
Método a considerar	Método analítico
Relación de áreas modificada	(\bar{A}_c/A) 0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}_c/A)$ 1.2
Factor de mejora reducido	n_1 1.8
MEJORA DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN	
$\alpha = p_s/p = 1/n$	
RESULTADOS	
Factor de mejora de licuefacción	α 0.6
CONSIDERACIONES	
La columna se encuentra sobre un estrato rígido. El material de la columna es incompresible. Se desprecia la densidad aparente de la columna y el suelo.	

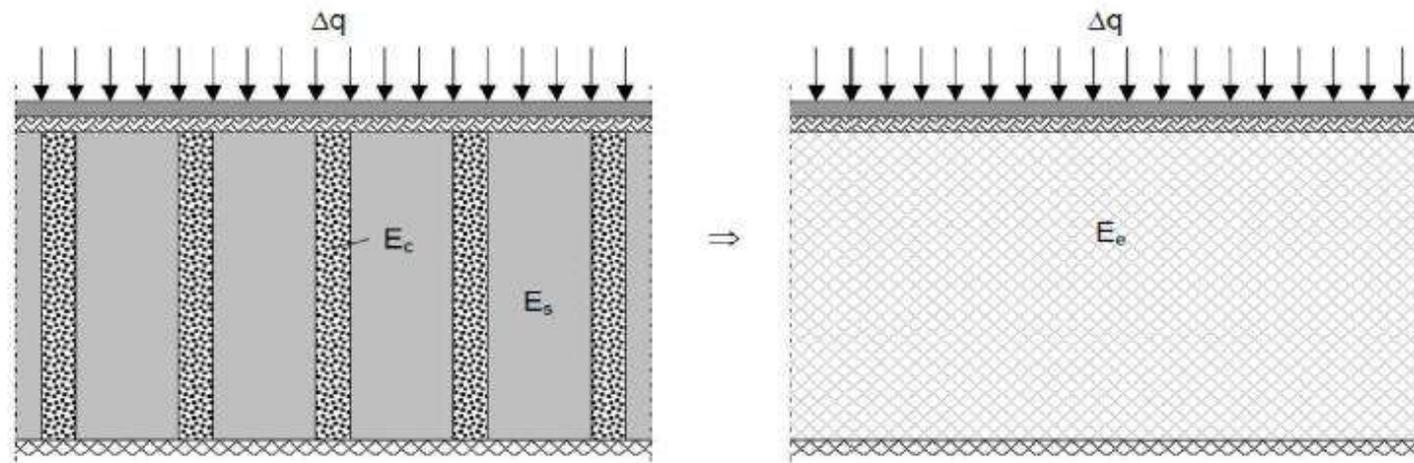
FACTOR DE MEJORA POR SOBRECARGA	
$K_{ac} = 1 - \sin \varphi_c \quad W_c = \Sigma(\gamma_c \cdot \Delta d) \quad W_s = \Sigma(\gamma_s \cdot \Delta d)$ $p_c = \frac{1/2 + f(\mu_s, \bar{A}_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, \bar{A}_c/A)} \quad p_s = \frac{\Delta q}{A_c + 1 - A_c/A} \quad f_s \leq \frac{E_c/E_s}{p_c/p_s}$ $f_s = \frac{1}{1 + \frac{K_{ac} - W_s/W_c - W_c}{K_{ac} \cdot p_c}} \quad n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right)$	
RESULTADOS	
Coefficiente de presión en reposo para la columna	K_{ac} 0.36
Presión por el peso de la columna (KN/m ²)	W_c 56.0
Presión por el peso del suelo (KN/m ²)	W_s 28.0
Relación de presiones	p_c/p_s 6.5
Presión en columna (KN/m ²)	p_c 629.2
Coefficiente de mejora por sobrecarga	f_s 1.0
Coefficiente máximo de mejora por sobrecarga <small>(E_c/E_s) / (p_c/p_s)</small>	1.0
Factor máximo de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_{max} 1.4
Considerar el valor calculado de f_s	SI
Coefficiente de mejora por sobrecarga	f_s 1.0
Factor de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_1 1.4
MEJORA DE VALORES RESISTENTES	
$m' = (n - 1)/n \quad \tan \bar{\varphi} = m' \cdot \tan \varphi_c + (1 - m') \cdot \tan \varphi_s$ $c' = (1 - m') \cdot c_s$	
RESULTADOS	
Coefficiente de proporción de carga	m' 0.3
Ángulo de rozamiento equivalente (°)	$\bar{\varphi}$ 33
Cohesión equivalente (kPa)	c' 0.0
FACTORES DE ASENTAMIENTO	
$s_{1m} = \Delta q \cdot \frac{h}{E_s \cdot n_2} \quad \Delta s = \frac{\Delta q}{E_s \cdot n_2} \cdot \left[(s/s_{1m})_1 \cdot h_1 - (s/s_{1m})_2 \cdot h_2 \right]$	
Asentamiento permanente (cm)	S_p 2.0
Relación profundidad/diámetro	h/D 5.7
Número de columnas de grava	93
Relación de asentamientos <small>*Obtenido de la gráfica.</small>	S/S_p 0.80
Asentamiento de la cimentación (cm)	S 1.60
Asentamiento diferencial	
Profundidad de análisis de inicio (m)	h_i 0
Profundidad de análisis de fin (m)	h_f 4.0
Relación profundidad/diámetro inicial	h_i/D 0.0
Relación profundidad/diámetro final	h_f/D 5.7
Relación de asentamientos inicial <small>*Obtenido de la gráfica.</small>	$(S/S_p)_i$ 0.0
Relación de asentamientos final <small>*Obtenido de la gráfica.</small>	$(S/S_p)_f$ 0.8
Asentamiento diferencial (cm)	ΔS 1.60

FORMULACIÓN GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA PILA 01

Método de homogenización o edométrico.

Dhouib y Blondeau

SISTEMA EQUIVALENTE



TENSIONES APLICADAS

$$F = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{E_c}{E_s} \quad \Delta q = \frac{A_c}{A} \cdot \Delta q_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot \Delta q_s$$

Factor de reparto	F	3.1
Tensión aplicada al suelo (kPa)	Δq_s	119.7
Tensión aplicada a la columna (kPa)	Δq_c	374.2
Fuerza aplicada en columna (kN)	N_c	144.0

MODULO ELASTICO EQUIVALENTE

$$E_e = \frac{A_c}{A} \cdot E_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot E_s$$

Módulo elástico equivalente (MPa)	E_e	34.1
-----------------------------------	-------	------

RAZON DE ASENTAMIENTO

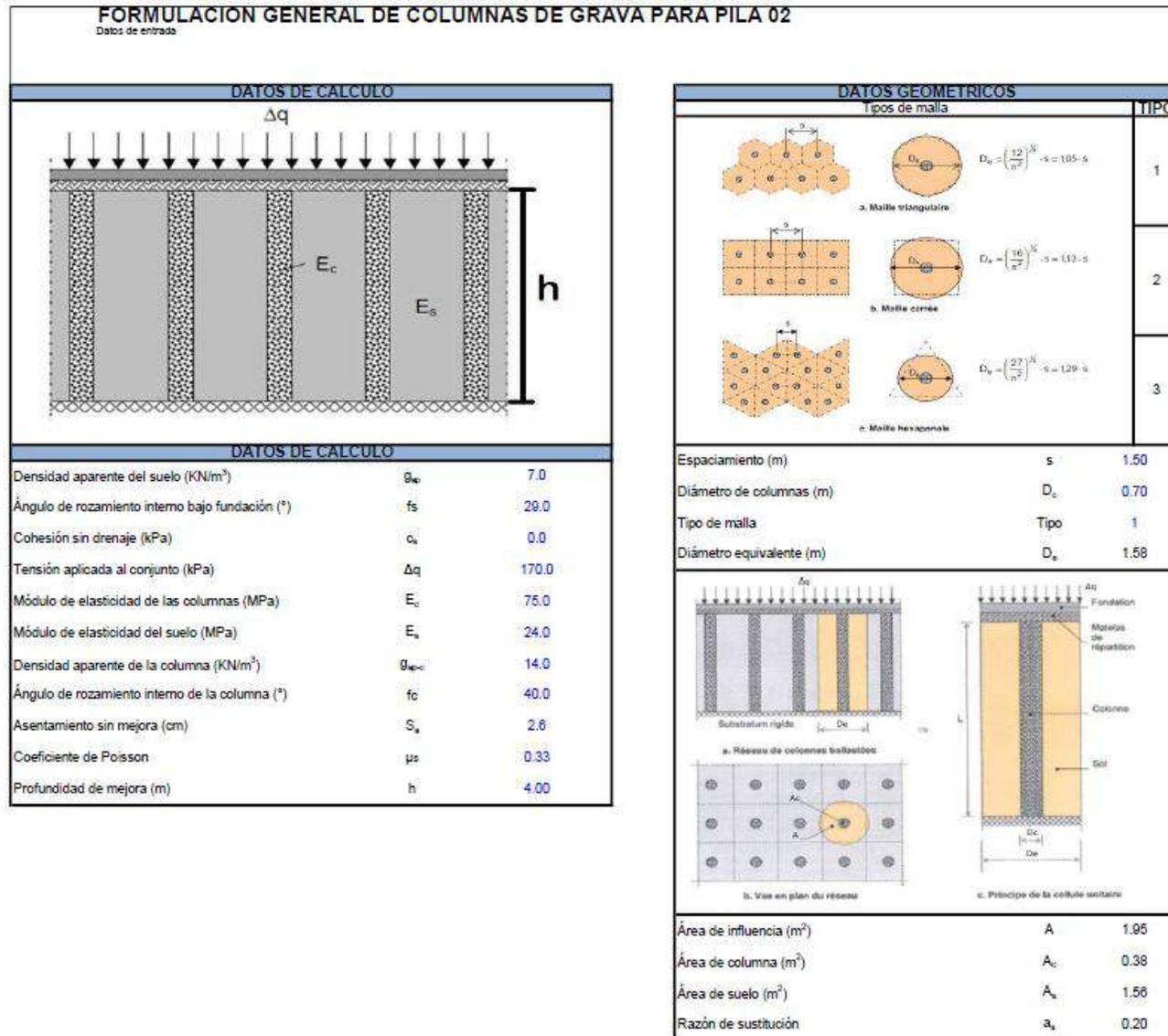
$$\beta = \frac{s_{na}}{s_a} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)$$

Razón de asentamientos	β	1.4
Asentamiento sin mejora (cm)	s_{na}	2.5
Asentamiento con mejora (cm)	s_a	1.76

CONSIDERACIONES

Geometría simplificada de celda unidad.
Comportamiento edométrico del suelo y de la columna.
Compatibilidad en deformaciones verticales.
Carga rígida, por lo que los asentamientos en el suelo y en la columna son iguales.

Tabla D20. Pila 02 - Estado Límite de Resistencia: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.



FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA PILA 02

Método de Priebe - The Design of vibro replacement.
Hertz J. Priebe

FACTOR DE MEJORA

$$K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2)$$

$$f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1 - \mu_s) \cdot (1 - A_c/A)}{1 - 2\mu_s + A_c/A}$$

$$n_i = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$$

RESULTADOS

Coefficiente de presión activa para la columna	K_{ac}	0.22
Función en términos de Poisson y relación de áreas	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.0
Factor de mejora inicial	n_i	2.2

FACTOR DE MEJORA REDUCIDO

Método analítico

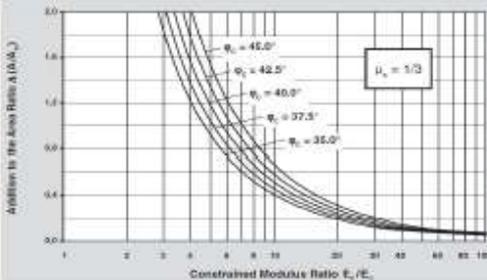
$$\left(\frac{\bar{A}_c}{A}\right) = \frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (n_i - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot K_{ac} - 1)} + \frac{1}{2} \sqrt{\left[\frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (n_i - 2) + 5}{4 \cdot K_{ac} - 1}\right]^2 + \frac{16 \cdot K_{ac} \cdot (n_i - 1)}{4 \cdot K_{ac} - 1}}$$

$$\Delta(A/A_c) = \frac{1}{(\bar{A}_c/A)} - 1 \quad \bar{K}_{ac} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$$

$$n_r = 1 + \frac{\bar{A}_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, \bar{A}_c/A)}{\bar{K}_{ac} \cdot f(\mu_s, \bar{A}_c/A)} - 1 \right]$$

Factor de mejora inicial <small>*Solo para este caso</small>	n_i	3.1
Relación de áreas inicial	(A_c/A)	0.31
Adicional de relación de áreas	$\Delta(A/A_c)$	2.2
Relación de áreas modificada	(\bar{A}_c/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_r	1.8

Método gráfico



Relación de módulos de elasticidad	E_c/E_s	3.1
Angulo de rozamiento de la columna	φ_c	40.0
Adicional de relación de áreas <small>*Obtenido de la gráfica, válido solo para Poisson igual a 0.3</small>	$\Delta(A/A_c)$	0.6
Relación de áreas modificada	(\bar{A}_c/A)	0.2
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}_c/A)$	1.1
Factor de mejora reducido	n_r	2.0

RESULTADOS

Método a considerar	Método analítico	
Relación de áreas modificada	(\bar{A}_c/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_r	1.8

MEJORA DEL POTENCIAL DE LICUEFACCION

$$\alpha = p_s/p = 1/n$$

RESULTADOS

Factor de mejora de licuefacción	α	0.6
----------------------------------	----------	-----

CONSIDERACIONES

La columna se encuentra sobre un estrato rígido.
El material de la columna es incompresible.
Se desprecia la densidad aparente de la columna y el suelo.

FACTOR DE MEJORA POR SOBRECARGA

$$K_{ac} = 1 - \sin \varphi_c \quad W_c = \Sigma(\gamma_c \cdot \Delta d) \quad W_s = \Sigma(\gamma_s \cdot \Delta d)$$

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} \quad p_{0c} = \frac{\Delta q}{A_c + 1 - A_c/A} \quad K_{sc} \leq \frac{E_c/E_s}{p_c/p_s}$$

$$f_{sc} = \frac{1}{1 + \frac{K_{ac} - W_s/W_c}{K_{ac}} \cdot \frac{W_c}{p_c}} \quad n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right)$$

RESULTADOS

Coefficiente de presión en reposo para la columna	K_{ac}	0.36
Presión por el peso de la columna (KN/m ²)	W_c	56.0
Presión por el peso del suelo (KN/m ²)	W_s	28.0
Relación de presiones	p_c/p_s	5.5
Presión en columna (KN/m ²)	p_c	629.2
Coefficiente de mejora por sobrecarga	f_{sc}	1.0
Coefficiente máximo de mejora por sobrecarga <small>(E_c/E_s)/(p_c/p_s)</small>		1.0
Factor máximo de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_{max}	1.4
Considerar el valor calculado de f _{sc}		SI
Coefficiente de mejora por sobrecarga	f_{sc}	1.0
Factor de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_r	1.4

MEJORA DE VALORES RESISTENTES

$$m' = (n - 1)/n \quad \tan \bar{\varphi} = m' \cdot \tan \varphi_c + (1 - m') \cdot \tan \varphi_s$$

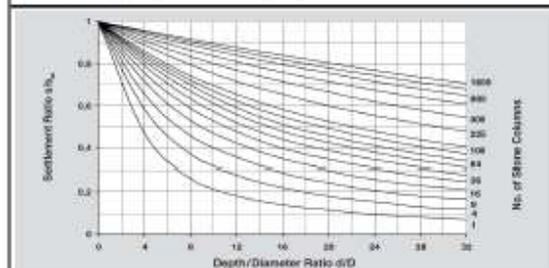
$$c' = (1 - m') \cdot c_s$$

RESULTADOS

Coefficiente de proporción de carga	m'	0.3
Angulo de rozamiento equivalente (°)	$\bar{\varphi}$	33
Cohesión equivalente (kPa)	c'	0.0

FACTORES DE ASENTAMIENTO

$$s_{sc} = \Delta q \cdot \frac{h}{E_s \cdot \pi_2} \quad \Delta s = \frac{\Delta q}{E_s \cdot \pi_2} \cdot [(s'/s_{sc})_1 \cdot h_1 - (s'/s_{sc})_n \cdot h_n]$$



A asentamiento permanente (cm)	S_{sc}	2.0
Relación profundidad/diámetro	h/D	5.7
Número de columnas de grava		93
Relación de asentamientos <small>*Obtenido de la gráfica</small>	S/S_{sc}	0.80
A asentamiento de la cimentación (cm)	S	1.60

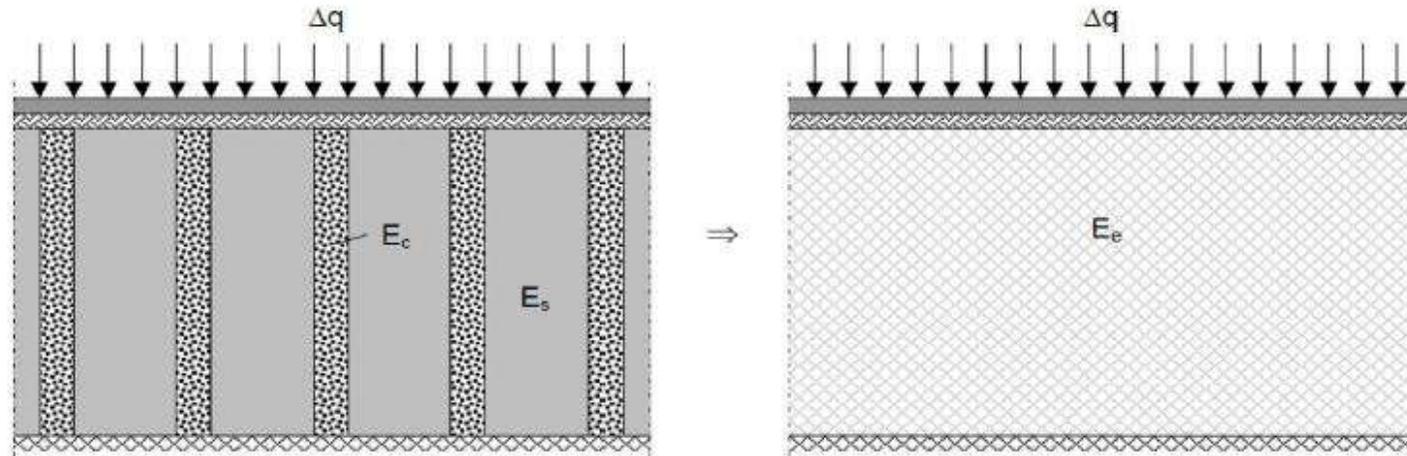
A asentamiento diferencial

Profundidad de análisis de inicio (m)	h_i	0
Profundidad de análisis de fin (m)	h_f	4.0
Relación profundidad/diámetro inicial	h_i/D	0.0
Relación profundidad/diámetro final	h_f/D	5.7
Relación de asentamientos inicial <small>*Obtenido de la gráfica</small>	$(S/S_{sc})_i$	0.0
Relación de asentamientos final <small>*Obtenido de la gráfica</small>	$(S/S_{sc})_f$	0.8
A asentamiento diferencial (cm)	ΔS	1.60

FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA PILA 02

Método de homogenización o edométrico.
Dhouib y Blondeau

SISTEMA EQUIVALENTE



TENSIONES APLICADAS

$$F = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{E_c}{E_s} \quad \Delta q = \frac{A_c}{A} \cdot \Delta q_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot \Delta q_s$$

Factor de reparto	F	3.1
Tensión aplicada al suelo (kPa)	Δq_s	119.7
Tensión aplicada a la columna (kPa)	Δq_c	374.2
Fuerza aplicada en columna (kN)	N_c	144.0

MODULO ELASTICO EQUIVALENTE

$$E_e = \frac{A_c}{A} \cdot E_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot E_s$$

Módulo elástico equivalente (MPa)	E_e	34.1
-----------------------------------	-------	------

RAZON DE ASENTAMIENTO

$$\beta = \frac{s_{na}}{s_a} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)$$

Razón de asentamientos	β	1.4
Asentamiento sin mejora (cm)	s_{na}	2.6
Asentamiento con mejora (cm)	s_a	1.83

CONSIDERACIONES

Geometría simplificada de celda unidad.
Comportamiento edométrico del suelo y de la columna.
Compatibilidad en deformaciones verticales.
Carga rígida, por lo que los asentamientos en el suelo y en la columna son iguales.

Tabla D21. Estribo 01 - Estado Límite de Resistencia: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método Steinbrenner.

Apoyo: ESTRIBO 1				
FORMULACION				
El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:				
$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1(u, v, z) - N \phi_2(u, v, z))$				
donde: q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) $M = 1 - \nu^2$ $N = 1 + \nu - 2\nu^2$ $u = z/B$ $v = A/B$				
$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \operatorname{Ln} \left(\frac{\langle 1 + n^2 + m^2 \rangle^{1/2} + n}{\langle 1 + n^2 + m^2 \rangle^{1/2} - n} \right) + n \operatorname{Ln} \left(\frac{\langle 1 + n^2 + m^2 \rangle^{1/2} + 1}{\langle 1 + n^2 + m^2 \rangle^{1/2} - 1} \right) \right\}$				
$\phi_2 = - \frac{m}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{n}{m \langle 1 + n^2 + m^2 \rangle^{1/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)	3.10			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.90			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	7.80			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	11.70			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z(inicial) (m)	E (kg/cm ²)	Poisson	S(cm)
ESTRATO 1	0.0	340	0.3	1.1
ESTRATO 2	1.9	440	0.3	1.4
ESTRATO 3	4.7	650	0.3	1.5
S en el centro				4.0
S en la esquina				1.2

Tabla D22. Estribo 02 - Estado Límite de Resistencia: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método Steinbrenner.

Apoyo:	ESTRIBO 2			
FORMULACION				
<p>El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:</p> $S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1 (n, z) - N \phi_2 (n, z))$ <p>donde: q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) M = 1 - \nu^2 N = 1 + \nu - 2\nu^2 n = z/B m = A/B</p> $\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{3/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{3/2} - n} \right) + n \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{3/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{3/2} - 1} \right) \right\}$ $\phi_2 = \frac{m}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{3/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)	2.80			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.90			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	7.80			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	11.70			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z (inicial) (m)	E (kg/cm²)	Poisson	S (cm)
ESTRATO 1	0.0	340	0.3	1.3
ESTRATO 2	2.7	440	0.3	1.2
ESTRATO 3	5.5	650	0.3	1.2
S en el centro				3.7
S en la esquina				1.1

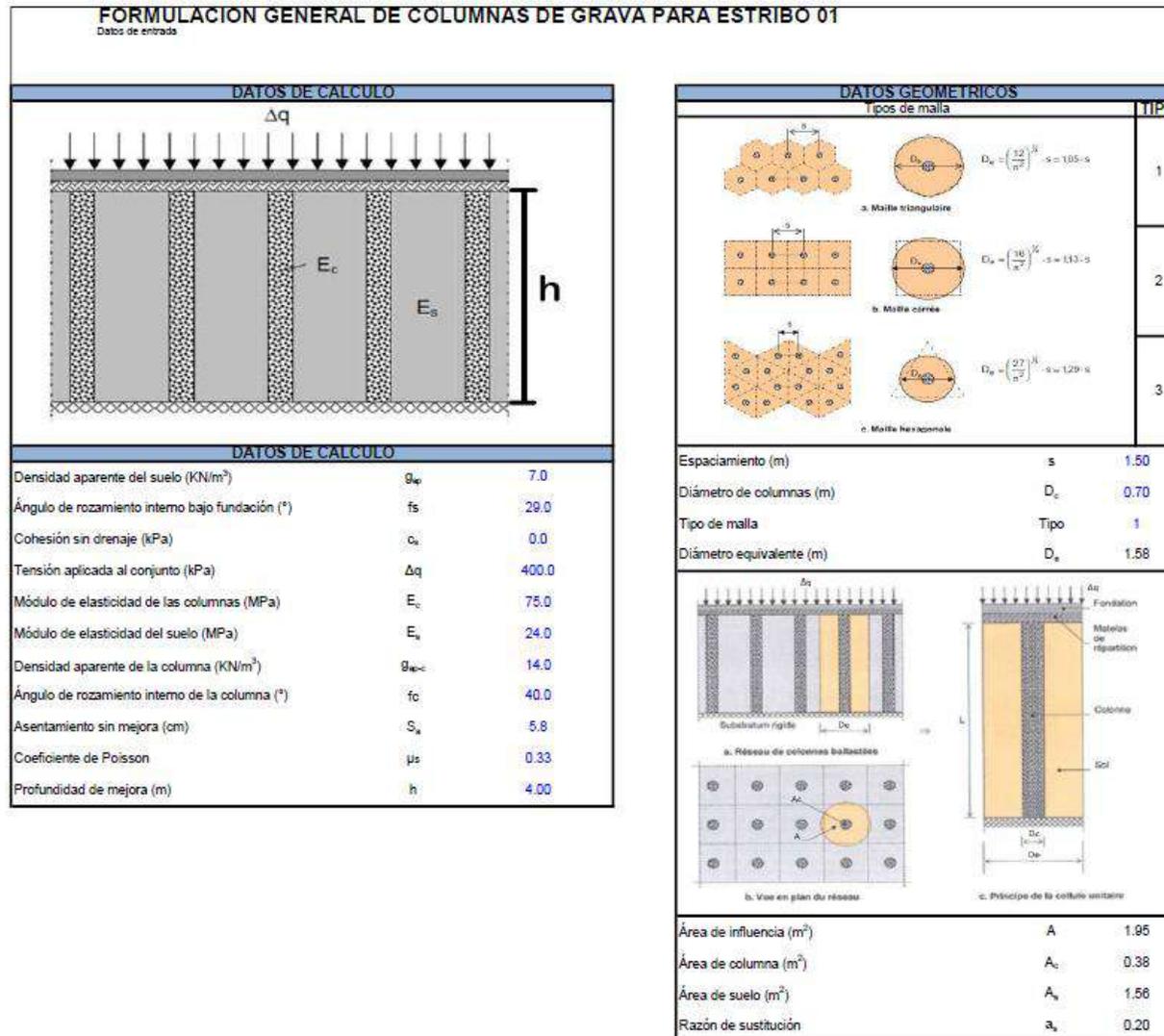
Tabla D23. Pila 01 - Estado Límite de Resistencia: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método Steinbrenner.

Apoyo:		PILA 1		
FORMULACION				
El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:				
$S(z) = \frac{q \cdot B}{2 \cdot E} \cdot (M \cdot \phi_1(0, z, z) - N \cdot \phi_2(0, z, z))$				
donde q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) M = 1 - ν² N = 1 - ν · 2ν² n = z/B m = A/B				
$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{m+n}}{(1+n^2+m^2)^{m-n}} \right) + n \cdot \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{m+1}}{(1+n^2+m^2)^{m-1}} \right) \right\}$				
$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \cdot \text{arctg} \frac{n}{m \cdot (1+n^2+m^2)^{m/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)	1.70			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.00			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	8.00			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	12.00			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z(inicial) (m)	E (kg/cm²)	Poisson	S(cm)
ESTRATO 1	0.0	340	0.3	0.8
ESTRATO 2	1.9	440	0.3	0.8
ESTRATO 3	4.7	650	0.3	0.9
S en el centro				2.2
S en la esquina				0.7

Tabla D24. Pila 02 - Estado Límite de Resistencia: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método Steinbrenner.

Apoyo:	PILA 2			
FORMULACION				
<p>El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:</p> $S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1 (n, B, z) - N \phi_2 (n, B, z))$ <p>donde q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) M = 1 - v² N = 1 - v - 2v² n = z/B m = A/B</p> $\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{m+n}}{(1+n^2+m^2)^m - n} \right) + n \text{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{m+1}}{(1+n^2+m^2)^m - 1} \right) \right\}$ $\phi_2 = \frac{m}{\pi} \text{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^m}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)		1.70		
Longitud total del elemento de cimentación (m)		16.00		
Anchura total del elemento de cimentación (m)		8.00		
Número de capas deformables		3		
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)		12.00		
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z (inicial) (m)	E (kg/cm ²)	Poisson	S (cm)
ESTRATO 1	0.0	340	0.3	0.7
ESTRATO 2	2.3	440	0.3	0.8
ESTRATO 3	5.1	660	0.3	0.8
S en el centro				2.3
S en la esquina				0.7

Tabla D25. Estribo 01 - Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.



FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA ESTRIBO 01

Método de Práctic - The Design of vibro replacement
Héctor J. Prieto

FACTOR DE MEJORA

$$K_{sc} = \tan^2(45^\circ - \phi_c/2)$$

$$f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1 - \mu_s) \cdot (1 - A_c/A)}{1 - 2\mu_s + A_c/A}$$

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{sc} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$$

RESULTADOS

Coefficiente de presión activa para la columna	K_{sc}	0.22
Función en términos de Poisson y relación de áreas	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.0
Factor de mejora inicial	n_0	2.2

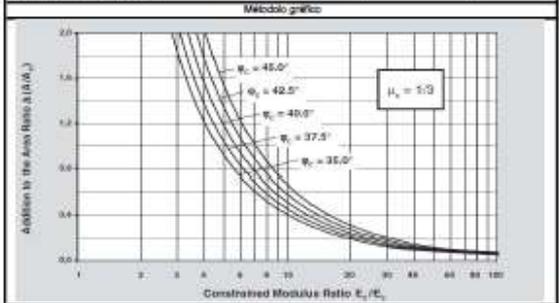
FACTOR DE MEJORA REDUCIDO
Método analítico

$$\left(\frac{A_c}{A}\right) = \frac{-4 \cdot K_{sc} \cdot (n_0 - 2) + 5 \pm \sqrt{4 \cdot K_{sc} \cdot (n_0 - 2) + 5 \pm 16 \cdot K_{sc} \cdot (n_0 - 1)}}{2 \cdot (4 \cdot K_{sc} - 1)}$$

$$\Delta(A/A_c) = \frac{1}{(A_c/A)} - 1 \quad \bar{A}_c = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$$

$$n_1 = 1 + \frac{\bar{A}_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, \bar{A}_c/A)}{K_{sc} \cdot f(\mu_s, \bar{A}_c/A)} - 1 \right]$$

Factor de mejora inicial <small>*Solo para este caso</small>	n_0	3.1
Relación de áreas inicial	(A_c/A)	0.31
Adicional de relación de áreas	$\Delta(A/A_c)$	2.2
Relación de áreas modificada	(\bar{A}_c/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_1	1.8



Relación de módulos de elasticidad	E_s/E_c	3.1
Ángulo de rozamiento de la columna	ϕ_c	40.0
Adicional de relación de áreas <small>*Obtenido de la gráfica, válido solo para Poisson igual a 1.0</small>	$\Delta(A/A_c)$	0.6
Relación de áreas modificada	(\bar{A}_c/A)	0.2
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}_c/A)$	1.1
Factor de mejora reducido	n_1	2.0

RESULTADOS

Método a considerar	Método analítico	
Relación de áreas modificada	(\bar{A}_c/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, \bar{A}_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_1	1.8

MEJORA DEL POTENCIAL DE LQUEFACCIÓN

$$\alpha = p_s/p = 1/n$$

RESULTADOS

Factor de mejora de licuefacción	α	0.6
----------------------------------	----------	-----

CONSIDERACIONES
La columna se encuentra sobre un estrato rígido.
El material de la columna es incompresible.
Se desprecia la densidad aparente de la columna y el suelo.

FACTOR DE MEJORA POR SOBRECARGA

$$K_{sc} = 1 - \sin \phi_c \quad W_c = \Sigma(\gamma_c \cdot \Delta d) \quad W_s = \Sigma(\gamma_s \cdot \Delta d)$$

$$p_c = \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{sc} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} \quad p_v = \frac{\Delta q}{A_c + 1 - A_c/A} \quad f_s \leq \frac{E_c \cdot E_s}{p_c \cdot p_s}$$

$$f_s = \frac{1}{1 + \frac{K_{sc} \cdot W_s/W_c \cdot W_c}{p_c}} \quad n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right)$$

RESULTADOS

Coefficiente de presión en reposo para la columna	K_{sc}	0.36
Presión por el peso de la columna (KN/m ²)	W_c	56.0
Presión por el peso del suelo (KN/m ²)	W_s	28.0
Relación de presiones	p_c/p_s	6.5
Presión en columna (KN/m ²)	p_c	1480.5
Coefficiente de mejora por sobrecarga	f_s	1.0
Coefficiente máximo de mejora por sobrecarga <small>(E_c·E_s)/ (p_c·p_s)</small>		1.0
Factor máximo de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_{max}	1.4
Considerar el valor calculado de f _s		SI
Coefficiente de mejora por sobrecarga	f_s	1.0
Factor de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_1	1.4

MEJORA DE VALORES RESISTENTES

$$m' = (n - 1)/n \quad \tan \bar{\phi} = m' \cdot \tan \phi_c + (1 - m') \cdot \tan \phi_s$$

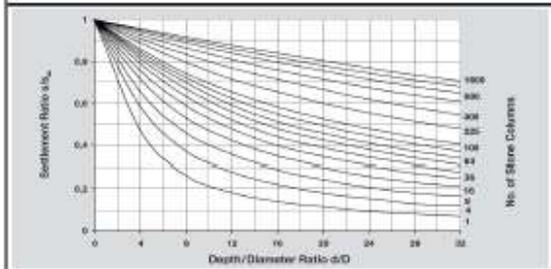
$$c' = (1 - m') \cdot c_s$$

RESULTADOS

Coefficiente de proporción de carga	m'	0.3
Ángulo de rozamiento equivalente (*)	$\bar{\phi}$	33
Cohesión equivalente (kPa)	c'	0.0

FACTORES DE ASENTAMIENTO

$$s_{av} = \Delta q \cdot \frac{h}{E_s \cdot n_2} \quad \Delta s = \frac{\Delta q}{E_s \cdot n_2} \cdot [(s/s_{av})_1 \cdot h_1 - (s/s_{av})_n \cdot h_n]$$



Asentamiento permanente (cm)	$S =$	4.7
Relación profundidad/diámetro	h/D	5.7
Número de columnas de grava		96
Relación de asentamientos <small>*Obtenido de la gráfica.</small>	$S/S =$	0.80
Asentamiento de la cimentación (cm)	S	3.76

Asentamiento diferencial

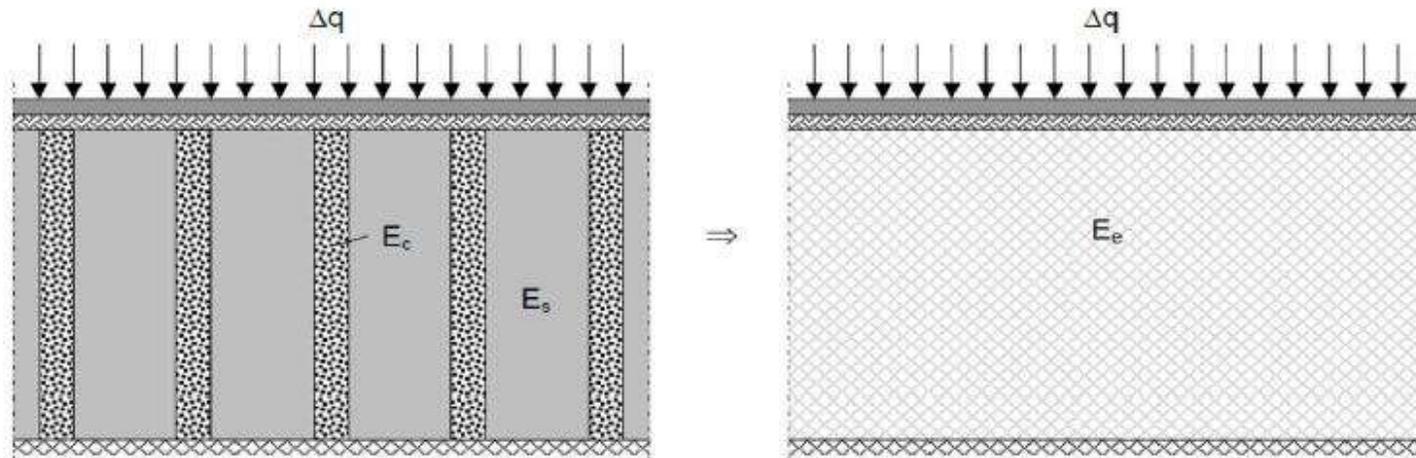
Profundidad de análisis de inicio (m)	h_i	0
Profundidad de análisis de fin (m)	h_f	4.0
Relación profundidad/diámetro inicial	h_i/D	0.0
Relación profundidad/diámetro final	h_f/D	5.7
Relación de asentamientos inicial <small>*Obtenido de la gráfica.</small>	$(S/S)_i$	0.0
Relación de asentamientos final <small>*Obtenido de la gráfica.</small>	$(S/S)_f$	0.8
Asentamiento diferencial (cm)	ΔS	3.76

FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA ESTRIBO 01

Método de homogenización o edométrico.

Dhouib y Blondeau

SISTEMA EQUIVALENTE



TENSIONES APLICADAS

$$F = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{E_c}{E_s} \quad \Delta q = \frac{A_c}{A} \cdot \Delta q_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot \Delta q_s$$

Factor de reparto	F	3.1
Tensión aplicada al suelo (kPa)	Δq_s	281.7
Tensión aplicada a la columna (kPa)	Δq_c	880.4
Fuerza aplicada en columna (kN)	N_c	338.8

MODULO ELASTICO EQUIVALENTE

$$E_e = \frac{A_c}{A} \cdot E_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot E_s$$

Módulo elástico equivalente (MPa)	E_e	34.1
-----------------------------------	-------	------

RAZON DE ASENTAMIENTO

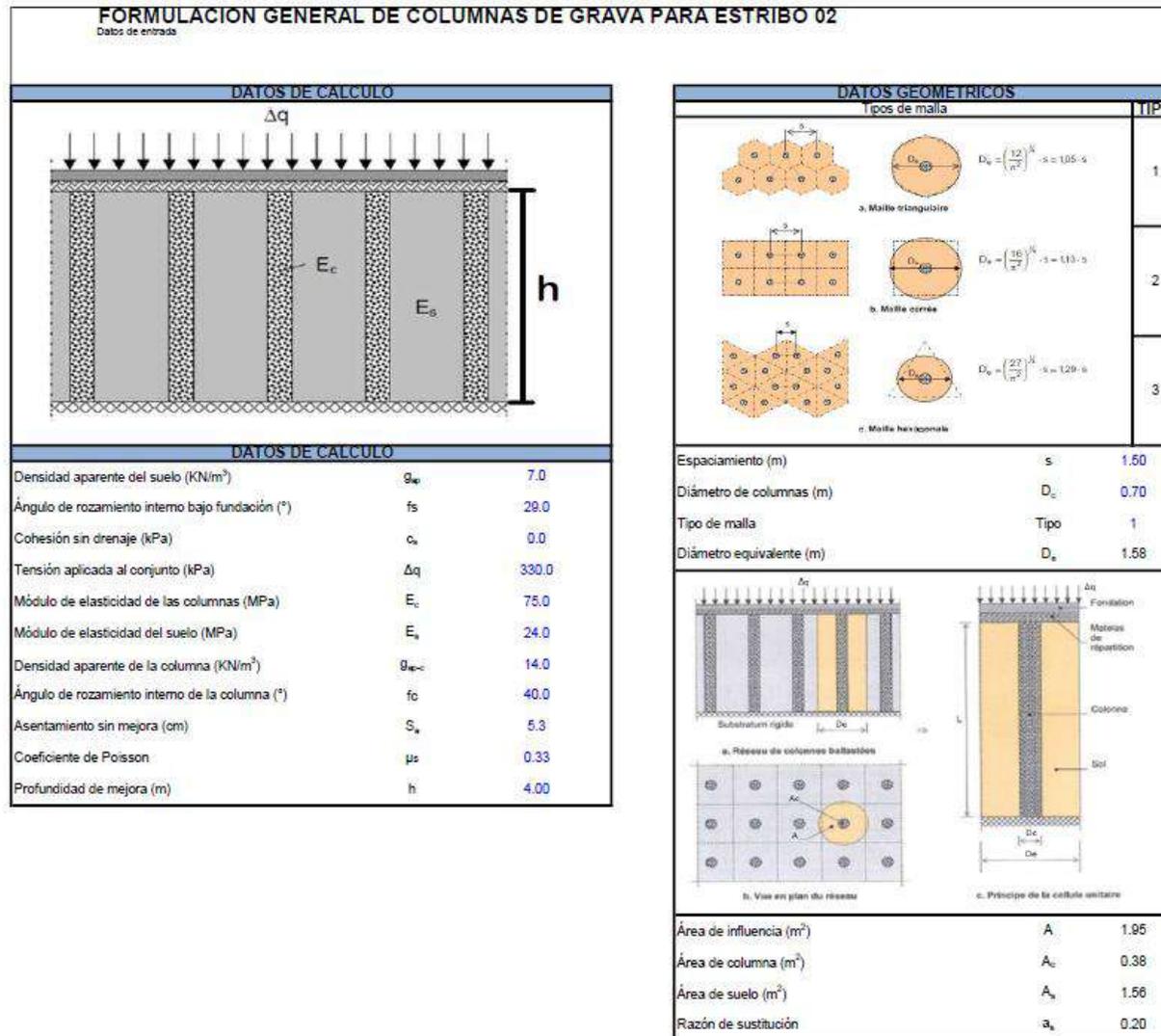
$$\beta = \frac{s_{na}}{s_a} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)$$

Razón de asentamientos	β	1.4
Asentamiento sin mejora (cm)	s_{na}	5.8
Asentamiento con mejora (cm)	s_a	4.09

CONSIDERACIONES

Geometría simplificada de celda unidad.
Comportamiento edométrico del suelo y de la columna.
Compatibilidad en deformaciones verticales.
Carga rígida, por lo que los asientos en el suelo y en la columna son iguales.

Tabla D26. Estribo 02 - Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.



FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA ESTRIBO 02

Método de Pralla - The Design of vibro replacement
Hertz J. Pralle

FACTOR DE MEJORA

$$K_{qc} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2)$$

$$f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1 - \mu_s) \cdot (1 - A_c/A)}{1 - 2\mu_s + A_c/A}$$

$$n_b = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{qc} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$$

RESULTADOS

Coefficiente de presión activa para la columna	K_{qc}	0.22
Función en términos de Poisson y relación de áreas	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.0
Factor de mejora inicial	n_b	2.2

FACTOR DE MEJORA REDUCIDO

Método analítico

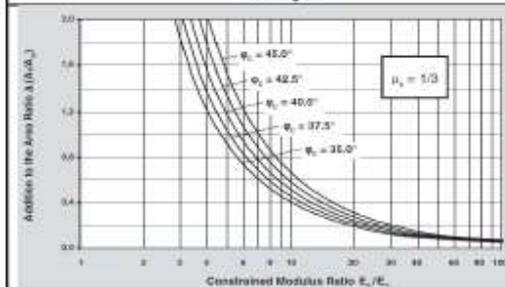
$$\left(\frac{A_c}{A}\right) = \frac{4 \cdot K_{qc} \cdot (n_b - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot K_{qc} - 1)} + \frac{1}{2} \sqrt{\left[\frac{4 \cdot K_{qc} \cdot (n_b - 2) + 5}{4 \cdot K_{qc} - 1}\right]^2 + \frac{16 \cdot K_{qc} \cdot (n_b - 1)}{4 \cdot K_{qc} - 1}}$$

$$\Delta(A/A_c) = \frac{1}{(A_c/A)} - 1 \quad \frac{A_c}{A} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$$

$$n_r = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{qc} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$$

Factor de mejora inicial	n_b	3.1
<small>*Solo para este caso.</small>		
Relación de áreas inicial	(A_c/A)	0.31
Adicional de relación de áreas	$\Delta(A/A_c)$	2.2
Relación de áreas modificada	(A_c/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_r	1.8

Método gráfico



Relación de módulos de elasticidad	E_u/E_s	3.1
Ángulo de rozamiento de la columna	φ_c	40.0
Adicional de relación de áreas	$\Delta(A/A_c)$	0.6
Relación de áreas modificada	(A_c/A)	0.2
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.1
Factor de mejora reducido	n_r	2.0

RESULTADOS

Método a considerar	Método analítico	
Relación de áreas modificada	(A_c/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_r	1.8

MEJORA DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN

$$\alpha = p_s/p = 1/n$$

RESULTADOS

Factor de mejora de licuefacción	α	0.6
----------------------------------	----------	-----

CONSIDERACIONES

La columna se encuentra sobre un estrato rígido.
El material de la columna es incompresible.
Se desprecia la densidad aparente de la columna y el suelo.

FACTOR DE MEJORA POR SOBRECARGA

$$K_{qc} = 1 - \sin \varphi_c \quad W_c = \Sigma(\gamma_c \cdot \Delta d) \quad W_s = \Sigma(\gamma_s \cdot \Delta d)$$

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{qc} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} \quad p_v = \frac{\Delta q}{A + 1 - A_c/A} \quad \epsilon_s \leq \frac{E_c}{E_s} \cdot \frac{p_c}{p_s}$$

$$f_u = \frac{1}{1 + \frac{K_{qc} \cdot W_s / W_c}{K_{qc}} \cdot \frac{W_c}{p_c}} \quad n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right)$$

RESULTADOS

Coefficiente de presión en reposo para la columna	K_{qc}	0.36
Presión por el peso de la columna (kN/m ²)	W_c	56.0
Presión por el peso del suelo (kN/m ²)	W_s	28.0
Relación de presiones	p_c/p_s	6.5
Presión en columna (kN/m ²)	p_c	1221.4
Coefficiente de mejora por sobrecarga	f_u	1.0
Coefficiente máximo de mejora por sobrecarga	$(E_u/E_s) / (p_c/p_s)$	1.0
Factor máximo de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_{max}	1.4
Considerar el valor calculado de f_u		SI
Coefficiente de mejora por sobrecarga	f_u	1.0
Factor de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_r	1.4

MEJORA DE VALORES RESISTENTES

$$m' = (n - 1)/n \quad \tan \bar{\varphi} = m' \cdot \tan \varphi_c + (1 - m') \cdot \tan \varphi_s$$

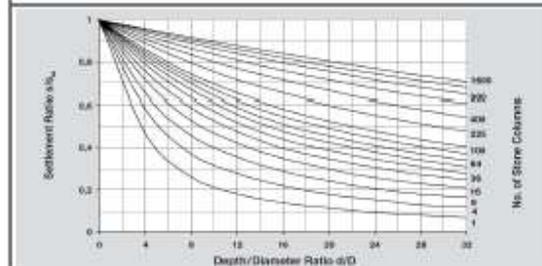
$$c' = (1 - m') \cdot c_s$$

RESULTADOS

Coefficiente de proporción de carga	m'	0.3
Ángulo de rozamiento equivalente (°)	$\bar{\varphi}$	33
Cohesión equivalente (kPa)	c'	0.0

FACTORES DE ASENTAMIENTO

$$s_{pm} = \Delta q \cdot \frac{h}{E_s \cdot \pi_2} \quad \Delta s = \frac{\Delta q}{E_s \cdot \pi_2} \cdot [(s'/s_{m'}) \cdot h_1 - (s'/s_{m'})_u \cdot h_u]$$



Asentamiento permanente (cm)	s_{pm}	3.9
Relación profundidad/diámetro	h/D	5.7
Número de columnas de grava		95
Relación de asentamientos	s'/s_{pm}	0.80
<small>*Obtenido de la gráfica.</small>		
Asentamiento de la cimentación (cm)	s	3.10

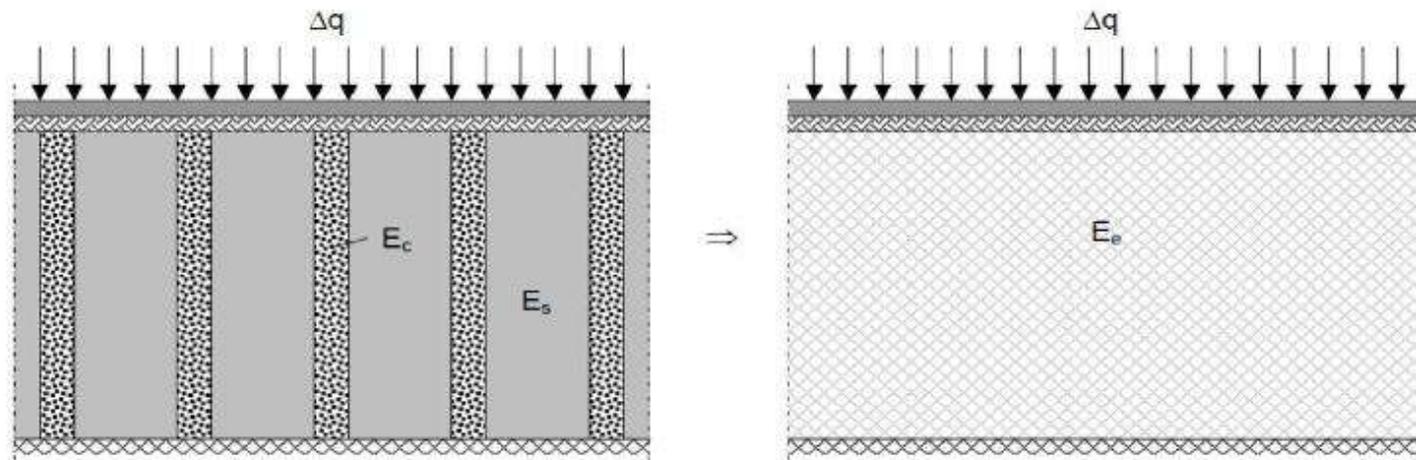
Asentamiento diferencial

Profundidad de análisis de inicio (m)	h_i	0
Profundidad de análisis de fin (m)	h_f	4.0
Relación profundidad/diámetro inicial	h_i/D	0.0
Relación profundidad/diámetro final	h_f/D	5.7
Relación de asentamientos inicial	$(s'/s_{pm})_i$	0.0
<small>*Obtenido de la gráfica.</small>		
Relación de asentamientos final	$(s'/s_{pm})_f$	0.6
<small>*Obtenido de la gráfica.</small>		
Asentamiento diferencial (cm)	Δs	3.10

FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA ESTRIBO 02

Método de homogenización o edométrico.
Dhouib y Blondeau

SISTEMA EQUIVALENTE



TENSIONES APLICADAS

$$F = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{E_c}{E_s} \quad \Delta q = \frac{A_c}{A} \cdot \Delta q_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot \Delta q_s$$

Factor de reparto	F	3.1
Tensión aplicada al suelo (kPa)	Δq_s	232.4
Tensión aplicada a la columna (kPa)	Δq_c	726.4
Fuerza aplicada en columna (kN)	N_c	279.5

MÓDULO ELÁSTICO EQUIVALENTE

$$E_e = \frac{A_c}{A} \cdot E_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot E_s$$

Módulo elástico equivalente (MPa)	E_e	34.1
-----------------------------------	-------	------

RAZÓN DE ASENTAMIENTO

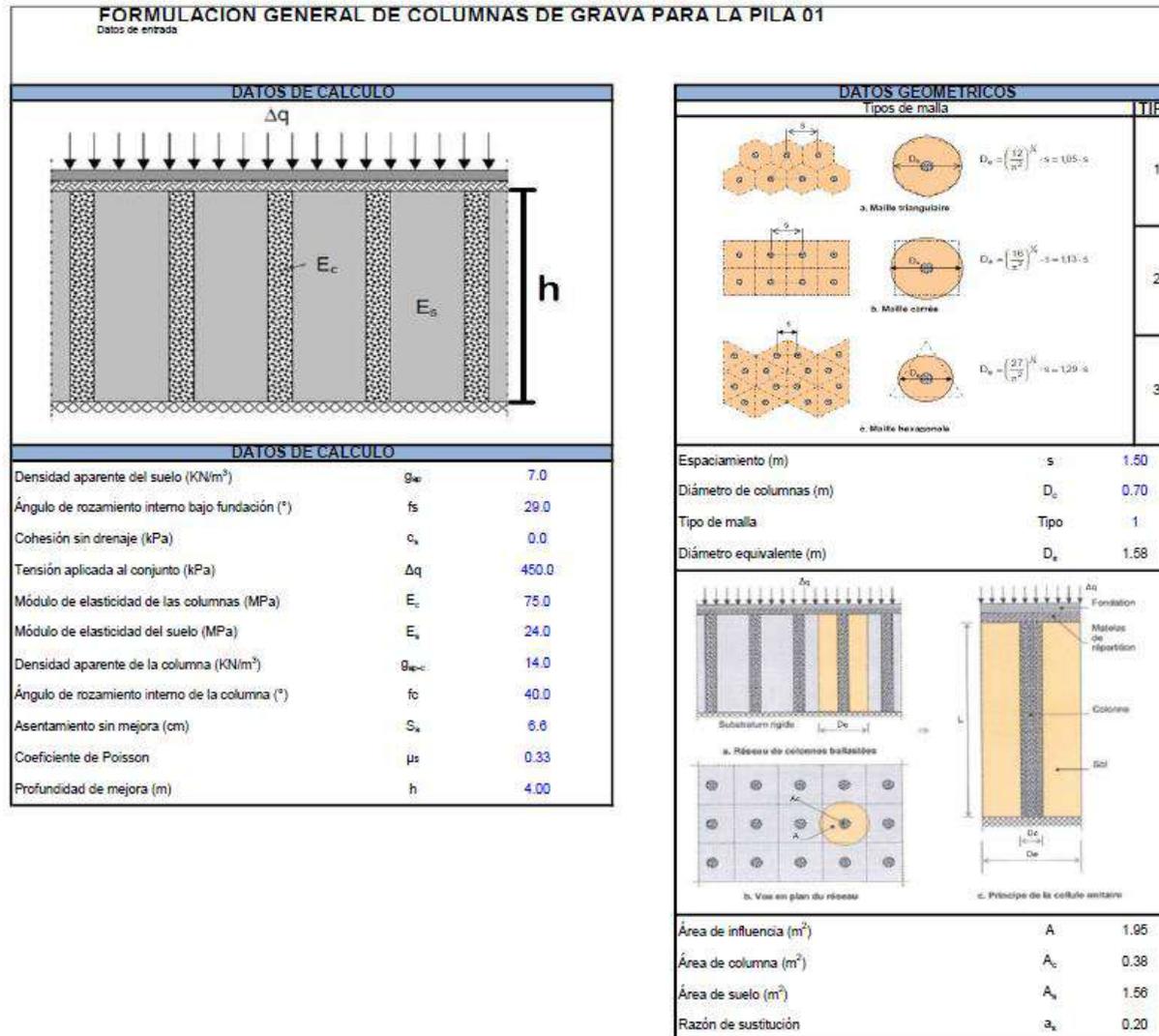
$$\beta = \frac{s_{na}}{s_a} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)$$

Razón de asentamientos	β	1.4
Asentamiento sin mejora (cm)	s_{na}	5.3
Asentamiento con mejora (cm)	s_a	3.73

CONSIDERACIONES

Geometría simplificada de celda unidad.
Comportamiento edométrico del suelo y de la columna.
Compatibilidad en deformaciones verticales.
Carga rígida, por lo que los asientos en el suelo y en la columna son iguales.

Tabla D27. Pila 01 - Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.



FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA LA PILA 01

Hertz, J. Probe

FACTOR DE MEJORA

$$K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \varphi_c/2)$$

$$f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1 - \mu_s) \cdot (1 - A_c/A)}{1 - 2\mu_s + A_c/A}$$

$$n_i = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$$

RESULTADOS

Coefficiente de presión activa para la columna	K_{ac}	0.22
Función en términos de Poisson y relación de áreas	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.0
Factor de mejora inicial	n_i	2.2

FACTOR DE MEJORA REDUCIDO

Método analítico

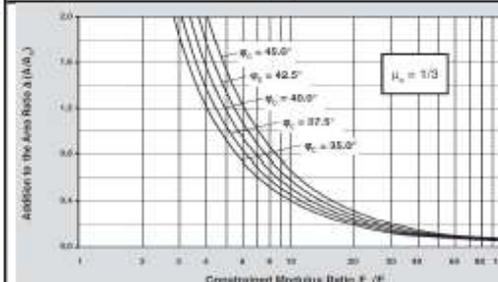
$$\left(\frac{A_c}{A}\right) = \frac{-4 \cdot K_{ac} \cdot (n_i - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot K_{ac} - 1)} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left[\frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (n_i - 2) + 5}{4 \cdot K_{ac} - 1}\right]^2 + \frac{16 \cdot K_{ac} \cdot (n_i - 1)}{4 \cdot K_{ac} - 1}}$$

$$\Delta(A/A_c) = \frac{1}{(A_c/A)} - 1 \quad \frac{A_c}{A} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$$

$$n_r = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$$

Factor de mejora inicial *Solo para este caso	n_i	3.1
Relación de áreas inicial	(A_c/A)	0.31
Adicional de relación de áreas	$\Delta(A/A_c)$	2.2
Relación de áreas modificada	(A_c/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_r	1.8

Método gráfico



Relación de módulos de elasticidad	E_c/E_s	3.1
Ángulo de rozamiento de la columna	φ_c	40.0
Adicional de relación de áreas *Obtenido de la gráfica, válido solo para Poisson igual a 1/3.	$\Delta(A/A_c)$	0.6
Relación de áreas modificada	(A_c/A)	0.2
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.1
Factor de mejora reducido	n_r	2.0

RESULTADOS

Método a considerar	Método analítico	
Relación de áreas modificada	(A_c/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_r	1.8

MEJORA DEL POTENCIAL DE LICUEFACCION

$$\alpha = p_s/p = 1/n$$

RESULTADOS

Factor de mejora de licuefacción	α	0.6
----------------------------------	----------	-----

CONSIDERACIONES

La columna se encuentra sobre un estrato rígido.
El material de la columna es incompresible.
Se desprecia la densidad aparente de la columna y el suelo.

FACTOR DE MEJORA POR SOBRECARGA

$$K_{ac} = 1 - \sin \varphi_c \quad W_c = \Sigma(\gamma_c \cdot \Delta d) \quad W_s = \Sigma(\gamma_s \cdot \Delta d)$$

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} \quad p_c = \frac{\Delta q}{A_c + 1 - A_c/A} \quad \epsilon_s \leq \frac{E_c/E_s}{p_c/p_s}$$

$$f_u = \frac{1}{1 + \frac{K_{ac} - W_c/W_c}{K_{uc}} \cdot \frac{W_c}{p_c}} \quad n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right)$$

RESULTADOS

Coefficiente de presión en reposo para la columna	K_{ac}	0.36
Presión por el peso de la columna (KN/m ²)	W_c	56.0
Presión por el peso del suelo (KN/m ²)	W_s	28.0
Relación de presiones	p_c/p_s	6.5
Presión en columna (KN/m ²)	p_c	1665.6
Coefficiente de mejora por sobrecarga	f_u	1.0
Coefficiente máximo de mejora por sobrecarga *(E _c /E _s)/(p _c /p _s)		1.0
Factor máximo de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_{max}	1.4
Considerar el valor calculado de f _u		SI
Coefficiente de mejora por sobrecarga	f_u	1.0
Factor de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_r	1.4

MEJORA DE VALORES RESISTENTES

$$m' = (n - 1)/n \quad \tan \bar{\varphi} = m' \cdot \tan \varphi_c + (1 - m') \cdot \tan \varphi_s$$

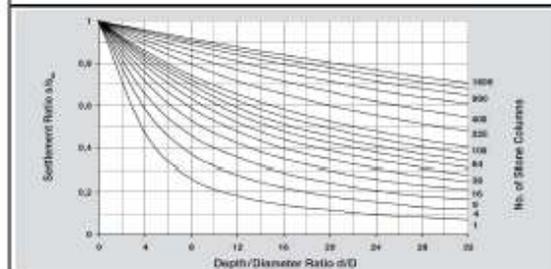
$$c' = (1 - m') \cdot c_s$$

RESULTADOS

Coefficiente de proporción de carga	m'	0.3
Ángulo de rozamiento equivalente (°)	$\bar{\varphi}$	33
Cohesión equivalente (kPa)	c'	0.0

FACTORES DE ASENTAMIENTO

$$s_{sm} = \Delta q \cdot \frac{h}{E_s \cdot n_2} \quad \Delta s = \frac{\Delta q}{E_s \cdot n_2} \cdot \left[(s'/s_{sm}) \cdot h_1 - (s'/s_{sm})_i \cdot h_{vi} \right]$$



Asentamiento permanente (cm)	S^*	5.3
Relación profundidad/diámetro	h/D	5.7
Número de columnas de grava		33
Relación de asentamientos *Obtenido de la gráfica.	S/S^*	0.90
Asentamiento de la cimentación (cm)	S	4.23

Asentamiento diferencial

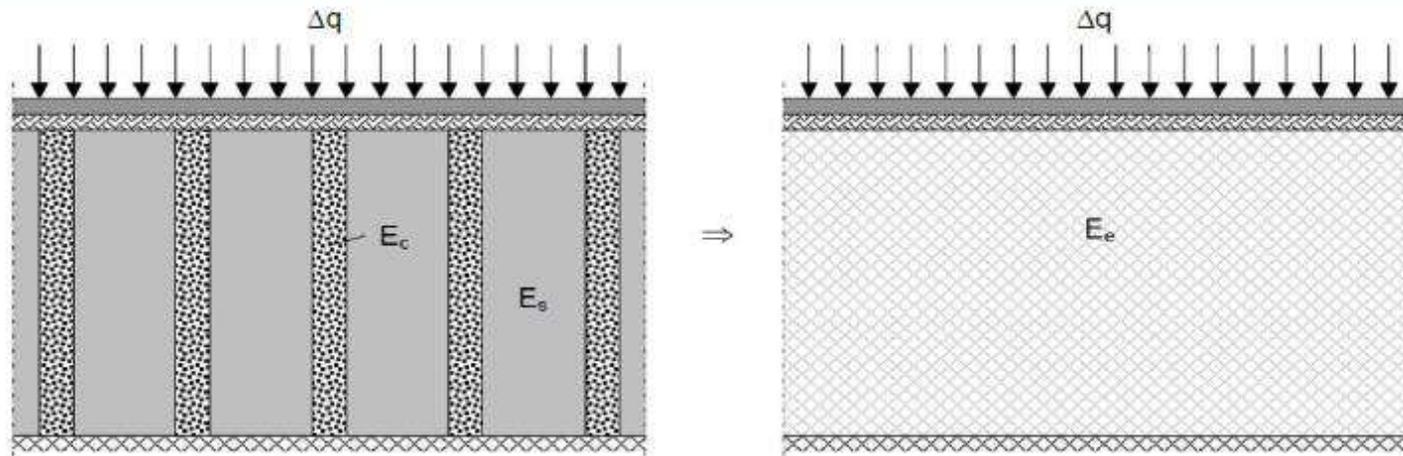
Profundidad de análisis de inicio (m)	h_i	0
Profundidad de análisis de fin (m)	h_f	4.0
Relación profundidad/diámetro inicial	h_i/D	0.0
Relación profundidad/diámetro final	h_f/D	5.7
Relación de asentamientos inicial *Obtenido de la gráfica.	$(S/S^*)_i$	0.0
Relación de asentamientos final *Obtenido de la gráfica.	$(S/S^*)_f$	0.8
Asentamiento diferencial (cm)	ΔS	4.23

FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA PARA LA PILA 01

Método de homogenización o edométrico.

Dhouib y Blondeau

SISTEMA EQUIVALENTE



TENSIONES APLICADAS

$$F = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{E_c}{E_s} \quad \Delta q = \frac{A_c}{A} \cdot \Delta q_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot \Delta q_s$$

Factor de reparto	F	3.1
Tensión aplicada al suelo (kPa)	Δq_s	317.0
Tensión aplicada a la columna (kPa)	Δq_c	990.5
Fuerza aplicada en columna (kN)	N_c	381.2

MODULO ELASTICO EQUIVALENTE

$$E_e = \frac{A_c}{A} \cdot E_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot E_s$$

Módulo elástico equivalente (MPa)	E_e	34.1
-----------------------------------	-------	------

RAZON DE ASENTAMIENTO

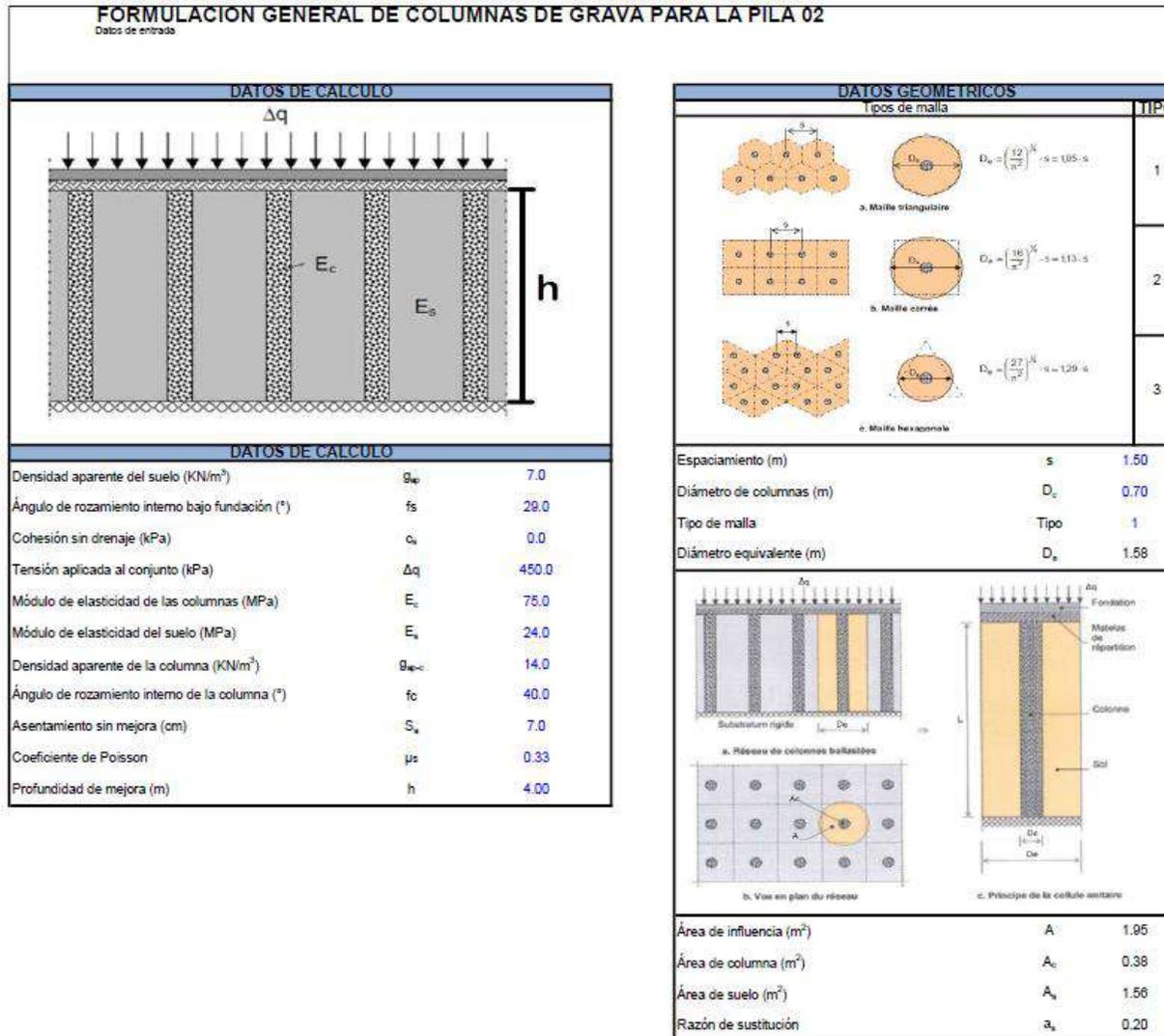
$$\beta = \frac{s_{na}}{s_a} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)$$

Razón de asentamientos	β	1.4
Asentamiento sin mejora (cm)	s_{na}	6.6
Asentamiento con mejora (cm)	s_a	4.85

CONSIDERACIONES

Geometría simplificada de celda unidad.
Comportamiento edométrico del suelo y de la columna.
Compatibilidad en deformaciones verticales.
Carga rígida, por lo que los asientos en el suelo y en la columna son iguales.

Tabla D28. Pila 02 - Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Priebe y Edométrico.



FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA

Método de Fricción - The Design of vibro replacement
Héctor J. Prieto

FACTOR DE MEJORA

$$K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \phi_c/2)$$

$$f(\mu_s, A_c/A) = \frac{(1 - \mu_s) \cdot (1 - A_c/A)}{1 - 2\mu_s + A_c/A}$$

$$n_b = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$$

RESULTADOS		
Coeficiente de presión activa para la columna	K_{ac}	0.22
Función en términos de Poisson y relación de áreas	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.0
Factor de mejora inicial	n_b	2.2

FACTOR DE MEJORA REDUCIDO

Método analítico

$$\left(\frac{A_c}{A}\right) = \frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (n_b - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot K_{ac} - 1)} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (n_b - 2) + 5}{4 \cdot K_{ac} - 1}} = \frac{16 \cdot K_{ac} \cdot (n_b - 1)}{4 \cdot K_{ac} - 1}$$

$$\Delta(A/A_c) = \frac{1}{(A_c/A)} - 1 \quad \frac{A_c}{A} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)}$$

$$n_i = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} - 1 \right]$$

Factor de mejora inicial <small>*Solo para este caso</small>	n_b	3.1
Relación de áreas inicial	$(A_c/A)_b$	0.31
Adicional de relación de áreas	$\Delta(A/A_c)$	2.2
Relación de áreas modificada	(A_c/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_i	1.8

Método gráfico

Relación de módulos de elasticidad	E_u/E_a	3.1
Angulo de rozamiento de la columna	ϕ_c	40.0
Adicional de relación de áreas <small>*Obtenido de la gráfica, válido solo para Poisson igual a 1/3</small>	$\Delta(A/A_c)$	0.6
Relación de áreas modificada	(A_c/A)	0.2
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.1
Factor de mejora reducido	n_i	2.0

RESULTADOS

Método a considerar	Método analítico	
Relación de áreas modificada	(A_c/A)	0.1
Función en términos de Poisson y relación de áreas modificada	$f(\mu_s, A_c/A)$	1.2
Factor de mejora reducido	n_i	1.8

MEJORA DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN

$$\alpha = p_s/p = 1/n$$

RESULTADOS		
Factor de mejora de licuefacción	α	0.6

CONSIDERACIONES

La columna se encuentra sobre un estrato rígido.
El material de la columna es incompresible.
Se desprecia la densidad aparente de la columna y el suelo.

FACTOR DE MEJORA POR SOBRECARGA

$$K_{ac} = 1 - \sin \phi_c \quad W_c = \Sigma(\gamma_c \cdot \Delta d) \quad W_s = \Sigma(\gamma_s \cdot \Delta d)$$

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{1/2 + f(\mu_s, A_c/A)}{K_{ac} \cdot f(\mu_s, A_c/A)} \quad p_c = \frac{\Delta q}{A_c + (1 - A_c)/A} \quad \epsilon_c \leq \frac{E_c \cdot \epsilon_s}{p_c \cdot p_s}$$

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{ac} \cdot W_s / W_c \cdot W_c}{K_{oc} \cdot p_c}} \quad n_{min} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1 \right)$$

RESULTADOS		
Coeficiente de presión en reposo para la columna	K_{ac}	0.36
Presión por el peso de la columna (KN/m ²)	W_c	56.0
Presión por el peso del suelo (KN/m ²)	W_s	28.0
Relación de presiones	p_c/p_s	6.5
Presión en columna (KN/m ²)	p_c	1665.6
Coeficiente de mejora por sobrecarga	f_d	1.0
Coeficiente máximo de mejora por sobrecarga <small>(E_c·E_s)/(p_c·p_s)</small>		1.0
Factor máximo de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_{min}	1.4
Considerar el valor calculado de f _d		SI
Coeficiente de mejora por sobrecarga	f_d	1.0
Factor de mejora reducido afectado por sobrecarga	n_i	1.4

MEJORA DE VALORES RESISTENTES

$$m' = (n - 1)/n \quad \tan \bar{\phi} = m' \cdot \tan \phi_c + (1 - m') \cdot \tan \phi_s$$

$$c' = (1 - m') \cdot c_s$$

RESULTADOS		
Coeficiente de proporción de carga	m'	0.3
Angulo de rozamiento equivalente (°)	$\bar{\phi}$	33
Cohesión equivalente (kPa)	c'	0.0

FACTORES DE ASENTAMIENTO

$$s_{in} = \Delta q \cdot \frac{h}{E_s \cdot n_2} \quad \Delta S = \frac{\Delta q}{E_s \cdot n_2} \cdot \left[(s'/s_{in})_1 \cdot h_1 - (s'/s_{in})_0 \cdot h_0 \right]$$

Asentamiento permanente (cm)	S_{in}	5.3
Relación profundidad/diámetro	h/D	5.7
Número de columnas de grava		93
Relación de asentamientos <small>*Obtenido de la gráfica</small>	S/S_{in}	0.80
Asentamiento de la cimentación (cm)	S	4.23

Asentamiento diferencial

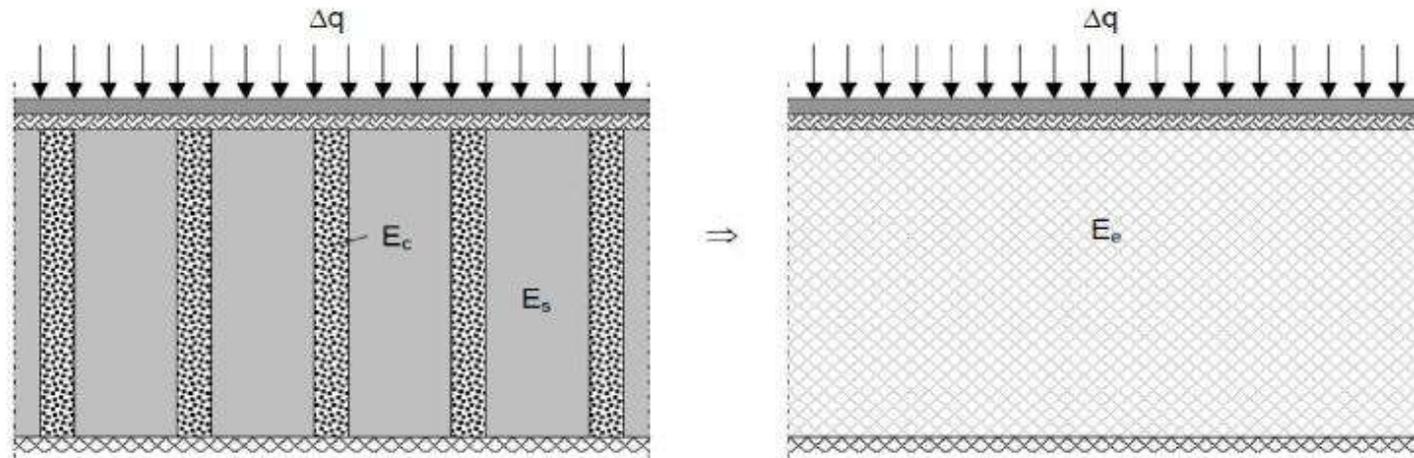
Profundidad de análisis de inicio (m)	h_i	0
Profundidad de análisis de fin (m)	h_f	4.0
Relación profundidad/diámetro inicial	h_i/D	0.0
Relación profundidad/diámetro final	h_f/D	5.7
Relación de asentamientos inicial <small>*Obtenido de la gráfica</small>	$(S/S)_{in}$	0.0
Relación de asentamientos final <small>*Obtenido de la gráfica</small>	$(S/S)_{fin}$	0.8
Asentamiento diferencial (cm)	ΔS	4.23

FORMULACION GENERAL DE COLUMNAS DE GRAVA

Método de homogenización o edométrico.

Dhouib y Blondeau

SISTEMA EQUIVALENTE



TENSIONES APLICADAS

$$F = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_e} = \frac{E_c}{E_s} \quad \Delta q = \frac{A_c}{A} \cdot \Delta q_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot \Delta q_s$$

Factor de reparto	F	3.1
Tensión aplicada al suelo (kPa)	Δq_s	317.0
Tensión aplicada a la columna (kPa)	Δq_c	990.5
Fuerza aplicada en columna (kN)	N_c	381.2

MODULO ELASTICO EQUIVALENTE

$$E_e = \frac{A_c}{A} \cdot E_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot E_s$$

Módulo elástico equivalente (MPa)	E_e	34.1
-----------------------------------	-------	------

RAZON DE ASENTAMIENTO

$$\beta = \frac{s_{na}}{s_a} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right)$$

Razón de asentamientos	β	1.4
Asentamiento sin mejora (cm)	s_{na}	7.0
Asentamiento con mejora (cm)	s_a	4.93

CONSIDERACIONES

Geometría simplificada de celda unidad.
Comportamiento edométrico del suelo y de la columna.
Compatibilidad en deformaciones verticales.
Carga rígida, por lo que los asentamientos en el suelo y en la columna son iguales.

Tabla D29. Estribo 01 - Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Steinbrenner.

Apoyo:	ESTRIBO 1			
FORMULACION				
El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:				
$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1(m, n) - N \phi_2(m, n))$				
donde: q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) $M = 1 - \nu^2$ $N = 1 - \nu - 2\nu^2$ $n = z/B$ $m = A/B$				
$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{m+n}}{(1+n^2+m^2)^{m-n}} \right) + n \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{m+1}}{(1+n^2+m^2)^{m-1}} \right) \right\}$				
$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{1/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm ²)	4.00			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.90			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	7.80			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	11.70			
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z (inicial) (m)	E (kg/cm ²)	Poisson	S (cm)
ESTRATO 1	0.0	340	0.3	1.4
ESTRATO 2	1.9	440	0.3	1.8
ESTRATO 3	4.7	650	0.3	2.0
S en el centro				5.2
S en la esquina				1.5

Tabla D30. Estribo 02 - Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Steinbrenner.

Apoyo:		ESTRIBO 2		
FORMULACION				
El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:				
$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1 (a, x, z) - N \phi_2 (a, x, z))$				
donde: q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) M = 1 - ν² N = 1 - ν - 2ν² n = z/B m = A/B				
$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - n} \right) + n \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - 1} \right) \right\}$				
$\phi_2 = \frac{m}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{1/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)		3.30		
Longitud total del elemento de cimentación (m)		16.90		
Anchura total del elemento de cimentación (m)		7.80		
Número de capas deformables		3		
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)		11.70		
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z(inicial) (m)	E (kg/cm²)	Poisson	S(cm)
ESTRATO 1	0.0	340	0.3	1.6
ESTRATO 2	2.7	440	0.3	1.4
ESTRATO 3	5.5	650	0.3	1.4
S en el centro				4.4
S en la esquina				1.3

Tabla D31. Pila 01 - Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Steinbrenner.

Apoyo:	PILA 1			
FORMULACION				
<p>El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:</p> $S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1 (z, z, z) - N \phi_2 (z, z, z))$ <p>donde: q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) M = 1 - v² N = 1 - v · 2 v² n = z/B m = A/B</p> $\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{3/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{3/2} - n} \right) + n \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{3/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{3/2} - 1} \right) \right\}$ $\phi_2 = \frac{m}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{3/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)	4.50			
Longitud total del elemento de cimentación (m)	16.00			
Anchura total del elemento de cimentación (m)	8.00			
Número de capas deformables	3			
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)	12.00			
CALCULO ASIENOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z (inicial) (m)	E (kg/cm²)	Poisson	S (cm)
ESTRATO 1	0.0	340	0.3	1.8
ESTRATO 2	1.9	440	0.3	2.0
ESTRATO 3	4.7	650	0.3	2.3
S en el centro				6.0
S en la esquina				1.7

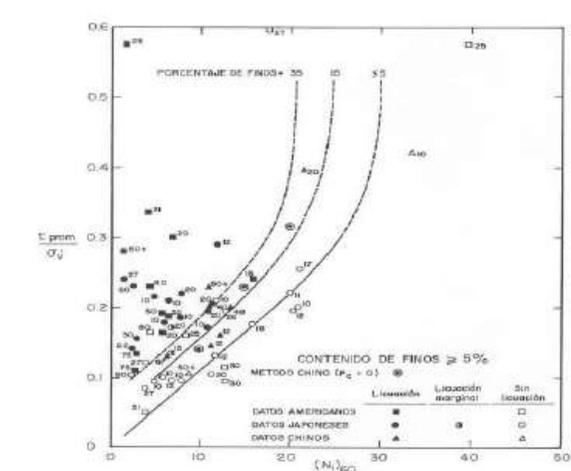
Tabla D32. Pila 02 - Evento Extremo: cimentación con tratamiento. Evaluación por asentamientos y presiones transmitidas. Método de Steinbrenner.

Apoyo:	PILA 2			
FORMULACION				
El asiento a una profundidad z bajo la esquina viene dado por:				
$S(z) = \frac{q B}{2 E} (M \phi_1 (m, n) - N \phi_2 (m, n))$				
donde: q = presión unitaria aplicada E = módulo elástico A = lado mayor B = ancho de la cimentación (lado menor) M = 1 - v ² N = 1 - v - 2v ² n = z/B m = A/B				
$\phi_1 = \frac{1}{\pi} \left\{ \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + n}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - n} \right) + n \operatorname{Ln} \left(\frac{(1+n^2+m^2)^{1/2} + 1}{(1+n^2+m^2)^{1/2} - 1} \right) \right\}$				
$\phi_2 = \frac{n}{\pi} \operatorname{arctg} \frac{n}{m (1+n^2+m^2)^{1/2}}$				
DATOS DE CALCULO				
Presión transmitida (kg/cm2)		4.50		
Longitud total del elemento de cimentación (m)		16.00		
Anchura total del elemento de cimentación (m)		8.00		
Número de capas deformables		3		
Profundidad del nivel considerado indeformable (m)		12.00		
CALCULO ASIENTOS ELASTICOS				
CAPA DEFORMABLE	Z(inicial) (m)	E (kg/cm ²)	Poisson	S(cm)
ESTRATO 1	0.0	340	0.3	2.0
ESTRATO 2	2.3	440	0.3	2.0
ESTRATO 3	5.1	660	0.3	2.1
S en el centro				6.1
S en la esquina				1.8

Tabla D33. Perforación - SPT 01 - Análisis de licuefacción. Suelo de cimentación con tratamiento.

Datos generales													
Aceleración máxima horizontal a_{max}												0.45 g	
Magnitud del sismo												8.5	
Profundidad del nivel freático												0.0 m	
Características del terreno y resultados SPT 01 MEJORADO													
Cota [msnm]	Profundidad [m]	Unidad geotécnica	N_1 (SPT)	Finos (%FC)	Densidad aparente γ [kN/m ³]	u [kPa]	τ_v [kPa]	σ'_v [kPa]	r_d	CSR	CRR $_{d=0.01}$	FS	Riesgo de licuefacción
30.5	1.7	UG1	32	16	17.3	17	30	13	0.997	0.691	>1,0	>1,1	No licuable
29.4	3.2	UG1	R	16	17.3	32	56	24	0.990	0.686	>1,0	>1,1	No licuable
27.9	4.7	UG2	R	16	18.3	47	83	36	0.978	0.661	>1,0	>1,1	No licuable
26.4	6.2	UG3	45	20	20.1	62	113	51	0.961	0.623	>1,0	>1,1	No licuable
24.9	7.7	UG3	R	20	20.1	77	144	66	0.940	0.596	>1,0	>1,1	No licuable
23.4	9.2	UG3	R	20	20.1	92	174	81	0.915	0.571	>1,0	>1,1	No licuable
21.9	10.7	UG3	R	20	20.1	107	204	97	0.885	0.546	>1,0	>1,1	No licuable
20.4	12.2	UG3	R	20	20.1	122	234	112	0.851	0.521	>1,0	>1,1	No licuable
19.0	13.7	UG3	R	20	20.1	137	263	126	0.813	0.495	>1,0	>1,1	No licuable
17.9	14.8	UG3	R	20	20.1	148	285	137	0.782	0.475	>1,0	>1,1	No licuable
16.0	16.7	UG3	R	20	20.1	167	324	157	0.722	0.436	>1,0	>1,1	No licuable

Metodología de cálculo



$$CSR = 0.65 \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v1}} \cdot a_{max} \cdot r_d$$

$$r_d = 1 - 0.001 \cdot z^2$$

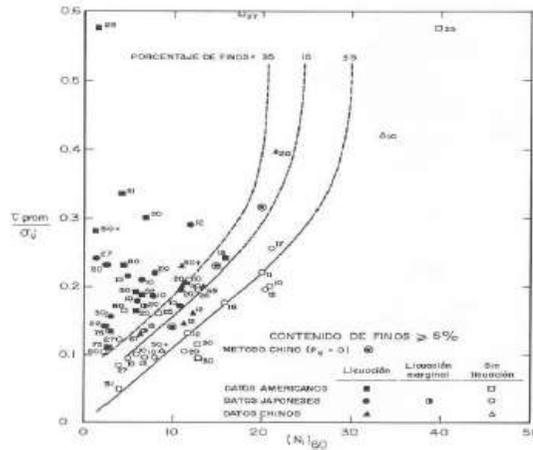
$$FS = \left(\frac{CRR_{2.5}}{CSR} \right) MSF$$

Magnitud M_w	Factor de corrección
5.5	2.20 a 2.80
6	1.76 a 2.10
6.5	1.44 a 1.60
7	1.19 a 1.25
7.5	1
8	0.84
8.5	0.72

Tabla D34. Perforación - SPT 02 - Análisis de licuefacción. Suelo de cimentación con tratamiento.

Datos generales														
Aceleración máxima horizontal a_{max}												0.45 g		
Magnitud del sismo												8.5		
Profundidad del nivel freático												0.0 m		
Características del terreno y resultados SPT -02 MEJORADO														
Cota [mm]	Profundidad [m]	Unidad geotécnica	N ₁ (SPT)	Finos (%FC)	Densidad aparente γ [kN/m ³]	u [kPa]	σ _v [kPa]	σ _{v'} [kPa]	r _d	CSR	CRR _{req}	FS	Riesgo de licuefacción	
30.3	1.7	UG1	21	30	17.3	17	30	13	0.997	0.651	>1.0	>1.1	No licuable	
28.8	3.2	UG1	25	20	17.3	32	56	24	0.990	0.686	>1.0	>1.1	No licuable	
27.3	4.7	UG2	29	26	18.3	47	83	36	0.978	0.661	>1.0	>1.1	No licuable	
26.4	5.7	UG3	R	27	20.1	57	102	46	0.968	0.635	>1.0	>1.1	No licuable	
24.9	7.1	UG3	R	27	20.1	71	131	60	0.950	0.606	>1.0	>1.1	No licuable	
23.3	8.7	UG3	R	27	20.1	87	163	78	0.924	0.579	>1.0	>1.1	No licuable	
21.9	10.1	UG3	R	27	20.1	101	192	91	0.897	0.556	>1.0	>1.1	No licuable	
19.9	12.2	UG3	15	27	20.1	122	233	111	0.852	0.522	>1.0	>1.1	No licuable	
18.8	13.2	UG3	R	27	20.1	132	254	122	0.825	0.504	>1.0	>1.1	No licuable	
17.4	14.6	UG3	R	27	20.1	146	281	136	0.787	0.478	>1.0	>1.1	No licuable	
16.0	16.0	UG3	R	27	20.1	160	311	150	0.743	0.449	>1.0	>1.1	No licuable	
14.3	17.7	UG3	R	27	20.1	177	344	167	0.687	0.414	>1.0	>1.1	No licuable	
12.8	19.2	UG3	R	27	20.1	192	374	182	0.631	0.379	>1.0	>1.1	No licuable	

Metodología de cálculo



$$CSR = 0.65 \frac{\sigma_v'}{\sigma_m} \cdot a_{(max)} \cdot r_d$$

$$r_d = 1 - 0.001 \cdot z^2$$

$$FS = \left(\frac{CRR_{req}}{CSR} \right) MSF$$

Magnitud M _s	Factor de corrección
5.5	2.20 a 2.90
6	1.76 a 2.10
6.5	1.44 a 1.60
7	1.19 a 1.25
7.5	1
8	0.84
8.5	0.72

Tabla D35. Perforación - SPT 03 - Análisis de licuefacción. Suelo de cimentación con tratamiento.

Datos generales

Aceleración máxima horizontal a_{max}	0.45 g
Magnitud del sismo	8.5
Profundidad del nivel freático	0.0 m

Características del terreno y resultados **SPT-03 MEJORADO**

Cota [msnm]	Profundidad [m]	Unidad geotécnica	N_1 (SPT)	Finos (%FC)	Densidad aparente y (kN/m^3)	u [kPa]	σ'_v [kPa]	σ'_{v0} [kPa]	r_f	CBR	CRR _{despl}	FS	Riesgo de licuefacción
30.1	3.2	UG1	21	17	17.3	32	96	24	0.990	0.686	>1.2	>1.0	No licuable
28.6	4.7	UG2	40	26	18.3	47	83	36	0.978	0.661	>1.1	>1.1	No licuable
27.7	5.6	UG3	R	28	20.1	56	102	45	0.968	0.636	>1.0	>1.1	No licuable
26.7	7.7	UG3	R	28	20.1	77	143	66	0.941	0.596	>1.0	>1.1	No licuable
24.1	9.2	UG3	R	28	20.1	92	174	81	0.915	0.571	>1.0	>1.1	No licuable
22.7	10.6	UG3	R	28	20.1	106	202	96	0.887	0.546	>1.0	>1.1	No licuable
21.2	12.2	UG3	R	28	20.1	122	233	111	0.852	0.522	>1.0	>1.1	No licuable
19.7	13.7	UG3	46	28	20.1	137	263	126	0.814	0.496	>1.0	>1.1	No licuable
18.1	15.3	UG3	31	28	20.1	153	295	142	0.767	0.465	>1.0	>1.1	No licuable
16.7	16.6	UG3	R	28	20.1	166	323	156	0.723	0.437	>1.0	>1.1	No licuable
15.1	18.2	UG3	R	28	20.1	182	354	172	0.668	0.402	>1.0	>1.1	No licuable
14.1	19.3	UG3	R	28	20.1	193	375	183	0.628	0.376	>1.0	>1.1	No licuable

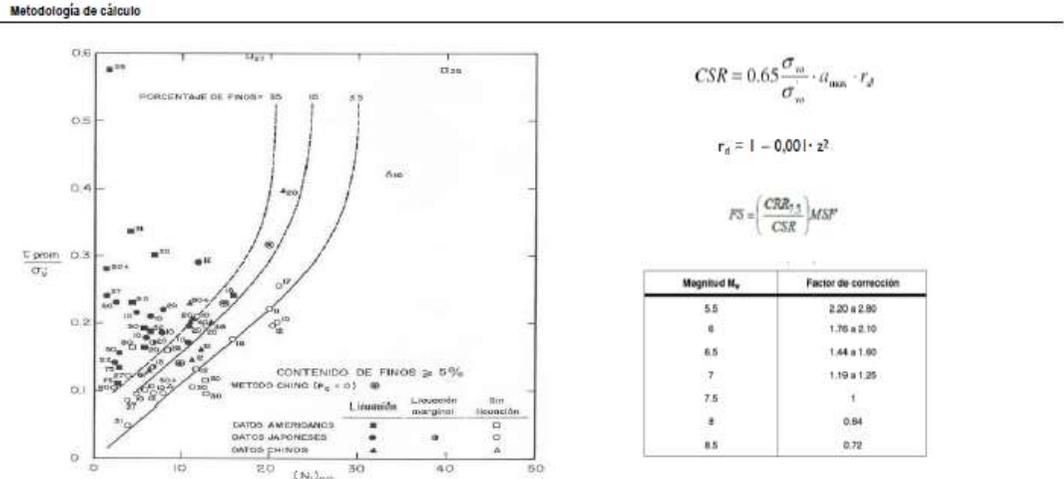


Tabla D36. Perforación - SPT 04 - Análisis de licuefacción. Suelo de cimentación con tratamiento.

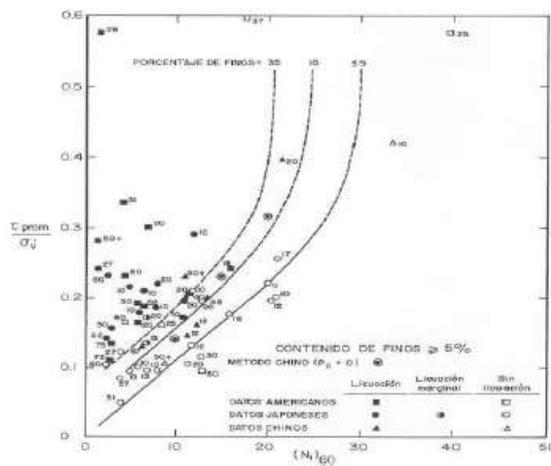
Datos generales

Aceleración máxima horizontal a_{max} 0.45 g
 Magnitud del sismo 8.5
 Profundidad del nivel freático 0.0 m

Características del terreno y resultados **SPT-04 MEJORADO**

Cota [msnm]	Profundidad [m]	Unidad geotécnica	N ₆₀ (SPT)	Finos (%FC)	Densidad aparente γ [kN/m ³]	u [kPa]	σ _v [kPa]	σ _v ' [kPa]	r _d	CBR	CRR ₁₅ [%]	FS	Riesgo de licuefacción
30.3	1.7	UG1	21	30	17.3	17	30	13	0.957	0.691	>1.0	>1.1	No licuable
28.8	3.2	UG1	21	30	17.3	32	56	24	0.990	0.686	>1.0	>1.1	No licuable
27.8	4.2	UG2	20	35	18.3	42	74	32	0.982	0.668	>1.0	>1.1	No licuable
26.4	5.5	UG2	46	35	18.3	55	98	43	0.969	0.661	>1.0	>1.1	No licuable
25.2	5.8	UG3	R	40	20.1	68	123	56	0.954	0.621	>1.0	>1.1	No licuable
23.7	8.3	UG3	R	40	20.1	83	153	70	0.932	0.593	>1.0	>1.1	No licuable
22.3	9.7	UG3	R	40	20.1	97	182	86	0.906	0.568	>1.0	>1.1	No licuable
20.9	11.1	UG3	R	40	20.1	111	210	99	0.877	0.546	>1.0	>1.1	No licuable
19.4	12.6	UG2	44	40	20.1	126	241	114	0.841	0.517	>1.0	>1.1	No licuable
17.7	14.3	UG3	R	40	20.1	143	274	131	0.796	0.486	>1.0	>1.1	No licuable
16.3	15.6	UG3	R	40	20.1	156	301	145	0.755	0.460	>1.0	>1.1	No licuable
14.9	17.1	UG3	R	40	20.1	171	330	159	0.708	0.430	>1.0	>1.1	No licuable

Metodología de cálculo



$$CSR = 0.65 \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vm}} \cdot a_{max} \cdot r_d$$

$$r_d = 1 - 0.001 \cdot z^2$$

$$FS = \left(\frac{CRR_{15}}{CSR} \right) MSF$$

Magnitud M _w	Factor de corrección
5.5	2.20 a 2.80
6	1.76 a 2.10
6.5	1.44 a 1.80
7	1.19 a 1.25
7.5	1
8	0.84
8.5	0.72

9.5. Anexo E

Tabla E1. Diseño de pilotes - Estribo 01: caso estático.

CARACTERÍSTICAS DEL PLOTE	
Diámetro (m)	1.5
Área punta (m2)	1.8
Área fuste (m2/m)	4.7
Peso pilote (kN/m)	33.1
Peso específico concreto (kN/m3)	15

FR ESTÁTICO COMP.	ARENA	ARCILLA
Fuste	0.55	0.45
Punta	0.5	0.4

FR SÍSMICO COMP.	ARENA	ARCILLA
Fuste	1.00	1.00
Punta	1.00	1.00

FR TRACCIÓN	ARENA	ARCILLA
Estático	0.45	0.35
Sismo	0.8	0.8

Estribo 1 – Caso estático

Cota (manm)	Profundidad (m)	Tramo (m)	Tipo de suelo	Peso específico (kN/m3)	Solo suelo		ϕ T (°)	m	σ'_p (kPa)	σ'_v	Nc	β	α	CÁLCULOS PREVIOS				
					Cu (kPa)	N ₆₀ < 50								Carga unitaria arenas		Carga unitaria arcillas		
														Fuste q _s (kPa)	Punta q _p (kPa)	Fuste q _s (kPa)	Punta q _p (kPa)	
30.0	0.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29.5	0.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	6	29	0.8	200	8.65	6.40	1.31	0.55	11	345	0	0	
29.0	1.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	6	29	0.8	200	17.30	6.80	0.94	0.55	16	345	0	0	
28.5	1.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	6	29	0.8	200	25.95	7.20	0.77	0.55	20	345	0	0	
28.0	2.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	6	29	0.8	200	34.60	7.60	0.67	0.55	23	345	0	0	
27.5	2.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	43.25	8.00	1.25	0.55	54	2298	0	0	
27.0	3.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	51.90	8.40	1.15	0.55	59	2298	0	0	
26.5	3.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	60.55	8.80	1.06	0.55	64	2298	0	0	
26.0	4.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	69.20	9.00	1.00	0.55	69	2298	0	0	
25.5	4.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	40	38	0.8	912	78.35	9.00	1.36	0.55	107	2298	0	0	
25.0	5.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	40	38	0.8	912	87.50	9.00	1.27	0.55	111	2298	0	0	
24.5	5.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	96.65	9.00	1.33	0.55	129	2873	0	0	
24.0	6.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	105.80	9.00	1.26	0.55	134	2873	0	0	
23.5	6.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	114.95	9.00	1.20	0.55	138	2873	0	0	
23.0	7.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	124.10	9.00	1.14	0.55	142	2873	0	0	
22.5	7.5	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	134.15	9.00	1.18	0.55	159	2873	0	0	
22.0	8.0	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	144.20	9.00	1.13	0.55	163	2873	0	0	
21.5	8.5	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	154.25	9.00	1.08	0.55	166	2873	0	0	
21.0	9.0	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	164.30	9.00	1.03	0.55	170	2873	0	0	
20.0	10.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	184.40	9.00	0.96	0.55	177	2873	0	0	
19.0	11.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	204.50	9.00	0.90	0.55	183	2873	0	0	
18.0	12.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	224.60	9.00	0.84	0.55	189	2873	0	0	
17.0	13.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	244.70	9.00	0.80	0.55	195	2873	0	0	
16.0	14.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	264.80	9.00	0.76	0.55	200	2873	0	0	
15.0	15.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	284.90	9.00	0.72	0.55	205	2873	0	0	
14.0	16.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	305.00	9.00	0.69	0.55	210	2873	0	0	
13.0	17.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	325.10	9.00	0.66	0.55	215	2873	0	0	
12.0	18.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	345.20	9.00	0.64	0.55	219	2873	0	0	
11.0	19.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	365.30	9.00	0.61	0.55	224	2873	0	0	
10.0	20.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	385.40	9.00	0.59	0.55	228	2873	0	0	
9.0	21.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	405.50	9.00	0.57	0.55	232	2873	0	0	
8.0	22.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	425.60	9.00	0.55	0.55	236	2873	0	0	
7.0	23.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	445.70	9.00	0.54	0.55	240	2873	0	0	
6.0	24.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	465.80	9.00	0.52	0.55	243	2873	0	0	
5.0	25.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	485.90	9.00	0.51	0.55	247	2873	0	0	
4.0	26.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	506.00	9.00	0.49	0.55	250	2873	0	0	
3.0	27.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	526.10	9.00	0.48	0.55	254	2873	0	0	
2.0	28.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	546.20	9.00	0.47	0.55	257	2873	0	0	
1.0	29.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	566.30	9.00	0.46	0.55	260	2873	0	0	
0.0	30.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	586.40	9.00	0.45	0.55	263	2873	0	0	

PILOTE AISLADO												GRUPO DE PILOTES				Profundidad (m)	Peso pilote (kN)
SITUACIÓN ESTÁTICA						SITUACIÓN SÍSMICA						Coef. Eficiencia	0.67	N° Pilotes	1		
Carga unitaria		Carga de hundimiento		Carga admisible COMPRESIÓN			Carga admisible ARRANQUE	Carga admisible COMPRESIÓN			Carga admisible ARRANQUE						
Fuete q _s (kPa)	Punta q _p (kPa)	Fuete R _s (kN)	Punta R _p (kN)	Fuete R _f (kN)	Punta R _f (kN)	Total (kN)	Total (kN)	Fuete R _f (kN)	Punta R _f (kN)	Total (kN)	Total (kN)	Carga admisible total COMPRESIÓN (kN)		Carga admisible total ARRANQUE (kN)			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
11	345	27	609	15	305	319	12	27	609	636	21	214	426	8	14	0.5	17
16	345	65	609	36	305	340	29	65	609	674	52	228	452	20	35	1.0	33
20	345	112	609	61	305	366	50	112	609	721	89	245	483	34	60	1.5	50
23	345	166	609	91	305	396	75	166	609	775	133	265	520	50	89	2.0	66
54	2298	294	4061	162	2031	2192	132	294	4061	4355	235	1469	2918	89	157	2.5	83
59	2298	434	4061	239	2031	2269	195	434	4061	4495	347	1520	3012	131	233	3.0	99
64	2298	586	4061	322	2031	2353	264	586	4061	4647	468	1576	3113	177	314	3.5	116
69	2298	748	4061	411	2031	2442	337	748	4061	4809	599	1636	3222	226	401	4.0	133
107	2298	999	4061	550	2031	2580	450	999	4061	5061	799	1729	3391	301	536	4.5	149
111	2298	1261	4061	694	2031	2724	568	1261	4061	5323	1009	1825	3566	380	676	5.0	166
129	2873	1565	5077	861	2538	3399	704	1565	5077	6642	1252	2277	4450	472	839	5.5	182
134	2873	1880	5077	1034	2538	3572	846	1880	5077	6956	1504	2393	4661	567	1008	6.0	199
138	2873	2205	5077	1213	2538	3751	992	2205	5077	7281	1764	2513	4878	665	1182	6.5	215
142	2873	2539	5077	1396	2538	3935	1143	2539	5077	7616	2031	2636	5103	766	1361	7.0	232
159	2873	2913	5077	1602	2538	4140	1311	2913	5077	7989	2330	2774	5353	876	1561	7.5	249
163	2873	3295	5077	1813	2538	4351	1483	3295	5077	8372	2636	2915	5609	994	1766	8.0	265
166	2873	3687	5077	2028	2538	4566	1659	3687	5077	8764	2950	3059	5872	1112	1976	8.5	282
170	2873	4088	5077	2248	2538	4787	1840	4088	5077	9164	3270	3207	6140	1232	2191	9.0	298
177	2873	4921	5077	2707	2538	5245	2215	4921	5077	9998	3937	3514	6699	1484	2638	10.0	331
183	2873	5785	5077	3182	2538	5720	2603	5785	5077	10861	4628	3832	7277	1744	3101	11.0	364
189	2873	6677	5077	3672	2538	6210	3004	6677	5077	11753	5341	4161	7875	2013	3579	12.0	398
195	2873	7595	5077	4177	2538	6716	3418	7595	5077	12672	6076	4499	8490	2290	4071	13.0	431
200	2873	8539	5077	4696	2538	7235	3842	8539	5077	13616	6831	4847	9122	2574	4577	14.0	464
205	2873	9507	5077	5229	2538	7767	4278	9507	5077	14583	7605	5204	9771	2866	5096	15.0	497
210	2873	10498	5077	5774	2538	8312	4724	10498	5077	15574	8398	5569	10435	3165	5627	16.0	530
215	2873	11510	5077	6331	2538	8869	5180	11510	5077	16587	9208	5942	11113	3470	6170	17.0	563
219	2873	12544	5077	6899	2538	9438	5645	12544	5077	17621	10035	6323	11806	3782	6724	18.0	596
224	2873	13599	5077	7479	2538	10018	6119	13599	5077	18675	10879	6712	12512	4100	7289	19.0	630
228	2873	14672	5077	8070	2538	10608	6603	14672	5077	19749	11738	7107	13232	4424	7864	20.0	663
232	2873	15765	5077	8671	2538	11209	7094	15765	5077	20842	12612	7510	13964	4753	8450	21.0	696
236	2873	16876	5077	9282	2538	11820	7594	16876	5077	21953	13501	7920	14709	5088	9046	22.0	729
240	2873	18005	5077	9903	2538	12441	8102	18005	5077	23082	14404	8336	15465	5429	9651	23.0	762
243	2873	19151	5077	10533	2538	13072	8618	19151	5077	24228	15321	8758	16233	5774	10265	24.0	795
247	2873	20314	5077	11173	2538	13711	9141	20314	5077	25391	16251	9187	17012	6125	10888	25.0	828
250	2873	21494	5077	11821	2538	14360	9672	21494	5077	26570	17195	9621	17802	6480	11521	26.0	861
254	2873	22689	5077	12479	2538	15017	10210	22689	5077	27765	18151	10062	18603	6841	12161	27.0	895
257	2873	23899	5077	13145	2538	15683	10755	23899	5077	28976	19120	10508	19414	7206	12810	28.0	928
260	2873	25125	5077	13819	2538	16357	11306	25125	5077	30202	20100	10959	20235	7575	13467	29.0	961
263	2873	26366	5077	14501	2538	17040	11865	26366	5077	31443	21093	11417	21067	7949	14132	30.0	994

Tabla E2. Diseño de pilotes - Estribo 01: caso sísmico.

CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE	
Diámetro (m)	1.5
Área punta (m ²)	1.8
Área fuste (m ² /m)	4.7
Peso pilote (kN/m)	33.1
Peso específico concreto (kN/m ³)	15

FR ESTÁTICO COMP.	ARENA	ARCILLA
Fuste	0.55	0.45
Punta	0.5	0.4

FR SÍSMICO COMP.	ARENA	ARCILLA
Fuste	1	1
Punta	1	1

FR TRACCIÓN	ARENA	ARCILLA
Estático	0.45	0.35
Sismo	0.8	0.8

Estribo 1 – Caso sísmico

Cota (manm)	Profundidad (m)	Tramo (m)	Tipo de suelo	Peso específico (kN/m ³)	Solo suelo cohesivo		φ'T (°)	m	σ'p (kPa)	σ'v	Nc	β	α	CÁLCULOS PREVIOS				
					Cu (kPa)	N _{pt} < 50								Carga unitaria arenas		Carga unitaria arcillas		
					Fuste qs (kPa)	Punta qp (kPa)								Fuste qs (kPa)	Punta qp (kPa)			
30.0	0.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29.5	0.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	6.65	6.40	0.00	0.55	0	0	0	0	0
29.0	1.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	17.30	6.80	0.00	0.55	0	0	0	0	0
28.5	1.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	25.95	7.20	0.00	0.55	0	0	0	0	0
28.0	2.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	34.60	7.60	0.00	0.55	0	0	0	0	0
27.5	2.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	43.25	8.00	0.00	0.55	0	0	0	0	0
27.0	3.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	51.90	8.40	0.00	0.55	0	0	0	0	0
26.5	3.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	60.55	8.80	0.00	0.55	0	0	0	0	0
26.0	4.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	69.20	9.00	1.00	0.55	69	2298	0	0	0
25.5	4.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	40	38	0.8	912	78.35	9.00	1.36	0.55	107	2298	0	0	0
25.0	5.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	40	38	0.8	912	87.50	9.00	1.27	0.55	111	2298	0	0	0
24.5	5.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	96.65	9.00	1.33	0.55	129	2873	0	0	0
24.0	6.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	105.80	9.00	1.26	0.55	134	2873	0	0	0
23.5	6.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	114.95	9.00	1.20	0.55	138	2873	0	0	0
23.0	7.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	124.10	9.00	1.14	0.55	142	2873	0	0	0
22.5	7.5	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	134.15	9.00	1.18	0.55	159	2873	0	0	0
22.0	8.0	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	144.20	9.00	1.13	0.55	163	2873	0	0	0
21.5	8.5	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	154.25	9.00	1.08	0.55	166	2873	0	0	0
21.0	9.0	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	164.30	9.00	1.03	0.55	170	2873	0	0	0
20.0	10.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	184.40	9.00	0.96	0.55	177	2873	0	0	0
19.0	11.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	204.50	9.00	0.90	0.55	183	2873	0	0	0
18.0	12.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	224.60	9.00	0.84	0.55	189	2873	0	0	0
17.0	13.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	244.70	9.00	0.80	0.55	195	2873	0	0	0
16.0	14.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	264.80	9.00	0.76	0.55	200	2873	0	0	0
15.0	15.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	284.90	9.00	0.72	0.55	205	2873	0	0	0
14.0	16.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	305.00	9.00	0.69	0.55	210	2873	0	0	0
13.0	17.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	325.10	9.00	0.66	0.55	215	2873	0	0	0
12.0	18.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	345.20	9.00	0.64	0.55	219	2873	0	0	0
11.0	19.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	365.30	9.00	0.61	0.55	224	2873	0	0	0
10.0	20.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	385.40	9.00	0.59	0.55	228	2873	0	0	0
9.0	21.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	405.50	9.00	0.57	0.55	232	2873	0	0	0
8.0	22.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	425.60	9.00	0.55	0.55	236	2873	0	0	0
7.0	23.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	445.70	9.00	0.54	0.55	240	2873	0	0	0
6.0	24.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	465.80	9.00	0.52	0.55	243	2873	0	0	0
5.0	25.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	485.90	9.00	0.51	0.55	247	2873	0	0	0
4.0	26.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	506.00	9.00	0.49	0.55	250	2873	0	0	0
3.0	27.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	526.10	9.00	0.48	0.55	254	2873	0	0	0
2.0	28.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	546.20	9.00	0.47	0.55	257	2873	0	0	0
1.0	29.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	566.30	9.00	0.46	0.55	260	2873	0	0	0
0.0	30.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	586.40	9.00	0.45	0.55	263	2873	0	0	0
	31.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	606.50	9.00	0.44	0.55	266	2873	0	0	0

PILOTE AISLADO												GRUPO DE PILOTES				Profundidad (m)	Peso pilote (kN)	
SITUACIÓN ESTÁTICA								SITUACIÓN SÍSMICA				Coef. Eficiencia	0.67	N° Pilotes	1			
Carga unitaria		Carga de hundimiento		Carga admisible COMPRESIÓN			Carga admisible ARRANQUE	Carga admisible COMPRESIÓN			Carga admisible ARRANQUE							ESTÁTICA
Fuste q _s (kPa)	Punta q _p (kPa)	Fuste R _s (kN)	Punta R _p (kN)	Fuste R _f (kN)	Punta R _p (kN)	Total (kN)	Total (kN)	Fuste R _f (kN)	Punta R _p (kN)	Total (kN)	Total (kN)	Carga admisible total COMPRESIÓN (kN)		Carga admisible total ARRANQUE (kN)				
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	17
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.0	33
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	50
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2.0	66
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2.5	83
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3.0	99
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3.5	116
69	2298	163	4061	89	2031	2120	73	163	4061	4224	130	1420	2830	49	87	4.0	133	
107	2298	414	4061	228	2031	2258	186	414	4061	4475	331	1513	2998	125	222	4.5	149	
111	2298	676	4061	372	2031	2402	304	676	4061	4737	541	1610	3174	204	362	5.0	166	
129	2873	980	5077	539	2538	3077	441	980	5077	6056	784	2062	4058	295	525	5.5	182	
134	2873	1294	5077	712	2538	3250	582	1294	5077	6371	1035	2178	4268	390	694	6.0	199	
138	2873	1619	5077	890	2538	3429	729	1619	5077	6696	1295	2297	4486	488	868	6.5	215	
142	2873	1963	5077	1074	2538	3613	879	1963	5077	7030	1563	2421	4710	589	1047	7.0	232	
159	2873	2327	5077	1260	2538	3818	1047	2327	5077	7404	1862	2558	4960	702	1247	7.5	249	
163	2873	2710	5077	1490	2538	4029	1219	2710	5077	7786	2168	2699	5217	817	1452	8.0	265	
166	2873	3102	5077	1706	2538	4244	1396	3102	5077	8178	2481	2844	5480	935	1663	8.5	282	
170	2873	3502	5077	1926	2538	4465	1576	3502	5077	8579	2802	2991	5748	1056	1877	9.0	298	
177	2873	4336	5077	2385	2538	4923	1951	4336	5077	9412	3468	3298	6306	1307	2324	10.0	331	
183	2873	5199	5077	2859	2538	5398	2340	5199	5077	10276	4159	3617	6885	1568	2787	11.0	364	
189	2873	6091	5077	3350	2538	5888	2741	6091	5077	11168	4873	3945	7482	1836	3265	12.0	398	
195	2873	7009	5077	3855	2538	6394	3154	7009	5077	12086	5608	4284	8098	2113	3757	13.0	431	
200	2873	7953	5077	4374	2538	6913	3579	7953	5077	13030	6363	4631	8730	2398	4263	14.0	464	
205	2873	8921	5077	4907	2538	7445	4015	8921	5077	13998	7137	4988	9379	2690	4782	15.0	497	
210	2873	9912	5077	5452	2538	7990	4460	9912	5077	14989	7930	5353	10042	2988	5313	16.0	530	
215	2873	10925	5077	6009	2538	8547	4916	10925	5077	16001	8740	5726	10721	3294	5856	17.0	563	
219	2873	11959	5077	6577	2538	9116	5381	11959	5077	17035	9567	6107	11414	3606	6410	18.0	596	
224	2873	13013	5077	7157	2538	9695	5856	13013	5077	18090	10410	6496	12120	3923	6975	19.0	630	
228	2873	14087	5077	7748	2538	10286	6339	14087	5077	19163	11269	6892	12840	4247	7551	20.0	663	
232	2873	15180	5077	8349	2538	10887	6831	15180	5077	20256	12144	7294	13572	4577	8136	21.0	696	
236	2873	16291	5077	8960	2538	11498	7331	16291	5077	21367	13033	7704	14316	4912	8732	22.0	729	
240	2873	17420	5077	9581	2538	12119	7839	17420	5077	22496	13936	8120	15073	5252	9337	23.0	762	
243	2873	18566	5077	10211	2538	12750	8355	18566	5077	23642	14853	8542	15840	5598	9951	24.0	795	
247	2873	19729	5077	10851	2538	13389	8878	19729	5077	24805	15783	8971	16620	5948	10575	25.0	828	
250	2873	20908	5077	11499	2538	14038	9409	20908	5077	25985	16726	9405	17410	6304	11207	26.0	861	
254	2873	22103	5077	12157	2538	14695	9946	22103	5077	27180	17683	9846	18210	6664	11847	27.0	895	
257	2873	23314	5077	12823	2538	15361	10491	23314	5077	28391	18651	10292	19022	7029	12496	28.0	928	
260	2873	24540	5077	13497	2538	16035	11043	24540	5077	29616	19632	10744	19843	7399	13153	29.0	961	
263	2873	25780	5077	14179	2538	16717	11601	25780	5077	30857	20624	11201	20674	7773	13818	30.0	994	
266	2873	27035	5077	14869	2538	17408	12166	27035	5077	32112	21628	11663	21515	8151	14491	31.0	1027	

CASO SÍSMICO

FACTOR GRUPO= 0.67

Carga COMPRESIÓN a nivel de encepado (kN)				Carga TRACCIÓN a nivel de encepado (kN)			
ESTÁTICO	4390	SÍSMICO	6100	ESTÁTICO	0	SÍSMICO	650
Carga a nivel de encepado + peso pilote (kN)		Carga a nivel de encepado + peso pilote (kN)		Carga a nivel de encepado - peso pilote (kN)		Carga a nivel de encepado - peso pilote (kN)	
4390	NO	6100	NO	0	OK	650	NO
4407	NO	6117	NO	0	OK	633	NO
4423	NO	6133	NO	0	OK	617	NO
4440	NO	6150	NO	0	OK	600	NO
4456	NO	6166	NO	0	OK	584	NO
4473	NO	6183	NO	0	OK	567	NO
4489	NO	6199	NO	0	OK	551	NO
4506	NO	6216	NO	0	OK	534	NO
4523	NO	6233	NO	0	OK	517	NO
4539	NO	6249	NO	0	OK	501	NO
4556	NO	6266	NO	0	OK	484	NO
4572	NO	6282	NO	0	OK	468	OK
4589	NO	6299	NO	0	OK	451	OK
4605	NO	6315	NO	0	OK	435	OK
4622	NO	6332	NO	0	OK	418	OK
4639	NO	6349	NO	0	OK	401	OK
4655	NO	6365	NO	0	OK	385	OK
4672	NO	6382	NO	0	OK	368	OK
4688	NO	6398	NO	0	OK	352	OK
4721	NO	6431	NO	0	OK	319	OK
4754	NO	6464	OK	0	OK	286	OK
4788	NO	6498	OK	0	OK	252	OK
4821	NO	6531	OK	0	OK	219	OK
4854	NO	6564	OK	0	OK	186	OK
4887	OK	6597	OK	0	OK	153	OK
4920	OK	6630	OK	0	OK	120	OK
4953	OK	6663	OK	0	OK	87	OK
4986	OK	6696	OK	0	OK	54	OK
5020	OK	6730	OK	0	OK	20	OK
5053	OK	6763	OK	0	OK	0	OK
5086	OK	6796	OK	0	OK	0	OK
5119	OK	6829	OK	0	OK	0	OK
5152	OK	6862	OK	0	OK	0	OK
5185	OK	6895	OK	0	OK	0	OK
5218	OK	6928	OK	0	OK	0	OK
5251	OK	6961	OK	0	OK	0	OK
5285	OK	6995	OK	0	OK	0	OK
5318	OK	7028	OK	0	OK	0	OK
5351	OK	7061	OK	0	OK	0	OK
5384	OK	7094	OK	0	OK	0	OK
5417	OK	7127	OK	0	OK	0	OK

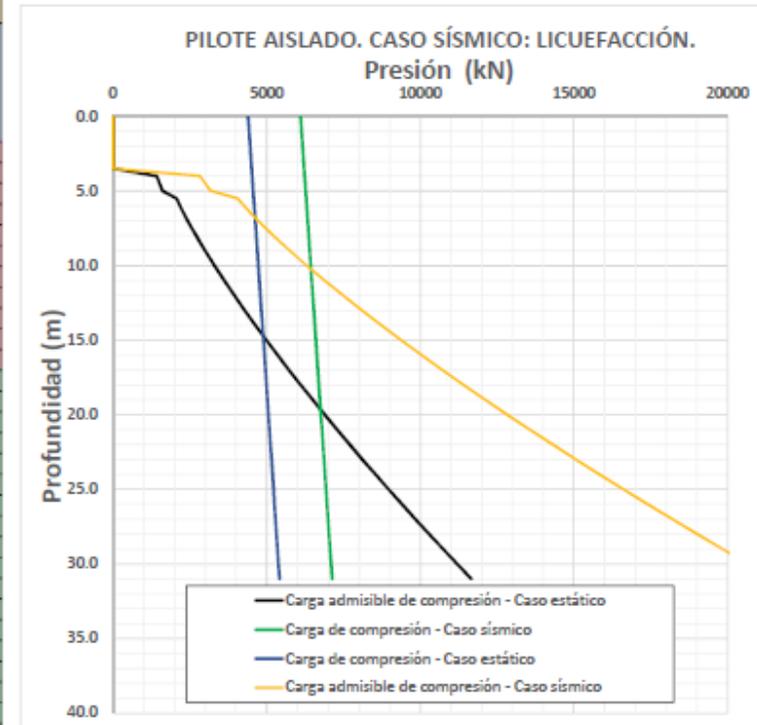


Tabla E3. Diseño de pilotes - Estribo 02: caso estático.

CARACTERÍSTICA S PILOTE	
Diámetro (m)	1.5
Área punta (m2)	1.8
Área fuste (m2/m)	4.7
Peso pilote (kN/m)	33.1
Peso específico concreto (kN/m3)	15

FR ESTÁTICO COMP.	ARENA	ARCILLA
Fuste	0.55	0.45
Punta	0.5	0.4

FR SÍSMICO COMP.	ARENA	ARCILLA
Fuste	1	1.00
Punta	1	1.00

FR TRACCIÓN	ARENA	ARCILLA
Estático	0.45	0.35
Sismo	0.8	0.8

Estribo 2 – Caso estático

Cota (mnm)	Profundidad (m)	Tramo (m)	Tipo de suelo	Peso específico (kN/m3)	Solo suelo cohesivo		φT (°)	m	σ'p (kPa)	σ'v	Nc	β	α	CÁLCULOS PREVIOS				
					Cu (kPa)	N _{pt} < 50								Carga unitaria arenas		Carga unitaria arcillas		
														Fuste q _s (kPa)	Punta q _p (kPa)	Fuste q _s (kPa)	Punta q _p (kPa)	
29.7	0.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29.2	0.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	6	29	0.8	200	8.65	6.40	1.31	0.55	11	345	0	0	
28.7	1.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	6	29	0.8	200	17.30	6.80	0.94	0.55	16	345	0	0	
28.2	1.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	6	29	0.8	200	25.95	7.20	0.77	0.55	20	345	0	0	
27.7	2.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	34.60	7.60	1.39	0.55	48	2298	0	0	
27.2	2.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	43.25	8.00	1.25	0.55	54	2298	0	0	
26.7	3.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	51.90	8.40	1.15	0.55	59	2298	0	0	
26.2	3.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	60.55	8.80	1.06	0.55	64	2298	0	0	
25.7	4.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	69.20	9.00	1.00	0.55	69	2298	0	0	
25.2	4.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	40	38	0.8	912	78.35	9.00	1.36	0.55	107	2298	0	0	
24.7	5.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	87.50	9.00	1.42	0.55	124	2873	0	0	
24.2	5.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	96.65	9.00	1.33	0.55	129	2873	0	0	
23.7	6.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	105.80	9.00	1.26	0.55	134	2873	0	0	
23.2	6.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	114.95	9.00	1.20	0.55	138	2873	0	0	
22.7	7.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	124.10	9.00	1.14	0.55	142	2873	0	0	
22.2	7.5	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	134.15	9.00	1.18	0.55	159	2873	0	0	
21.7	8.0	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	144.20	9.00	1.13	0.55	163	2873	0	0	
21.2	8.5	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	154.25	9.00	1.08	0.55	166	2873	0	0	
20.7	9.0	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	164.30	9.00	1.03	0.55	170	2873	0	0	
19.7	10.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	184.40	9.00	0.96	0.55	177	2873	0	0	
18.7	11.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	204.50	9.00	0.90	0.55	183	2873	0	0	
17.7	12.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	224.60	9.00	0.84	0.55	189	2873	0	0	
16.7	13.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	244.70	9.00	0.80	0.55	195	2873	0	0	
15.7	14.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	264.80	9.00	0.76	0.55	200	2873	0	0	
14.7	15.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	284.90	9.00	0.72	0.55	205	2873	0	0	
13.7	16.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	305.00	9.00	0.69	0.55	210	2873	0	0	
12.7	17.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	325.10	9.00	0.66	0.55	215	2873	0	0	
11.7	18.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	345.20	9.00	0.64	0.55	219	2873	0	0	
10.7	19.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	365.30	9.00	0.61	0.55	224	2873	0	0	
9.7	20.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	385.40	9.00	0.59	0.55	228	2873	0	0	
8.7	21.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	405.50	9.00	0.57	0.55	232	2873	0	0	
7.7	22.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	425.60	9.00	0.55	0.55	236	2873	0	0	
6.7	23.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	445.70	9.00	0.54	0.55	240	2873	0	0	
5.7	24.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	465.80	9.00	0.52	0.55	243	2873	0	0	
4.7	25.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	485.90	9.00	0.51	0.55	247	2873	0	0	
3.7	26.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	506.00	9.00	0.49	0.55	250	2873	0	0	
2.7	27.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	526.10	9.00	0.48	0.55	254	2873	0	0	
1.7	28.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	546.20	9.00	0.47	0.55	257	2873	0	0	
0.7	29.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	566.30	9.00	0.46	0.55	260	2873	0	0	

PILOTE AISLADO												GRUPO DE PILOTES				Profundidad (m)	Peso piloto (kN)
SITUACIÓN ESTÁTICA						SITUACIÓN SÍSMICA						Coef. Eficiencia		N° Pilotes			
Carga unitaria		Carga de hundimiento		Carga admisible COMPRESIÓN			Carga admisible ARRANQUE	Carga admisible COMPRESIÓN			Carga admisible ARRANQUE	ESTÁTICA	SÍSMICA	ESTÁTICA	SÍSMICA		
Fuste qs (kPa)	Punta qp (kPa)	Fuste Ra (kN)	Punta Rp (kN)	Fuste Rfs (kN)	Punta Rfp (kN)	Total (kN)	Total (kN)	Fuste Rfs (kN)	Punta Rfp (kN)	Total (kN)	Total (kN)	Carga admisible total COMPRESIÓN (kN)		Carga admisible total ARRANQUE (kN)			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
11	345	27	609	15	305	319	12	27	609	636	21	214	426	8	14		
16	345	65	609	36	305	340	29	65	609	674	52	228	452	20	35		
20	345	112	609	61	305	366	50	112	609	721	89	245	483	34	60		
48	2298	225	4061	124	2031	2155	101	225	4061	4287	180	1444	2872	68	121		
54	2298	353	4061	194	2031	2225	159	353	4061	4414	282	1491	2958	106	189		
59	2298	493	4061	271	2031	2302	222	493	4061	4554	395	1542	3051	149	264		
64	2298	645	4061	355	2031	2385	290	645	4061	4706	516	1598	3153	194	346		
69	2298	807	4061	444	2031	2475	363	807	4061	4869	646	1658	3262	243	433		
107	2298	1058	4061	582	2031	2613	476	1058	4061	5120	847	1751	3430	319	567		
124	2873	1351	5077	743	2538	3281	608	1351	5077	6428	1081	2199	4307	407	724		
129	2873	1655	5077	910	2538	3448	745	1655	5077	6731	1324	2310	4510	499	887		
134	2873	1969	5077	1083	2538	3622	886	1969	5077	7046	1576	2426	4721	594	1056		
138	2873	2294	5077	1262	2538	3800	1032	2294	5077	7371	1835	2546	4939	692	1230		
142	2873	2629	5077	1446	2538	3984	1183	2629	5077	7705	2103	2669	5163	793	1409		
159	2873	3002	5077	1651	2538	4190	1351	3002	5077	8079	2402	2807	5413	905	1609		
163	2873	3385	5077	1862	2538	4400	1523	3385	5077	8462	2708	2948	5669	1021	1814		
166	2873	3777	5077	2077	2538	4616	1700	3777	5077	8854	3022	3093	5932	1139	2024		
170	2873	4177	5077	2298	2538	4836	1880	4177	5077	9254	3342	3240	6200	1260	2239		
177	2873	5011	5077	2756	2538	5294	2255	5011	5077	10087	4009	3547	6759	1511	2686		
183	2873	5874	5077	3231	2538	5769	2643	5874	5077	10951	4699	3865	7337	1771	3149		
189	2873	6766	5077	3721	2538	6260	3045	6766	5077	11843	5413	4194	7935	2040	3627		
195	2873	7685	5077	4227	2538	6765	3458	7685	5077	12761	6148	4533	8550	2317	4119		
200	2873	8629	5077	4746	2538	7284	3883	8629	5077	13705	6903	4880	9182	2602	4625		
205	2873	9596	5077	5278	2538	7816	4318	9596	5077	14673	7677	5237	9831	2893	5144		
210	2873	10587	5077	5823	2538	8361	4764	10587	5077	15664	8470	5602	10495	3192	5675		
215	2873	11600	5077	6380	2538	8918	5220	11600	5077	16677	9280	5975	11173	3497	6218		
219	2873	12634	5077	6949	2538	9487	5685	12634	5077	17711	10107	6356	11866	3809	6772		
224	2873	13688	5077	7529	2538	10067	6160	13688	5077	18765	10951	6745	12572	4127	7337		
228	2873	14762	5077	8119	2538	10657	6643	14762	5077	19839	11810	7141	13292	4451	7912		
232	2873	15855	5077	8720	2538	11259	7135	15855	5077	20932	12684	7543	14024	4780	8498		
236	2873	16966	5077	9331	2538	11870	7635	16966	5077	22043	13573	7953	14769	5115	9094		
240	2873	18095	5077	9952	2538	12491	8143	18095	5077	23172	14476	8369	15525	5456	9699		
243	2873	19241	5077	10583	2538	13121	8658	19241	5077	24318	15393	8791	16293	5801	10313		
247	2873	20404	5077	11222	2538	13761	9182	20404	5077	25481	16323	9220	17072	6152	10937		
250	2873	21583	5077	11871	2538	14409	9712	21583	5077	26660	17267	9654	17862	6507	11569		
254	2873	22778	5077	12528	2538	15066	10250	22778	5077	27855	18223	10095	18663	6868	12209		
257	2873	23989	5077	13194	2538	15732	10795	23989	5077	29066	19191	10541	19474	7233	12858		
260	2873	25215	5077	13868	2538	16407	11347	25215	5077	30292	20172	10992	20295	7602	13515		

Tabla E4. Diseño de pilotes - Estribo 02: caso sísmico.

CARACTERÍSTICA \$ PILOTE	
Diámetro (m)	1.5
Área punta (m2)	1.8
Área fuste (m2/m)	4.7
Peso pilote (kN/m)	33.1
Peso específico concreto (kN/m3)	15

FR ESTÁTICO COMP.	ARENA	ARCILLA
Fuste	0.55	0.45
Punta	0.5	0.4

FR SÍSMICO COMP.	ARENA	ARCILLA
Fuste	1	1.00
Punta	1	1.00

FR TRACCIÓN	ARENA	ARCILLA
Estático	0.45	0.35
Sismo	0.8	0.8

Estribo 2 – Caso sísmico

Cota (msnm)	Profundidad (m)	Tramo (m)	Tipo de suelo	Peso específico (kN/m3)	Solo suelo cohesivo		φT (°)	m	σ'p (kPa)	σ'v	Nc	β	α	CÁLCULOS PREVIOS				
					Cu (kPa)	N _{sp} < 50								Carga unitaria arenas		Carga unitaria arcillas		
														Fuste q _s (kPa)	Punta q _p (kPa)	Fuste q _s (kPa)	Punta q _p (kPa)	
29.7	0.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29.2	0.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	8.65	6.40	0.00	0.55	0	0	0	0	0
28.7	1.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	17.30	6.80	0.00	0.55	0	0	0	0	0
28.2	1.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	25.95	7.20	0.00	0.55	0	0	0	0	0
27.7	2.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	34.60	7.60	0.00	0.55	0	0	0	0	0
27.2	2.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	43.25	8.00	0.00	0.55	0	0	0	0	0
26.7	3.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	51.90	8.40	0.00	0.55	0	0	0	0	0
26.2	3.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	60.55	8.80	1.06	0.55	64	2298	0	0	0
25.7	4.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	69.20	9.00	1.00	0.55	69	2298	0	0	0
25.2	4.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	40	38	0.8	912	78.35	9.00	1.36	0.55	107	2298	0	0	0
24.7	5.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	87.50	9.00	1.42	0.55	124	2873	0	0	0
24.2	5.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	96.65	9.00	1.33	0.55	129	2873	0	0	0
23.7	6.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	105.80	9.00	1.26	0.55	134	2873	0	0	0
23.2	6.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	114.95	9.00	1.20	0.55	138	2873	0	0	0
22.7	7.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	124.10	9.00	1.14	0.55	142	2873	0	0	0
22.2	7.5	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	134.15	9.00	1.18	0.55	159	2873	0	0	0
21.7	8.0	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	144.20	9.00	1.13	0.55	163	2873	0	0	0
21.2	8.5	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	154.25	9.00	1.08	0.55	166	2873	0	0	0
20.7	9.0	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	164.30	9.00	1.03	0.55	170	2873	0	0	0
19.7	10.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	184.40	9.00	0.96	0.55	177	2873	0	0	0
18.7	11.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	204.50	9.00	0.90	0.55	183	2873	0	0	0
17.7	12.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	224.60	9.00	0.84	0.55	189	2873	0	0	0
16.7	13.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	244.70	9.00	0.80	0.55	195	2873	0	0	0
15.7	14.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	264.80	9.00	0.76	0.55	200	2873	0	0	0
14.7	15.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	284.90	9.00	0.72	0.55	205	2873	0	0	0
13.7	16.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	305.00	9.00	0.69	0.55	210	2873	0	0	0
12.7	17.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	325.10	9.00	0.66	0.55	215	2873	0	0	0
11.7	18.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	345.20	9.00	0.64	0.55	219	2873	0	0	0
10.7	19.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	365.30	9.00	0.61	0.55	224	2873	0	0	0
9.7	20.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	385.40	9.00	0.59	0.55	228	2873	0	0	0
8.7	21.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	405.50	9.00	0.57	0.55	232	2873	0	0	0
7.7	22.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	425.60	9.00	0.55	0.55	236	2873	0	0	0
6.7	23.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	445.70	9.00	0.54	0.55	240	2873	0	0	0
5.7	24.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	465.80	9.00	0.52	0.55	243	2873	0	0	0
4.7	25.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	485.90	9.00	0.51	0.55	247	2873	0	0	0
3.7	26.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	506.00	9.00	0.49	0.55	250	2873	0	0	0
2.7	27.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	526.10	9.00	0.48	0.55	254	2873	0	0	0
1.7	28.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	546.20	9.00	0.47	0.55	257	2873	0	0	0
0.7	29.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	566.30	9.00	0.46	0.55	260	2873	0	0	0

PILOTE AISLADO												GRUPO DE PILOTES				Profundidad (m)	Peso pilote (kN)
SITUACIÓN ESTÁTICA								SITUACIÓN SÍSMICA				Coef. Eficiencia	0.67	N° Pilotes	1		
Carga unitaria		Carga de hundimiento		Carga admisible COMPRESIÓN			Carga admisible ARRANQUE	Carga admisible COMPRESIÓN			Carga admisible ARRANQUE						
Fuste qa (kPa)	Punta qp (kPa)	Fuste Rs (kN)	Punta Rp (kN)	Fuste Rfs (kN)	Punta Rfp (kN)	Total (kN)	Total (kN)	Fuste Rfs (kN)	Punta Rfp (kN)	Total (kN)	Total (kN)	Carga admisible total COMPRESIÓN (kN)		Carga admisible total ARRANQUE (kN)			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
64	2298	152	4061	83	2031	2114	68	152	4061	4213	121	1416	2823	46	81	1416	
69	2298	314	4061	173	2031	2203	141	314	4061	4376	251	1476	2932	95	168	1476	
107	2298	565	4061	311	2031	2342	254	565	4061	4627	452	1569	3100	170	303	1569	
124	2873	858	5077	472	2538	3010	386	858	5077	5934	686	2017	3976	259	460	2017	
129	2873	1162	5077	639	2538	3177	523	1162	5077	6238	929	2129	4180	350	623	2129	
134	2873	1476	5077	812	2538	3350	664	1476	5077	6553	1181	2245	4390	445	791	2245	
138	2873	1801	5077	991	2538	3529	810	1801	5077	6878	1441	2364	4608	543	965	2364	
142	2873	2136	5077	1175	2538	3713	961	2136	5077	7212	1708	2488	4832	644	1145	2488	
159	2873	2509	5077	1380	2538	3918	1129	2509	5077	7586	2007	2625	5082	756	1345	2625	
163	2873	2892	5077	1591	2538	4129	1301	2892	5077	7969	2314	2766	5339	872	1550	2766	
166	2873	3284	5077	1806	2538	4344	1478	3284	5077	8361	2627	2911	5602	990	1760	2911	
170	2873	3684	5077	2026	2538	4565	1658	3684	5077	8761	2947	3058	5870	1111	1975	3058	
177	2873	4518	5077	2485	2538	5023	2033	4518	5077	9594	3614	3355	6428	1362	2421	3355	
183	2873	5381	5077	2960	2538	5498	2422	5381	5077	10458	4305	3684	7007	1622	2884	3684	
189	2873	6273	5077	3450	2538	5989	2823	6273	5077	11350	5018	4012	7604	1891	3362	4012	
195	2873	7192	5077	3955	2538	6494	3236	7192	5077	12268	5753	4351	8220	2168	3855	4351	
200	2873	8135	5077	4474	2538	7013	3661	8135	5077	13212	6508	4699	8852	2453	4361	4699	
205	2873	9103	5077	5007	2538	7545	4096	9103	5077	14180	7283	5055	9501	2745	4879	5055	
210	2873	10094	5077	5552	2538	8090	4542	10094	5077	15171	8075	5420	10164	3043	5410	5420	
215	2873	11107	5077	6109	2538	8647	4998	11107	5077	16184	8886	5794	10843	3349	5953	5794	
219	2873	12141	5077	6677	2538	9216	5463	12141	5077	17217	9713	6175	11536	3660	6507	6175	
224	2873	13195	5077	7257	2538	9796	5938	13195	5077	18272	10556	6563	12242	3978	7073	6563	
228	2873	14269	5077	7848	2538	10386	6421	14269	5077	19346	11415	6959	12962	4302	7648	6959	
232	2873	15362	5077	8449	2538	10987	6913	15362	5077	20438	12289	7361	13694	4632	8234	7361	
236	2873	16473	5077	9060	2538	11598	7413	16473	5077	21550	13178	7771	14438	4967	8829	7771	
240	2873	17602	5077	9681	2538	12219	7921	17602	5077	22678	14081	8187	15195	5307	9435	8187	
243	2873	18748	5077	10311	2538	12850	8437	18748	5077	23825	14998	8609	15962	5653	10049	8609	
247	2873	19911	5077	10951	2538	13489	8960	19911	5077	24988	15929	9038	16742	6003	10672	9038	
250	2873	21090	5077	11600	2538	14138	9491	21090	5077	26167	16872	9472	17532	6359	11304	9472	
254	2873	22285	5077	12257	2538	14795	10028	22285	5077	27362	17828	9913	18333	6719	11945	9913	
257	2873	23496	5077	12923	2538	15461	10573	23496	5077	28573	18797	10359	19144	7084	12594	10359	
260	2873	24722	5077	13597	2538	16135	11125	24722	5077	29798	19777	10811	19965	7454	13251	10811	

Tabla E5. Diseño de pilotes - Pila 01: caso estático.

CARACTERÍSTICA S PILETE	
Díametro (m)	1.5
Área punta (m ²)	1.8
Área fuste (m ² /m)	4.7
Peso pilote (kN/m)	33.1
Peso específico concreto (kN/m ³)	15

FR ESTÁTICO COMP.	ARENA	ARCILLA
Fuste	0.55	0.45
Punta	0.5	0.4

FR SÍSMICO COMP.	ARENA	ARCILLA
Fuste	1	1.00
Punta	1	1.00

FR TRACCIÓN	ARENA	ARCILLA
Estático	0.45	0.35
Sismo	0.8	0.8

Pila 1 – Caso estático

Cota (msnm)	Profundidad (m)	Tramo (m)	Tipo de suelo	Peso específico (kN/m ³)	Solo suelo cohesivo		φT (°)	m	σ _p (kPa)	σ _v	N _c	β	α	CÁLCULOS PREVIOS				
					Cu (kPa)	N _{pt} < 50								Carga unitaria arenas		Carga unitaria arcillas		
														Fuste q _s (kPa)	Punta q _p (kPa)	Fuste q _s (kPa)	Punta q _p (kPa)	
29.5	0.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29.0	0.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	6	29	0.8	200	8.65	6.40	1.31	0.55	11	345	0	0	
28.5	1.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	6	29	0.8	200	17.30	6.80	0.94	0.55	16	345	0	0	
28.0	1.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	6	29	0.8	200	25.95	7.20	0.77	0.55	20	345	0	0	
27.5	2.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	34.60	7.60	1.39	0.55	48	2298	0	0	
27.0	2.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	43.25	8.00	1.25	0.55	54	2298	0	0	
26.5	3.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	51.90	8.40	1.15	0.55	59	2298	0	0	
26.0	3.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	60.55	8.80	1.06	0.55	64	2298	0	0	
25.5	4.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	69.20	9.00	1.00	0.55	69	2298	0	0	
25.0	4.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	40	38	0.8	912	78.35	9.00	1.36	0.55	107	2298	0	0	
24.5	5.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	87.50	9.00	1.42	0.55	124	2873	0	0	
24.0	5.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	96.65	9.00	1.33	0.55	129	2873	0	0	
23.5	6.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	105.80	9.00	1.26	0.55	134	2873	0	0	
23.0	6.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	114.95	9.00	1.20	0.55	138	2873	0	0	
22.5	7.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	124.10	9.00	1.14	0.55	142	2873	0	0	
22.0	7.5	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	134.15	9.00	1.18	0.55	159	2873	0	0	
21.5	8.0	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	144.20	9.00	1.13	0.55	163	2873	0	0	
21.0	8.5	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	154.25	9.00	1.08	0.55	166	2873	0	0	
20.5	9.0	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	164.30	9.00	1.03	0.55	170	2873	0	0	
19.5	10.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	184.40	9.00	0.96	0.55	177	2873	0	0	
18.5	11.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	204.50	9.00	0.90	0.55	183	2873	0	0	
17.5	12.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	224.60	9.00	0.84	0.55	189	2873	0	0	
16.5	13.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	244.70	9.00	0.80	0.55	195	2873	0	0	
15.5	14.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	264.80	9.00	0.76	0.55	200	2873	0	0	
14.5	15.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	284.90	9.00	0.72	0.55	205	2873	0	0	
13.5	16.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	305.00	9.00	0.69	0.55	210	2873	0	0	
12.5	17.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	325.10	9.00	0.66	0.55	215	2873	0	0	
11.5	18.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	345.20	9.00	0.64	0.55	219	2873	0	0	
10.5	19.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	365.30	9.00	0.61	0.55	224	2873	0	0	
9.5	20.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	385.40	9.00	0.59	0.55	228	2873	0	0	
8.5	21.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	405.50	9.00	0.57	0.55	232	2873	0	0	
7.5	22.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	425.60	9.00	0.55	0.55	236	2873	0	0	
6.5	23.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	445.70	9.00	0.54	0.55	240	2873	0	0	
5.5	24.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	465.80	9.00	0.52	0.55	243	2873	0	0	
4.5	25.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	485.90	9.00	0.51	0.55	247	2873	0	0	
3.5	26.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	506.00	9.00	0.49	0.55	250	2873	0	0	
2.5	27.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	526.10	9.00	0.48	0.55	254	2873	0	0	
1.5	28.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	546.20	9.00	0.47	0.55	257	2873	0	0	
0.5	29.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	566.30	9.00	0.46	0.55	260	2873	0	0	

PILOTE AISLADO												GRUPO DE PILOTES				Profundidad (m)	Peso pilote (kN)
SITUACIÓN ESTÁTICA						SITUACIÓN SÍSMICA						Coef. Eficiencia	0.748	N° Pilotes	1		
Carga unitaria		Carga de hundimiento		Carga admisible COMPRESIÓN			Carga admisible ARRANQUE	Carga admisible COMPRESIÓN			Carga admisible ARRANQUE					ESTÁTICA	SÍSMICA
Fuste qe (kPa)	Punta qp (kPa)	Fuste Ra (kN)	Punta Rp (kN)	Fuste Rfs (kN)	Punta Rfp (kN)	Total (kN)	Total (kN)	Fuste Rfs (kN)	Punta Rfp (kN)	Total (kN)	Total (kN)	Carga admisible total COMPRESIÓN (kN)		Carga admisible total ARRANQUE (kN)			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
11	345	27	609	15	305	319	12	27	609	636	21	239	476	9	16		
16	345	65	609	36	305	340	29	65	609	674	52	254	504	22	39		
20	345	112	609	61	305	366	50	112	609	721	89	274	539	38	67		
48	2298	225	4061	124	2031	2155	101	225	4061	4287	180	1612	3207	76	135		
54	2298	353	4061	194	2031	2225	159	353	4061	4414	282	1664	3302	119	211		
59	2298	493	4061	271	2031	2302	222	493	4061	4554	395	1722	3407	166	295		
64	2298	645	4061	355	2031	2385	290	645	4061	4706	516	1784	3520	217	386		
69	2298	807	4061	444	2031	2475	363	807	4061	4869	646	1851	3642	272	483		
107	2298	1058	4061	582	2031	2613	476	1058	4061	5120	847	1954	3830	356	633		
124	2873	1351	5077	743	2538	3281	608	1351	5077	6428	1081	2454	4808	455	808		
129	2873	1655	5077	910	2538	3448	745	1655	5077	6731	1324	2579	5035	557	990		
134	2873	1969	5077	1083	2538	3622	886	1969	5077	7046	1576	2709	5270	663	1179		
138	2873	2294	5077	1262	2538	3800	1032	2294	5077	7371	1835	2843	5513	772	1373		
142	2873	2629	5077	1446	2538	3984	1183	2629	5077	7705	2103	2980	5764	885	1573		
159	2873	3002	5077	1651	2538	4190	1351	3002	5077	8079	2402	3134	6043	1011	1797		
163	2873	3385	5077	1862	2538	4400	1523	3385	5077	8462	2708	3291	6329	1139	2026		
166	2873	3777	5077	2077	2538	4616	1700	3777	5077	8854	3022	3453	6623	1271	2260		
170	2873	4177	5077	2298	2538	4836	1880	4177	5077	9254	3342	3617	6922	1406	2500		
177	2873	5011	5077	2756	2538	5294	2255	5011	5077	10087	4009	3960	7545	1687	2998		
183	2873	5874	5077	3231	2538	5769	2643	5874	5077	10951	4699	4315	8191	1977	3515		
189	2873	6766	5077	3721	2538	6260	3045	6766	5077	11843	5413	4682	8858	2278	4049		
195	2873	7685	5077	4227	2538	6765	3458	7685	5077	12761	6148	5060	9546	2587	4599		
200	2873	8629	5077	4746	2538	7284	3883	8629	5077	13705	6903	5448	10251	2904	5163		
205	2873	9596	5077	5278	2538	7816	4318	9596	5077	14673	7677	5847	10975	3230	5742		
210	2873	10587	5077	5823	2538	8361	4764	10587	5077	15664	8470	6254	11717	3564	6335		
215	2873	11600	5077	6380	2538	8918	5220	11600	5077	16677	9280	6671	12474	3905	6941		
219	2873	12634	5077	6949	2538	9487	5685	12634	5077	17711	10107	7096	13248	4253	7560		
224	2873	13688	5077	7529	2538	10067	6160	13688	5077	18765	10951	7530	14036	4607	8191		
228	2873	14762	5077	8119	2538	10657	6643	14762	5077	19839	11810	7972	14839	4969	8834		
232	2873	15855	5077	8720	2538	11259	7135	15855	5077	20932	12684	8421	15657	5337	9488		
236	2873	16966	5077	9331	2538	11870	7635	16966	5077	22043	13573	8878	16488	5711	10152		
240	2873	18095	5077	9952	2538	12491	8143	18095	5077	23172	14476	9343	17332	6091	10828		
243	2873	19241	5077	10583	2538	13121	8658	19241	5077	24318	15393	9814	18190	6477	11514		
247	2873	20404	5077	11222	2538	13761	9182	20404	5077	25481	16323	10293	19060	6868	12210		
250	2873	21583	5077	11871	2538	14409	9712	21583	5077	26660	17267	10778	19942	7265	12915		
254	2873	22778	5077	12528	2538	15066	10250	22778	5077	27855	18223	11270	20836	7667	13631		
257	2873	23989	5077	13194	2538	15732	10795	23989	5077	29066	19191	11768	21741	8075	14355		
260	2873	25215	5077	13868	2538	16407	11347	25215	5077	30292	20172	12272	22658	8487	15089		

CASO ESTÁTICO

FACTOR GRUPO=0.748

Carga COMPRESIÓN a nivel de encepado (kN)			
ESTÁTICO	2950	SÍSMICO	4650
Carga a nivel de encepado + peso pilote (kN)		Carga a nivel de encepado + peso pilote (kN)	
2950	NO	4650	NO
2967	NO	4667	NO
2983	NO	4683	NO
3000	NO	4700	NO
3016	NO	4716	NO
3033	NO	4733	NO
3049	NO	4749	NO
3066	NO	4766	NO
3083	NO	4783	NO
3099	NO	4799	NO
3116	NO	4816	NO
3132	NO	4832	OK
3149	NO	4849	OK
3165	NO	4865	OK
3182	NO	4882	OK
3199	NO	4899	OK
3215	OK	4915	OK
3232	OK	4932	OK
3248	OK	4948	OK
3264	OK	4964	OK
3281	OK	4981	OK
3314	OK	5014	OK
3348	OK	5048	OK
3381	OK	5081	OK
3414	OK	5114	OK
3447	OK	5147	OK
3480	OK	5180	OK
3513	OK	5213	OK
3546	OK	5246	OK
3580	OK	5280	OK
3613	OK	5313	OK
3646	OK	5346	OK
3679	OK	5379	OK
3712	OK	5412	OK
3745	OK	5445	OK
3778	OK	5478	OK
3811	OK	5511	OK
3845	OK	5545	OK
3878	OK	5578	OK
3911	OK	5611	OK

Carga TRACCIÓN a nivel de encepado (kN)			
ESTÁTICO	0	SÍSMICO	750
Carga a nivel de encepado - peso pilote (kN)		Carga a nivel de encepado - peso pilote (kN)	
0	OK	750	NO
0	OK	733	NO
0	OK	717	NO
0	OK	700	NO
0	OK	684	NO
0	OK	667	NO
0	OK	651	NO
0	OK	634	NO
0	OK	617	NO
0	OK	601	OK
0	OK	584	OK
0	OK	568	OK
0	OK	551	OK
0	OK	535	OK
0	OK	518	OK
0	OK	501	OK
0	OK	485	OK
0	OK	468	OK
0	OK	452	OK
0	OK	419	OK
0	OK	386	OK
0	OK	352	OK
0	OK	319	OK
0	OK	286	OK
0	OK	253	OK
0	OK	220	OK
0	OK	187	OK
0	OK	154	OK
0	OK	120	OK
0	OK	87	OK
0	OK	54	OK
0	OK	21	OK
0	OK	0	OK
0	OK	0	OK
0	OK	0	OK
0	OK	0	OK
0	OK	0	OK
0	OK	0	OK

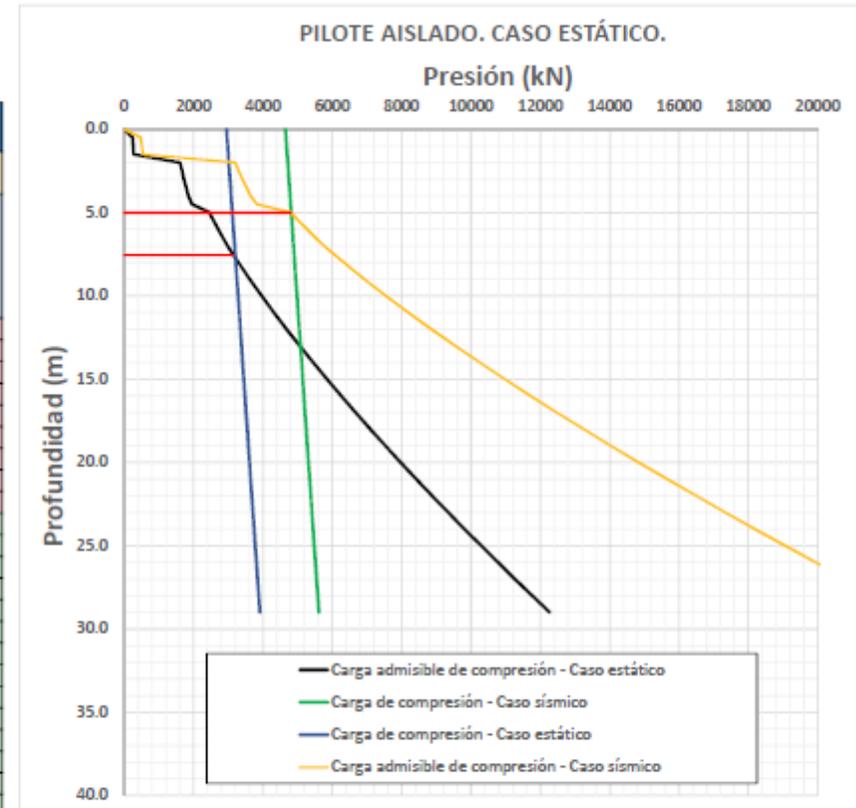


Tabla E6. Diseño de pilotes - Pila 01: caso sísmico.

CARACTERÍSTICA S PILOTE	
Díametro (m)	1.5
Área punta (m2)	1.8
Área fuste (m2/m)	4.7
Peso pilote (kN/m)	33.1
Peso específico concreto (kN/m3)	15

FR ESTÁTICO COMP.	ARENA	ARCILLA
Fuste	0.55	0.45
Punta	0.5	0.4

FR SÍSMICO COMP.	ARENA	ARCILLA
Fuste	1	1.00
Punta	1	1.00

FR TRACCIÓN	ARENA	ARCILLA
Estático	0.45	0.35
Sismo	0.8	0.8

Pila 1 – Caso sísmico

Cota (msnm)	Profundidad (m)	Tramo (m)	Tipo de suelo	Peso específico (kN/m3)	Solo suelo cohesivo		φT (°)	m	σp (kPa)	σv	Nc	β	α	CÁLCULOS PREVIOS					
					Cu (kPa)	N _{sp} < 50								Carga unitaria arenas		Carga unitaria arcillas			
														Fuste qs (kPa)	Punta qp (kPa)	Fuste qs (kPa)	Punta qp (kPa)		
29.5	0.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29.0	0.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	8.65	6.40	0.00	0.55	0	0	0	0	0	0
28.5	1.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	17.30	6.80	0.00	0.55	0	0	0	0	0	0
28.0	1.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	25.95	7.20	0.00	0.55	0	0	0	0	0	0
27.5	2.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	34.60	7.60	0.00	0.55	0	0	0	0	0	0
27.0	2.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	43.25	8.00	0.00	0.55	0	0	0	0	0	0
26.5	3.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	51.90	8.40	0.00	0.55	0	0	0	0	0	0
26.0	3.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	60.55	8.80	1.06	0.55	64	2298	0	0	0	0
25.5	4.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	69.20	9.00	1.00	0.55	69	2298	0	0	0	0
25.0	4.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	40	38	0.8	912	78.35	9.00	1.36	0.55	107	2298	0	0	0	0
24.5	5.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	87.50	9.00	1.42	0.55	124	2873	0	0	0	0
24.0	5.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	96.65	9.00	1.33	0.55	129	2873	0	0	0	0
23.5	6.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	105.80	9.00	1.26	0.55	134	2873	0	0	0	0
23.0	6.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	114.95	9.00	1.20	0.55	138	2873	0	0	0	0
22.5	7.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	124.10	9.00	1.14	0.55	142	2873	0	0	0	0
22.0	7.5	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	134.15	9.00	1.18	0.55	159	2873	0	0	0	0
21.5	8.0	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	144.20	9.00	1.13	0.55	163	2873	0	0	0	0
21.0	8.5	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	154.25	9.00	1.08	0.55	166	2873	0	0	0	0
20.5	9.0	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	164.30	9.00	1.03	0.55	170	2873	0	0	0	0
19.5	10.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	184.40	9.00	0.96	0.55	177	2873	0	0	0	0
18.5	11.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	204.50	9.00	0.90	0.55	183	2873	0	0	0	0
17.5	12.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	224.60	9.00	0.84	0.55	189	2873	0	0	0	0
16.5	13.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	244.70	9.00	0.80	0.55	195	2873	0	0	0	0
15.5	14.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	264.80	9.00	0.76	0.55	200	2873	0	0	0	0
14.5	15.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	284.90	9.00	0.72	0.55	205	2873	0	0	0	0
13.5	16.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	305.00	9.00	0.69	0.55	210	2873	0	0	0	0
12.5	17.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	325.10	9.00	0.66	0.55	215	2873	0	0	0	0
11.5	18.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	345.20	9.00	0.64	0.55	219	2873	0	0	0	0
10.5	19.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	365.30	9.00	0.61	0.55	224	2873	0	0	0	0
9.5	20.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	385.40	9.00	0.59	0.55	228	2873	0	0	0	0
8.5	21.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	405.50	9.00	0.57	0.55	232	2873	0	0	0	0
7.5	22.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	425.60	9.00	0.55	0.55	236	2873	0	0	0	0
6.5	23.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	445.70	9.00	0.54	0.55	240	2873	0	0	0	0
5.5	24.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	465.80	9.00	0.52	0.55	243	2873	0	0	0	0
4.5	25.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	485.90	9.00	0.51	0.55	247	2873	0	0	0	0
3.5	26.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	506.00	9.00	0.49	0.55	250	2873	0	0	0	0
2.5	27.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	526.10	9.00	0.48	0.55	254	2873	0	0	0	0
1.5	28.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	546.20	9.00	0.47	0.55	257	2873	0	0	0	0
0.5	29.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	566.30	9.00	0.46	0.55	260	2873	0	0	0	0

PILOTE AISLADO											
SITUACIÓN ESTÁTICA							SITUACIÓN SÍSMICA				
Carga unitaria		Carga de hundimiento		Carga admisible COMPRESIÓN			Carga admisible ARRANQUE	Carga admisible COMPRESIÓN			Carga admisible ARRANQUE
Fuste qs (kPa)	Punta qp (kPa)	Fuste Ra (kN)	Punta Rp (kN)	Fuste Rfs (kN)	Punta Rfp (kN)	Total (kN)	Total (kN)	Fuste Rfs (kN)	Punta Rfp (kN)	Total (kN)	Total (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
64	2298	152	4061	83	2031	2114	68	152	4061	4213	121
69	2298	314	4061	173	2031	2203	141	314	4061	4376	251
107	2298	565	4061	311	2031	2342	254	565	4061	4627	452
124	2873	858	5077	472	2538	3010	386	858	5077	5934	686
129	2873	1162	5077	639	2538	3177	523	1162	5077	6238	929
134	2873	1476	5077	812	2538	3350	664	1476	5077	6553	1181
138	2873	1801	5077	991	2538	3529	810	1801	5077	6878	1441
142	2873	2136	5077	1175	2538	3713	961	2136	5077	7212	1708
159	2873	2509	5077	1380	2538	3918	1129	2509	5077	7586	2007
163	2873	2892	5077	1591	2538	4129	1301	2892	5077	7969	2314
166	2873	3284	5077	1806	2538	4344	1478	3284	5077	8361	2627
170	2873	3684	5077	2026	2538	4565	1658	3684	5077	8761	2947
177	2873	4518	5077	2485	2538	5023	2033	4518	5077	9594	3614
183	2873	5381	5077	2960	2538	5498	2422	5381	5077	10458	4305
189	2873	6273	5077	3450	2538	5989	2823	6273	5077	11350	5018
195	2873	7192	5077	3955	2538	6494	3236	7192	5077	12268	5753
200	2873	8135	5077	4474	2538	7013	3661	8135	5077	13212	6508
205	2873	9103	5077	5007	2538	7545	4096	9103	5077	14180	7283
210	2873	10094	5077	5552	2538	8090	4542	10094	5077	15171	8075
215	2873	11107	5077	6109	2538	8647	4998	11107	5077	16184	8896
219	2873	12141	5077	6677	2538	9216	5463	12141	5077	17217	9713
224	2873	13195	5077	7257	2538	9796	5938	13195	5077	18272	10556
228	2873	14269	5077	7848	2538	10386	6421	14269	5077	19346	11415
232	2873	15362	5077	8449	2538	10987	6913	15362	5077	20438	12289
236	2873	16473	5077	9060	2538	11598	7413	16473	5077	21550	13178
240	2873	17602	5077	9681	2538	12219	7921	17602	5077	22678	14081
243	2873	18748	5077	10311	2538	12850	8437	18748	5077	23825	14998
247	2873	19911	5077	10951	2538	13489	8960	19911	5077	24988	15929
250	2873	21090	5077	11600	2538	14138	9491	21090	5077	26167	16872
254	2873	22285	5077	12257	2538	14795	10028	22285	5077	27362	17828
257	2873	23496	5077	12923	2538	15461	10573	23496	5077	28573	18797
260	2873	24722	5077	13597	2538	16135	11125	24722	5077	29798	19777

GRUPO DE PILOTES			
Coef. Eficiencia	0.748	N° Pilotes	1
ESTÁTICA	SÍSMICA	ESTÁTICA	SÍSMICA
Carga admisible total COMPRESIÓN (kN)		Carga admisible total ARRANQUE (kN)	
0	0	0	0
0	0	0	0
0	0	0	0
0	0	0	0
0	0	0	0
0	0	0	0
0	0	0	0
1581	3151	51	91
1648	3273	106	188
1752	3461	190	338
2252	4439	289	513
2377	4666	391	695
2506	4902	497	883
2640	5145	606	1078
2777	5395	719	1278
2931	5674	845	1501
3088	5961	973	1731
3250	6254	1105	1965
3414	6553	1240	2205
3757	7177	1521	2703
4113	7822	1811	3220
4479	8490	2112	3754
4857	9177	2421	4303
5246	9883	2738	4868
5644	10607	3064	5447
6051	11348	3398	6040
6468	12105	3739	6646
6893	12879	4087	7265
7327	13667	4441	7896
7769	14471	4803	8539
8218	15288	5171	9192
8676	16119	5545	9857
9140	16963	5925	10533
9512	17821	6311	11219
10090	18691	6702	11915
10575	19573	7099	12620
11067	20467	7501	13336
11565	21372	7909	14060
12069	22289	8321	14794

Profundidad (m)	Peso pilote (kN)
0.0	0
0.5	17
1.0	33
1.5	50
2.0	66
2.5	83
3.0	99
3.5	116
4.0	133
4.5	149
5.0	166
5.5	182
6.0	199
6.5	215
7.0	232
7.5	249
8.0	265
8.5	282
9.0	298
10.0	331
11.0	364
12.0	398
13.0	431
14.0	464
15.0	497
16.0	530
17.0	563
18.0	596
19.0	630
20.0	663
21.0	696
22.0	729
23.0	762
24.0	795
25.0	828
26.0	861
27.0	895
28.0	928
29.0	961

CASO SÍSMICO

FACTOR GRUPO=0.748

Carga COMPRESIÓN a nivel de encepado (kN)			
ESTÁTICO	2950	SÍSMICO	4650
Carga a nivel de encepado + peso pilota (kN)		Carga a nivel de encepado + peso pilota (kN)	
2950	NO	4650	NO
2967	NO	4667	NO
2983	NO	4683	NO
3000	NO	4700	NO
3016	NO	4716	NO
3033	NO	4733	NO
3049	NO	4749	NO
3066	NO	4766	NO
3083	NO	4783	NO
3099	NO	4799	NO
3116	NO	4816	NO
3132	NO	4832	NO
3149	NO	4849	OK
3165	NO	4865	OK
3182	NO	4882	OK
3199	NO	4899	OK
3215	NO	4915	OK
3232	OK	4932	OK
3248	OK	4948	OK
3281	OK	4981	OK
3314	OK	5014	OK
3348	OK	5048	OK
3381	OK	5081	OK
3414	OK	5114	OK
3447	OK	5147	OK
3480	OK	5180	OK
3513	OK	5213	OK
3546	OK	5246	OK
3580	OK	5280	OK
3613	OK	5313	OK
3646	OK	5346	OK
3679	OK	5379	OK
3712	OK	5412	OK
3745	OK	5445	OK
3778	OK	5478	OK
3811	OK	5511	OK
3845	OK	5545	OK
3878	OK	5578	OK
3911	OK	5611	OK

Carga TRACCIÓN a nivel de encepado (kN)			
ESTÁTICO	0	SÍSMICO	750
Carga a nivel de encepado - peso pilota (kN)		Carga a nivel de encepado - peso pilota (kN)	
0	OK	750	NO
0	OK	733	NO
0	OK	717	NO
0	OK	700	NO
0	OK	684	NO
0	OK	667	NO
0	OK	651	NO
0	OK	634	NO
0	OK	617	NO
0	OK	601	NO
0	OK	584	NO
0	OK	568	OK
0	OK	551	OK
0	OK	535	OK
0	OK	518	OK
0	OK	501	OK
0	OK	485	OK
0	OK	468	OK
0	OK	452	OK
0	OK	435	OK
0	OK	419	OK
0	OK	386	OK
0	OK	352	OK
0	OK	319	OK
0	OK	286	OK
0	OK	253	OK
0	OK	220	OK
0	OK	187	OK
0	OK	154	OK
0	OK	120	OK
0	OK	87	OK
0	OK	54	OK
0	OK	21	OK
0	OK	0	OK
0	OK	0	OK
0	OK	0	OK
0	OK	0	OK
0	OK	0	OK
0	OK	0	OK
0	OK	0	OK

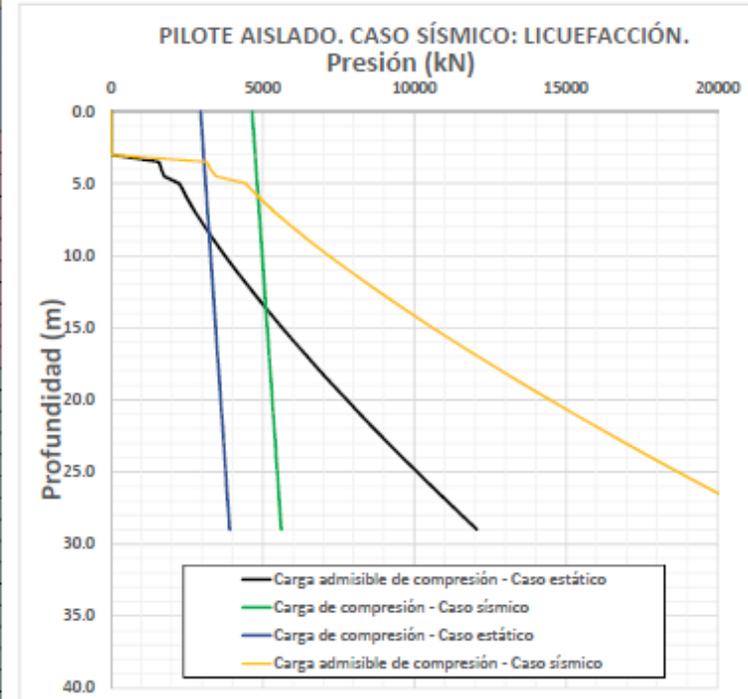


Tabla E7. Diseño de pilotes - Pila 02: caso estático.

CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE	
Diámetro (m)	1.5
Área punta (m ²)	1.8
Área fuste (m ² /m)	4.7
Peso pilote (kN/m)	33.1
Peso específico concreto (kN/m ³)	15

FR ESTÁTICO COMP.	ARENA	ARCILLA
Fuste	0.55	0.45
Punta	0.5	0.4

FR SÍSMICO COMP.	ARENA	ARCILLA
Fuste	1	1.00
Punta	1	1.00

FR TRACCIÓN	ARENA	ARCILLA
Estático	0.45	0.35
Sismo	0.8	0.8

Pila 2 – Caso estático

Cota (msnm)	Profundidad (m)	Tramo (m)	Tipo de suelo	Peso específico (kN/m ³)	Solo suelo cohesivo		Solo suelo granular		m	σ _p (kPa)	σ _v	N _c	β	α	CÁLCULOS PREVIOS				
					Cu (kPa)	N ₆₀ (< 50)	Carga unitaria arenas								Carga unitaria arcillas				
							Fuste q _s (kPa)	Punta q _p (kPa)							Fuste q _s (kPa)	Punta q _p (kPa)			
29.6	0.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29.1	0.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	6	29	0.8	200	8.65	6.40	1.31	0.55	11	345	0	0	0	0
28.6	1.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	6	29	0.8	200	17.30	6.80	0.94	0.55	16	345	0	0	0	0
28.1	1.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	6	29	0.8	200	25.95	7.20	0.77	0.55	20	345	0	0	0	0
27.6	2.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	34.60	7.60	1.39	0.55	48	2298	0	0	0	0
27.1	2.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	43.25	8.00	1.25	0.55	54	2298	0	0	0	0
26.6	3.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	51.90	8.40	1.15	0.55	59	2298	0	0	0	0
26.1	3.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	60.55	8.80	1.06	0.55	64	2298	0	0	0	0
25.6	4.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	69.20	9.00	1.00	0.55	69	2298	0	0	0	0
25.1	4.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	40	38	0.8	912	78.35	9.00	1.36	0.55	107	2298	0	0	0	0
24.6	5.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	87.50	9.00	1.42	0.55	124	2873	0	0	0	0
24.1	5.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	96.65	9.00	1.33	0.55	129	2873	0	0	0	0
23.6	6.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	105.80	9.00	1.26	0.55	134	2873	0	0	0	0
23.1	6.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	114.95	9.00	1.20	0.55	138	2873	0	0	0	0
22.6	7.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	124.10	9.00	1.14	0.55	142	2873	0	0	0	0
22.1	7.5	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	134.15	9.00	1.18	0.55	159	2873	0	0	0	0
21.6	8.0	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	144.20	9.00	1.13	0.55	163	2873	0	0	0	0
21.1	8.5	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	154.25	9.00	1.08	0.55	166	2873	0	0	0	0
20.6	9.0	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	164.30	9.00	1.03	0.55	170	2873	0	0	0	0
19.6	10.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	184.40	9.00	0.96	0.55	177	2873	0	0	0	0
18.6	11.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	204.50	9.00	0.90	0.55	183	2873	0	0	0	0
17.6	12.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	224.60	9.00	0.84	0.55	189	2873	0	0	0	0
16.6	13.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	244.70	9.00	0.80	0.55	195	2873	0	0	0	0
15.6	14.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	264.80	9.00	0.76	0.55	200	2873	0	0	0	0
14.6	15.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	284.90	9.00	0.72	0.55	205	2873	0	0	0	0
13.6	16.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	305.00	9.00	0.69	0.55	210	2873	0	0	0	0
12.6	17.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	325.10	9.00	0.66	0.55	215	2873	0	0	0	0
11.6	18.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	345.20	9.00	0.64	0.55	219	2873	0	0	0	0
10.6	19.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	365.30	9.00	0.61	0.55	224	2873	0	0	0	0
9.6	20.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	385.40	9.00	0.59	0.55	228	2873	0	0	0	0
8.6	21.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	405.50	9.00	0.57	0.55	232	2873	0	0	0	0
7.6	22.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	425.60	9.00	0.55	0.55	236	2873	0	0	0	0
6.6	23.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	445.70	9.00	0.54	0.55	240	2873	0	0	0	0
5.6	24.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	465.80	9.00	0.52	0.55	243	2873	0	0	0	0
4.6	25.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	485.90	9.00	0.51	0.55	247	2873	0	0	0	0
3.6	26.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	506.00	9.00	0.49	0.55	250	2873	0	0	0	0
2.6	27.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	526.10	9.00	0.48	0.55	254	2873	0	0	0	0
1.6	28.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	546.20	9.00	0.47	0.55	257	2873	0	0	0	0
0.6	29.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	566.30	9.00	0.46	0.55	260	2873	0	0	0	0

PILOTE AISLADO												GRUPO DE PILOTES				Profundidad (m)	Peso pilote (kN)
SITUACIÓN ESTÁTICA								SITUACIÓN SÍSMICA				Coef. Eficiencia	0.748	N° Pilotes	1		
Carga unitaria		Carga de hundimiento		Carga admisible COMPRESIÓN			Carga admisible ARRANQUE	Carga admisible COMPRESIÓN			Carga admisible ARRANQUE						
Fuste q _a (kPa)	Punta q _p (kPa)	Fuste R _a (kN)	Punta R _p (kN)	Fuste R _f (kN)	Punta R _p (kN)	Total (kN)	Total (kN)	Fuste R _f (kN)	Punta R _p (kN)	Total (kN)	Total (kN)	Carga admisible total COMPRESIÓN (kN)		Carga admisible total ARRANQUE (kN)			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
11	345	27	609	15	305	319	12	27	609	636	21	239	476	9	16	0.5	17
16	345	65	609	36	305	340	29	65	609	674	52	254	504	22	39	1.0	33
20	345	112	609	61	305	366	50	112	609	721	89	274	539	38	67	1.5	50
48	2298	225	4061	124	2031	2155	101	225	4061	4287	180	1612	3207	76	135	2.0	66
54	2298	353	4061	194	2031	2225	159	353	4061	4414	282	1664	3302	119	211	2.5	83
59	2298	493	4061	271	2031	2302	222	493	4061	4554	395	1722	3407	166	295	3.0	99
64	2298	645	4061	355	2031	2385	290	645	4061	4706	516	1784	3520	217	386	3.5	116
69	2298	807	4061	444	2031	2475	363	807	4061	4869	646	1851	3642	272	483	4.0	133
107	2298	1058	4061	582	2031	2613	476	1058	4061	5120	847	1954	3830	356	633	4.5	149
124	2873	1351	5077	743	2538	3281	608	1351	5077	6428	1061	2454	4808	455	808	5.0	166
129	2873	1655	5077	910	2538	3448	745	1655	5077	6731	1324	2579	5035	557	990	5.5	182
134	2873	1969	5077	1083	2538	3622	886	1969	5077	7046	1576	2709	5270	663	1179	6.0	199
138	2873	2294	5077	1262	2538	3800	1032	2294	5077	7371	1835	2843	5513	772	1373	6.5	215
142	2873	2629	5077	1446	2538	3984	1183	2629	5077	7705	2103	2980	5764	885	1573	7.0	232
159	2873	3002	5077	1651	2538	4190	1351	3002	5077	8079	2402	3134	6043	1011	1797	7.5	249
163	2873	3385	5077	1862	2538	4400	1523	3385	5077	8462	2708	3291	6329	1139	2026	8.0	265
166	2873	3777	5077	2077	2538	4616	1700	3777	5077	8854	3022	3453	6623	1271	2260	8.5	282
170	2873	4177	5077	2298	2538	4836	1880	4177	5077	9254	3342	3617	6922	1406	2500	9.0	298
177	2873	5011	5077	2756	2538	5294	2255	5011	5077	10087	4009	3960	7545	1687	2998	10.0	331
183	2873	5874	5077	3231	2538	5769	2643	5874	5077	10951	4699	4315	8191	1977	3515	11.0	364
189	2873	6766	5077	3721	2538	6260	3045	6766	5077	11843	5413	4682	8868	2278	4049	12.0	398
195	2873	7685	5077	4227	2538	6765	3458	7685	5077	12761	6148	5060	9546	2587	4599	13.0	431
200	2873	8629	5077	4746	2538	7284	3883	8629	5077	13705	6903	5448	10251	2904	5163	14.0	464
205	2873	9596	5077	5278	2538	7816	4318	9596	5077	14673	7677	5847	10975	3230	5742	15.0	497
210	2873	10587	5077	5823	2538	8361	4764	10587	5077	15664	8470	6254	11717	3564	6335	16.0	530
215	2873	11600	5077	6380	2538	8918	5220	11600	5077	16677	9280	6671	12474	3905	6941	17.0	563
219	2873	12634	5077	6949	2538	9487	5685	12634	5077	17711	10107	7096	13248	4253	7560	18.0	596
224	2873	13688	5077	7529	2538	10067	6160	13688	5077	18765	10951	7530	14036	4607	8191	19.0	630
228	2873	14762	5077	8119	2538	10657	6643	14762	5077	19839	11810	7972	14839	4969	8834	20.0	663
232	2873	15855	5077	8720	2538	11259	7135	15855	5077	20932	12684	8421	15657	5337	9488	21.0	696
236	2873	16966	5077	9331	2538	11870	7635	16966	5077	22043	13573	8878	16488	5711	10152	22.0	729
240	2873	18095	5077	9952	2538	12491	8143	18095	5077	23172	14476	9343	17332	6091	10828	23.0	762
243	2873	19241	5077	10583	2538	13121	8658	19241	5077	24318	15393	9814	18190	6477	11514	24.0	795
247	2873	20404	5077	11222	2538	13761	9182	20404	5077	25481	16323	10293	19060	6868	12210	25.0	828
250	2873	21583	5077	11871	2538	14409	9712	21583	5077	26660	17267	10778	19942	7265	12915	26.0	861
254	2873	22778	5077	12528	2538	15066	10250	22778	5077	27855	18223	11270	20836	7667	13631	27.0	895
257	2873	23989	5077	13194	2538	15732	10795	23989	5077	29066	19191	11768	21741	8075	14355	28.0	928
260	2873	25215	5077	13868	2538	16407	11347	25215	5077	30292	20172	12272	22658	8487	15089	29.0	961

Tabla E8. Diseño de pilotes - Pila 02: caso sísmico.

CARACTERÍSTICAS DEL PILOTE	
Diámetro (m)	1.5
Área punta (m ²)	1.8
Área fuste (m ² /m)	4.7
Peso pilote (kN/m)	33.1
Peso específico concreto (kN/m ³)	15

FR ESTÁTICO COMP.	ARENA	ARCILLA
Fuste	0.55	0.45
Punta	0.5	0.4

FR SÍSMICO COMP.	ARENA	ARCILLA
Fuste	1	1.00
Punta	1	1.00

FR TRACCIÓN	ARENA	ARCILLA
Estático	0.45	0.35
Sismo	0.8	0.8

Pila 2 – Caso sísmico

Cota (mnm)	Profundidad (m)	Tramo (m)	Tipo de suelo	Peso específico (kN/m ³)	Solo suelo cohesivo		φT (°)	m	σ'p (kPa)	σ'v	Nc	β	α	CÁLCULOS PREVIOS				
					Cu (kPa)	N _{pt} < 50								Carga unitaria arenas		Carga unitaria arcillas		
														Fuste qs (kPa)	Punta qp (kPa)	Fuste qs (kPa)	Punta qp (kPa)	
29.6	0.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29.1	0.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	8.65	6.40	0.00	0.55	0	0	0	0	0
28.6	1.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	17.30	6.80	0.00	0.55	0	0	0	0	0
28.1	1.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	25.95	7.20	0.00	0.55	0	0	0	0	0
27.6	2.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	34.60	7.60	0.00	0.55	0	0	0	0	0
27.1	2.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	43.25	8.00	0.00	0.55	0	0	0	0	0
26.6	3.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	0	29	0.8	0	51.90	8.40	0.00	0.55	0	0	0	0	0
26.1	3.5	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	60.55	8.80	1.06	0.55	64	2298	0	0	0
25.6	4.0	0.5	Arenas limosas	17.3	0	40	29	0.8	912	69.20	9.00	1.00	0.55	69	2298	0	0	0
25.1	4.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	40	38	0.8	912	78.35	9.00	1.36	0.55	107	2298	0	0	0
24.6	5.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	87.50	9.00	1.42	0.55	124	2873	0	0	0
24.1	5.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	96.65	9.00	1.33	0.55	129	2873	0	0	0
23.6	6.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	105.80	9.00	1.26	0.55	134	2873	0	0	0
23.1	6.5	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	114.95	9.00	1.20	0.55	138	2873	0	0	0
22.6	7.0	0.5	Arenas limosas	18.3	0	50	38	0.8	1090	124.10	9.00	1.14	0.55	142	2873	0	0	0
22.1	7.5	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	134.15	9.00	1.18	0.55	159	2873	0	0	0
21.6	8.0	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	144.20	9.00	1.13	0.55	163	2873	0	0	0
21.1	8.5	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	154.25	9.00	1.08	0.55	166	2873	0	0	0
20.6	9.0	0.5	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	164.30	9.00	1.03	0.55	170	2873	0	0	0
19.6	10.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	184.40	9.00	0.96	0.55	177	2873	0	0	0
18.6	11.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	204.50	9.00	0.90	0.55	183	2873	0	0	0
17.6	12.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	224.60	9.00	0.84	0.55	189	2873	0	0	0
16.6	13.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	244.70	9.00	0.80	0.55	195	2873	0	0	0
15.6	14.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	264.80	9.00	0.76	0.55	200	2873	0	0	0
14.6	15.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	284.90	9.00	0.72	0.55	205	2873	0	0	0
13.6	16.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	305.00	9.00	0.69	0.55	210	2873	0	0	0
12.6	17.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	325.10	9.00	0.66	0.55	215	2873	0	0	0
11.6	18.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	345.20	9.00	0.64	0.55	219	2873	0	0	0
10.6	19.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	365.30	9.00	0.61	0.55	224	2873	0	0	0
9.6	20.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	385.40	9.00	0.59	0.55	228	2873	0	0	0
8.6	21.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	405.50	9.00	0.57	0.55	232	2873	0	0	0
7.6	22.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	425.60	9.00	0.55	0.55	236	2873	0	0	0
6.6	23.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	445.70	9.00	0.54	0.55	240	2873	0	0	0
5.6	24.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	465.80	9.00	0.52	0.55	243	2873	0	0	0
4.6	25.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	485.90	9.00	0.51	0.55	247	2873	0	0	0
3.6	26.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	506.00	9.00	0.49	0.55	250	2873	0	0	0
2.6	27.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	526.10	9.00	0.48	0.55	254	2873	0	0	0
1.6	28.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	546.20	9.00	0.47	0.55	257	2873	0	0	0
0.6	29.0	1.0	Arenas limosas	20.1	0	50	41	0.8	1090	566.30	9.00	0.46	0.55	260	2873	0	0	0

PILOTE AISLADO												GRUPO DE PILOTES				Profundidad (m)	Peso pilota (kN)
SITUACIÓN ESTÁTICA								SITUACIÓN SÍSMICA				Coef. Eficiencia	0.748	N° Pilotes	1		
Carga unitaria		Carga de hundimiento		Carga admisible COMPRESIÓN			Carga admisible ARRANQUE	Carga admisible COMPRESIÓN			Carga admisible ARRANQUE					ESTÁTICA	SÍSMICA
Fuste q _s (kPa)	Punta q _p (kPa)	Fuste R _e (kN)	Punta R _p (kN)	Fuste R _{f_s} (kN)	Punta R _{f_p} (kN)	Total (kN)	Total (kN)	Fuste R _{f_s} (kN)	Punta R _{f_p} (kN)	Total (kN)	Total (kN)	Carga admisible total COMPRESIÓN (kN)		Carga admisible total ARRANQUE (kN)			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
64	2298	152	4061	83	2031	2114	68	152	4061	4213	121	1581	3151	51	91		
69	2298	314	4061	173	2031	2203	141	314	4061	4376	251	1648	3273	106	188		
107	2298	565	4061	311	2031	2342	254	565	4061	4627	452	1752	3461	190	338		
124	2873	858	5077	472	2538	3010	386	858	5077	5934	686	2252	4439	289	513		
129	2873	1162	5077	639	2538	3177	523	1162	5077	6238	929	2377	4666	391	695		
134	2873	1476	5077	812	2538	3350	664	1476	5077	6553	1181	2506	4902	497	883		
138	2873	1801	5077	991	2538	3529	810	1801	5077	6878	1441	2640	5145	606	1078		
142	2873	2136	5077	1175	2538	3713	961	2136	5077	7212	1708	2777	5395	719	1278		
159	2873	2509	5077	1380	2538	3918	1129	2509	5077	7586	2007	2931	5674	845	1501		
163	2873	2892	5077	1591	2538	4129	1301	2892	5077	7969	2314	3088	5961	973	1731		
166	2873	3284	5077	1806	2538	4344	1478	3284	5077	8361	2627	3250	6254	1105	1965		
170	2873	3684	5077	2026	2538	4565	1658	3684	5077	8761	2947	3414	6553	1240	2205		
177	2873	4518	5077	2485	2538	5023	2033	4518	5077	9594	3514	3757	7177	1521	2703		
183	2873	5381	5077	2960	2538	5498	2422	5381	5077	10458	4305	4113	7822	1811	3220		
189	2873	6273	5077	3450	2538	5989	2823	6273	5077	11350	5018	4479	8490	2112	3754		
195	2873	7192	5077	3955	2538	6494	3236	7192	5077	12268	5753	4857	9177	2421	4303		
200	2873	8135	5077	4474	2538	7013	3661	8135	5077	13212	6508	5246	9883	2738	4868		
205	2873	9103	5077	5007	2538	7545	4096	9103	5077	14180	7283	5644	10607	3064	5447		
210	2873	10094	5077	5552	2538	8090	4542	10094	5077	15171	8075	6051	11348	3398	6040		
215	2873	11107	5077	6109	2538	8647	4998	11107	5077	16184	8886	6468	12105	3739	6646		
219	2873	12141	5077	6677	2538	9216	5463	12141	5077	17217	9713	6893	12879	4087	7265		
224	2873	13195	5077	7257	2538	9796	5938	13195	5077	18272	10556	7327	13667	4441	7896		
228	2873	14269	5077	7848	2538	10386	6421	14269	5077	19346	11415	7769	14471	4803	8539		
232	2873	15362	5077	8449	2538	10987	6913	15362	5077	20438	12289	8218	15288	5171	9192		
236	2873	16473	5077	9060	2538	11598	7413	16473	5077	21550	13178	8676	16119	5545	9857		
240	2873	17602	5077	9681	2538	12219	7921	17602	5077	22678	14081	9140	16963	5925	10533		
243	2873	18748	5077	10311	2538	12850	8437	18748	5077	23825	14998	9612	17821	6311	11219		
247	2873	19911	5077	10951	2538	13489	8960	19911	5077	24988	15929	10090	18691	6702	11915		
250	2873	21090	5077	11600	2538	14138	9491	21090	5077	26167	16872	10575	19573	7099	12620		
254	2873	22285	5077	12257	2538	14795	10028	22285	5077	27362	17828	11067	20467	7501	13336		
257	2873	23496	5077	12923	2538	15461	10573	23496	5077	28573	18797	11565	21372	7909	14060		
260	2873	24722	5077	13597	2538	16135	11125	24722	5077	29798	19777	12069	22289	8321	14794		

