

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**MEJORAMIENTO DE SUELOS BLANDOS SATURADOS MEDIANTE LA  
INCLUSIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA**

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

**AUTOR:**

Alejandro Martin Alberto Rojas Portilla

**ASESOR:**

Salvador Sobrecases Martí


Lima, Setiembre, 2024

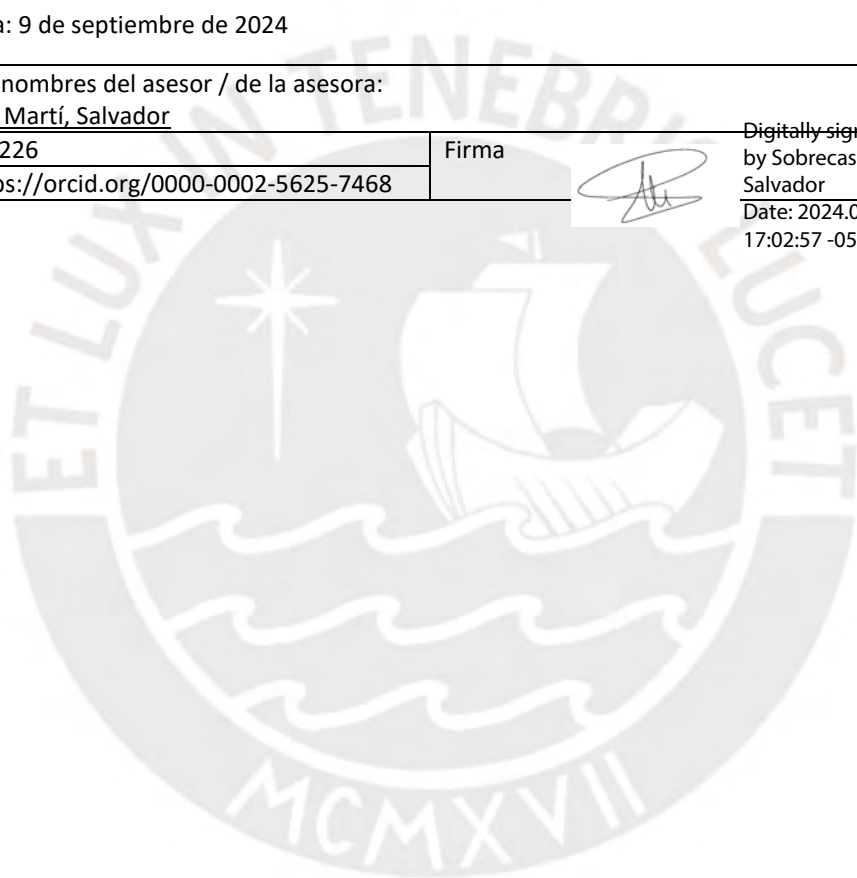
### Informe de Similitud

Yo, Salvador Sobrecases Martí, docente de la Facultad de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada MEJORAMIENTO DE SUELOS BLANDOS SATURADOS MEDIANTE LA INCLUSIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA, del autor Alejandro Martin Alberto Rojas Portilla, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 14%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 24 de julio de 2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: 9 de septiembre de 2024

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Sobrecases Martí, Salvador</u>		Firma 	Digitally signed by Sobrecases, Salvador Date: 2024.09.09 17:02:57 -05'00'
CE: 001115226			
ORCID: <a href="https://orcid.org/0000-0002-5625-7468">https://orcid.org/0000-0002-5625-7468</a>			



## RESUMEN

El suelo como material de fundación cumple la importante función de soportar las cargas que recibe de la estructura; sin embargo, su función puede verse afectada por la presencia de problemas geotécnicos. Un problema geotécnico frecuente son los suelos blandos que se constituyen por suelos finos saturados de baja resistencia y alta deformabilidad, que ante la aplicación de una carga pueden desarrollar asentamientos excesivos por consolidación.

Debido a que este problema geotécnico genera problemas de resistencia y asentamientos que se dilatan en el tiempo, resulta conveniente la aplicación de un tratamiento de terreno, con el objetivo general de evaluar la mejora de los parámetros resistentes y elásticos de los suelos blandos saturados.

De esta manera, el presente estudio desarrolla el mejoramiento del suelo blando saturado por medio de la inclusión de columnas de grava, estableciendo como metodología la comparación de las propiedades del suelo antes como después del tratamiento, a partir de cuatro objetivos específicos: determinar la reducción de los asentamientos del terreno mediante el factor de mejora del método de Priebe (1995); verificar la mejora de la resistencia al corte del terreno por medio del método de Priebe (1978) y Mitchell (1981); evaluar el mecanismo de rotura y el incremento del módulo de deformación del terreno a través del principio de concentración de tensiones; y establecer el grado de mejora del suelo blando saturado en función del tiempo de consolidación.

Para ello, se establece las consideraciones que conforman el caso práctico: estructura constituida por un terraplén de 10 m de altura, terreno de fundación localizado en depósitos lacustres de composición arcillosa y presencia del proceso natural por consolidación.

Las conclusiones de la tesis se definen al comparar los parámetros geotécnicos del terreno, antes como después del tratamiento, evaluando 4 propuestas de mallas de tratamiento con columnas de grava, a diferente separación. Es así como las conclusiones muestran que a menor separación de las columnas de grava en el terreno se produce una mayor efectividad sobre la reducción de los asentamientos totales, la mejora de la resistencia al corte, el incremento del módulo de deformación y la aceleración del proceso de consolidación.

A medida de recomendación se podría pensar en utilizar mallas de columnas de grava a menor separación de forma general. Sin embargo, por medio de esta tesis queda demostrado que la disposición de columnas de grava más adecuada será la que considere la tipología de la estructura a cimentar y el objetivo específico que se quiera alcanzar; debido a que la falta de consideración de estas premisas puede encarecer el mejoramiento del terreno.

## AGRADECIMIENTOS

Definitivamente este apartado quiero dedicárselo a mis padres por el tremendo esfuerzo que realizaron para que pueda estudiar en esta increíble universidad. A mi querida madre Maria Teresa Portilla Moreno por enseñarme siempre con el ejemplo a progresar en la vida y ser mi soporte en todo momento para convertirme en un gran profesional. A mi querido padre Luis Rojas Potesta por trabajar día a día inalcanzablemente y brindarme todo su apoyo para que mi único propósito sea luchar por convertirme en ingeniero civil.

De la misma forma, agradezco infinitamente a mis padrinos Zoila Mercedes Castillo Moreno y Aurelio Rockider Torrejón Condezo por siempre respaldarme en mis estudios y demostrarme que todo lo que sueño en la vida lo puedo hacer realidad.

Con respecto al ámbito académico, agradezco con la Pontificia Universidad Católica del Perú por brindarme la mejor vida universitaria y una formación de calidad, la cual veo reflejado en mi trayectoria profesional. Especialmente, quiero agradecer a mi asesor Salvador Sobrecases Martí por aperturar el curso Temas Especiales de Geotecnia en el semestre 2019-1, donde consolidé mi pasión por la geotecnia y vi como un ejemplo a seguir su trayectoria profesional.

En el ámbito profesional, agradecer a todos mis colegas geotécnicos con los que he podido compartir experiencia en distintos tipos de obras civiles: mejoramiento de carreteras departamentales, diseño geotécnico de defensas ribereñas, diseño geotécnico de drenajes pluviales, diseño de viales de conexión, ingeniería de acompañamiento en túneles y evaluación de estructuras existentes (alcantarillas, badenes, muros y puentes).

Finalmente, este logro va especialmente para ti abuela Meche, que desde el cielo debes estar muy orgullosa de ver a tu nieto profesional.

## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1. Motivación .....</b>	<b>1</b>
<b>1.2. Justificación .....</b>	<b>1</b>
<b>1.3. Antecedentes .....</b>	<b>2</b>
<b>1.4. Objetivos .....</b>	<b>2</b>
<b>1.5. Hipótesis .....</b>	<b>3</b>
<b>1.6. Alcances .....</b>	<b>3</b>
<b>1.7. Organización de la tesis .....</b>	<b>4</b>
<b>CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>5</b>
<b>2.1. Consolidación .....</b>	<b>5</b>
<b>2.1.1. Definición .....</b>	<b>5</b>
<b>2.1.2. Historia geológica de los suelos arcillosos .....</b>	<b>6</b>
<b>2.1.3. Asentamientos en arcillas saturadas .....</b>	<b>6</b>
<b>2.1.4. Incremento del esfuerzo bajo un terraplén .....</b>	<b>10</b>
<b>2.1.5. Tiempo de consolidación .....</b>	<b>11</b>
<b>2.2. Resistencia al corte .....</b>	<b>15</b>
<b>2.2.1. Definición .....</b>	<b>15</b>
<b>2.2.2. Criterio de falla de Mohr-Coulomb .....</b>	<b>16</b>
<b>2.2.3. Tipos de ensayos de corte según condiciones de drenaje .....</b>	<b>18</b>
<b>2.3. Permeabilidad .....</b>	<b>20</b>
<b>2.3.1. Definición .....</b>	<b>20</b>
<b>2.3.2. Coeficiente de permeabilidad .....</b>	<b>20</b>
<b>2.4. Tratamientos del terreno .....</b>	<b>21</b>
<b>2.4.1. Definición .....</b>	<b>21</b>
<b>2.4.2. Elección del tipo de tratamiento para suelos blandos .....</b>	<b>21</b>

2.4.3. Tratamientos para suelos blandos .....	23
2.5. Tratamiento de suelo blando mediante columnas de grava .....	28
2.5.1. Fundamento teórico .....	28
2.5.2. Propiedades del suelo blando tratado con columnas de grava .....	30
2.5.3. Procedimiento de ejecución de las columnas de grava .....	31
2.5.4. Métodos de cálculo de columnas de grava .....	36
2.5.5. Modelos de análisis para columnas de grava .....	46
<b>CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA DE CÁLCULO DE COLUMNAS DE GRAVA.....</b>	<b>51</b>
3.1. Definiciones y criterios de dimensionamiento para la malla de tratamiento .....	51
3.1.1. Celda unidad o celda equivalente .....	51
3.1.2. Razón de sustitución .....	53
3.1.3. Diámetro de la columna y parámetros geotécnicos .....	53
3.1.4. Factor de reparto de carga .....	54
3.1.5. Factor de mejora .....	54
3.2. Aplicación del método de Priebe .....	55
3.2.1. Cálculo de los asentamientos del suelo tratado utilizando el ábaco del factor de mejora de Priebe (1995) .....	55
3.2.2. Cálculo de los parámetros resistentes del suelo tratado por medio del método de Priebe (1978) y Mitchell (1981) .....	56
3.3. Aplicación del principio de concentración de tensiones .....	57
3.3.1. Cálculo del módulo de deformación del suelo tratado .....	57
3.3.1. Cálculo del mecanismo de rotura por abombamiento en columnas de grava .....	57
3.4. Determinación del tiempo de consolidación .....	58
3.4.1. Cálculo del tiempo de consolidación vertical del suelo blando saturado antes del tratamiento, a través de la teoría de Terzaghi (1925) .....	58
3.4.2. Cálculo del tiempo de consolidación vertical y radial del suelo blando saturado después del tratamiento, a través de la teoría de Carrillo (1942) .....	59
<b>CAPÍTULO 4: EJEMPLO APLICATIVO DE ANÁLISIS Y DISEÑO .....</b>	<b>60</b>

4.1. Unidades geotécnicas.....	60
4.2. Perfil geotécnico.....	61
4.3. Parámetros geotécnicos.....	61
<b>CAPÍTULO 5: DISEÑO DEL TRATAMIENTO DE TERRENO MEDIANTE COLUMNAS DE GRAVA.....</b>	<b>63</b>
5.1. Malla de tratamiento: diámetro y espaciamiento entre columnas de grava .....	63
5.2. Determinar la reducción de los asentamientos del terreno mediante el factor de mejora del método de Priebe (1995) .....	65
5.2.1. Obtención de los asentamientos del suelo blando .....	66
5.2.2. Determinación de los asentamientos del suelo tratado .....	70
5.2.3. Comparación de los asentamientos del suelo blando antes y después del tratamiento .....	75
5.3. Verificar la mejora de la resistencia al corte del terreno por medio del método de Priebe (1978) y Mitchell (1981) .....	76
5.3.1. Obtención de los parámetros resistentes del suelo tratado ( $C'_{eq}, \phi'_{eq}$ ) .....	76
5.3.2. Comparación de los parámetros resistentes del suelo blando antes y después del tratamiento.....	77
5.4. Evaluar el mecanismo de rotura y el incremento del módulo de deformación del terreno a través del principio de concentración de tensiones .....	78
5.4.1. Obtención del módulo de deformación del suelo tratado .....	78
5.4.2. Evaluación del mecanismo de rotura por abombamiento en columnas de grava ...	79
5.5. Establecer el grado de mejora del suelo blando saturado en función del tiempo de consolidación.....	81
5.5.1. Determinación del tiempo de consolidación vertical del suelo blando saturado antes del tratamiento .....	82
5.5.2. Determinación del tiempo de consolidación vertical y radial del suelo blando saturado después del tratamiento .....	83
5.5.3. Comparación de los tiempos de consolidación del suelo blando saturado antes y después del tratamiento .....	85

<b>CAPÍTULO 6: COMPARACIÓN ENTRE 4 PROPUESTAS DE MALLAS DE TRATAMIENTO DE COLUMNAS DE GRAVA .....</b>	<b>87</b>
<b>6.1. Comparación entre criterios de dimensionamiento .....</b>	<b>88</b>
<b>6.2. Comparación entre los parámetros resistentes y módulo de deformación .....</b>	<b>89</b>
<b>6.3. Comparación entre el mecanismo de rotura del terreno tratado .....</b>	<b>91</b>
<b>6.4. Comparación entre el tiempo de consolidación .....</b>	<b>92</b>
<b>CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES .....</b>	<b>96</b>
<b>CAPÍTULO 8: BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>98</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>101</b>
<b>Anexo 1: Plano de detalles y disposiciones constructivas de la malla de tratamiento según separación de columnas de grava .....</b>	<b>101</b>
<b>Anexo 2: Hoja de cálculo de reducción de asentamientos correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 5 m<sup>2</sup> .....</b>	<b>102</b>
<b>Anexo 3: Hoja de cálculo de resistencia al corte del terreno, módulo de deformación y mecanismo de rotura correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 5 m<sup>2</sup> .....</b>	<b>103</b>
<b>Anexo 4: Hoja de cálculo de aceleración de la consolidación correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 5 m<sup>2</sup> .....</b>	<b>104</b>
<b>Anexo 5: Hoja de cálculo de reducción de asentamientos correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 6 m<sup>2</sup> .....</b>	<b>105</b>
<b>Anexo 6: Hoja de cálculo de resistencia al corte del terreno, módulo de deformación y mecanismo de rotura correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 6 m<sup>2</sup> .....</b>	<b>106</b>
<b>Anexo 7: Hoja de cálculo de aceleración de la consolidación correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 6 m<sup>2</sup> .....</b>	<b>107</b>
<b>Anexo 8: Hoja de cálculo de reducción de asentamientos correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 7 m<sup>2</sup> .....</b>	<b>108</b>
<b>Anexo 9: Hoja de cálculo de resistencia al corte del terreno, módulo de deformación y mecanismo de rotura correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 7 m<sup>2</sup> .....</b>	<b>109</b>

<b>Anexo 10: Hoja de cálculo de aceleración de la consolidación correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 7 m<sup>2</sup>.....</b>	<b>110</b>
<b>Anexo 11: Hoja de cálculo de reducción de asentamientos correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 8 m<sup>2</sup>.....</b>	<b>111</b>
<b>Anexo 12: Hoja de cálculo de resistencia al corte del terreno, módulo de deformación y mecanismo de rotura correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 8 m<sup>2</sup>.....</b>	<b>112</b>
<b>Anexo 13: Hoja de cálculo de aceleración de la consolidación correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 8 m<sup>2</sup>.....</b>	<b>113</b>



## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1. Coeficiente de forma (I) para carga de terraplén. ....</b>	<b>7</b>
<b>Figura 2. Arcilla normalmente consolidada.....</b>	<b>8</b>
<b>Figura 3. Arcilla preconsolidada.....</b>	<b>9</b>
<b>Figura 4. Gráfica de la deformación o variación de la relación de vacíos (e) versus log(t). ....</b>	<b>9</b>
<b>Figura 5. Incremento del esfuerzo producido por la mitad de un terraplén. ....</b>	<b>11</b>
<b>Figura 6. Grado de consolidación vertical en función de la profundidad y del factor de tiempo. ....</b>	<b>14</b>
<b>Figura 7. Envolvente de falla de Mohr.....</b>	<b>15</b>
<b>Figura 8. Recta de Coulomb en función a la cohesión y el ángulo de fricción.....</b>	<b>16</b>
<b>Figura 9. Envolvente de falla de Mohr y criterio de falla de Mohr – Coulomb. ....</b>	<b>17</b>
<b>Figura 10. Inclinación del plano de falla en el suelo con respecto al plano principal mayor. ..</b>	<b>17</b>
<b>Figura 11. Círculo de Mohr para el estado de esfuerzos en el plano de falla. ....</b>	<b>18</b>
<b>Figura 12. Envolvente de falla a partir de ensayo consolidado drenado en muestra de arcilla. ....</b>	<b>19</b>
<b>Figura 13. Envolvente de falla a partir de ensayo consolidado no drenado en muestra de arcilla. ....</b>	<b>19</b>
<b>Figura 14. Envolvente de falla a partir de ensayo no consolidado no drenado en muestra de arcilla.....</b>	<b>20</b>
<b>Figura 15. Reemplazo del suelo blando por arcilla reforzada con cal.....</b>	<b>23</b>
<b>Figura 16. Curva de asentamientos de un suelo precargado bajo un terraplén.....</b>	<b>24</b>
<b>Figura 17. Terraplén sin/con drenes verticales.....</b>	<b>25</b>
<b>Figura 18. Tratamiento de terreno: precarga con drenes verticales. ....</b>	<b>26</b>
<b>Figura 19. Consolidación con drenes verticales en un suelo blando bajo un terraplén. ....</b>	<b>26</b>
<b>Figura 20. Esquema de transmisión de cargas en el suelo tratado con columnas de mortero. ....</b>	<b>27</b>
<b>Figura 21. Vista general del tratamiento de terreno con columnas de grava. ....</b>	<b>28</b>
<b>Figura 22. Parámetros resistentes y elásticos equivalentes del suelo tratado. ....</b>	<b>28</b>
<b>Figura 23. Concentración de tensiones entre columna de grava y suelo circundante.....</b>	<b>29</b>
<b>Figura 24. Colchón de reparto granular para asegurar la redistribución de tensiones. ....</b>	<b>30</b>
<b>Figura 25. Beneficios de la inclusión de columnas de grava en suelo blando. ....</b>	<b>31</b>
<b>Figura 26. Procedimiento de vía húmeda o vibrosustitución con alimentación TOP FEED. ..</b>	<b>33</b>
<b>Figura 27. Procedimiento de vía seca o vibrodesplazamiento con alimentación TOP FEED. ..</b>	<b>34</b>

<b>Figura 28. Procedimiento de vía seca o vibrodesplazamiento con alimentación BOTTOM FEED.</b> .....	35
<b>Figura 29. Principio de concentración de tensiones sobre un terreno reforzado con columnas de grava.</b> .....	37
<b>Figura 30. Ábaco de Priebe para estimar el factor de mejora básico.</b> .....	40
<b>Figura 31. Ábaco de Priebe para obtener el incremento del índice de área.</b> .....	41
<b>Figura 32. Ábaco de Priebe para obtener el factor de profundidad.</b> .....	43
<b>Figura 33. Ábaco de Priebe para obtener la limitación del factor de profundidad.</b> .....	44
<b>Figura 34. Rotura por abombamiento en la cabeza de la columna de grava.</b> .....	45
<b>Figura 35. Principales modelos geométricos para analizar columnas de grava.</b> .....	46
<b>Figura 36. Vista en planta de la celda unidad en simetría axial.</b> .....	47
<b>Figura 37. Análisis de forma bidimensional de la celda unidad en simetría axial.</b> .....	48
<b>Figura 38. Transformación de filas de columnas de grava (a) en zanjas longitudinales equivalentes (b).</b> .....	49
<b>Figura 39. Transformación del grupo de columnas de grava en un anillo equivalente.</b> .....	49
<b>Figura 40. Transformación a un terreno homogéneo equivalente.</b> .....	50
<b>Figura 41. Diferentes tipos de mallado de columnas de grava.</b> .....	51
<b>Figura 42. Porción del terreno que representa la celda unidad o celda equivalente.</b> .....	52
<b>Figura 43. Estimación del diámetro teórico de la columna de grava.</b> .....	53
<b>Figura 44. Asentamiento del terreno no tratado (<math>S_{na}</math>) y tratado (<math>S_a</math>).</b> .....	55
<b>Figura 45. Terraplén de 10 m de altura sobre el perfil geotécnico.</b> .....	61
<b>Figura 46. Estrato blando dividido en 10 subcapas, de 1m de espesor cada una.</b> .....	66
<b>Figura 47. Disposición del pavimento sobre la coronación de un terraplén, para la formación del trayecto de una carretera.</b> .....	75
<b>Figura 48. Mejora de la estabilidad del terreno mediante columnas de grava.</b> .....	78
<b>Figura 49. Grado de consolidación total en función del tiempo.</b> .....	86
<b>Figura 50. Asentamientos en función del tiempo.</b> .....	86
<b>Figura 51. Grado de consolidación vertical en función del tiempo del suelo blando sin tratamiento.</b> .....	92
<b>Figura 52. Asentamientos en función del tiempo del suelo blando sin tratamiento</b> .....	93
<b>Figura 53. Comparación del grado de consolidación total en función del tiempo entre las 4 propuestas de mallas de tratamiento.</b> .....	94
<b>Figura 54. Comparación de la atenuación de asentamientos en función del tiempo entre las 4 propuestas de mallas de tratamiento.</b> .....	95

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 1. Principales técnicas de mejora del terreno. ....</b>	<b>22</b>
<b>Tabla 2. Diferencia entre el método de vía seca y el método de vía húmeda. ....</b>	<b>32</b>
<b>Tabla 3. Ventajas del método por vía seca e inconvenientes del método por vía húmeda.....</b>	<b>32</b>
<b>Tabla 4. Diferencia entre el sistema de vibrodesplazamiento y vibrosustitución.....</b>	<b>35</b>
<b>Tabla 5. Efectividad de distintos modelos geométricos con respecto al asentamiento, consolidación y estabilidad. ....</b>	<b>47</b>
<b>Tabla 6. Parámetros geotécnicos de los materiales .....</b>	<b>61</b>
<b>Tabla 7. Asentamiento elástico obtenido en cada una de las 10 subcapas. ....</b>	<b>68</b>
<b>Tabla 8. Asentamiento por consolidación primaria obtenida en el centro de cada una de las 10 subcapas. ....</b>	<b>69</b>
<b>Tabla 9. Asentamiento del terreno antes y después del tratamiento .....</b>	<b>75</b>
<b>Tabla 10. Parámetros resistentes del terreno antes y después del tratamiento .....</b>	<b>77</b>
<b>Tabla 11. Tiempos de consolidación considerando solo drenaje vertical.....</b>	<b>83</b>
<b>Tabla 12. Tiempos de consolidación considerando drenaje radial y vertical. ....</b>	<b>85</b>
<b>Tabla 13. Criterios de dimensionamiento para cada malla de tratamiento propuesto.....</b>	<b>87</b>
<b>Tabla 14. Parámetros del método de Priebe y reducción de asentamientos para cada malla de tratamiento propuesto.....</b>	<b>88</b>
<b>Tabla 15. Parámetros resistentes y módulo de deformación para cada malla de tratamiento propuesto.....</b>	<b>90</b>
<b>Tabla 16. Factor de seguridad del mecanismo de rotura del terreno para cada malla de tratamiento propuesto.....</b>	<b>91</b>
<b>Tabla 17. Tiempos obtenidos para diferentes grados de consolidación total en cada malla de tratamiento propuesto.....</b>	<b>93</b>
<b>Tabla 18. Asentamientos mitigados en función del tiempo para cada malla de tratamiento propuesto.....</b>	<b>94</b>

## ÍNDICE DE SÍMBOLOS

### A

$H$ : Altura del terraplén.

$H_{dr}$ : Altura de drenaje.

$\phi_s$ : Ángulo de rozamiento del suelo.

$\phi'_s$ : Ángulo de rozamiento efectivo del suelo.

$\phi'_c$ : Ángulo de rozamiento efectivo de la grava.

$\phi'_{eq}$ : Ángulo de rozamiento efectivo del terreno equivalente.

$A_c$ : Área de la columna de grava.

$A$ : Área de la celda equivalente.

$A_s$ : Área del suelo circundante a la columna de grava.

$S_{na}$ : Asentamiento del suelo sin tratamiento.

$S_a$ : Asentamiento del suelo tratado.

### C

$q_{ult}$ : Capacidad de carga última del suelo blando.

$I$ : Coeficiente de forma que depende de la geometría del área cargada.

$\Delta e$ : Cambio de relación de vacíos.

$C_v$ : Coeficiente de consolidación vertical.

$C_h$ : Coeficiente de consolidación horizontal.

$c$ : Cohesión del suelo.

$c'$ : Cohesión efectiva del suelo.

$c'_{eq}$ : Cohesión efectiva del terreno equivalente.

$K_{oc}$ : Coeficiente de empuje en reposo de la columna de grava.

$K_{ac}$ : Coeficiente de empuje activo de la columna de grava.

$\nu_s$ : Coeficiente de poisson del suelo sin tratar.

$\nu_c$ : Coeficiente de poisson de la grava.

## D

$D_e$ : Diámetro equivalente de la celda unitaria.

$D_c$ : Diámetro de la columna de grava.

## E

$\sigma'_0$ : Esfuerzo efectivo inicial.

$\sigma$ : Esfuerzo normal.

$\sigma_1'$ : Esfuerzo efectivo principal mayor.

$\sigma_3'$ : Esfuerzo efectivo principal menor.

$h$ : Espesor del substrato consolidable.

$\Delta d$ : Espesor del estrato consolidable.

## F

$T_v$ : Factor de tiempo vertical.

$T_r$ : Factor de tiempo radial.

$n_T$ : Factor de concentración de tensiones.

$n$ : Factor de mejora.

$m$ : Factor de reparto de carga.

$f\left(v_s, \frac{A_c}{A}\right)$ : Función que depende del coeficiente de poisson del suelo y la porción del área tratada.

$f_d$ : Factor de profundidad.

$u_c$ : Factor de redistribución de tensiones externas sobre la columna de grava.

$u_s$ : Factor de redistribución de tensiones externas sobre el suelo.

## G

$U_t$ : Grado de consolidación total.

$U_v$ : Grado de consolidación vertical.

$U_r$ : Grado de consolidación radial.

## I

$C_c$ : Índice de compresión.

$C_r$ : Índice de recompresión.

$C_\alpha$ : Índice de compresión secundaria.

$e_p$ : Índice de vacío en el extremo de la consolidación primaria.

$\Delta\sigma$ : Incremento del esfuerzo vertical.

$\frac{A}{A_c}$ : Índice de área.

$\frac{\bar{A}}{A_c}$ : Índice del área corregida.

## M

$E_u$ : Módulo de elasticidad no drenado del suelo.

$E'_s$ : Módulo de elasticidad efectivo del suelo.

$E'_c$ : Módulo de elasticidad efectivo de la grava.

$E'_{eq}$ : Módulo de elasticidad efectivo del terreno equivalente.

$\sigma'_p$ : Máxima presión efectiva vertical que el suelo ha experimentado en toda su historia.

$E_{mc}$ : Módulo edométrico de la grava.

$E_{ms}$ : Módulo edométrico del suelo.

## P

$p$ : Presión sobre la columna de grava y suelo.

$p_c$ : Presión sobre la columna de grava.

$p_s$ : Presión sobre el suelo.

$q_u$ : Presión última de rotura por expansión lateral.

$\sigma_{hmax}$ : Presión máxima horizontal.

$\sigma_{hs}$ : Presión horizontal del suelo.

$\sigma_{hq}$ : Presión horizontal de la sobrecarga.

$\sigma_w$ : Presión intersticial en el terreno antes del tratamiento.

$z_i$ : Profundidad de análisis.

$\frac{A_c}{A}$ : Porción del área tratada.

$\frac{\bar{A}_c}{A}$ : Porción del área tratada corregida.

$w_s$ : Peso del suelo.

$w_c$ : Peso de la columna de grava.

$\gamma_c$ : Peso específico de la grava.

$\gamma_s$ : Peso específico del suelo.

$\gamma_T$ : Peso específico del material que conforma el terraplén.

## R

$e_0$ : Relación de vacíos inicial.

$\tau_f$ : Resistencia al corte del suelo en el plano de falla.

$c_u$ : Resistencia al corte no drenado del suelo.

$a_s$ : Razón de sustitución.

## S

$s$ : Separación entre columnas de grava.

## T

$\sigma_z$ : Tensión transmitida por la estructura.

$\sigma_c$ : Tensión absorbida por la columna de grava.

$\sigma_s$ : Tensión absorbida por el suelo.

$t_1, t_2$ : Tiempo.

$t$ : Tiempo de consolidación.

$t_{50}$ : Tiempo de consolidación obtenido por el método de Casagrande.

$t_{90}$ : Tiempo de consolidación obtenido por el método de Taylor.

# CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

## 1.1. Motivación

Toda estructura cimentada sobre el terreno produce un cambio en su estado de esfuerzos, el cual puede generar deformaciones no tolerables cuando el suelo presenta algún problema geotécnico: baja capacidad portante, licuefacción, alta deformabilidad, potencial de colapso, expansión, entre otros. Tradicionalmente, ante suelos no aptos, se utiliza como alternativa de cimentación pilotes que transfieren las cargas a estratos más profundos; sin embargo, esta alternativa puede encarecer notablemente el proyecto, debido a los sobredimensionamientos de concreto armado que se ejecutan del lado de la seguridad. Por este motivo, en la actualidad cada vez es más recurrente mejorar las propiedades geotécnicas del terreno para que soporte cimentaciones más ligeras.

## 1.2. Justificación

En la práctica ingenieril, las cimentaciones profundas son reconocidas porque aseguran una adecuada estabilidad a la estructura a lo largo del tiempo. Sin embargo, esta alternativa de cimentación requiere de importantes cantidades de concreto armado que lo convierten en una alternativa costosa.

En el país, con la llegada de empresas especialistas en tratamientos de terreno, las técnicas de mejora de suelos han alcanzado gran desarrollo, gracias a un proceso constructivo eficiente, rápido y económico.

En la actualidad, muchas técnicas de tratamiento han tenido un importante desarrollo tal como se manifiesta en publicaciones extranjeras (Sagaset al., 2016). Una de ellas es la técnica de columnas de grava, la cual se recomienda emplear en suelos blandos saturados, con una resistencia al corte sin drenaje entre 15 kPa a 51 kPa (Menard, 2016), debido a sus buenos resultados en todo el mundo.

En comparación con un pilote, la columna de grava se diseña hasta una profundidad donde los asentamientos sean controlables, no se requiere de la extracción del suelo blando y solo se emplea grava con adecuada granulometría; mientras que la profundidad de un pilote depende de su transferencia de carga, por punta o por fricción, y se constituye de materiales de construcción costosos.

Por lo tanto, la técnica de columnas de grava representa una alternativa de cimentación que refuerza el terreno hasta una profundidad óptima, donde el bulbo de presiones de la cimentación puede ser soportada sin problemas por el terreno, conllevando hacia ahorros significativos tanto en materiales de construcción como en la conceptualización de cimentaciones más ligeras.

En tal sentido, por medio de esta tesis se evalúa los aportes de la técnica de columnas de grava a partir de su inclusión en un terreno de fundación conformado por depósitos lacustres, donde se cimentará un terraplén de 10 m. De este modo, mediante este caso aplicativo se cuantificará los aportes de este tratamiento al comparar los parámetros geotécnicos del terreno, antes como después del tratamiento.

### **1.3. Antecedentes**

El suelo como material de cimentación debe soportar cualquier tipo de estructura de ingeniería civil, con el fin de evitar la ocurrencia de asentamientos diferenciales que puedan dañar la estructura. Sin embargo, la economía es un factor importante en la elección de la mejor solución posible ante un terreno inadecuado; por ello muchas obras civiles informales están propensas a sufrir asentamientos importantes.

Existen casos importantes en todo el mundo de una inadecuada elección de la cimentación. Por ejemplo, en la costa de la ciudad de Santos de Brasil, un edificio multifamiliar de 15 pisos se cimentó sobre un suelo blando, lo cual ocasionó asentamientos de 30 cm. De forma similar, en la ciudad de México, el edificio del Palacio de Bellas Artes se asentó 3.60 m respecto al terreno circundante y aún se mantiene en servicio (Lambe & Whitman, 2004).

Teniendo en cuenta estos casos, la alternativa de mejorar el terreno para apoyar la estructura mediante una cimentación superficial, toma mayor importancia en comparación con las cimentaciones profundas que resultan ser más costosas (Oteo & Oteo, 2012). Como resultado, en la actualidad las columnas de grava constituyen una técnica de mejora conveniente para suelos blandos saturados donde se requiera cimentar cualquier tipo de estructura.

### **1.4. Objetivos**

#### Objetivo general:

El objetivo general de la tesis es evaluar la mejora de los parámetros resistentes y elásticos de los suelos blandos saturados, mediante la inclusión de columnas de grava.

#### Objetivos específicos:

1. Determinar la reducción de los asentamientos del terreno mediante el factor de mejora del método de Priebe (1995)
2. Verificar la mejora de la resistencia al corte del terreno por medio del método de Priebe (1978) y Mitchell (1981)

3. Evaluar el mecanismo de rotura y el incremento del módulo de deformación del terreno a través del principio de concentración de tensiones
4. Establecer el grado de mejora del suelo blando saturado en función del tiempo de consolidación

### **1.5. Hipótesis**

Se asume que las mejoras de los parámetros elásticos y resistentes de un suelo tratado son el resultado del trabajo en conjunto del terreno original y las columnas de grava, ante una sollicitación distribuida uniformemente en la superficie. De este modo, si las columnas de grava se encuentran menos espaciadas podrán captar más del 50% de la sollicitación aplicada sobre el terreno; mientras que columnas más separadas involucran un factor de reparto de carga por debajo del 50% de la sollicitación aplicada, debido a que pierde efectividad la diferencia de rigidez entre la grava y el suelo blando fuera de la zona de influencia.

Se adopta que la consolidación es un proceso natural de disipación de sobrepresiones intersticiales, que ocurre en suelos finos saturados tras la aplicación de una carga. Este proceso se caracteriza por la ocurrencia de asentamientos en el tiempo, los cuales pueden intensificarse ante la presencia de suelos blandos.

### **1.6. Alcances**

La mejora de los parámetros resistentes y elásticos se verificará a partir de la comparación de las propiedades del suelo antes y después del tratamiento. El primer objetivo resulta de determinar los asentamientos del suelo tratado mediante el factor de mejora del método de Priebe, el cual considera el efecto de compresibilidad y las presiones variables a lo largo de la columna de grava.

El segundo objetivo se obtiene a partir del factor de reparto de carga establecido por Mitchell, el cual permite estimar la cohesión y el ángulo de fricción del terreno equivalente ( $C'_{eq}$ ,  $\phi'_{eq}$ ) en función a la rigidez relativa de los materiales y la porción del área tratada.

En el tercer objetivo, el módulo de elasticidad del suelo tratado se estimará por el principio de concentración de tensiones, el cual considera los módulos de deformación de los materiales y la porción del área tratada. Además, se verifica el mecanismo de rotura que puede ocurrir en las columnas de grava, debido a las condiciones de contorno y la sollicitación actuante.

Por último, el cuarto objetivo se obtendrá aplicando la teoría de consolidación vertical y radial propuesta por Carrillo (1942). Esta teoría consiste en resolver el problema de consolidación en dos

partes: drenaje vertical y drenaje radial a través de la teoría de Terzaghi (1925) y Barron (1948), respectivamente.

### **1.7. Organización de la tesis**

El presente trabajo de investigación se compone de 8 capítulos:

- ✓ El capítulo 1 es la introducción donde se describe la intención de la tesis, el objetivo general, los objetivos específicos y se detalla la organización de la tesis.
- ✓ El capítulo 2 consta del marco teórico, el cual consistirá en la búsqueda de información sobre el proceso de consolidación, la resistencia al corte del suelo, la permeabilidad y los tratamientos de terreno orientados a suelos blandos.
- ✓ En el capítulo 3 se indica la metodología donde se describe el procedimiento de cálculo de las actividades propuestas para lograr los objetivos específicos.
- ✓ El capítulo 4 describe las consideraciones que se asumen para el ejemplo aplicativo: tipología de la estructura, geología local y problema geotécnico del terreno; información que permite definir el perfil geotécnico y los parámetros geotécnicos de los materiales.
- ✓ El capítulo 5 presenta el diseño de una malla de tratamiento de columnas de grava propuesta para el ejemplo aplicativo, donde se detalla el procedimiento de cálculo y se discuten los resultados de cada objetivo específico.
- ✓ En el capítulo 6 se analiza la efectividad de los objetivos específicos al cambiar el espaciamiento entre columnas de grava. Para ello se realiza la comparación de resultados entre 4 propuestas de mallas de columnas a diferente separación, fundamentándose en el procedimiento técnico seguido en el capítulo 5.
- ✓ El capítulo 7 muestra las conclusiones de la efectividad del tratamiento de columnas de grava en suelos blandos saturados.
- ✓ El capítulo 8 contiene la bibliografía utilizada en esta tesis.

## CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

En este capítulo, se desarrollarán las teorías de consolidación, resistencia al corte y permeabilidad de la mecánica de suelos, las cuales servirán como fundamento teórico para conseguir los objetivos propuestos. Además, se describirán los tratamientos de terreno orientados a suelos blandos, especialmente el tratamiento mediante columnas de grava.

Ante todo, los suelos cumplen la importante función de soportar las cargas que reciben de la estructura, sin embargo, la presencia de problemas geotécnicos en la estratigrafía del terreno puede afectar el comportamiento del suelo como material de cimentación. Un caso frecuente de suelos no aptos para cimentación son los suelos blandos.

Los suelos blandos se caracterizan por su baja resistencia y su alta deformabilidad, que se intensifican con la presencia de nivel freático superficial. Si a estas condiciones se le añade el peso que produce toda obra de ingeniería, se producirían asentamientos excesivos por consolidación.

### 2.1. Consolidación

#### 2.1.1. Definición

La consolidación consiste en la deformación en el tiempo que produce toda carga aplicada sobre suelos finos saturados, debido a su baja permeabilidad. Su origen radica en dos causas: la consolidación primaria, caracterizada por la disipación de la presión del agua intersticial y la consolidación secundaria, donde ocurre el reordenamiento de las partículas por flujo plástico (Bielza, 1999).

La consolidación primaria consiste en la expulsión del agua de los poros en el tiempo, debido a la baja permeabilidad del suelo fino, cuando es sometido a una carga de larga duración. Durante este proceso, conforme la presión es disipada, la carga aplicada se transmitirá al terreno. Por otro lado, la consolidación secundaria ocurre debido a fenómenos de flujo plástico en el suelo, cuando toda el agua en exceso ha sido expulsada del suelo, siendo estas deformaciones menos significativas que las deformaciones por consolidación primaria.

Cabe destacar que al proceso de consolidación se le atribuye la compresión y la reducción paulatina de la relación de vacíos; por lo tanto, será necesario definir los términos compresibilidad y asentamientos. La compresibilidad es una propiedad mecánica del suelo que representa el cambio de volumen del suelo debido a cambios en los esfuerzos normales, mientras que los asentamientos son

deformaciones normales producidas por los esfuerzos transmitidos de la cimentación al suelo (Zegarra, 2016).

### 2.1.2. Historia geológica de los suelos arcillosos

La compresibilidad del suelo arcilloso dependerá de las siguientes historias geológicas.

- ✓ Suelo arcilloso normalmente consolidado: Suelo que no ha padecido de presiones superiores a las aplicadas hasta la actualidad.
- ✓ Suelo arcilloso preconsolidado: Suelo que ha experimentado presiones superiores a las actuales en alguna fase de su historia geológica.
- ✓ Suelo arcilloso sub consolidado: Suelo donde no ha ocurrido la consolidación primaria, es decir, ante las cargas presentes, aún no se produce la disipación de la presión del agua intersticial.

### 2.1.3. Asentamientos en arcillas saturadas

En los suelos arcillosos saturados ocurren tres tipos de asentamientos: asentamiento instantáneo, asentamiento por consolidación primaria y asentamiento por consolidación secundaria. A la suma de estas componentes se denomina asentamiento total, el cual resulta importante prevenir su evolución en el tiempo, puesto que al no ser controlado puede ocasionar asentamientos diferenciales que dañen la obra de ingeniería.

#### Asentamiento instantáneo ( $S_e$ ):

Asentamiento que se desarrolla en horas o en algunos días durante la construcción de la obra. Se puede determinar a partir de la teoría de la elasticidad:

Ecuación 1

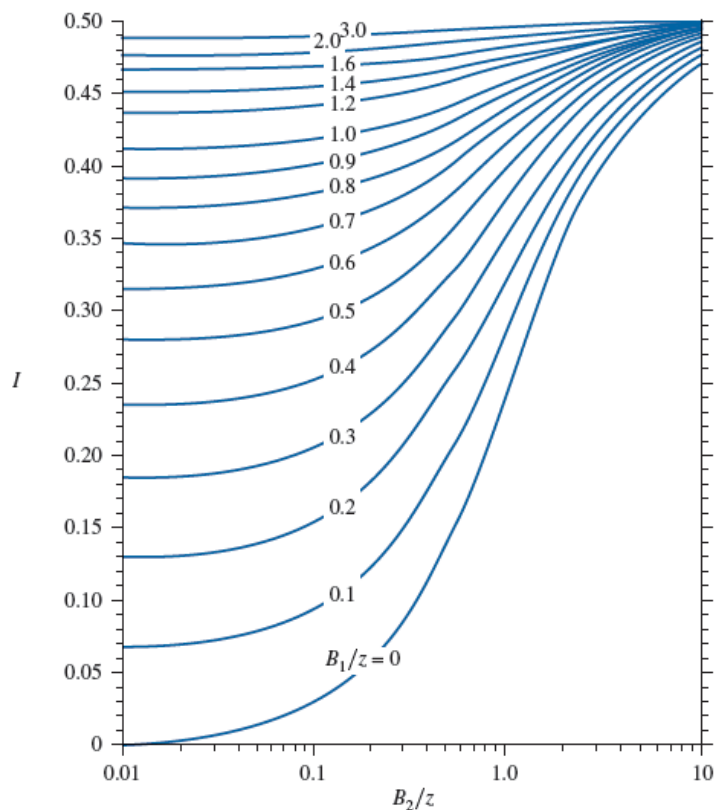
$$S_e = \frac{p \cdot \Delta d}{E_u}$$

Para el caso de terraplenes, se modifica esta expresión para estimar el asentamiento instantáneo en el centro del área cargada.

Ecuación 2

$$S_e = 2 \cdot \frac{p \cdot \Delta d \cdot I}{E_u}$$

Como el terraplén, tiene una sección similar a un trapecio, Osterberg propuso la Figura 1 para obtener el coeficiente de forma (I):



**Figura 1. Coeficiente de forma (I) para carga de terraplén.**

Tomado de “*Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*”, por Das (México), 2012.

Comúnmente, el asentamiento instantáneo resulta mucho menor que el asentamiento por consolidación primaria.

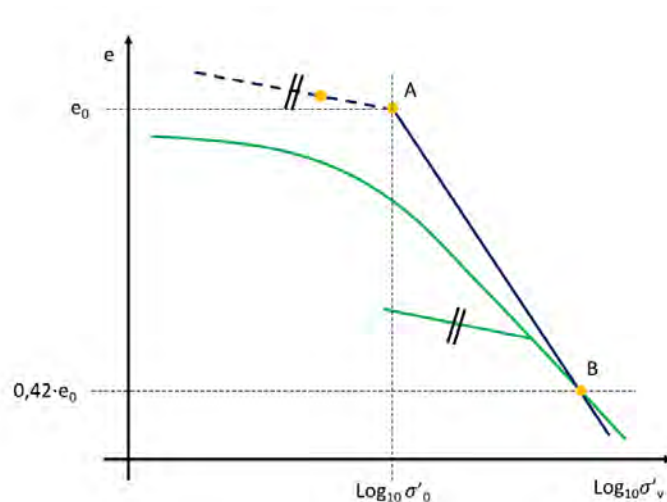
#### Asentamiento por consolidación primaria ( $S_c$ ):

Asentamiento que se desarrolla en el tiempo, a medida que el agua es expulsada de los poros del suelo blando saturado.

Para determinar el asentamiento por consolidación primaria en arcillas, se debe realizar un ensayo de consolidación en una muestra inalterada para obtener la curva  $e - \log \sigma'$ . A partir de esta curva, se realiza el método de Casagrande y el método de Schmertmann para poder obtener el tramo con pendiente igual al índice de compresión ( $C_c$ ) y el tramo con pendiente igual al índice de recompresión ( $C_r$ ).

- Arcilla normalmente consolidada

Para determinar los asentamientos en una arcilla normalmente consolidada, se utiliza el tramo con pendiente igual al índice de compresión ( $C_c$ ).



**Figura 2. Arcilla normalmente consolidada.**

Tomado del curso “El agua en el terreno. Efectos en suelos y rocas”, por Structuralia (España), 2024.

Ecuación 3

$$S_c = \frac{h}{1 + e_0} C_c \log \left( \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right)$$

- Arcilla preconsolidada

Para determinar los asentamientos en una arcilla preconsolidada ( $\sigma'_0 + \Delta\sigma \leq \sigma'_p$ ), se utiliza el tramo con pendiente igual al índice de recompresión ( $C_r$ ).

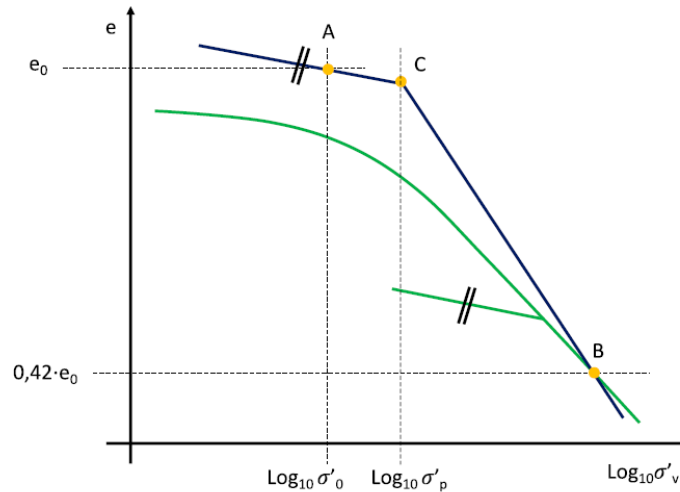
Ecuación 4

$$S_c = \frac{h}{1 + e_0} C_r \log \left( \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0} \right)$$

Para determinar los asentamientos en una arcilla preconsolidada ( $\sigma'_0 + \Delta\sigma > \sigma'_p$ ), se utiliza el tramo con pendiente igual al índice de compresión ( $C_c$ ) y el tramo con pendiente igual al índice de recompresión ( $C_r$ ).

Ecuación 5

$$S_c = \frac{h}{1 + e_0} \left[ C_r \log \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + C_c \log \left( \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \right]$$

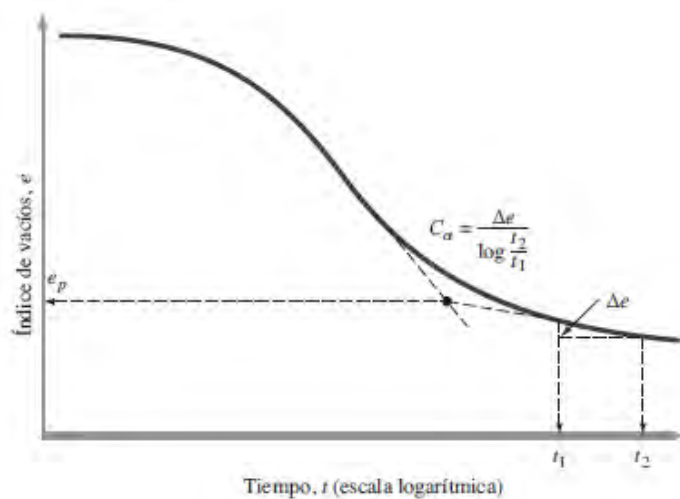


**Figura 3. Arcilla preconsolidada.**

Tomado del curso “*El agua en el terreno. Efectos en suelos y rocas*”, por Structuralia (España), 2024.

Asentamiento por consolidación secundaria ( $S_c$ ):

Asentamiento debido al deslizamiento y reorientación de las partículas del suelo, cuando toda el agua ha sido expulsada del suelo y no varían los esfuerzos efectivos. Se puede estimar el asentamiento por consolidación secundaria como el 20% del asentamiento que se desarrolla durante la vida útil de la estructura a cimentar (Dirección General de Carreteras, 2009); valor que resulta menos significativo que el asentamiento por consolidación primaria. Otra manera de obtener el asentamiento secundario es por medio de la siguiente gráfica:



**Figura 4. Gráfica de la deformación o variación de la relación de vacíos ( $e$ ) versus  $\log(t)$ .**

Tomado de “*Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*”, por Das (México), 2012.

Donde el índice de compresión secundaria ( $C_\alpha$ ) se define:

Ecuación 6

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log \left( \frac{t_2}{t_1} \right)}$$

Por lo tanto, el asentamiento por consolidación secundaria se calcula:

Ecuación 7

$$S_s = C'_\alpha \cdot \Delta d \cdot \log \left( \frac{t_2}{t_1} \right)$$

Ecuación 8

$$C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p}$$

En conclusión, el asentamiento total se puede determinar por medio de la siguiente expresión:

Ecuación 9

$$S_T = S_e + S_c + S_s$$

#### 2.1.4. Incremento del esfuerzo bajo un terraplén

El incremento del esfuerzo vertical en una masa de suelo bajo un terraplén generalmente se estima a partir de considerar una porción de terraplén homogéneo, sobre un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico; donde se analiza los esfuerzos críticos que ocurren en el centro del área cargada producto de una porción que representa la mitad del terraplén. En efecto, ante la acción de un terraplén completo solo bastaría aplicar el principio de superposición y multiplicar el esfuerzo obtenido por dos.

Ecuación 10

$$\Delta\sigma = 2 \frac{p}{\pi} \left[ \left( \frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} (\alpha_2) \right]$$

Ecuación 11

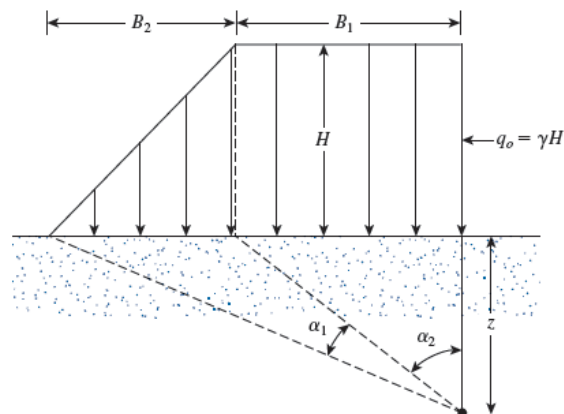
$$p = \gamma_T \cdot H$$

Ecuación 12

$$\alpha_1 (rad) = \tan^{-1} \left( \frac{B_1 + B_2}{z_i} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{B_1}{z_i} \right)$$

Ecuación 13

$$\alpha_2(\text{rad}) = \tan^{-1} \left( \frac{B_1}{z_i} \right)$$



**Figura 5. Incremento del esfuerzo producido por la mitad de un terraplén.**  
Tomado de “*Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*”, por Das (México), 2012.

### 2.1.5. Tiempo de consolidación

Es importante resaltar el tiempo que demora el suelo blando saturado en expulsar el agua de sus poros, para dar paso a la disipación de la presión del agua intersticial en el tiempo. De acuerdo al drenaje de las fronteras de la capa del suelo cohesivo y de los vacíos del suelo, el tiempo de consolidación se puede calcular con la teoría de consolidación unidimensional vertical de Terzaghi (1925). Por otro lado, si el propósito es acelerar el proceso de consolidación por medio de un drenaje vertical y radial, el tiempo de consolidación se determinará con la teoría de Carrillo (1942).

#### Teoría de consolidación vertical propuesta por Terzaghi (1925)

Esta teoría considera que el drenaje del agua ocurrirá hacia las fronteras permeables de la capa de arcilla, asumiendo un flujo continuo vertical debido al gradiente hidráulico vertical. Por lo tanto, la teoría de Terzaghi representa solo una aproximación del comportamiento real en campo, ya que en realidad el flujo como las deformaciones también ocurren en la dirección lateral.

Hipótesis de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi (Zegarra, 2016):

- Arcilla confinada lateralmente, homogénea y saturada.
- Se cumple la ley de Darcy para el flujo de agua.
- Capa en compresión puede drenar por arriba y abajo.

- Granos del suelo y el agua son incompresibles.
- Compresión y flujo en una sola dirección.
- Coeficiente de permeabilidad K constante en todos los puntos e invariable con el tiempo.

Ecuación para determinar el tiempo de consolidación:

Los datos de ingreso en la ecuación son el coeficiente de consolidación vertical  $C_v$ , que se obtiene en el laboratorio, y la altura de drenaje, el cual será igual al espesor del estrato del suelo cohesivo cuando exista por debajo un estrato impermeable, mientras que será la mitad del espesor del estrato cuando tenga dos fronteras permeables.

Ecuación 14

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2_{dr}}$$

Ecuaciones para hallar el coeficiente de consolidación vertical  $C_v$ :

Desarrollando el método de Casagrande, se construye la gráfica de tiempo versus lectura del dial para obtener el  $t_{50}$ , por medio de este valor se ingresa a la siguiente ecuación para hallar  $C_v$ .

Ecuación 15

$$C_v = \frac{0.197}{t_{50}} H^2_{dr}$$

Otra manera, consiste en utilizar el método de Taylor donde se trabaja con una curva experimental conformada por la raíz cuadrada del tiempo versus lectura del dial; de esta gráfica, donde corresponda el 90% de consolidación, se obtiene el  $t_{90}$ . A partir de este valor se ingresa a la siguiente ecuación para hallar  $C_v$ .

Ecuación 16

$$C_v = \frac{0.848}{t_{90}} H^2_{dr}$$

Ecuaciones para hallar el factor de tiempo vertical:

Ante todo, se establece el grado de consolidación vertical ( $U_v$ ) el cual indica el porcentaje del asentamiento que se ha desarrollado. Conocido este valor se puede ingresar a las siguientes ecuaciones para hallar el factor de tiempo vertical.

Ecuación 17

$$\text{Si } U_v < 60\%, \quad T_v < 0.2827 \quad T_v = \frac{\pi}{4} U_v^2$$

Ecuación 18

$$\text{Si } U_v > 60\%, \quad T_v > 0.2857 \quad T_v = -0.085 - 0.933 \log(1 - U_v)$$

#### Teoría de consolidación vertical y radial propuesta por Carrillo (1942)

Para acelerar el proceso de consolidación es necesario instalar drenes verticales que permitan incluir el drenaje radial al drenaje vertical. En el campo, el drenaje radial domina el proceso de consolidación porque la longitud de la trayectoria de flujo en dirección radial es más corta, además la permeabilidad horizontal en arcillas puede ser hasta 15 veces mayor que la permeabilidad vertical (Menard, 2016). Por estas razones, en el cálculo del tiempo de consolidación se puede considerar despreciar la consolidación vertical y solo trabajar con la consolidación radial.

La inclusión de columnas de grava en suelos blandos saturados, aparte de reforzar el terreno permiten acelerar el proceso de consolidación ya que actúan como drenes verticales. Para analizar la disminución del tiempo de consolidación en suelos tratados con columnas de grava, se utilizará la teoría de Carrillo que combina la solución de Barron (1948) para la consolidación radial y la de Terzaghi (1925) para la consolidación vertical.

Según la teoría de Carrillo, se define el grado de consolidación total ( $U_t$ ) en función de los grados de consolidación vertical ( $U_v$ ) y consolidación radial ( $U_r$ ).

Ecuación 19

$$(1 - U_t) = (1 - U_r)(1 - U_v)$$

El grado de consolidación vertical ( $U_v$ ) se calcula por medio de las ecuaciones definidas para el factor de tiempo desarrollado en la teoría de Terzaghi.

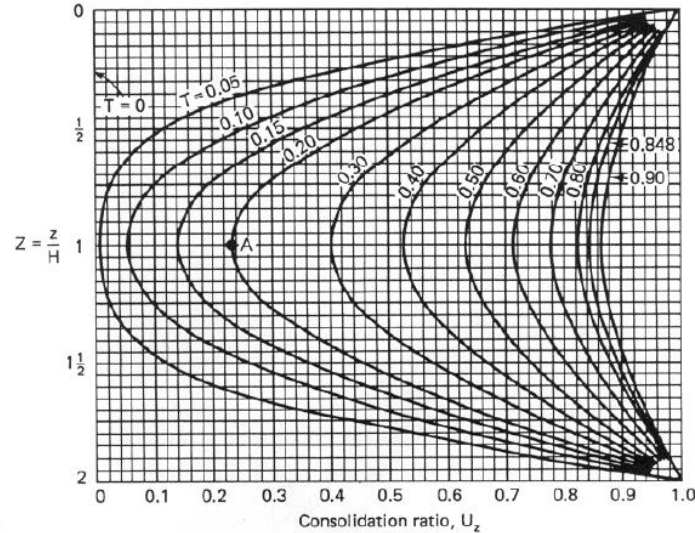
Ecuación 20

$$\text{Si } U_v < 60\%, \quad T_v < 0.2827 \quad U_v = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}}$$

Ecuación 21

$$\text{Si } U_v > 60\%, \quad T_v > 0.2857 \quad U_v = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{(-\frac{\pi^2}{4} T_v)}$$

Como también se puede calcular por medio del siguiente ábaco que depende del factor de tiempo ( $T_v$ ) y la relación entre la distancia a la superficie de drenaje más próxima ( $z$ ) con la altura de drenaje ( $H_{dr}$ ).



**Figura 6. Grado de consolidación vertical en función de la profundidad y del factor de tiempo.**

Tomado de “*Mecánica de suelos*”, por Lambe & Whitman (México), 2004.

Por otra parte, el grado de consolidación radial ( $U_r$ ) se determina por medio de la formulación de Barron.

Ecuación 22

$$U_r = 1 - \exp\left[\frac{-8 \cdot T_r}{F(n)}\right]$$

Donde:

Ecuación 23

$$T_r = \frac{C_h \cdot t}{D_e^2}$$

Ecuación 24

$$F(n) = \left[ \frac{n^2}{(n^2 - 1)} \cdot \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right]$$

Ecuación 25

$$n = \frac{D_e}{D_c}$$

## 2.2. Resistencia al corte

### 2.2.1. Definición

La resistencia al corte es una propiedad ingenieril mecánica del suelo que indica la resistencia al deslizamiento entre partículas, siendo el ángulo de fricción y la cohesión entre partículas del suelo, los principales agentes que aportan esta resistencia.

#### Criterio de falla de Mohr

Según la teoría de Mohr, un suelo falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante en un plano de falla.

Ecuación 26

$$\tau_f = f(\sigma)$$

A esta función se le denomina envolvente de falla de Mohr y describe una curva. A continuación, se muestra la construcción de la envolvente de falla de Mohr, por medio de distintos círculos de Mohr que llegan a su plano de falla, los cuales corresponden a especímenes de un mismo suelo ensayados.

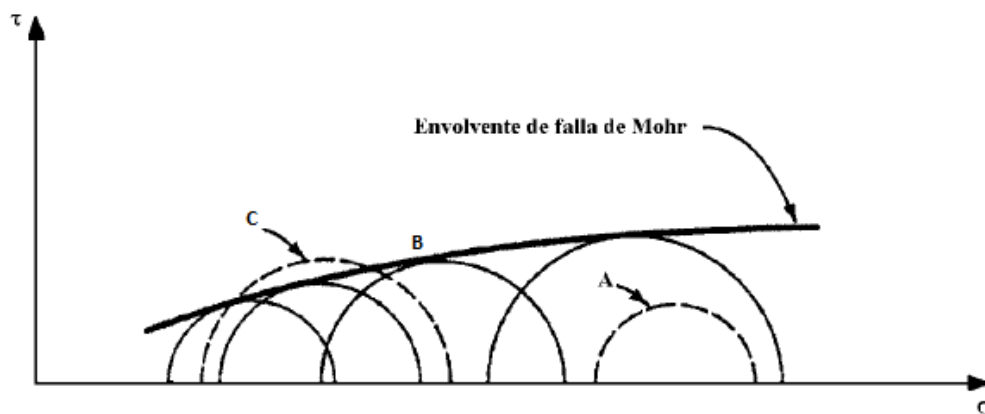


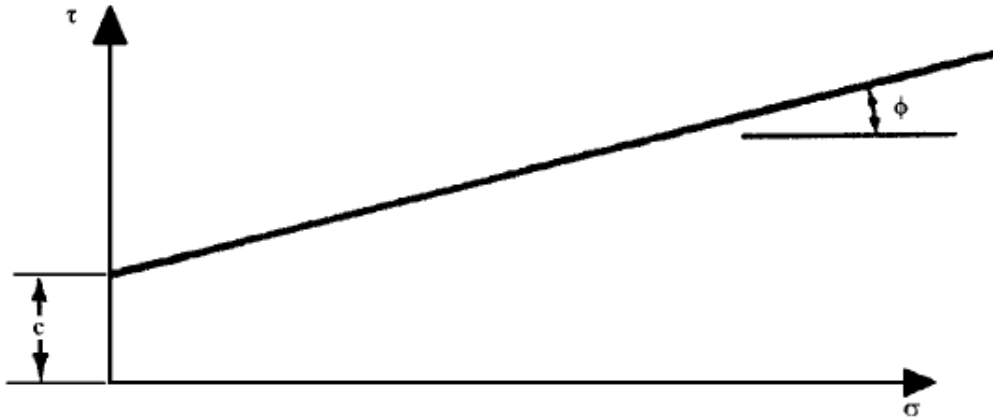
Figura 7. Envolvente de falla de Mohr.

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

De la Figura 7, se observa que un estado de esfuerzos sobre un plano representado por el punto A, por debajo de la envolvente de falla, indica una condición estable del suelo. Si el estado de esfuerzos sobre un plano es representado por el punto B, en la envolvente de falla, indica la falla de corte a lo largo de ese plano. Por último, si el estado de esfuerzos sobre un plano es representado por el punto C, por encima de la envolvente de falla, no podrá existir porque la falla de corte ya se habría producido.

### Ecuación de Coulomb

Es la ecuación de la recta donde la ordenada en el origen se representa como la cohesión del suelo y la pendiente es el ángulo de fricción. La cohesión representa la resistencia cortante producida por la adherencia entre las partículas de suelo, en cambio el ángulo de fricción representa el coeficiente de rozamiento.



**Figura 8. Recta de Coulomb en función a la cohesión y el ángulo de fricción.**

Tomado de “*An introduction to geotechnical engineering*”, por Holtz & Kovac (EEUU), 1981.

#### 2.2.2. Criterio de falla de Mohr-Coulomb

Proviene de la combinación del criterio de falla de Mohr con la ecuación de Coulomb, donde se aproxima el esfuerzo cortante como una función lineal del esfuerzo normal, sobre el plano de falla.

Ecuación 27

$$\tau_f = c + \sigma \cdot \tan \phi$$

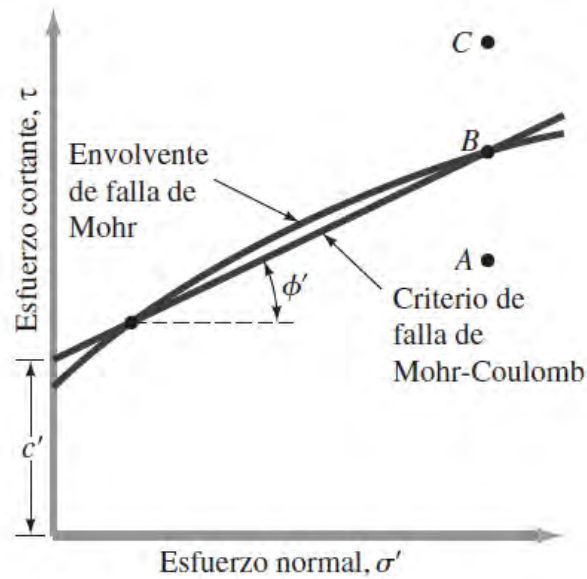
Cómo los esfuerzos efectivos controlan el comportamiento del suelo, ya que la resistencia al corte proviene principalmente del contacto entre partículas sólidas del suelo, será necesario definir la falla de Mohr – Coulomb en términos de esfuerzos efectivos.

Ecuación 28

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \cdot \tan \phi'$$

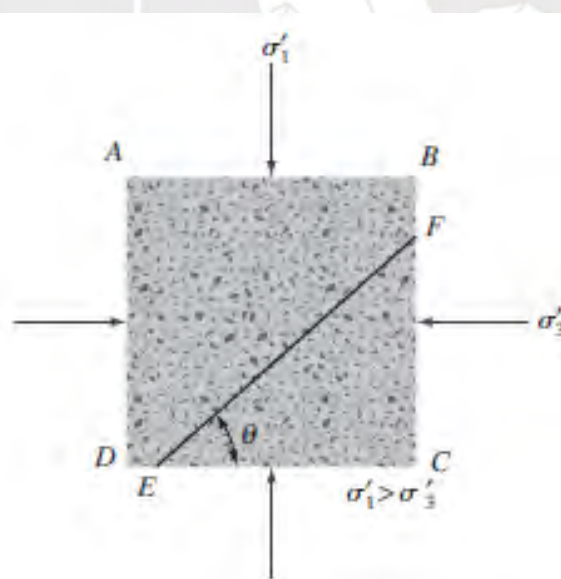
Ecuación 29

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan \phi'$$



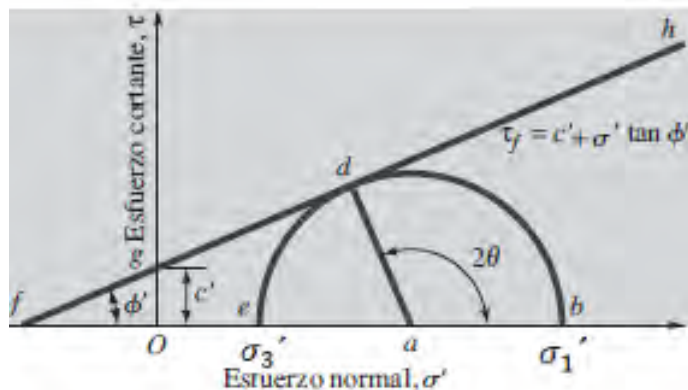
**Figura 9. Envolvente de falla de Mohr y criterio de falla de Mohr – Coulomb.**  
Tomado de “Fundamentos de ingeniería geotécnica”, por Das (México), 2015.

Según la Figura 9, la falla por cortante en un suelo ocurre cuando el esfuerzo cortante en un plano alcanza el valor dado por la ecuación del criterio de falla de Mohr – Coulomb.



**Figura 10. Inclinación del plano de falla en el suelo con respecto al plano principal mayor.**  
Tomado de “Fundamentos de ingeniería geotécnica”, por Das (México), 2015.

De acuerdo a la Figura 10, la inclinación del plano de falla “EF” respecto al plano principal mayor “CD”, se representa con el ángulo  $\theta$ .



**Figura 11. Círculo de Mohr para el estado de esfuerzos en el plano de falla.**  
 Tomado de “*Fundamentos de ingeniería geotécnica*”, por Das (México), 2015.

En la Figura 11, se observa que “fgh” es la envolvente de falla definida por el criterio de falla de Mohr – Coulomb, la línea radial “ab” define el plano principal mayor en la falla (CD) y la línea radial “ad” define el plano de falla por corte (EF). A partir de esta figura, se obtiene las siguientes expresiones:

Ecuación 30

$$Radio = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}$$

Ecuación 31

$$centro = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$$

Ecuación 32

$$90 - \phi' + 2\theta = 180$$

Ecuación 33

$$2\theta = 90 + \phi'$$

Ecuación 34

$$\theta = 45 + \frac{\phi'}{2}$$

### 2.2.3. Tipos de ensayos de corte según condiciones de drenaje

La resistencia al corte de un suelo puede ser estimada por medio del ensayo de corte directo o el ensayo triaxial. Según su versatilidad, el ensayo triaxial permite un mejor control de las trayectorias



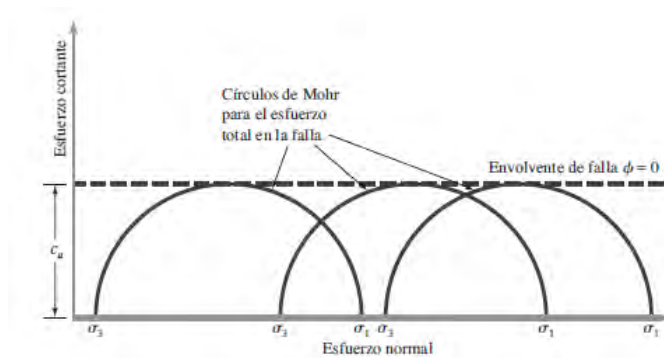


Figura 14. Envolvente de falla a partir de ensayo no consolidado no drenado en muestra de arcilla.

Tomado de “Fundamentos de ingeniería geotécnica”, por Das (México), 2015.

## 2.3. Permeabilidad

### 2.3.1. Definición

La permeabilidad es una propiedad ingenieril hidráulica del suelo que permite conocer la cantidad de agua que circula a través del terreno. La permeabilidad depende de la porosidad del suelo, el cual representa los vacíos en las partículas del suelo que permiten el paso del flujo de agua.

En el caso de los suelos blandos predominan los poros de tamaño pequeño, lo que implica que el agua circule lentamente y sea retenida; por este motivo, los suelos blandos presentan baja permeabilidad.

### 2.3.2. Coeficiente de permeabilidad

Coeficiente que representa la resistencia del suelo ante el flujo de agua que lo atraviesa. Debido a la dirección del flujo y la estratificación del terreno, el suelo tendrá dos coeficientes de permeabilidad: horizontal y vertical, las cuales difieren debido al grado de saturación, la microestructura del suelo (tamaño, forma y distribución de partículas) y la macroestructura del suelo (estratigrafía, fisuras, lentes) (Zegarra, 2016).

En el laboratorio, para calcular el coeficiente de permeabilidad en suelos cohesivos, se prefiere aplicar el ensayo de laboratorio permeámetro de carga variable.

Sin embargo, los valores que se obtienen en el laboratorio no son muy confiables, por ello es preferible obtener la permeabilidad horizontal  $k_h$  y la permeabilidad vertical  $k_v$  mediante el ensayo de campo Lefranc.

## **2.4. Tratamientos del terreno**

### **2.4.1. Definición**

Un tratamiento de terreno constituye una alternativa de cimentación empleada para mejorar los parámetros resistentes y elásticos de suelos de muy baja calidad. Esto quiere decir, que si el terreno presenta algún problema geotécnico como: baja capacidad portante, alta deformabilidad, licuefacción, potencial de colapso o expansión, se podrá mejorar su comportamiento a partir de técnicas de refuerzo, densificación o mejora del drenaje con la finalidad de apoyar una cimentación superficial sobre el terreno.

### **2.4.2. Elección del tipo de tratamiento para suelos blandos**

Para aplicar un tratamiento de terreno, previamente se debe desarrollar una campaña geotécnica en el terreno en estudio. Dicha campaña geotécnica permite reconocer la estratigrafía del terreno a partir de la investigación de distintos puntos de reconocimiento en la zona de estudio, donde se realizarán sondeos mecánicos, calicatas, ensayos geotécnicos in situ y ensayos geofísicos.

Por medio de la estratigrafía del terreno, se representan los diferentes tipos de suelos identificados mediante el sistema de clasificación SUCS y se delimita las dimensiones de los estratos tanto en profundidad como extensión en planta (Dirección General de Carreteras, 2009). La interpretación de la estratigrafía del terreno permite identificar la presencia de problemas geotécnicos y así analizar la viabilidad de proponer un tratamiento de terreno.

De acuerdo al objetivo general de la tesis, se tiene como caso de diseño la construcción de un terraplén sobre suelos blandos saturados. Este tipo de suelo representa un riesgo geotécnico que requiere el análisis de los siguientes problemas: asentamientos durante la construcción, asentamientos después de la construcción, tiempo de consolidación y baja capacidad portante (Oteo, 2004). En efecto, si alguno de estos problemas se intensifica, será posible plantear algún tipo de tratamiento de terreno que permita mejorar la resistencia al corte, acelerar el proceso de consolidación y tener asentamientos tolerables en el terreno.

En la siguiente tabla, se presentan los diferentes tratamientos de terreno que se usan en campo, donde se puede identificar el tipo de terreno para su aplicación, las propiedades que se mejoran y hasta que profundidad es eficaz el tratamiento.

Tabla 1. Principales técnicas de mejora del terreno.

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

Tomado de “Guía de cimentaciones en obras de carretera”, por Dirección General de Carreteras (España), 2009.

Cabe destacar de la Tabla 1, que el tratamiento de columnas de grava es una técnica eficiente para cualquier tipo de suelo blando hasta una profundidad de 20 metros, donde se obtienen resultados como el incremento de la resistencia al corte, asentamientos tolerables y la aceleración del proceso de consolidación para controlar la evolución de los asentamientos en el tiempo. Por estas razones, se escoge a la técnica de columnas de grava como el tratamiento idóneo para cimentar al terraplén sobre suelos blandos saturados.

Antes de desarrollar la descripción del tratamiento de terreno mediante columnas de grava, se realizará un breve repaso acerca de otros tipos de tratamiento que se pueden emplear en suelos blandos.

### 2.4.3. Tratamientos para suelos blandos

#### 2.4.3.1. Sustitución del terreno

Técnica que consiste en excavar el suelo blando y reemplazarlo por un suelo de mejores propiedades resistentes, deformables o permeables. De acuerdo a la Tabla 1, está técnica es recomendable aplicarla hasta una profundidad de 3 m ya que para profundidades mayores implica el movimiento de grandes cantidades de volúmenes de tierra, lo que genera mayor costo.

Como suelo de reemplazo se puede utilizar suelo-cemento, suelo-mortero, suelo-cal y otras combinaciones. En el caso de la mezcla arcilla con cal, es un suelo con mayor rigidez que se desarrolla por medio del endurecimiento primario y el endurecimiento secundario, adquiriendo al mes la mitad de su resistencia total (Oteo, 2012). La mezcla se consigue triturando y compactando el material por medio del rodillo pata de cabra.

Las propiedades que se mejoran aplicando esta técnica son: aumento de la resistencia, reducción de los asentamientos y se reduce el nivel freático.

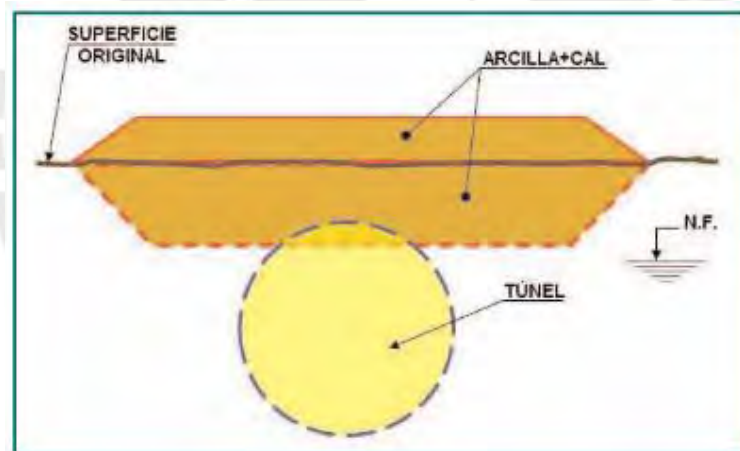


Figura 15. Reemplazo del suelo blando por arcilla reforzada con cal.

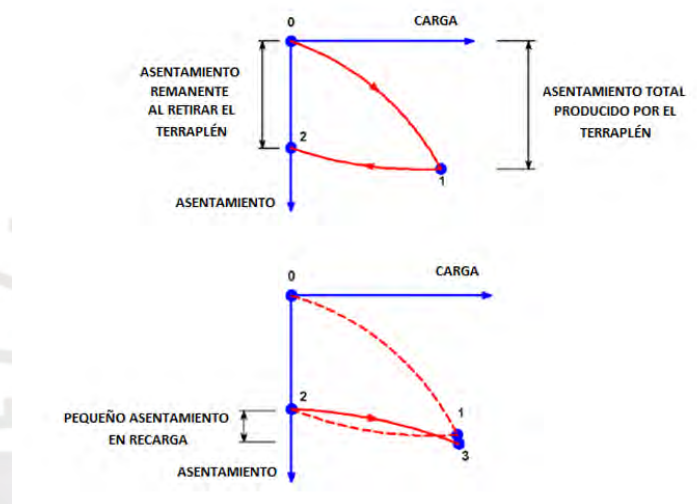
Tomado de “*Innovaciones recientes en el campo de la mejora y refuerzo del terreno*”, por Oteo (España), 2012.

#### 2.4.3.2. Precarga

Este método se basa en colocar una sobrecarga temporal sobre el suelo blando, durante un periodo de tiempo; de tal forma que alcanzada la preconsolidación del terreno, se retire la sobrecarga y se construya la estructura permanente. Por medio de este tratamiento se busca incrementar la resistencia al corte del suelo blando y acelerar los asentamientos hasta un valor admisible, para el funcionamiento de la estructura definitiva.

En la siguiente gráfica se representa lo indicado anteriormente. Se coloca un relleno con un peso similar al del terraplén sobre el suelo blando, el cual produce un asentamiento hasta el punto 1. Luego, al retirar el relleno, ocurre una descarga hasta el punto 2 donde se observa que acontece un asentamiento remanente con similar valor al asentamiento total.

Finalmente, se vuelve a cargar el suelo blando debido a la construcción del terraplén, el cual describe una curva que llega hasta el punto 3 donde se observa que se han desarrollado asentamientos pequeños a causa de la preconsolidación (Structuralia, 2024).



**Figura 16. Curva de asentamientos de un suelo precargado bajo un terraplén.**

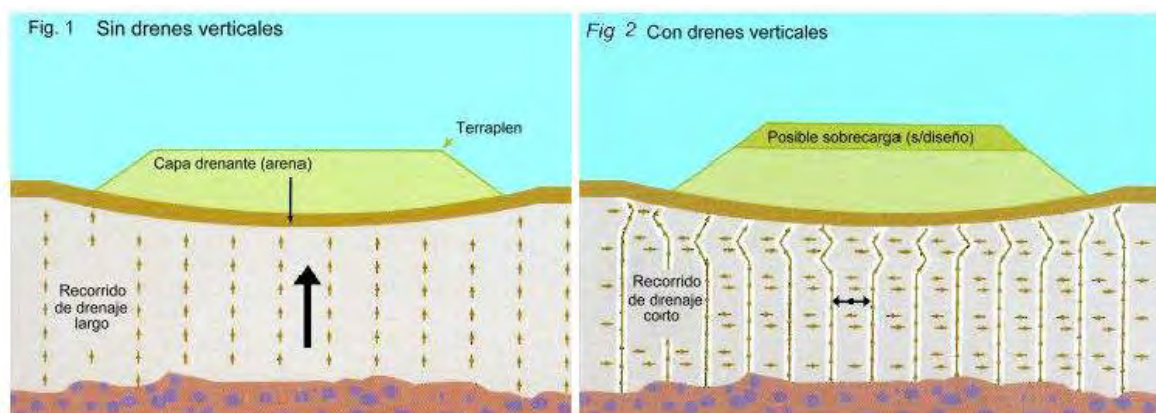
Tomado de *“Tratamientos de mejora del terreno: diseño, ejecución y control”*, por Structuralia (España), 2024.

De acuerdo a la Tabla 1, luego del proceso de precarga, el suelo blando incrementa su resistencia al corte, mejora su módulo de deformabilidad y aumenta su densidad.

Se recomienda plantear este tratamiento siempre y cuando se haya previsto el espacio que ocupará las operaciones de precarga, porque requiere el almacenamiento del material de relleno, el uso de maquinarias de movimiento de tierras y las zonas disponibles para realizar la precarga. Con respecto al material de relleno, se debe conocer la disponibilidad del material de relleno y el tiempo de traslado desde la cantera más cercana.

Es necesario resaltar, que en obra muchas veces no se dispone de plazos prolongados (meses) para que se produzca la precarga, por lo tanto, será posible plantear la instalación de drenes verticales que reduzcan el tiempo de consolidación.

La Figura 17 permite comparar la diferencia en los tiempos de consolidación que se pueden desarrollar en un terraplén sin/con drenes verticales. Como se observa, en el caso del terraplén sin drenes verticales, el recorrido de drenaje será más largo, lo que implica que se necesitará de mayor tiempo para alcanzar los asentamientos importantes. En cambio, en el caso del terraplén con drenes verticales, al ser el recorrido de drenaje más corto se podrá acelerar el proceso de consolidación y reducir el tiempo de precarga.



**Figura 17. Terraplén sin/con drenes verticales.**

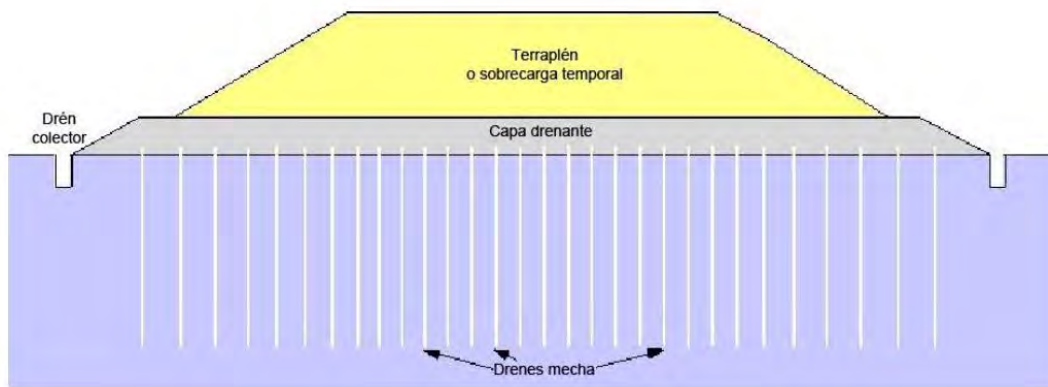
Tomado de “*Mecánica de suelos y geología: mejoramiento del terreno*”, por Sfriso & Fernández (Argentina), 2012.

#### 2.4.3.3. Drenes verticales

También llamadas mechas drenantes, son vías verticales formadas por material granular o geosintéticos que mejoran el drenaje del terreno, lo cual permite un recorrido corto del agua hacia el sistema de drenaje exterior.

Al instalarse los drenes verticales en el suelo blando, se acelera el proceso de consolidación gracias al drenaje radial que crea el dren vertical. Debido a que los suelos blandos saturados tienen coeficientes de consolidación vertical ( $C_v$ ) muy bajos, el drenaje radial dominará el proceso de consolidación.

Es común la aplicación de drenes verticales junto a la precarga, porque incrementan el drenaje y refuerzan el terreno respectivamente. Cabe señalar, que los drenes verticales empiezan a drenar siempre y cuando se someta al suelo blando a la aplicación de la carga, por ende, conforme se desarrolle el tratamiento, los drenes disiparán la presión intersticial para reducir el tiempo de consolidación. La Figura 18 representa lo anteriormente indicado.

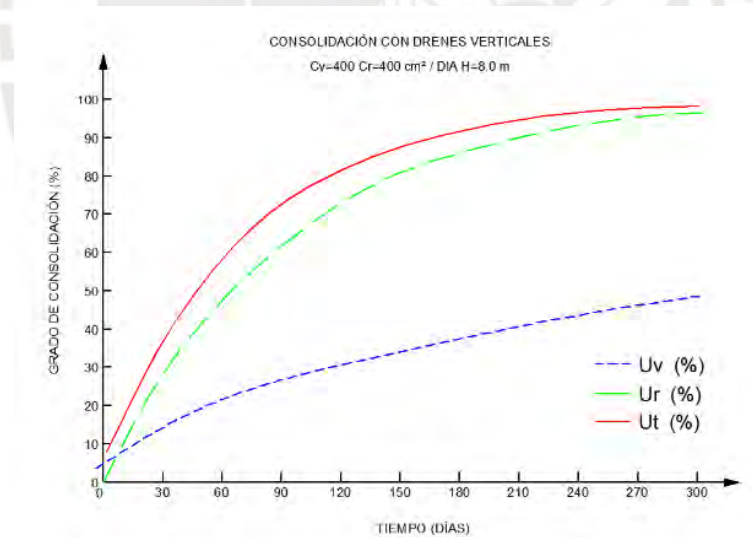


**Figura 18. Tratamiento de terreno: precarga con drenes verticales.**

Tomado de “*Tratamientos de mejora del terreno: diseño, ejecución y control*”, Menard (España), 2024.

De acuerdo a la Tabla 1, por medio de la técnica de drenes verticales se busca alcanzar un grado de consolidación que permita cumplir con el plazo de la obra, es así que al modificar la propiedad de permeabilidad se reduce el tiempo de consolidación.

En la Figura 19 se muestra el gran aporte que tiene el drenaje radial en el grado de consolidación total del terreno a lo largo del tiempo.



**Figura 19. Consolidación con drenes verticales en un suelo blando bajo un terraplén.**

Tomado de “*Manual de técnicas de tratamiento del terreno*”, por Bielza (España), 1999.

#### 2.4.3.4. Columnas de mortero

Técnica conformada por la inclusión de elementos verticales de mortero ideal para suelos blandos que presentan problemas de resistencia lateral ( $C_u < 15 \text{ kPa}$ ) y alta deformabilidad (Menard, 2015),

siendo necesario el incremento de la rigidez del terreno para homogenizar los asentamientos, de manera que se pueda apoyar cualquier cimentación superficial sobre el terreno (ver Figura 20).

La máquina diseñada para esta técnica se encuentra constituida por una hélice de perforación hueca, la cual cumple la función de comprimir el terreno hacia los laterales mientras va ingresando al terreno, en ningún momento se extrae el suelo blando. Cuando se llega a la profundidad de estudio, el mortero transcurre por el alma del hueco interior de la hélice y se procede a la alimentación de mortero por la punta. El rendimiento de trabajo al día de la maquinaria es de 400-500 m/jornada (Menard, 2015), valor que garantiza una rápida instalación de cada columna de mortero para conformar la red de inclusiones.

El número de columnas de mortero se establece en función de su capacidad de carga de cada columna. La reducción de los asentamientos ocurre gracias a la relación entre los módulos de deformación del mortero y el suelo blando (cociente varía entre 100 a 2000), indicador que comprueba que las columnas recibirán entre el 60 al 95% del peso de la estructura que se apoyará sobre el terreno (Menard, 2015). Por lo tanto, en base a estos indicadores, esta técnica permitirá resolver los problemas asociados a los suelos blandos: baja capacidad portante, riesgo de rotura de la cimentación y asentamientos no tolerables.

De acuerdo a la Tabla 1, la técnica de columnas de mortero es eficiente hasta una profundidad de 20 m, donde se obtienen resultados como el incremento de la resistencia al corte y asentamientos tolerables, pero no permite acelerar el proceso de consolidación.



**Figura 20.** Esquema de transmisión de cargas en el suelo tratado con columnas de mortero.  
Tomado del “Manual de dimensionado y ejecución de columnas de mortero”, por Menard (España),  
2015.

## 2.5. Tratamiento de suelo blando mediante columnas de grava

Tratamiento de mejora de drenaje y refuerzo de suelos blandos saturados, con un contenido de finos superior al 15%, que consiste en la inclusión vertical de grava por medio del uso de vibradores, las cuales densifican el terreno gracias a la compactación y desplazamiento de la grava hasta la profundidad de estudio.



Figura 21. Vista general del tratamiento de terreno con columnas de grava.

Tomado del “*Tratamientos de mejora del terreno: diseño, ejecución y control*”, por Structuralia (España), 2024.

### 2.5.1. Fundamento teórico

La técnica de columnas de grava permite el reforzamiento del suelo blando mediante una red de inclusiones verticales de grava compactada. Debido a las inclusiones, se consigue la mejora por medio del trabajo en conjunto del suelo blando confinado y las características friccionales del relleno granular (Ortuño, 2003). En la siguiente gráfica se presenta los parámetros resistentes y elásticos del suelo blando, antes y después del tratamiento mediante columnas de grava.

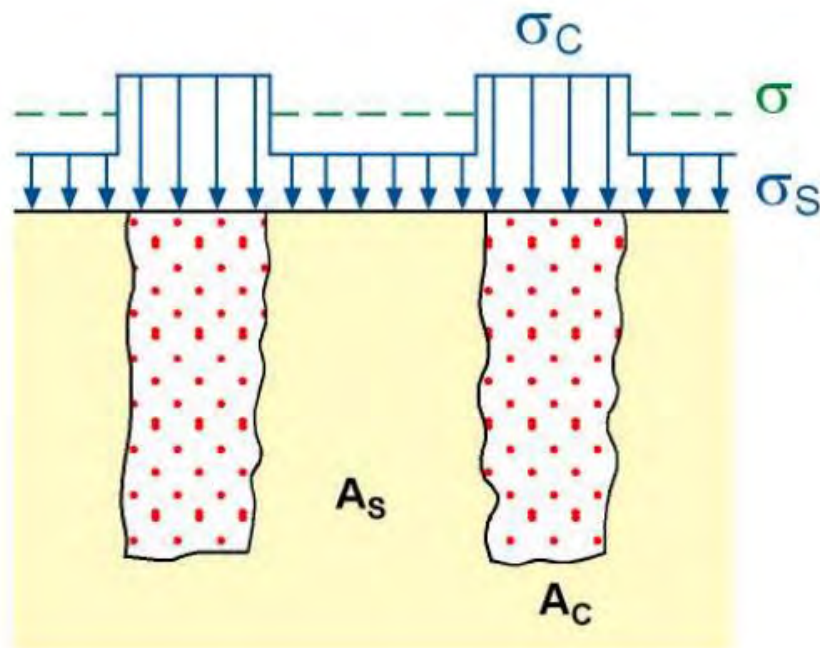


Figura 22. Parámetros resistentes y elásticos equivalentes del suelo tratado.

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

El número de inclusiones verticales de grava dependerá de la capacidad portante que se necesite del terreno mejorado, ya que cada columna desarrollará una capacidad de carga (ver Figura 23). De esta manera, en el conjunto suelo-columna se pretende llegar a un equilibrio entre las presiones activas transmitidas por la columna y las presiones pasivas que puede soportar el suelo circundante (Uriel, 1985). Esto quiere decir que, al aplicarse las cargas sobre las columnas, se transmitirán presiones laterales al suelo circundante produciendo deformaciones tolerables al suelo.

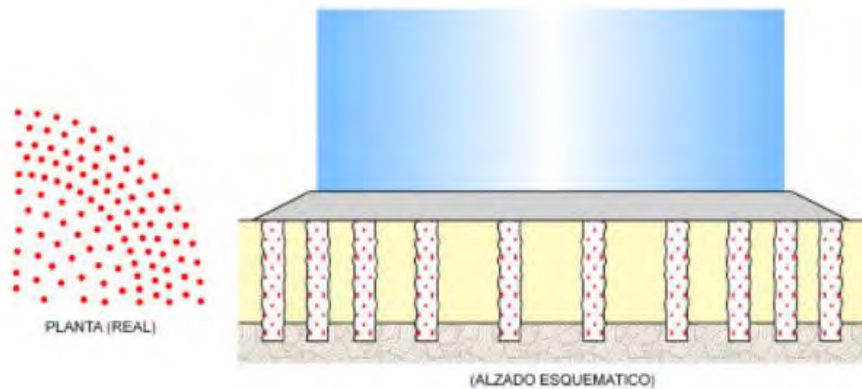
Con respecto a la distribución de cargas entre la columna y el suelo circundante, se espera que las columnas capten más del 50% de la sollicitación aplicada sobre el terreno, cuando se encuentren menos espaciadas. Mientras que columnas más separadas adoptarán un factor de reparto de carga por debajo del 50% de la sollicitación aplicada, debido a que pierde efectividad la diferencia de rigidez entre la grava y el suelo blando fuera de la zona de influencia.



**Figura 23. Concentración de tensiones entre columna de grava y suelo circundante.**

Tomado de “*Jornada sobre mejora del terreno de cimentación*”, por Ortuño (España), 2003.

Para asegurar la redistribución de las tensiones aplicadas hacia las inclusiones y evitar la falla por punzonamiento, es necesario instalar un colchón de reparto granular entre la cimentación superficial y el extremo superior de la columna, con un espesor mínimo de 50 cm para zonas sísmicas (Structuralia, 2024). Este colchón de reparto granular también contribuirá en uniformizar los asentamientos y drenar el agua que proviene de las columnas de grava hacia el sistema de drenaje exterior.



**Figura 24. Colchón de reparto granular para asegurar la redistribución de tensiones.**  
**Tomado de “Jornada sobre mejora del terreno de cimentación”, por Ortuño (España), 2003.**

#### Aplicabilidad técnica

Según los especialistas, la técnica de columnas de grava es ideal para suelos cohesivos con una cohesión no drenada entre 15 kPa a 51 kPa (Menard, 2016). Este rango de valores indica que para un suelo blando con una cohesión no drenada menor a 15 kPa, el suelo presentará problemas de resistencia lateral, el cual afectará la estabilidad de las columnas; mientras que para una cohesión no drenada mayor a 51 kPa, es probable que el suelo no necesite del tratamiento.

Según la Tabla 1, se mejora la propiedad de resistencia por causa de la capacidad de carga que experimenta cada columna de grava, lo que permite que se incremente la capacidad portante del terreno según el número de columnas de grava. Aproximadamente el rango de capacidad de carga que desarrolla cada columna es entre los 20 ton y 50 ton (Menard, 2016).

#### **2.5.2. Propiedades del suelo blando tratado con columnas de grava**

La finalidad de realizar el tratamiento del suelo blando mediante columnas de grava, es de poder cimentar cualquier tipo de cimentación superficial sobre ella, consiguiendo que el terreno tratado tenga un comportamiento compatible con las normas que rigen la construcción de la obra.

Como se muestra en la Tabla 1, se obtienen las siguientes mejoras en las propiedades del terreno:

**Mejora de la resistencia al corte:** A partir de la introducción de la grava, como material granular con alto ángulo de rozamiento, y la mejora del suelo circundante producto del confinamiento, se consigue el incremento de la resistencia al corte.

**Reducción de los asentamientos:** La capacidad de carga de las columnas permiten que las presiones laterales, que se transmiten al suelo circundante, produzcan deformaciones tolerables al suelo.

**Homogeneización de los asentamientos:** Para que se uniformicen los asentamientos y no ocurra asentamientos diferenciales, la carga aplicada debe ser uniforme en todo el terreno tratado. Las columnas deben estar adecuadamente espaciadas y se debe instalar el colchón de reparto granular.

**Aceleración del proceso de consolidación:** Las columnas de grava trabajan como drenes verticales que contribuyen a la evacuación del agua, durante la consolidación, hacia el sistema de drenaje exterior. Como se añade el drenaje radial al drenaje vertical, el recorrido del agua será más corto produciendo la reducción del tiempo de consolidación.



Figura 25. Beneficios de la inclusión de columnas de grava en suelo blando.

Tomado del "Manual de dimensionado y ejecución de columnas de grava", por Menard (España), 2016.

### 2.5.3. Procedimiento de ejecución de las columnas de grava

Según el sistema de perforación, existen dos métodos de ejecución:

- Vía húmeda o vibrosustitución: Aplicable para suelos blandos con nivel freático elevado. Para el proceso de hincas se emplea agua para perforar y estabilizar las paredes laterales del hueco producido por el vibrador.
- Vía seca o vibrodesplazamiento: Aplicable para suelos estables con una resistencia al corte sin drenaje de 0.30 a 0.60 kg/cm<sup>2</sup> con el nivel freático bajo. Para el proceso de hincas se emplea aire comprimido.

En la Tabla 2 y Tabla 3, se comparan ambos sistemas de perforación.

**Tabla 2. Diferencia entre el método de vía seca y el método de vía húmeda.**

EFEECTO	VÍA SECA	VÍA HÚMEDA
Respecto al terreno	No se altera, ni se extrae	Se altera, se extrae en parte
Aporte de agua	No existe	Importante aporte
Plataforma de trabajo	Es transitable	No transitable, necesita sistema de evacuación de lodos

Tomado del “Manual de dimensionado y ejecución de columnas de grava”, por Menard (España), 2016.

**Tabla 3. Ventajas del método por vía seca e inconvenientes del método por vía húmeda.**

COLUMNAS DE GRAVA	VÍA SECA	VÍA HÚMEDA
	VENTAJAS	INCONVENIENTES
TÉCNICA	No aporta nada al terreno	Importante aporte de agua
	No altera el terreno	Altera el terreno
	Asegura verticalidad	No verticalidad
	> empuje compactación	< empuje compactación
	Continuidad de columna	Posible continuidad de columna
	Registro continuo de parámetros	No registro de parámetros
EJECUCIÓN	No decantan las columnas	Decantación de columnas
	-	Balsas de lodos y zanjas
	-	Precisa maquinaria auxiliar
	Plataforma transitable	Plataforma anegada de agua
	Mayores rendimientos	Menores rendimientos
	-	Restitución superficial

Tomado del “Manual de dimensionado y ejecución de columnas de grava”, por Menard (España), 2016.

Dependiendo del sistema de alimentación, se clasifican:

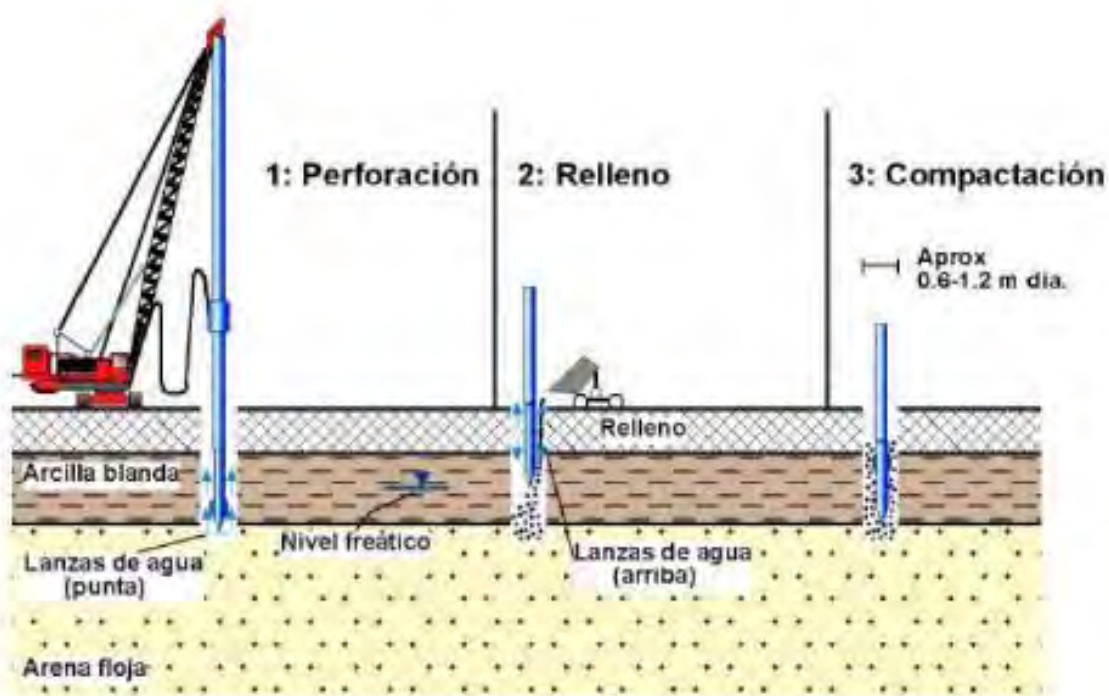
- ❖ TOP FEED: Cuando se alcanza la profundidad deseada, se extrae el vibrador y desde la superficie del terreno se vierte grava. Colocado la tongada de grava, se vuelve a ingresar el vibrador y se compacta, este proceso se repite hasta culminar la columna de grava.
- ❖ BOTTOM FEED: Al alcanzar la profundidad deseada, se introduce grava por la punta del vibrador, la cual será compactada gracias a la penetración del vibrador.

Procedimientos más utilizados:

- 1) Vía húmeda o vibrosustitución con alimentación TOP FEED

Se utiliza en el proceso de hincado, lanzas de agua que permiten ingresar el vibrador y estabilizar las paredes del hueco. Al alcanzar la profundidad de estudio, se aprovecha la inyección del agua para limpiar la zona y agrandar ligeramente el hueco. Enseguida, se eleva el vibrador y se vierte tramos de grava de 30 a 120 cm.

Para cada tramo de grava que se vierte, se realiza una penetración repetitiva del vibrador, lo cual permite densificar el terreno circundante. Es frecuente, que el diámetro de las columnas resulte mayor al diámetro del hueco inicial ya que al ser compactadas confinarán el suelo lateral. La principal condicionante en este sistema, es la necesidad de gestionar los lodos de perforación.



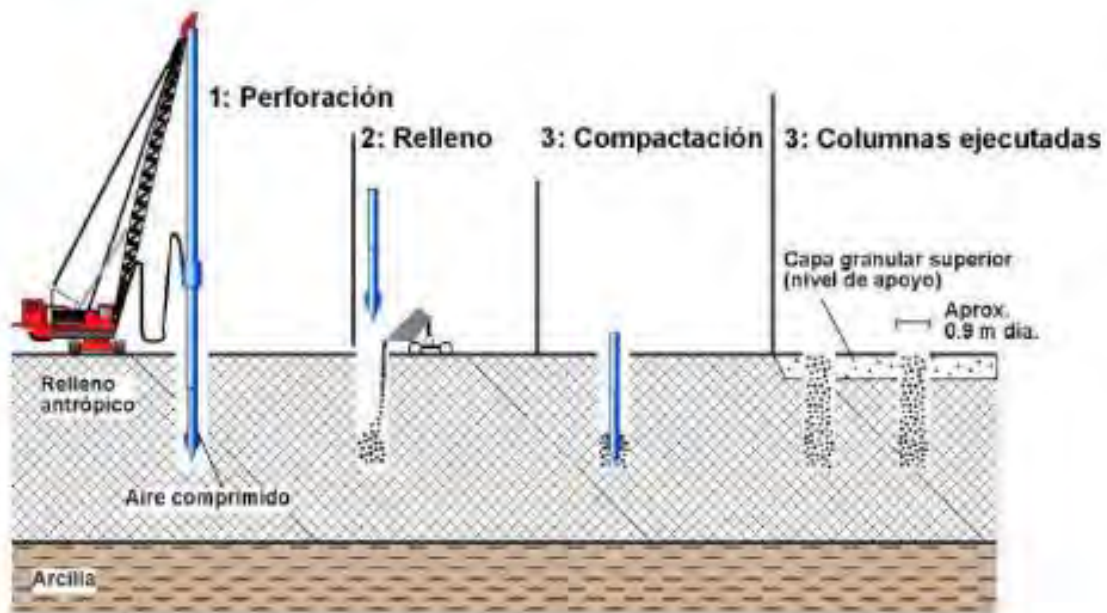
**Figura 26. Procedimiento de vía húmeda o vibrosustitución con alimentación TOP FEED.**

Tomado del “Manual de dimensionado y ejecución de columnas de grava”, por Menard (España), 2016.

## 2) Vía seca o vibrodesplazamiento con alimentación TOP FEED

Ideal para suelos con una resistencia al corte sin drenaje de 30 a 60 kPa con el nivel freático bajo. La penetración del vibrador en el terreno, ocurre gracias al desplazamiento lateral y se puede emplear aire comprimido para mantener el diámetro del hueco.

Cuando se alcanza la profundidad de estudio, se extrae el vibrador y se vierte tramos de grava de 50 cm. Para cada tramo de grava, se ingresa nuevamente el vibrador y se compacta. La finalidad de la lanza de aire comprimido es controlar la absorción originada por el movimiento del propio vibrador en la perforación.



**Figura 27. Procedimiento de vía seca o vibrodesplazamiento con alimentación TOP FEED.**

Tomado del “Manual de dimensionado y ejecución de columnas de grava”, por Menard (España), 2016.

### 3) Vía seca o vibrodesplazamiento con alimentación BOTTOM FEED

Este procedimiento es una alternativa del sistema explicado anteriormente, que se diferencia en que la grava se introducirá por la punta del propio vibrador sin necesidad de extraer el vibrador. Este sistema es el más empleado porque garantiza una ejecución continua de la columna de grava.

En el proceso de hincado, se usa lanzas de aire comprimido que ayudan en la penetración del vibrador en el suelo blando. No será necesario estabilizar las paredes laterales, porque el suelo es auto estable y el cuerpo de vibrador sirve de revestimiento al perforar.

Al llegar a la profundidad de estudio, se vierte grava por la tolva móvil del mástil-guía del vibrador y pasa a lo largo del tubo-vibrador hasta llegar a la punta del vibrador. Se deja caer escalones de grava de 30 a 100 cm, las cuales serán compactadas por medio del vibrador.

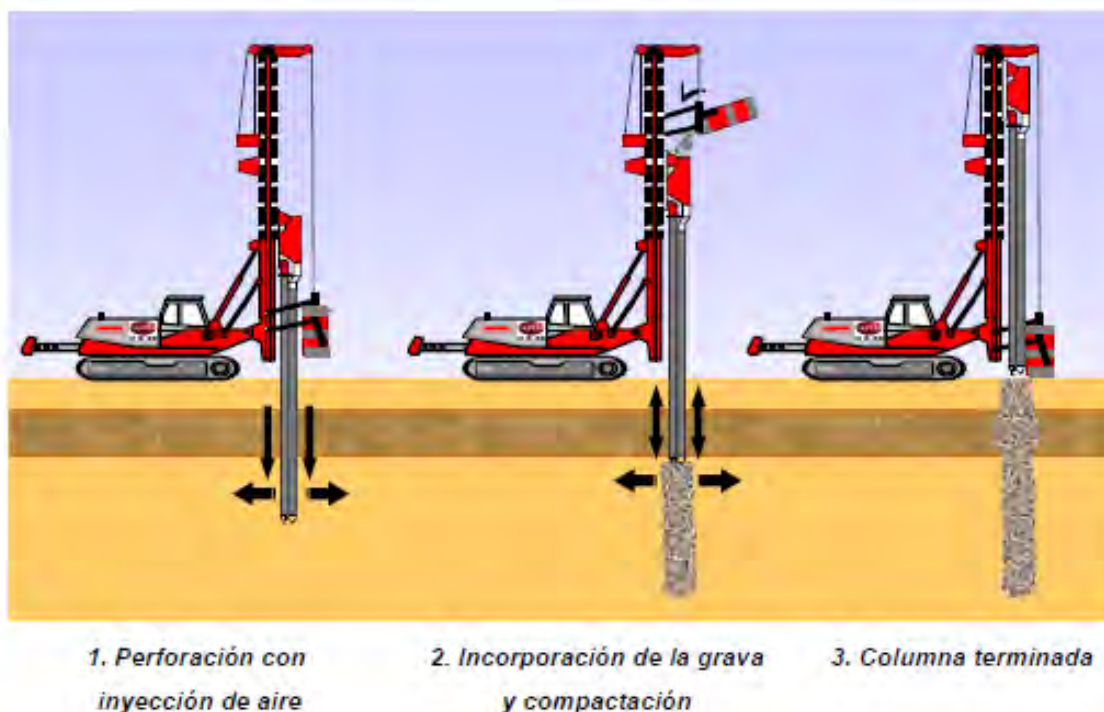


Figura 28. Procedimiento de vía seca o vibrodesplazamiento con alimentación BOTTOM FEED. Tomado del “Manual de dimensionado y ejecución de columnas de grava”, por Menard (España), 2016.

En la siguiente tabla se resalta datos importantes acerca de ambos sistemas de perforación.

Tabla 4. Diferencia entre el sistema de vibrodesplazamiento y vibrosustitución.

Elemento estudiado	Vibrodesplazamiento/Vía seca (*)	Vibrosustitución/Vía húmeda
Agua a presión	No	Si
Tamaño grava (mm)	15/40	20/110
Rendimientos (m/h)	17/20	25/30
Aporte agua	No	Si
Resistencias terreno ( $c_u$ )	>30-60 kPa	(Rango) 20-50 kPa
Vertido grava	Inferior	Superior
Diámetro	0,60-1,00 m (depende vibrador)	0,80-1,20 m
Plataforma trabajo	Recomendable	Necesaria en suelos blandos/NF alto
Inconvenientes	No precisa el aporte de agua	Gran volumen agua

(\*) Alimentación punta

Tomado del “Manual de dimensionado y ejecución de columnas de grava”, por Menard (España), 2016.

#### **2.5.4. Métodos de cálculo de columnas de grava**

Analizar la interacción columna-suelo es un problema que radica en estudiar el comportamiento de dos materiales distintos que conforman el terreno tratado. Actualmente, existen diversos métodos de cálculo, desde métodos analíticos que asumen hipótesis simplificadoras para realizar un diseño sencillo hasta métodos numéricos aplicando el método de los elementos finitos, donde se analiza con algún modelo geométrico según la situación que se plantea.

A continuación, se presentan los distintos métodos de cálculo que se han desarrollado hasta la actualidad (Landucci, 2009):

Primera línea de métodos de cálculo: Método empírico de Greenwood (1970).

Segunda línea de métodos de cálculo: Método de Hughes & Withers (1974), método de Heinz Priebe (1978) y método de Van Impe y De Beer (1983), etc. Métodos analíticos que se basan en la expansión de una cavidad cilíndrica considerando el suelo como material elástico y la columna como material incompresible, analizaron el problema como deformación plana.

Tercera línea de métodos de cálculo: Método de Balaam y Booker (1981), Método de Betancon y Pertusier (1982), método de Compozer japonés, etc. Métodos analíticos que consideran un comportamiento elasto-plástico del suelo y las columnas.

Debido a que hasta ahora no existe una metodología de cálculo que explique adecuadamente el comportamiento del suelo tratado y sumado a la complejidad de elaborar un modelo de elementos finitos, es de uso frecuente la aplicación del método de Priebe. Compañías como Keller y Pennine respaldan los ábacos de Priebe, así como softwares de columnas de grava como StoneC y DC- Stone Columns usan el método en su algoritmo (Landucci, 2009).

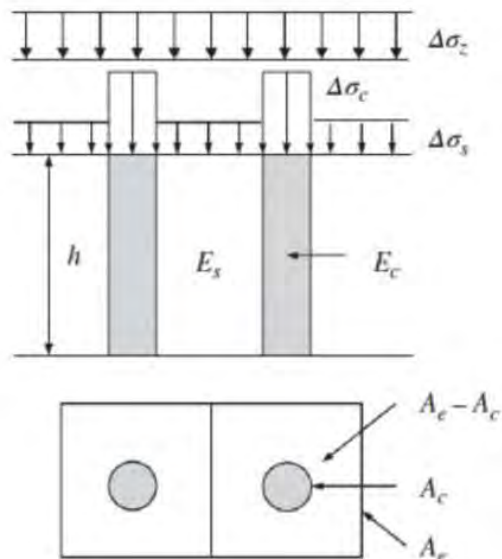
##### **2.5.4.1. Principio de concentración de tensiones**

En terrenos mejorados con columnas de grava, las cargas transmitidas por la estructura se concentran en mayor proporción en las columnas, descargando de tensión al suelo circundante. Este fenómeno recibe el nombre de principio de concentración de tensiones y se produce por la diferencia de rigidez relativa entre los materiales.

El principio de concentración de tensiones se fundamenta en el equilibrio de cargas verticales:

Ecuación 35

$$(A_s + A_c) \cdot \sigma_z = A_s \cdot \sigma_s + A_c \cdot \sigma_c$$



**Figura 29. Principio de concentración de tensiones sobre un terreno reforzado con columnas de grava.**  
Tomado del “Manual de dimensionado y ejecución de columnas de grava”, por Menard (España), 2016.

Expresión que al agruparla en función a la razón de sustitución y el factor de concentración de tensiones, permite obtener las tensiones absorbidas por la columna de grava y el suelo circundante:

Ecuación 36

$$\sigma_c = \frac{n_T \cdot \sigma_z}{1 + (n_T - 1) \cdot a_s} = u_c \cdot \sigma_z$$

Ecuación 37

$$\sigma_s = \frac{\sigma_z}{1 + (n_T - 1) \cdot a_s} = u_s \cdot \sigma_z$$

Siendo el factor de concentración de tensiones definido como el cociente de tensiones columna-suelo:

Ecuación 38

$$n_T = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{u_c}{u_s}$$

Otra alternativa de determinar el factor de concentración de tensiones es a partir de la Ecuación 37, donde se emplea el factor de redistribución de tensiones externas sobre el suelo y la razón de sustitución.

Ecuación 39

$$\frac{1}{1 + (n_T - 1) \cdot a_s} = u_s$$

$$n_T = \left( \frac{1}{u_s} - 1 \right) \cdot \frac{1}{a_s} + 1$$

Este factor de redistribución de tensiones externas sobre el suelo puede obtenerse mediante el cociente del asentamiento antes y después del tratamiento con columnas de grava, considerando que el módulo de compresibilidad volumétrico del suelo no cambia (en general es despreciable el cambio).

Ecuación 40

$$\frac{S_a}{S_{na}} = \frac{m_s \cdot H \cdot u_s \cdot \sigma_z}{m_s \cdot H \cdot \sigma_z}$$

$$\frac{S_a}{S_{na}} = u_s$$

El principio de concentración de tensiones también puede ser aplicado para estimar el módulo de deformación del suelo tratado, siempre y cuando se asuma que la deformación de la columna-suelo es unidimensional e igual. Por lo tanto, considerando la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio de cargas verticales, el módulo de deformación del suelo tratado estará definido como:

Ecuación 41

$$E'_{eq} = \frac{A_c}{A} \cdot E'_c + \left( 1 - \frac{A_c}{A} \right) \cdot E'_s$$

#### 2.5.4.2. Método de Priebe

Método más utilizado que permite hallar los parámetros geotécnicos del suelo tratado a partir de las propiedades del suelo sin tratar y de la grava. Este método considera que el grado de mejora ocurre gracias a la inclusión de las columnas de grava.

Se definen los parámetros de diseño: factor de mejora (n) y factor de reparto de carga (m), los cuales estarán afectados por los siguientes subíndices.

- Subíndice 0: Básico.
- Subíndice 1: Considera el efecto de compresibilidad de la columna, debido a la diferencia de módulos de deformación del suelo y la columna de grava.

- Subíndice 2: Considera las presiones variables sobre las columnas y el suelo, puesto que al estar las columnas mejor soportadas, podrán soportar más cargas.

El factor de mejora (n) permite determinar la reducción de los asentamientos gracias al incremento del módulo de deformación del sistema columnas-suelo y se representa de la siguiente manera:

Ecuación 42

$$n = \frac{\text{Asentamiento del suelo sin tratamiento}}{\text{Asentamiento del suelo tratado}}$$

### Hipótesis

Para que el método brinde resultados coherentes, se debe considerar las hipótesis establecidas por Priebe (1976) con sus respectivas correcciones: compresibilidad de la columna de grava y presiones variables a lo largo de la columna de grava (Priebe, 1995).

- La columna de grava es compresible; en consecuencia, la aplicación de una carga puede producir asentamientos relacionados con la disminución del volumen o el abombamiento de la columna.
- Las presiones son variables entre la columna y el suelo; por lo tanto, la diferencia de presiones decrece a medida que se incrementa la resistencia lateral del suelo con la profundidad.
- La columna y el suelo circundante desarrollan el mismo asentamiento; siempre y cuando, se disponga de un colchón de reparto granular entre la cimentación superficial y el extremo superior de la columna.
- La columna de grava debe apoyarse sobre un estrato resistente.
- La columna de grava no puede hundirse.
- El suelo circundante tiene un comportamiento elástico.
- Asentamiento del suelo unidimensional.
- El terreno será desplazado durante la instalación de las columnas, por lo que el coeficiente de empuje al reposo del suelo adoptará el valor de la unidad.

A partir de estas hipótesis, Priebe define el factor de mejora básico ( $n_0$ ) como:

Ecuación 43

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left[ \frac{1}{2} + f\left(\mu_s, \frac{A_c}{A}\right) - \frac{1}{K_{ac} \cdot f\left(\mu_s, \frac{A_c}{A}\right)} \right]$$

Donde  $K_{ac}$  y  $f\left(\mu_s, \frac{A_c}{A}\right)$  se representan por las siguientes expresiones:

Ecuación 44

$$K_{ac} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'_c}{2}\right)$$

Ecuación 45

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

Siendo  $\mu_s = \frac{1}{3}$ .

Expresiones que al aplicarse en la Ecuación 43, permiten simplificar la ecuación del factor de mejora básico ( $n_0$ ):

Ecuación 46

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left[ \frac{5 - \frac{A_c}{A}}{4 \cdot \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'_c}{2}\right) \cdot \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)} - 1 \right]$$

El ábaco de Priebe que permite calcular el grado de mejora en cuanto a asentamientos, se construye a partir de la expresión del factor de mejora básico ( $n_0$ ), el índice de área ( $A/A_c$ ) y el ángulo de rozamiento interno de la grava ( $\phi'_c$ ).

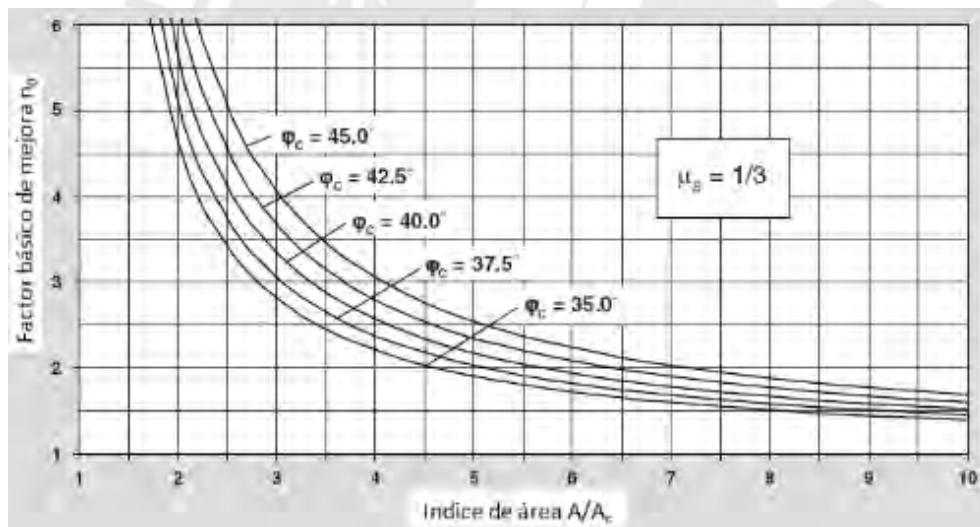


Figura 30. Ábaco de Priebe para estimar el factor de mejora básico.

Tomado de "The Design of vibro replacement", por Priebe (Alemania), 1995.

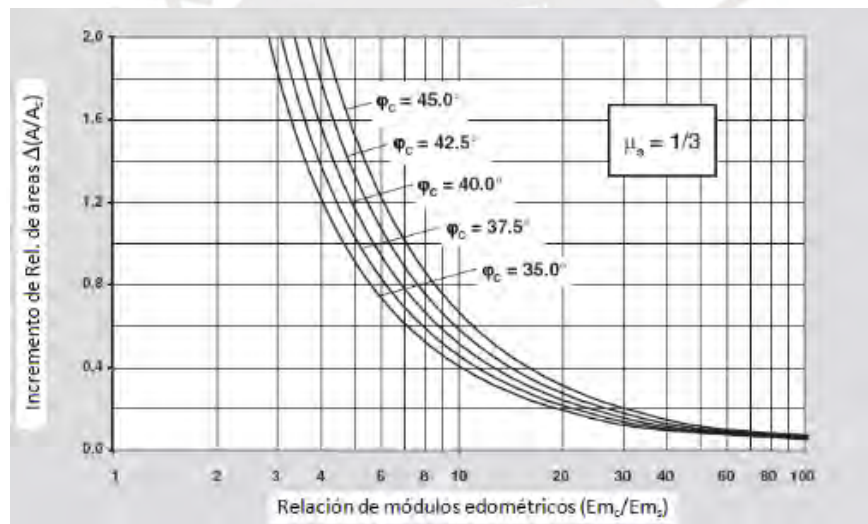
Para ingresar al ábaco de la Figura 30, se debe tener como datos de entrada el diámetro de la columna de grava y el índice de área. A partir del índice de área se proyecta una recta vertical que interseccione a la curva del ángulo de rozamiento interno de la grava ( $\phi'_c$ ); por medio de esta intersección, se traza una horizontal al eje de ordenadas, para estimar el valor del factor de mejora básico ( $n_0$ ).

### Consideración de la compresibilidad de la columna de grava

En 1995, Priebe corrigió la hipótesis de asumir la columna de grava incompresible, puesto que al realizar esta corrección el factor de mejora básico ( $n_0$ ) tendería al infinito para índices de área cercanos a 1; esta observación se puede interpretar de la Figura 30.

Con esta corrección, para cargas considerables ocurrirán asentamientos relacionados con el abombamiento de las columnas y la disminución del volumen de la columna (Landucci, 2009).

Por lo tanto, el factor de mejora se corregirá y estará representado con el subíndice 1, de la siguiente manera:  $n_1$ . Para determinar este nuevo factor de mejora, se debe hallar el incremento del índice de área  $\Delta(A/A_c)$  que depende de la relación de módulos edométricos entre la grava y el suelo ( $E_{mc}/E_{ms}$ ), así como del ángulo de rozamiento interno de la grava ( $\phi'_c$ ). Se puede utilizar la siguiente gráfica para estimar el incremento del índice de área  $\Delta(A/A_c)$ .



**Figura 31. Ábaco de Priebe para obtener el incremento del índice de área.**

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

Se definen los siguientes parámetros junto a sus expresiones relacionados al ábaco de la Figura 31:

Ecuación 47

$$\frac{\bar{A}}{A_c} = \frac{A}{A_c} + \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)$$

Ecuación 48

$$E_{mc} = \frac{E_c}{\left[1 - \frac{2\mu_c^2}{(1 - \mu_c)}\right]}$$

Ecuación 49

$$E_{ms} = \frac{E_s}{\left[1 - \frac{2\mu_s^2}{(1 - \mu_s)}\right]}$$

Obtenido el valor del índice del área corregida  $\bar{A}/A_c$ , se toma la inversa del valor y se determina la porción del área tratada corregida  $\bar{A}_c/A$ . Con este valor se ingresa a la siguiente ecuación para determinar el factor de mejora  $n_1$ .

Ecuación 50

$$n_1 = 1 + \frac{\bar{A}_c}{A} \cdot \left[ \frac{5 - \frac{\bar{A}_c}{A}}{4 \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'_c}{2}\right) \cdot \left(1 - \frac{\bar{A}_c}{A}\right)} - 1 \right]$$

Cabe señalar que la porción del área tratada corregida suele ser menor que la porción del área tratada; por lo tanto, el factor de mejora corregido ( $n_1$ ) será menor que el factor de mejora básico ( $n_0$ ).

#### Consideración de presiones variables sobre la columna de grava y el suelo

Priebe indica que se debe corregir la hipótesis de asumir que las presiones verticales son uniformes en toda la altura de la columna, porque al considerar las presiones variables, las columnas estarán mejor soportadas y podrán soportar más cargas (Landucci, 2009).

Por lo tanto, el factor de mejora se corregirá y estará representado con el subíndice 2, de la siguiente manera:  $n_2$ . Para determinar este nuevo factor de mejora se utilizará la siguiente expresión:

Ecuación 51

$$n_2 = n_1 \cdot f_d$$

Se define el factor de profundidad a partir de los siguientes parámetros:

Ecuación 52

$$f_d = \frac{1}{K_{oc} - \frac{w_s}{w_c} \cdot \frac{w_c}{p_c}}$$

Las ecuaciones de estos parámetros son las siguientes:

Ecuación 53

$$p_c = \frac{p}{\frac{\overline{A_c}}{A} + \frac{1 - \frac{\overline{A_c}}{A}}{\frac{p_c}{p_s}}}$$

Ecuación 54

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{\frac{1}{2} + f\left(\mu_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right)}{K_{ac} \cdot f\left(\mu_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right)}$$

Ecuación 55

$$w_c = \sum (\gamma_c \cdot \Delta d)$$

Ecuación 56

$$w_s = \sum (\gamma_s \cdot \Delta d)$$

Ecuación 57

$$K_{oc} = 1 - \sin \phi'_c$$

Otra manera de estimar de forma simplificada el factor de profundidad ( $f_d$ ), es aplicando el siguiente ábaco donde se considera el mismo peso específico para la grava y el suelo.

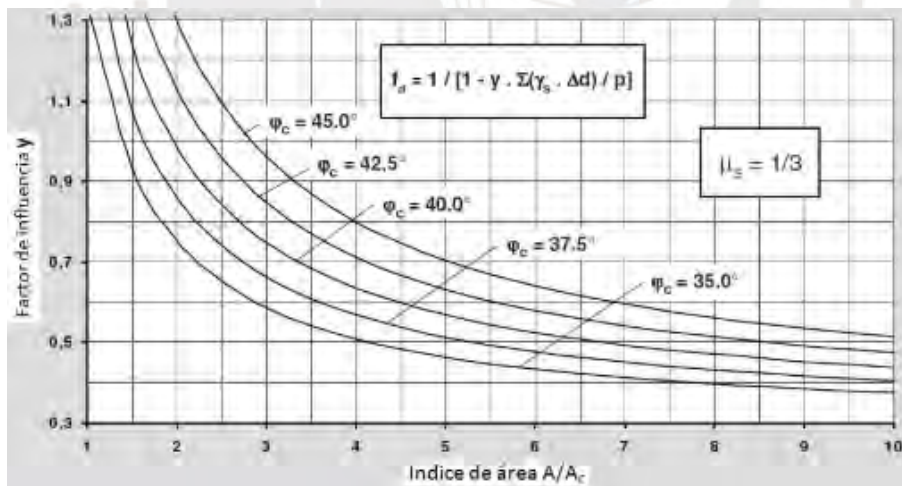


Figura 32. Ábaco de Priebe para obtener el factor de profundidad.

Tomado de "The Design of vibro replacement", por Priebe (Alemania), 1995.

### Controles de compatibilidad

Los pasos de diseño del método de Priebe no están conectados matemáticamente. Por lo tanto, se deben hacer controles de compatibilidad para garantizar que no se considere más carga sobre las columnas de las que pueden soportar, de acuerdo a su compresibilidad.

Un primer control de compatibilidad debe ajustar el factor de profundidad ( $f_d$ ), para limitar la carga asignada a las columnas, de tal manera que el asentamiento de las columnas por su propia compresibilidad, no exceda el asentamiento del sistema suelo-columnas (Landucci, 2009). Control aplicado a suelos densos o rígidos.

El factor de profundidad estará limitado por la siguiente expresión, como también se podrá obtener del siguiente ábaco.

Ecuación 58

$$f_d \leq \frac{\frac{E_{mc}}{E_{ms}}}{\frac{p_c}{p_s}}$$

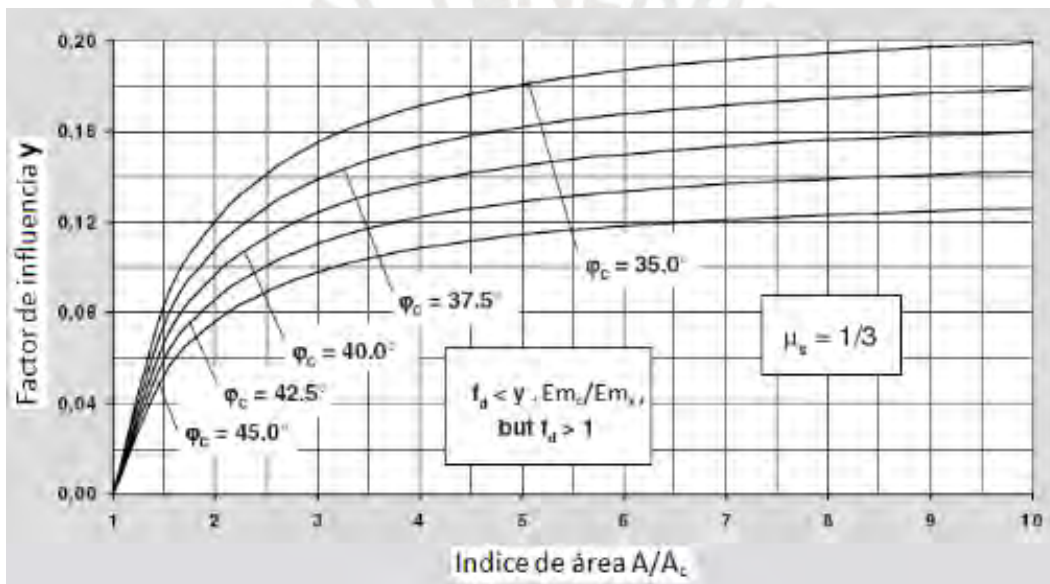


Figura 33. Ábaco de Priebe para obtener la limitación del factor de profundidad.

Tomado de “The Design of vibro replacement”, por Priebe (Alemania), 1995.

El segundo control de compatibilidad limita el valor máximo del factor de mejora, para asegurar que el asentamiento de las columnas por su propia compresibilidad, no superen el asentamiento del suelo según las cargas que le correspondan (Landucci, 2009). Control aplicado a suelos sueltos o blandos.

Ecuación 59

$$n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left( \frac{E_{mc}}{E_{ms}} - 1 \right)$$

### 2.5.4.3. Mecanismo de rotura

El mecanismo de falla más crítico que se desarrolla en columnas de grava largas instaladas en suelos blandos, corresponde al mecanismo de rotura por abombamiento.

Este mecanismo de rotura es habitual en terrenos de bajo confinamiento lateral, susceptibles a que se supere su máxima resistencia pasiva horizontal.

La zona crítica donde predomina esta rotura por expansión lateral se sitúa a una profundidad entre 2 a 3 veces el diámetro de la columna de grava bajo la superficie, donde es menor el confinamiento lateral.

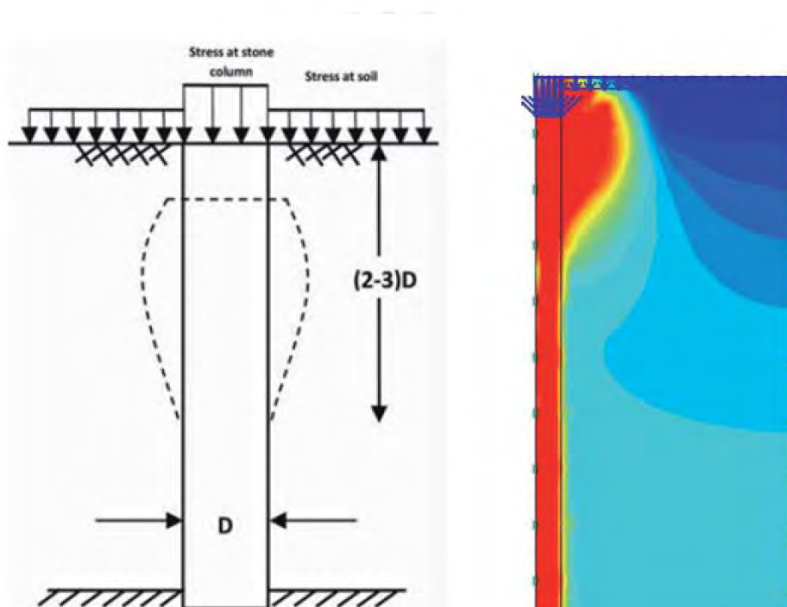


Figura 34. Rotura por abombamiento en la cabeza de la columna de grava.

Tomado de “*Técnicas de mejora del terreno: columnas de grava*”, por Ingeoexpert (España), 2024.

Para estimar este mecanismo de rotura se debe emplear la presión última de rotura por expansión lateral, el cual estará en función de la presión máxima horizontal.

Ecuación 60

$$q_u = \left( \tan \left( 45 + \frac{\phi'_c}{2} \right) \right)^2 \cdot \sigma_{hmax}$$

La presión máxima horizontal de un suelo blando en condiciones no drenadas se puede estimar mediante la siguiente expresión:

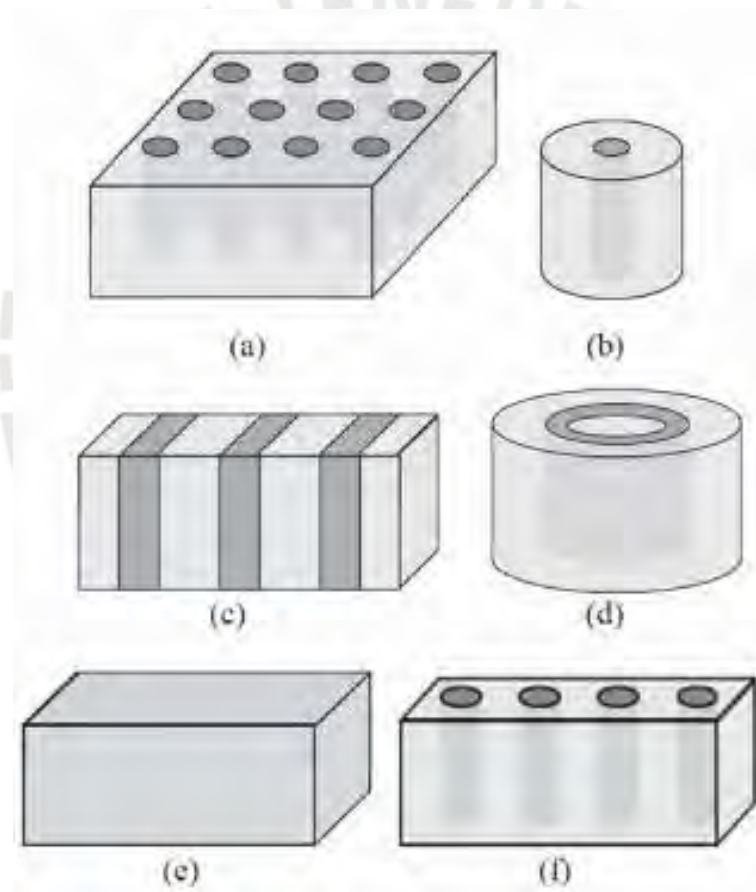
Ecuación 61

$$\sigma_{hmax} = 4 \cdot C_u + \sigma_{hs} + \sigma_{hq} + \sigma_w$$

### 2.5.5. Modelos de análisis para columnas de grava

Modelar una columna de grava requiere de representar sus aspectos geométricos, mecánicos, constructivos y geotécnicos en un método numérico (método de los elementos finitos), para estudiar su comportamiento bajo algún tipo de cimentación superficial. Es preciso señalar que los resultados que se obtienen para una columna no pueden validarse para un grupo de columnas de grava, por ende, se debe estudiar el comportamiento del conjunto según la influencia de la posición y el número de columnas de grava instaladas.

Actualmente, los principales modelos geométricos que se emplean en el tratamiento mediante columnas de grava, se muestran en la siguiente gráfica:



**Figura 35. Principales modelos geométricos para analizar columnas de grava.**

Tomado de “*Modelización de columnas de grava*”, por Sagaseta et al. (España), 2016.

De acuerdo a la Figura 35, los modelos que se observan son los siguientes: modelo tridimensional total (a), celda unidad en simetría axial (b), zanjas de columnas longitudinales (c), anillos de columnas (d), terreno homogéneo equivalente (e) y modelo tridimensional de una rebanada de columnas (f).

Antes de realizar la breve descripción de los principales modelos geométricos que se usan en la práctica, de manera introductoria se muestra la efectividad de las principales mejoras que se obtienen utilizando los siguientes modelos geométricos: celda unidad en simetría axial, zanjas de columnas longitudinales, terreno homogéneo equivalente y modelo tridimensional de una rebanada de columnas.

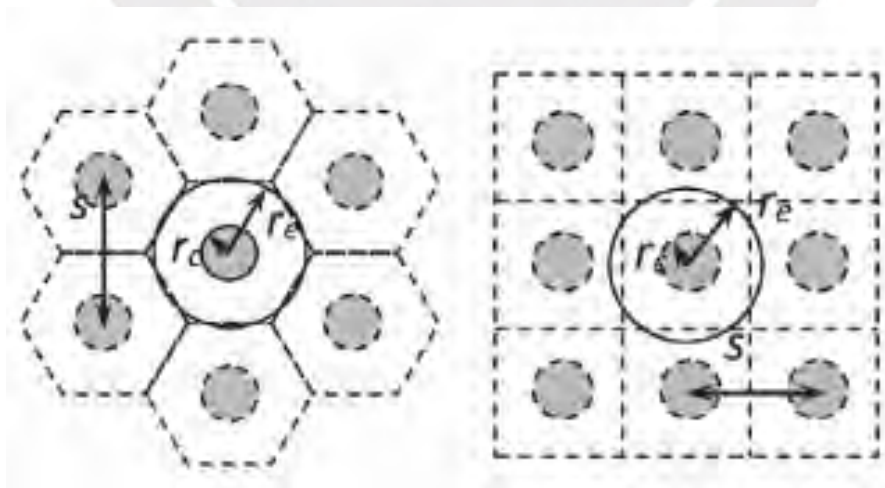
**Tabla 5. Efectividad de distintos modelos geométricos con respecto al asentamiento, consolidación y estabilidad.**

	Asiento final	Consolidación	Estabilidad
Celda unidad	***	***	
Zanjas long.	**	**	**
Homogéneo	**	*	*
Rebanada 3D	***	***	***

Tomado de “*Modelización de columnas de grava*”, por Sagaseta et al. (España), 2016.

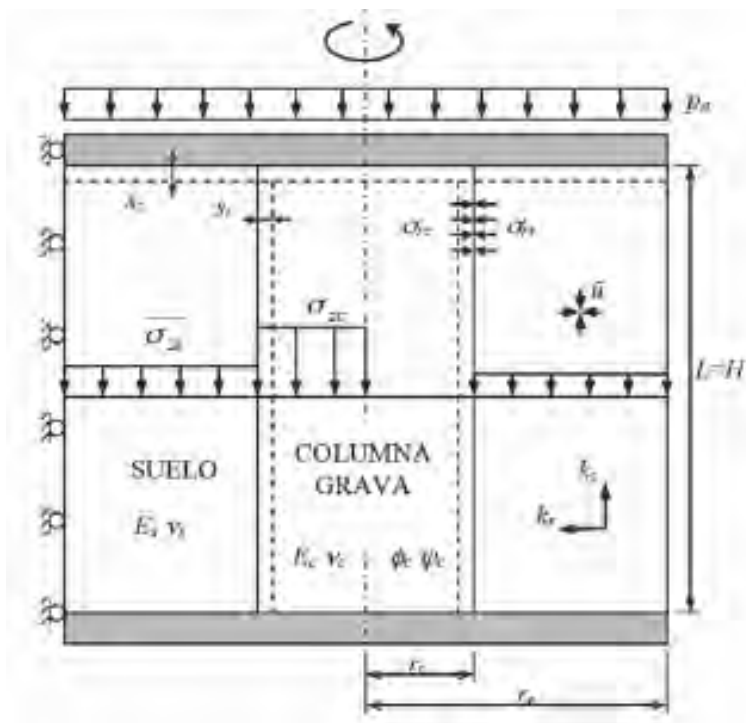
#### Celda unidad en simetría axial

El método de Priebe se basa en este modelo geométrico, el cual corresponde a una columna con suelo circundante (Figura 35-b). Para su análisis es común usar diferentes rebanadas horizontales de la celda unidad despreciando los esfuerzos tangenciales.



**Figura 36. Vista en planta de la celda unidad en simetría axial.**

Tomado de “*Modelización de columnas de grava*”, por Sagaseta et al. (España), 2016.



**Figura 37. Análisis de forma bidimensional de la celda unidad en simetría axial.**

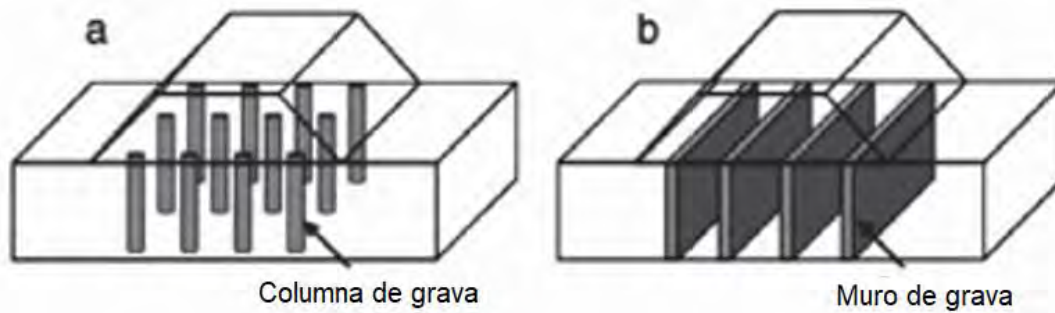
Tomado de “*Modelización de columnas de grava*”, por Sagaseta et al. (España), 2016.

Este modelo es aplicable cuando se quiera instalar una malla de columnas de grava en un terreno de gran extensión sometido a carga uniforme. En este caso, todas las columnas de grava tendrán mismo comportamiento, por lo tanto, el análisis se reducirá a estudiar solo una columna de grava con su suelo circundante. Aplicando este modelo solo habrá desplazamientos y drenaje del agua en dirección vertical (Sagaseta et al., 2016).

Según la Tabla 5, el modelo de celda unidad da buenos resultados conforme al asentamiento y al tiempo que se produce la consolidación; sin embargo, no permite estudiar la estabilidad. La ventaja que brinda modelarlo en un método numérico, es que se podrá considerar la estratigrafía del terreno y sus parámetros geotécnicos a emplear.

#### Zanjas de columnas longitudinales

Es frecuente que los problemas geotécnicos se analicen en condiciones de deformación plana. Mediante este modelo se transforma las filas de columnas de grava en zanjas longitudinales equivalentes (Figura 35-c), donde el ancho y la separación de las zanjas deben ser diseñadas. Además, deben modificarse los parámetros geotécnicos de la grava así como la permeabilidad horizontal del suelo natural.

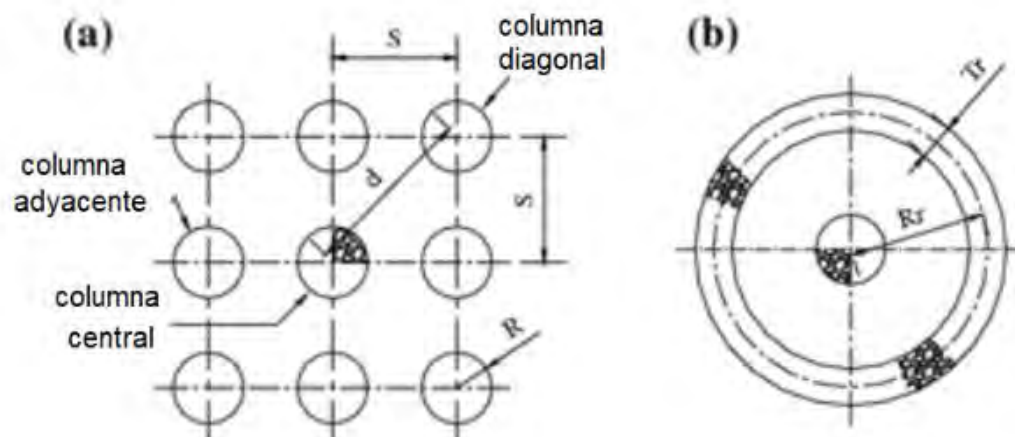


**Figura 38. Transformación de filas de columnas de grava (a) en zanjas longitudinales equivalentes (b). Tomado de “Modelización de columnas de grava”, por Sagaseta et al. (España), 2016.**

Para el análisis de asentamientos, antes de usar el modelo en deformación plana, es necesario calibrar los parámetros geotécnicos de las zanjas usando modelos de celda unidad; durante la calibración se debe evitar modificar la resistencia al corte medio del modelo sino llevará a errores en el análisis de estabilidad al deslizamiento (Sagaseta et al., 2016).

#### Anillos de columnas

Modelo aplicable para terrenos donde se requiera apoyar terraplenes o tanques circulares. En este caso, el grupo de columnas de grava se transforman en un anillo equivalente (Figura 35-d), el cual mantiene su confinamiento lateral y las propiedades de drenaje columnas-suelo.



**Figura 39. Transformación del grupo de columnas de grava en un anillo equivalente. Tomado de “Modelización de columnas de grava”, por Sagaseta et al. (España), 2016.**

### Terreno homogéneo equivalente

El terreno constituido por la interacción columnas-suelo se transforman en un terreno homogéneo con propiedades geotécnicas mejoradas, como lo muestra la (Figura 35-e).

Los parámetros geotécnicos equivalentes del suelo tratado se obtienen con una media ponderada de los parámetros geotécnicos del suelo y la columna. Es recomendable antes de usar el modelo de terreno homogéneo equivalente, calibrar los parámetros geotécnicos usando el modelo de celda unidad en la columna y el suelo tratado. Por medio de esta calibración, las presiones intersticiales en el exterior del suelo tratado y la evolución de los asentamientos en el tiempo serán adecuados (Sagaseta et al., 2016).

Con este modelo se supone que no habrá deslizamiento entre la columna-suelo circundante y los esfuerzos radiales serán continuos entre el suelo y la columna; en consecuencia, el suelo natural y la columna de grava tendrán la misma deformación.

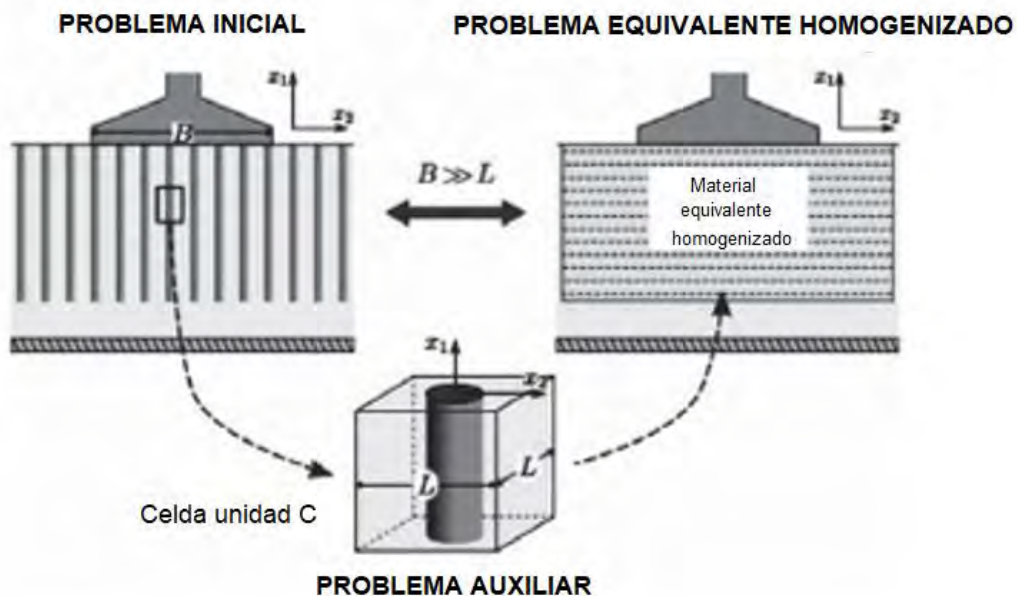


Figura 40. Transformación a un terreno homogéneo equivalente.

Tomado de "Modelización de columnas de grava", por Sagaseta et al. (España), 2016.

## CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA DE CÁLCULO DE COLUMNAS DE GRAVA

### 3.1. Definiciones y criterios de dimensionamiento para la malla de tratamiento

#### 3.1.1. Celda unidad o celda equivalente

La malla de columnas de grava puede adoptar diferentes geometrías (rectangulares, cuadradas, triangulares, hexagonales). Frecuentemente, se suele utilizar mallas triangulares equiláteras porque dan mejores resultados en el valor del módulo de elasticidad del suelo tratado y el factor de mejora. En la siguiente gráfica se presenta distintos tipos de mallado que pueden tener las columnas de grava: triangulares, cuadradas y hexagonales.

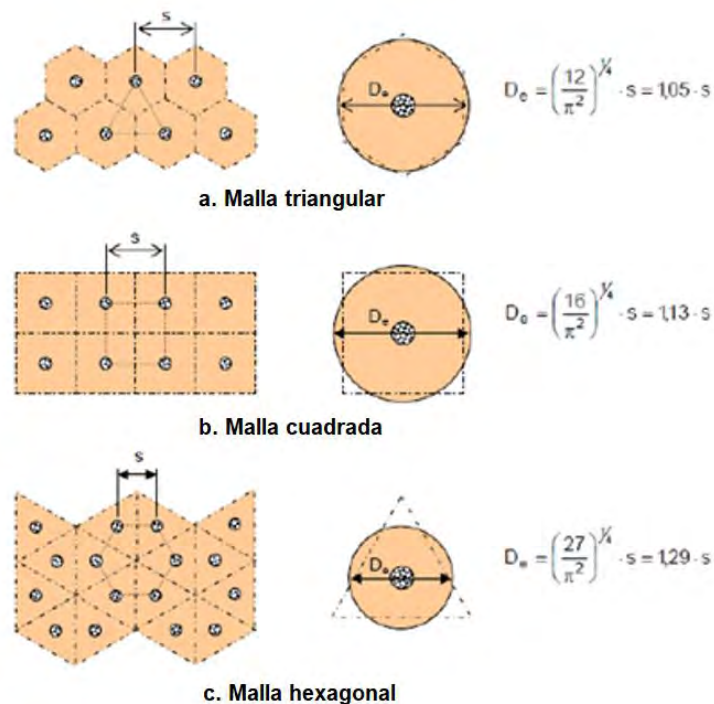


Figura 41. Diferentes tipos de mallado de columnas de grava.

Tomado del “Manual de dimensionado y ejecución de columnas de grava”, por Menard (España), 2016.

Para cualquier malla de columnas de grava, se define el área de la columna de grava ( $A_c$ ) con diámetro ( $D_c$ ) y el área tributaria de la columna ( $A$ ) que se aproxima a un círculo de diámetro ( $D_e$ ). Las columnas de grava se espaciarán ( $s$ ), de eje central a eje central, y las áreas se determinarán con las siguientes expresiones:

Ecuación 62

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

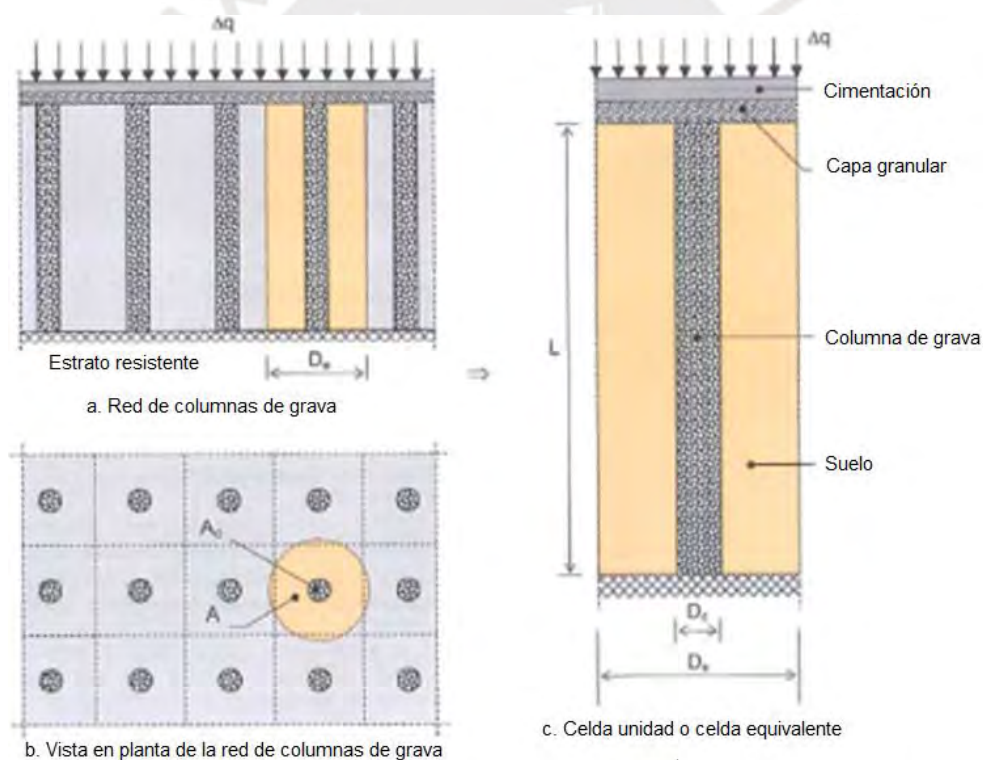
Ecuación 63

$$\text{Área de la columna de grava (A}_c) = \frac{\pi \cdot D_c^2}{4}$$

Ecuación 64

$$\text{Área del suelo circundante a la columna de grava (A}_s) = A - A_c$$

Se define la celda unidad o celda equivalente como la fracción de terreno circundante a la columna de grava; suelo que mejora gracias al confinamiento que produce la inclusión de la columna de grava. En la siguiente gráfica se muestra la porción de terreno que representa la celda unidad o celda equivalente.



**Figura 42. Porción del terreno que representa la celda unidad o celda equivalente.**

Tomado del "Manual de dimensionado y ejecución de columnas de grava", por Menard (España), 2016.

Según la Figura 41, el diámetro equivalente para una malla triangular equilátera se podrá calcular con la siguiente ecuación:

Ecuación 65

$$D_e = 1.05 \cdot s$$

### 3.1.2. Razón de sustitución

Parámetro que se define como el cociente entre el área de la columna de grava ( $A_c$ ) y el área de influencia de la columna de grava ( $A$ ).

Ecuación 66

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

### 3.1.3. Diámetro de la columna y parámetros geotécnicos

Para predimensionar el diámetro de la columna de grava se puede utilizar el siguiente ábaco, donde se requiere ingresar con la resistencia al corte sin drenaje del suelo sin tratar ( $c_u$ ) e intersectarlo con la curva del diámetro de la grava a instalar, de esta forma se estima el diámetro teórico de la columna de grava.

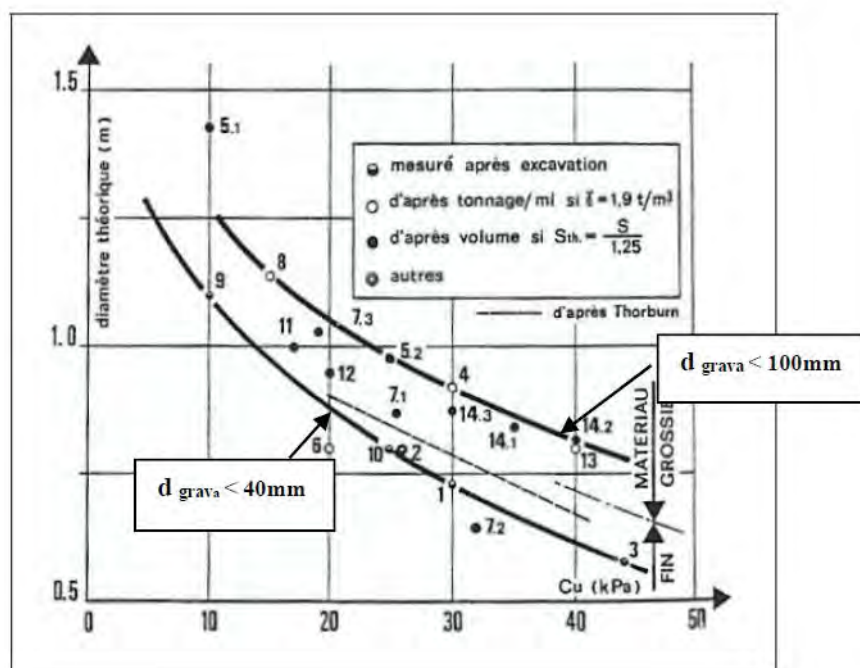


Figura 43. Estimación del diámetro teórico de la columna de grava.

Tomado del “Manual de dimensionado y ejecución de columnas de grava”, por Menard (España), 2016.

Es importante resaltar, que en campo el diámetro real de la columna de grava dependerá de la resistencia que oponga los estratos de suelo al tipo de sistema de perforación: vía húmeda o seca.

Los parámetros geotécnicos que se han usado en numerosas obras (Menard, 2016), se presentan a continuación:

- ✓ Módulo de elasticidad efectivo de la grava:  $E'_{grava} = 60\text{Mpa}$ .
- ✓ Ángulo de rozamiento efectivo de la grava.  
Grava natural:  $\phi'_c = 38^\circ$ .  
Grava de machaqueo:  $\phi'_c = 40^\circ$ .
- ✓ Coeficiente de Poisson a largo plazo:  $\mu'_{grava} = \frac{1}{3}$ .
- ✓ Peso de la grava compactada:  $\gamma_{grava} = 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ .

### 3.1.4. Factor de reparto de carga

Las tensiones de la cimentación superficial se concentran en las columnas de grava debido a la diferencia de rigidez entre la grava y el suelo blando (Figura 23); este efecto permite la reducción de los asentamientos finales, ya que el suelo blando toma una porción menor de la carga total.

En el método de Priebe, el factor de reparto de carga ( $m$ ) se define de la siguiente manera:

Ecuación 67

$$m = \frac{A_c \cdot \sigma_c}{A \cdot \sigma_z}$$

Expresión que puede estar en función del factor de concentración de tensiones a partir de sustituir la Ecuación 36:

$$m = a_s \cdot n_T \cdot u_s$$

### 3.1.5. Factor de mejora

Al asumir la hipótesis de que el suelo circundante tendrá un comportamiento elástico, la reducción del asentamiento indicará la diferencia de compresibilidad del suelo antes y después del tratamiento. La Figura 44 muestra el asentamiento que se desarrolla en el suelo sin/con tratamiento.

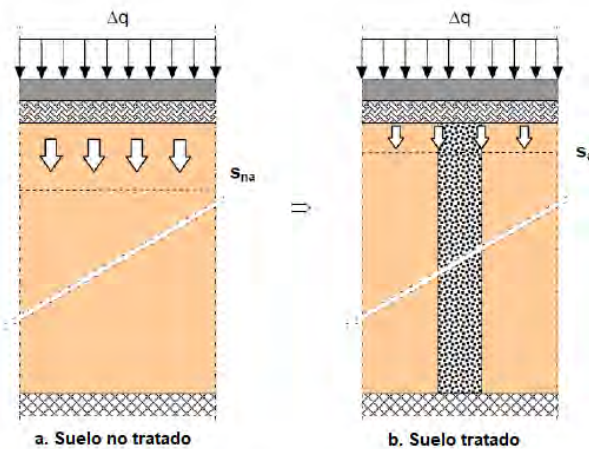


Figura 44. Asentamiento del terreno no tratado ( $S_{na}$ ) y tratado ( $S_a$ ).

Tomado del “Manual de dimensionado y ejecución de columnas de grava”, por Menard (España), 2016.

En el método de Priebe, el factor de mejora considera el efecto de la compresibilidad y las presiones variables a lo largo de la columna de grava. Por lo tanto, se define mediante la siguiente expresión:

Ecuación 68

$$n_2 = \frac{S_{na}}{S_a} = \frac{\text{Asentamiento del suelo sin tratamiento}}{\text{Asentamiento del suelo tratado}}$$

### 3.2. Aplicación del método de Priebe

#### 3.2.1. Cálculo de los asentamientos del suelo tratado utilizando el ábaco del factor de mejora de Priebe (1995)

Antes de utilizar el ábaco del factor de mejora de Priebe, primero se debe plantear el caso de la construcción del terraplén sobre el suelo blando sin proponer ningún tratamiento, de manera que se pueda determinar el asentamiento total. Este asentamiento será representado por la suma del asentamiento instantáneo y el asentamiento por consolidación primaria, debido a que la consolidación secundaria es despreciable en comparación con las otras componentes de asentamientos.

Para ingresar al ábaco del factor de mejora de Priebe (Figura 30), se debe tener como datos de entrada el diámetro de la columna de grava y el índice de área. A partir del índice de área se proyecta una recta vertical que interseccione a la curva del ángulo de rozamiento interno de la grava ( $\phi'_c$ ); por medio de esta intersección, se traza una horizontal al eje de ordenadas, para estimar el valor del factor de mejora básico ( $n_0$ ).

Para darle una mayor precisión al factor de mejora básico ( $n_0$ ), se utilizará las correcciones de Priebe, quien nos indica que se debe considerar la compresibilidad de la columna de grava (Figura 31) y las presiones variables sobre las columnas de grava y el suelo (Figura 32). De esta manera, al factor de mejora corregido por estos dos criterios se le denomina  $n_2$ , siendo su valor máximo limitado por el segundo control de compatibilidad de Priebe ( $n_{max}$ ).

Finalmente, despejando el parámetro del asentamiento del suelo tratado de la Ecuación 68, se obtendrá los asentamientos reducidos en el terreno.

### 3.2.2. Cálculo de los parámetros resistentes del suelo tratado por medio del método de Priebe (1978) y Mitchell (1981)

Este procedimiento está enfocado para suelos tratados mediante grupos de columnas de grava, donde el terreno estará sometido bajo una carga distribuida uniforme. Para determinar la mejora de la resistencia al corte, se utilizará el factor de reparto de carga y se asumirá que el terreno constituido por la interacción columnas-suelo se transformará en un terreno homogéneo con propiedades geotécnicas equivalentes. En efecto, los parámetros geotécnicos equivalentes del suelo tratado se obtendrán con una media ponderada de los parámetros geotécnicos del suelo sin tratamiento y las columnas de grava.

En primer lugar, el concepto del factor de reparto de carga se puede analizar esquemáticamente en la Figura 23, donde se observa que la tensión vertical total sobre el suelo tratado se transmite según la diferencia de rigidez relativa entre la columna de grava y el suelo circundante. Por lo tanto, el factor de reparto de carga se define como la distribución relativa de tensiones entre el suelo blando y la columna de grava.

De esta manera, considerando el concepto del factor de reparto de carga y la interacción columna-suelo, la resistencia al corte del terreno tratado se representa por medio de la siguiente expresión:

Ecuación 69

$$\tau_f = \sigma' \cdot tg\phi'_{eq} + C'_{eq}$$

Donde, el ángulo de rozamiento efectivo del terreno equivalente se puede estimar despejando la siguiente ecuación:

Ecuación 70

$$tg\phi'_{eq} = (1 - m) \cdot tg\phi'_s + m \cdot tg\phi'_c$$

Mientras que la cohesión efectiva del terreno equivalente estará en función de la distribución relativa de tensiones de los materiales.

Ecuación 71

$$C'_{eq} = (1 - m) \cdot C'_s$$

### 3.3. Aplicación del principio de concentración de tensiones

#### 3.3.1. Cálculo del módulo de deformación del suelo tratado

Al asumir un comportamiento lineal elástico de las columnas de grava-suelo en el principio de concentración de tensiones, permite que ante la aplicación de una carga distribuida uniforme en el suelo ocurran iguales deformaciones en ambos materiales. Es así que al aplicar un equilibrio de fuerzas entre un sistema de dos materiales y la compatibilidad de deformaciones se llega a la Ecuación 41, el cual permite calcular directamente el módulo de elasticidad efectivo del suelo tratado.

$$E'_{eq} = \frac{A_c}{A} \cdot E'_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot E'_s$$

Según los parámetros que conforman esta ecuación, el cociente  $A_c/A$  representa la razón de sustitución, el cual afecta directamente proporcional al módulo de elasticidad efectivo del suelo tratado. Es decir, si este cociente se incrementa entonces el valor del módulo de elasticidad efectivo del suelo tratado también aumenta, lo cual permite cumplir con el objetivo de mejorar el parámetro elástico del terreno.

Para conseguir valores altos de la razón de sustitución, se requiere que el diámetro del área tributaria de la columna de grava ( $D_e$ ) sea de menor valor; por ello, según la Figura 41 será recomendable utilizar una malla triangular equilátera de columnas de grava, porque de los distintos tipos de mallado es la que brinda el menor valor del diámetro del área tributaria de la columna de grava ( $D_e$ ).

Por último, el módulo de elasticidad efectivo de la columna de grava ( $E'_c$ ) también aporta de manera favorable al módulo de elasticidad efectivo del suelo tratado, porque suele tomar valores más altos que el módulo de elasticidad efectivo del suelo blando ( $E'_s$ ), debido a la diferencia de rigidez que existe entre estos dos materiales.

#### 3.3.1. Cálculo del mecanismo de rotura por abombamiento en columnas de grava

En terrenos reforzados con columnas de grava es necesario verificar el mecanismo de rotura que se puede desarrollar, debido a que las condiciones de contorno y la sollicitación a la que se encuentra sometida cada columna pueden llevar a la falla.

Habitualmente en columnas de grava largas ( $L > 3D_c$ ) aplicados en terrenos de bajo confinamiento lateral, se desarrolla una rotura por abombamiento excesivo en la cabeza de la columna.

Para evaluar el mecanismo de rotura por abombamiento se debe determinar el cociente de la presión actuante en la columna entre su respectiva presión de rotura.

En primer lugar, se calcula el factor de redistribución de tensiones externas sobre la columna de grava, mediante el principio de concentración de tensiones; de este modo, al reemplazar este factor en la Ecuación 36, se estima la tensión absorbida por la columna de grava.

Luego de obtener la presión actuante en la columna de grava, se determina la presión límite de rotura por abombamiento, considerando que el coeficiente de presión de tierras es inicialmente igual a 1; valor que se adopta debido a que el suelo se desplaza durante la ejecución de las columnas de grava.

De esta manera se compara la presión actuante en la columna ejercida por el terraplén, con la presión límite de rotura por abombamiento, obteniendo el factor de seguridad frente a la falla por abombamiento excesivo de la columna.

Cabe precisar que el factor de seguridad mínimo en terrenos sometidos a cargas de terraplén, se considera entre 1.1 a 1.5 (Han, 2015).

### **3.4. Determinación del tiempo de consolidación**

#### **3.4.1. Cálculo del tiempo de consolidación vertical del suelo blando saturado antes del tratamiento, a través de la teoría de Terzaghi (1925)**

El tiempo de consolidación vertical se calcula empleando la teoría de Terzaghi, por medio de la Ecuación 14:

$$T_v = \frac{C_v * t}{H_{dr}^2}$$

Los datos de ingreso en la ecuación son el coeficiente de consolidación vertical ( $C_v$ ), que se obtiene en el laboratorio, y la altura de drenaje ( $H_{dr}$ ), el cual será igual al espesor del estrato de la arcilla cuando exista por debajo un estrato impermeable, mientras que será la mitad del espesor del estrato cuando tenga dos fronteras permeables.

Con respecto al coeficiente de consolidación vertical ( $C_v$ ), se pueden utilizar los siguientes métodos para calcular  $C_v$ .

El método de Casagrande por medio de la Ecuación 15, empleando  $t_{50}$ .

$$C_v = \frac{0.197}{t_{50}} H^2 dr$$

Otra alternativa es utilizar el método de Taylor por medio de la Ecuación 16, empleando  $t_{90}$ :

$$C_v = \frac{0.848}{t_{90}} H^2 dr$$

Finalmente, se determina el factor de tiempo vertical ( $T_v$ ) que está relacionado al grado de consolidación vertical ( $U_v$ ), el cual indica el porcentaje del asentamiento que se ha desarrollado. Para ello se puede emplear las siguientes expresiones: Ecuación 17 o Ecuación 18.

$$\text{Si } U_v < 60\%, T_v < 0.2827 \quad T_v = \frac{\pi}{4} U_v^2$$

$$\text{Si } U_v > 60\%, T_v > 0.2857 \quad T_v = -0.085 - 0.933 \log(1 - U_v)$$

### 3.4.2. Cálculo del tiempo de consolidación vertical y radial del suelo blando saturado después del tratamiento, a través de la teoría de Carrillo (1942)

Para hallar la disminución del tiempo de consolidación en suelos tratados con columnas de grava, se utilizará la teoría de Carrillo, el cual define el grado de consolidación total en función de los grados de consolidación vertical ( $U_v$ ) y consolidación radial ( $U_r$ ), ver Ecuación 19:

$$(1 - U_t) = (1 - U_r)(1 - U_v)$$

El grado de consolidación vertical ( $U_v$ ) se calcula por medio de las expresiones definidas para el factor de tiempo desarrollado en la teoría de Terzaghi (1925): Ecuación 20 y Ecuación 21.

$$\text{Si } U_v < 60\%, T_v < 0.2827 \quad U_v = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}}$$

$$\text{Si } U_v > 60\%, T_v > 0.2857 \quad U_v = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{(-\frac{\pi^2}{4} T_v)}$$

El grado de consolidación radial ( $U_r$ ) se determina por medio de la formulación de Barron (1948), correspondiente a la Ecuación 22.

$$U_r = 1 - \exp \left[ \frac{-8 * T_r}{F(n)} \right]$$

## CAPÍTULO 4: EJEMPLO APLICATIVO DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Se pretende construir un terraplén de 10 m de altura con un talud de 2H:1V, sobre un terreno que será tratado mediante la inclusión de columnas de grava y precargado por medio del peso propio del terraplén. A partir de la altura establecida del terraplén se busca atenuar los asentamientos antes de la disposición del pavimento en la coronación.

El terreno en estudio está ubicado en depósitos lacustres de grano fino con una composición litológica arcillosa, típico de áreas de baja pendiente e inundables, ocasionados por lagos o ríos de gran envergadura.

La existencia de este depósito de suelo blando de gran extensión, así como la presencia del nivel freático superficial, conforman un problema geotécnico que se acrecienta con la construcción del terraplén de gran altura; en consecuencia, se convierte en un desafío la construcción del terraplén, ya que el suelo se vuelve susceptible a desarrollar importantes asentamientos.

Con el fin de relacionar este ejemplo con los objetivos específicos a evaluar, se considerará que el terraplén será construido de manera instantánea (no por fases) y que el proceso de consolidación empezará desde la puesta del terraplén en el terreno.

De este modo, en el capítulo 5 se explica a detalle el diseño de la alternativa de malla de tratamiento recomendado para este ejemplo aplicativo y en el capítulo 6 se presenta la comparación entre 4 propuestas de mallas de tratamiento de columnas de grava que pueden aplicarse al ejemplo aplicativo, con el objetivo de mostrar la efectividad que se puede lograr en los objetivos específicos, al cambiar el espaciamiento entre columnas de grava.

### 4.1. Unidades geotécnicas

Desde el punto de vista geotécnico, el estrato de fundación está constituido por arcillas de alta plasticidad (CH) de color marrón oscuro, conformados por 93.6% de material fino y 6.4% de arena. Según sus valores de  $N_{SPT}$  no superan los 6 golpes y sus velocidades de ondas de corte oscilan entre 173 m/s a 180 m/s en profundidad; por lo tanto, es un material de consistencia blanda.

Por otro lado, el estrato subyacente será considerado como un estrato resistente, permeable e indeformable, con la finalidad de limitar el alcance del bulbo de presiones ocasionado por el terraplén en el terreno.

#### 4.2. Perfil geotécnico

Teniendo en cuenta la información indicada en el reconocimiento geotécnico anterior, se ha determinado un perfil geotécnico conformado por un estrato superficial de 10 m de arcilla de alta plasticidad (CH) y un estrato subyacente resistente, permeable e indeformable. Además, el nivel freático se ha detectado al inicio del estrato blando.

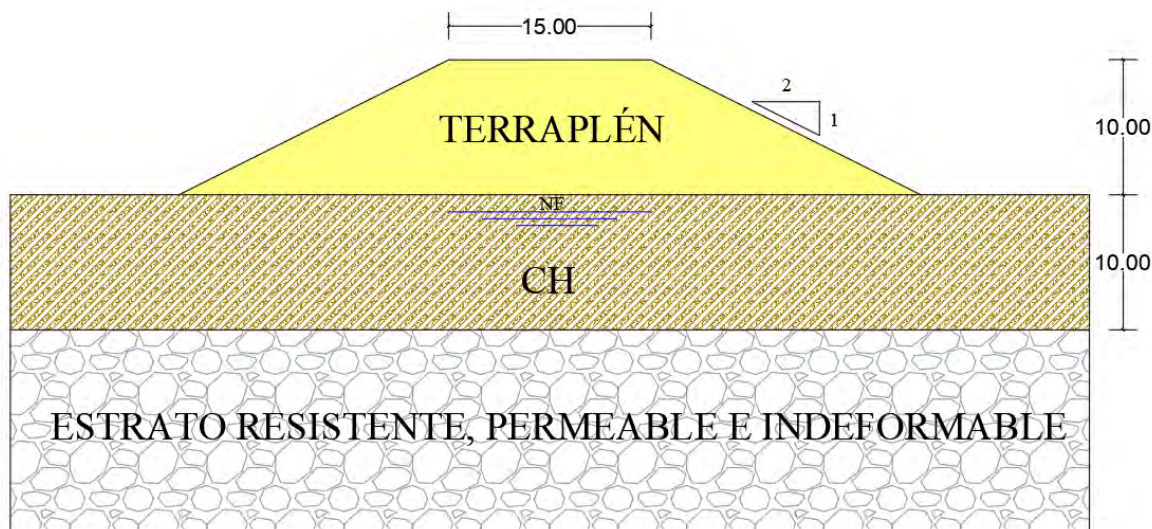


Figura 45. Terraplén de 10 m de altura sobre el perfil geotécnico.

Fuente propia, 2024.

#### 4.3. Parámetros geotécnicos

A continuación, se presenta los parámetros geotécnicos propuestos para el suelo de fundación, el cuerpo del terraplén y la grava a emplear en el refuerzo del terreno; estos valores son representativos de estos tipos de materiales y han sido establecidos en base a la experiencia del autor en diversos proyectos del país.

Tabla 6. Parámetros geotécnicos de los materiales

Parámetros geotécnicos	Unid.	Arcilla de alta plasticidad (CH)	Terraplén	Grava
Peso específico del suelo	kN/m <sup>3</sup>	17	20	20
Peso específico del suelo saturado	kN/m <sup>3</sup>	18	-	21
Cohesión sin drenaje	kPa	40	-	-
Cohesión efectiva	kPa	20	10	-

Parámetros geotécnicos	Unid.	Arcilla de alta plasticidad (CH)	Terraplén	Grava
Ángulo de rozamiento efectivo	°	15	30	38
Coefficiente de poisson sin drenaje	-	0.5	-	-
Coefficiente de poisson efectivo	-	0.33	-	-
Módulo de elasticidad sin drenaje	kPa	5550	-	-
Módulo de elasticidad efectivo	kPa	4933	-	60000
Módulo edométrico	kPa	7400	30000	90000
Relación de vacíos	-	0.915	-	-
Índice de compresión	-	0.185	-	-
Índice de recompresión	-	0.04	-	-
Coefficiente de consolidación vertical	cm <sup>2</sup> /s	0.003	-	-
Coefficiente de consolidación horizontal	cm <sup>2</sup> /s	0.009	-	-
Permeabilidad vertical	m/s	4.1E-10	-	-
Permeabilidad horizontal	m/s	1.3E-09	-	-
Presión de preconsolidación	kg/cm <sup>2</sup>	1.61	-	-
Incremento de preconsolidación	kg/cm <sup>2</sup>	1.316		

Fuente propia, 2024.

Se considerará que la relación de vacíos y la presión de preconsolidación de la Tabla 6 son parámetros representativos de una muestra inalterada extraída a una profundidad de 3.675 m, obtenidas por medio de un ensayo de consolidación en el laboratorio.

Asimismo, para el cálculo de la presión de consolidación a diferentes profundidades se asumirá que el incremento de preconsolidación es constante; por lo que la relación de vacíos decrecerá a mayores profundidades.

## CAPÍTULO 5: DISEÑO DEL TRATAMIENTO DE TERRENO MEDIANTE COLUMNAS DE GRAVA

Según el perfil geotécnico, el estrato de fundación es un suelo blando conformado por arcillas de alta plasticidad saturados, que al soportar la aplicación de una carga dan paso al proceso de consolidación.

Debido a este proceso, resulta conveniente que la construcción del terraplén tenga dos propósitos: en primer lugar, utilizar el peso del propio terraplén como precarga; mientras que, en segundo lugar, tener la suficiente altura para atenuar los asentamientos y nivelar la cota a la que estará ubicada el firme en la coronación, antes de la puesta en servicio.

En tal sentido, el peso de la precarga busca que el suelo blando desarrolle los asentamientos por consolidación primaria antes de la disposición del pavimento en la coronación. Sin embargo, muchas veces no se dispone de plazos prolongados para que se produzca la precarga; por lo tanto, resulta conveniente la inclusión de columnas de grava antes de realizar la precarga, con la finalidad de acelerar de forma significativa el proceso de consolidación y la atenuación de los asentamientos.

El tratamiento de columnas de grava es conveniente en suelos blandos con una resistencia al corte no drenado entre:  $15 \text{ kPa} \leq C_u \leq 51 \text{ kPa}$  (Menard, 2016). En efecto, como el estrato de arcillas de alta plasticidad tiene una cohesión en condiciones no drenada igual a 40 kPa, el tratamiento de columnas de grava resulta ideal para ser aplicado. Debe señalarse que el procedimiento de ejecución de las columnas de grava deberá consistir en vía húmeda o vibrosustitución, debido a que el nivel freático fue detectado al inicio del suelo blando.

A continuación, se presenta el diseño del tratamiento de columnas de grava asignado al suelo blando, el cual tendrá la función de soportar el terraplén de 10 m de altura, donde se busca evaluar cada objetivo específico de la tesis, para obtener resultados como: el incremento de la resistencia al corte, la mejora del módulo de deformación y asentamientos tolerables en el terreno, provenientes de acelerar el proceso de consolidación.

### 5.1. Malla de tratamiento: diámetro y espaciamiento entre columnas de grava

Se adoptará una malla de columnas de grava con una distribución geométrica en tresbolillo, debido a que permite alcanzar una mayor porción del área tratada en comparación con las otras alternativas de mallado.

Para determinar el diámetro de la columna de grava se debe compatibilizar el diámetro teórico obtenido del gráfico de predimensionamiento del “Manual de dimensionado y ejecución de columnas de grava” (ver Figura 43) y el diámetro del vibrador que se empleará, para la ejecución del tratamiento.

El diámetro teórico de la columna de grava se obtiene a partir de la Figura 43, donde se ingresa con la resistencia al corte sin drenaje del suelo sin tratar ( $c_u = 40kPa$ ) y se interseca con la curva del tamaño de la grava a instalar (20 a 110 mm, para el sistema de perforación por vibrosustitución). El tamaño de la grava dependerá del lugar donde se realice el proyecto; por lo tanto, para este caso de estudio se considerará una grava de 3” (75 mm).

Ecuación 72

$$\text{Diámetro teórico} \geq 0.75 \text{ m}$$

En cambio, en campo el diámetro real de la columna de grava dependerá de la resistencia que oponga los estratos de suelo al tipo de sistema de perforación por vibrosustitución y de la compactación de la grava al realizar una penetración repetitiva del vibrador, lo cual producirá que el diámetro de la columna resulte mayor al diámetro de la perforación inicial. Como el procedimiento de ejecución de las columnas de grava consistirá en vibrosustitución, de acuerdo a la diferencia entre el sistema de vibrodesplazamiento y vibrosustitución (Tabla 4) se recomienda que el diámetro de la columna de grava no supere el siguiente diámetro:

Ecuación 73

$$\text{Diámetro en campo} \leq 1.20 \text{ m}$$

De esta manera, se alcanza un intervalo de diámetros de diseño para el tratamiento, el cual depende del criterio del diseñador seleccionar el diámetro más conveniente teniendo en cuenta el perfil geotécnico y las características de la estructura que se piensa cimentar.

Para el caso en estudio, se propone una columna de grava cada 7 m<sup>2</sup> siguiendo la recomendación de Oteo, quien indica que para suelos blandos bajo terraplenes se propongan como mínimo columnas de grava cada 5 m<sup>2</sup> o como máximo columnas de grava cada 8 m<sup>2</sup>. En tal sentido, se establece los siguientes valores para la separación de eje a eje central entre columnas de grava y el diámetro de la columna de grava.

Ecuación 74

$$\text{Diámetro de la columna de grava } (D_c) = 0.80 \text{ m}$$

Ecuación 75

$$\text{Separación de eje a eje central entre columnas de grava } (s) = 2.90 \text{ m}$$

En consecuencia, se obtiene el diámetro equivalente para la malla triangular equilátera, el área tributaria de la columna y el área de la columna de grava.

Ecuación 76

$$D_e = 1.05 \cdot 2.90 = 3.05 \text{ m}$$

Ecuación 77

$$\text{Área tributaria de la columna } (A) = \frac{\pi \cdot (3.05)^2}{4} = 7.28 \text{ m}^2$$

Ecuación 78

$$\text{Área de la columna de grava } (A_c) = \frac{\pi \cdot (0.80)^2}{4} = 0.50 \text{ m}^2$$

## 5.2. Determinar la reducción de los asentamientos del terreno mediante el factor de mejora del método de Priebe (1995)

El estrato de cimentación del terraplén, está conformado por un suelo blando que se caracteriza por tener alta deformabilidad; en tal sentido, será necesario analizar los asentamientos que se podrán producir al construir el terraplén de 10 m.

Habitualmente, cuando una estructura se apoya sobre suelos blandos saturados, se desarrolla un asentamiento total, el cual está constituido por tres tipos de asentamientos: asentamiento instantáneo, asentamiento por consolidación primaria y asentamiento por consolidación secundaria.

Si se compara estas tres componentes de asentamientos, se puede afirmar que el asentamiento por consolidación secundaria resulta menos significativa, siendo posible despreciarla; mientras que el asentamiento instantáneo ocurrirá durante la construcción. De esta manera, los asentamientos por consolidación primaria adquieren gran importancia, porque son los que producen asentamientos a largo plazo. Por lo tanto, será recomendable que estos asentamientos sean disipados previamente, si se pretende construir una estructura de vital importancia.

De este modo, se propone reducir los asentamientos totales a partir de la aplicación del factor de mejora en la suma del asentamiento instantáneo y del asentamiento por consolidación primaria; de tal manera, que la mayor parte del asentamiento se produzca antes de la disposición del pavimento.

### 5.2.1. Obtención de los asentamientos del suelo blando

En este sentido, se plantea dividir el estrato compresible del suelo blando en 10 subcapas ( $\Delta H_i$ ) de 1 metro de espesor cada una, donde se calculará el incremento del esfuerzo vertical total ( $\Delta\sigma_i$ ) producido por el terraplén en cada subcapa. Cabe recordar que cuando se hayan disipado el exceso de presión de poros, el incremento de esfuerzo vertical total se denominará incremento de esfuerzo vertical efectivo ( $\Delta\sigma'_i$ ).

- Cálculo de asentamientos instantáneos ( $S_e$ )

Durante la construcción del terraplén se desarrollan asentamientos inmediatos en el terreno, que se manifiestan por un comportamiento elástico del suelo. Es habitual aplicar la teoría de la elasticidad para calcular este tipo de asentamiento:

Ecuación 79

$$S_e = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_i}{E_u} \cdot \Delta H_i$$

En efecto, tomando en cuenta los parámetros geotécnicos registrados para la arcilla de alta plasticidad (CH) y el material del terraplén, según la Tabla 6; se muestra a manera de ejemplo la estimación del asentamiento instantáneo para la subcapa 8.

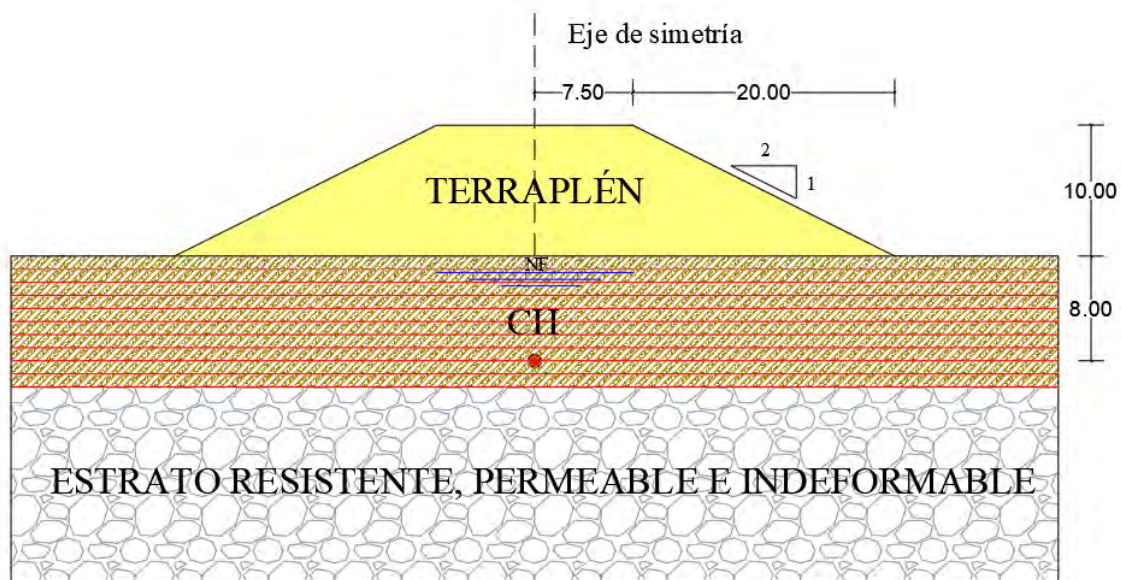


Figura 46. Estrato blando dividido en 10 subcapas, de 1m de espesor cada una.

Fuente propia, 2024.

Como se observa en la Figura 46, el estrato compresible de arcillas de alta plasticidad ha sido dividido en 10 subcapas, de 1 m de espesor cada una.

Para ejemplificar, en la subcapa 8 se ha representado por medio del símbolo en rojo, el cual indica que a la profundidad de 8 m se calculará el incremento del esfuerzo vertical total por debajo del eje de simetría del terraplén. Para ello se empleará el subcapítulo 2.1.4. Incremento del esfuerzo bajo un terraplén.

$$p = \gamma_T \cdot H$$

$$p = 20 \cdot 10 = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha_1(\text{rad}) = \tan^{-1}\left(\frac{B_1 + B_2}{z_i}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{B_1}{z_i}\right)$$

$$\alpha_1(\text{rad}) = \tan^{-1}\left(\frac{7.5 + 20}{8}\right) - \tan^{-1}\left(\frac{7.5}{8}\right)$$

$$\alpha_1(\text{rad}) = 0.535$$

$$\alpha_2(\text{rad}) = \tan^{-1}\left(\frac{B_1}{z_i}\right)$$

$$\alpha_2(\text{rad}) = \tan^{-1}\left(\frac{7.5}{8}\right)$$

$$\alpha_2(\text{rad}) = 0.753$$

Finalmente, el incremento del esfuerzo vertical total a 8 m por debajo del eje de simetría del terraplén, queda determinado como:

$$\Delta\sigma_{(z=8\text{ m})} = 2 \cdot \frac{p}{\pi} \left[ \left( \frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} (\alpha_2) \right]$$

$$\Delta\sigma_{(z=8\text{ m})} = 2 \cdot \frac{200}{\pi} \left[ \left( \frac{7.5 + 20}{20} \right) (0.535 + 0.753) - \frac{7.5}{20} (0.753) \right]$$

$$\Delta\sigma_{(z=8\text{ m})} = 189.47 \text{ KN/m}^2$$

En conclusión, el asentamiento instantáneo en la subcapa 8 será:

$$S_{e(z=8\text{ m})} = \frac{\Delta\sigma_{(z=8\text{ m})} \cdot \Delta H_{(z=8\text{ m})}}{E_u}$$

$$S_{e(z=8\text{ m})} = \frac{189.47 \cdot 100}{5.55 \cdot 10^3}$$

$$S_{e(z=8\text{ m})} = 3.41\text{ cm}$$

Del mismo modo, se siguió este procedimiento para el resto de subcapas; como resultado, se presenta la siguiente tabla donde se indica el asentamiento instantáneo estimado a lo largo del estrato blando.

**Tabla 7. Asentamiento elástico obtenido en cada una de las 10 subcapas.**

Profundidad (m)	$\sigma'_o$ (Kpa)	$\alpha_1$ (rad)	$\alpha_2$ (rad)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	$\delta_e$ (cm)
1	8.00	0.096	1.438	199.965	3.603
2	16.00	0.188	1.310	199.733	3.599
3	24.00	0.272	1.190	199.144	3.588
4	32.00	0.346	1.081	198.106	3.569
5	40.00	0.408	0.983	196.588	3.542
6	48.00	0.460	0.896	194.609	3.506
7	56.00	0.502	0.820	192.218	3.463
8	64.00	0.535	0.753	189.478	3.414
9	72.00	0.560	0.695	186.456	3.360
10	80.00	0.579	0.644	183.216	3.301

Fuente propia, 2024.

La suma de asentamientos instantáneos en cada una de las 10 subcapas, da como valor final el asentamiento instantáneo en todo el suelo blando.

$$S_e = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_i}{E_u} \cdot \Delta H_i = 34.946\text{ cm}$$

- Cálculo de asentamientos por consolidación primaria ( $S_c$ )

Para determinar los asentamientos por consolidación primaria en un suelo blando preconsolidado, bajo solicitaciones que superan la presión de preconsolidación, se aplica la Ecuación 5:

$$S_c = \frac{h}{1 + e_0} \left[ C_r \log \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + C_c \log \left( \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \right]$$

Con el fin de establecer el procedimiento a seguir para el cálculo del asentamiento por consolidación primaria, en cada una de las 10 subcapas del estrato blando; se sigue tomando como ejemplo la subcapa 8.

Como se observa en la Ecuación 5, solo hace falta obtener el esfuerzo efectivo inicial, ya que el incremento del esfuerzo vertical total de la subcapa 8 ha sido determinado en el apartado anterior.

$$\sigma'_{0(z=8\text{ m})} = (18 - 10) \cdot 8 = 64 \text{ Kpa}$$

$$S_{c(z=8\text{ m})} = \frac{h}{1 + e_0} \left[ C_r \log \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{0(z=8\text{ m})}} \right) + C_c \log \left( \frac{\sigma'_{0(z=8\text{ m})} + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \right]$$

$$S_{c(z=8\text{ m})} = \frac{100}{1 + 0.889} \left[ 0.04 \cdot \log \left( \frac{195.6}{64} \right) + 0.185 \cdot \log \left( \frac{64 + 189.47}{195.6} \right) \right]$$

$$S_{c(z=8\text{ m})} = 2.13 \text{ cm}$$

Del mismo modo, se siguió este procedimiento para el resto de subcapas; como resultado, se presenta la siguiente tabla:

**Tabla 8. Asentamiento por consolidación primaria obtenida en el centro de cada una de las 10 subcapas.**

Profundidad (m)	$\sigma'_o$ (Kpa)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	$\sigma'_o + \Delta\sigma$ (Kpa)	$C_r \log \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{0(z=8\text{ m})}} \right) + C_c \log \left( \frac{\sigma'_{0(z=8\text{ m})} + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right)$	$\delta_c$ (cm)
1	8.000	199.965	207.965	0.082	4.222
2	16.000	199.733	215.733	0.069	3.589
3	24.000	199.144	223.144	0.061	3.203
4	32.000	198.106	230.106	0.056	2.916
5	40.000	196.588	236.588	0.051	2.685
6	48.000	194.609	242.609	0.047	2.478
7	56.000	192.218	248.218	0.043	2.297
8	64.000	189.478	253.478	0.040	2.130
9	72.000	186.456	258.456	0.037	1.976
10	80.000	183.216	263.216	0.034	1.832

Fuente propia, 2024.

La suma de asentamientos por consolidación primaria en cada una de las 10 subcapas, da como valor final el asentamiento por consolidación primaria en todo el suelo blando.

$$S_{c(z=8\text{ m})} = \frac{h}{1 + e_0} \left[ C_r \log \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{0(z=8\text{ m})}} \right) + C_c \log \left( \frac{\sigma'_{0(z=8\text{ m})} + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \right] = 27.328 \text{ cm}$$

En conclusión, el asentamiento total que se produce al colocar el terraplén de 10 m de altura sobre el suelo blando, despreciando los asentamientos por consolidación secundaria, se determina con la Ecuación 9:

$$S_{na} = S_e + S_c$$

$$S_{na} = 34.946 + 27.328$$

$$S_{na} = 62.27 \text{ cm}$$

### 5.2.2. Determinación de los asentamientos del suelo tratado

El asentamiento del suelo tratado se obtiene a partir de la aplicación del factor de mejora de Priebe, en el asentamiento total del terreno. Por lo tanto, se estimará el factor de mejora considerando su corrección por compresibilidad de la columna de grava ( $n_1$ ) y su corrección por las presiones variables sobre las columnas de grava y el suelo ( $n_2$ ); siendo su valor máximo limitado por el segundo control de compatibilidad de Priebe ( $n_{max}$ ).

- Factor de mejora básico ( $n_0$ )

De acuerdo a los parámetros geotécnicos de la Tabla 6, el factor de mejora básico puede ser calculado por medio de la Figura 30 o sino por la Ecuación 46:

$$n_0 = 1 + a_s \cdot \left[ \frac{5 - a_s}{4 \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi'_c}{2} \right) \cdot (1 - a_s)} - 1 \right]$$

$$n_0 = 1 + 0.07 \cdot \left[ \frac{5 - 0.07}{4 \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{38^\circ}{2} \right) \cdot (1 - 0.07)} - 1 \right]$$

$$n_0 = 1.32$$

- Factor de mejora corregido por compresibilidad de la columna de grava ( $n_1$ )

Para calcular la primera corrección del factor de mejora, se necesita los siguientes parámetros en condiciones drenadas de la Tabla 6: Coeficiente de poisson efectivo del suelo blando ( $\mu'_s$ ), coeficiente de poisson efectivo de la grava natural ( $\mu'_c$ ), módulo de elasticidad efectivo del suelo blando ( $E'_s$ ) y el módulo de elasticidad efectivo de la grava natural ( $E'_c$ ).

Cálculo del módulo edométrico de la grava natural, Ecuación 48:

$$Em_c = \frac{E'_c}{\left[ 1 - \frac{2\mu'_c{}^2}{(1 - \mu'_c)} \right]}$$

$$Em_c = \frac{60}{\left[1 - \frac{2 \cdot 0.33^2}{(1 - 0.33)}\right]} = 90 \text{ Mpa}$$

Cálculo del módulo edométrico del suelo blando, Ecuación 49:

$$Em_s = \frac{E'_s}{\left[1 - \frac{2\mu'_s{}^2}{(1 - \mu'_s)}\right]}$$

$$Em_s = \frac{4.933}{\left[1 - \frac{2 \cdot 0.33^2}{(1 - 0.33)}\right]} = 7.4 \text{ Mpa}$$

Cociente entre módulos edométricos de los materiales:

Ecuación 80

$$\frac{Em_c}{Em_s} = \frac{90}{7.4} = 12.2$$

A partir del cociente entre módulos edométricos de los materiales, se ingresa a la Figura 31 y se intersecta con la curva del ángulo de rozamiento efectivo de la grava natural, de esta manera se obtiene el incremento de relaciones de áreas:

Ecuación 81

$$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = 0.45$$

Ahora bien, el índice de área corregida se determina como la suma del índice de área y el incremento de relaciones de áreas, mientras que la razón de sustitución corregida se obtiene como la inversa del índice de área corregida.

Ecuación 82

$$\frac{\bar{A}}{A_c} = \frac{A}{A_c} + \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)$$

Ecuación 83

$$\frac{\bar{A}}{A_c} = 14.49 + 0.45 = 14.94$$

Ecuación 84

$$\frac{\bar{A}_c}{A} = \frac{1}{14.94} = 0.067$$

De este modo, el factor de mejora corregido por compresibilidad de la columna de grava ( $n_1$ ) podrá ser calculado por la Ecuación 50, en función de la razón de sustitución corregida y el ángulo de rozamiento efectivo de la grava natural.

$$n_1 = 1 + \frac{\overline{A_c}}{A} \cdot \left[ \frac{5 - \frac{\overline{A_c}}{A}}{4 \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi'_c}{2} \right) \cdot \left( 1 - \frac{\overline{A_c}}{A} \right)} - 1 \right]$$

$$n_1 = 1 + 0.067 \cdot \left[ \frac{5 - 0.067}{4 \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{38^\circ}{2} \right) \cdot (1 - 0.067)} - 1 \right]$$

$$n_1 = 1.31$$

- Factor de mejora corregido por las presiones variables sobre las columnas y el suelo ( $n_2$ )

Esta última corrección del factor de mejora depende del factor de profundidad ( $f_d$ ), el cual será determinado mediante la Ecuación 52:

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{oc} - \frac{w_s}{w_c} \cdot \frac{w_c}{p_c}}{K_{oc}}}$$

Como se observa el factor de profundidad depende de distintos parámetros, los cuales se detallan a continuación:

Coefficiente de empuje en reposo de la columna de grava, Ecuación 57.

$$K_{oc} = 1 - \sin \phi'_c$$

$$K_{oc} = 1 - \sin 38 = 0.38$$

Coefficiente de empuje activo de la columna de grava, Ecuación 44.

$$K_{ac} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi'_c}{2} \right)$$

$$K_{ac} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{38}{2} \right) = 0.24$$

Peso del suelo, Ecuación 56.

$$w_s = \sum (\gamma'_s \cdot \Delta d)$$

$$w_s = (18 - 10) \cdot 10 = 80 \text{ Kpa}$$

Peso de la columna de grava, Ecuación 55.

$$w_c = \sum (\gamma'_c \cdot \Delta d)$$

$$w_c = (21 - 10) \cdot 10 = 110 \text{ Kpa}$$

Cociente de la presión sobre la columna de grava y la presión sobre el suelo, Ecuación 54.

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{\frac{1}{2} + f\left(\mu_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right)}{K_{ac} \cdot f\left(\mu_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right)}$$

Donde la función que depende del coeficiente de poisson del suelo y de la razón de sustitución se define con la Ecuación 45:

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

$$f\left(\mu_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right) = \frac{(1 - 0.33) \cdot (1 - 0.067)}{1 - 2 \cdot 0.33 + 0.067}$$

Por lo tanto, reemplazando esta función en la Ecuación 54.

$$\frac{p_c}{p_s} = \frac{\frac{1}{2} + \frac{(1 - 0.33) \cdot (1 - 0.067)}{1 - 2 \cdot 0.33 + 0.067}}{0.24 \cdot \frac{(1 - 0.33) \cdot (1 - 0.067)}{1 - 2 \cdot 0.33 + 0.067}}$$

$$\frac{p_c}{p_s} = 5.557$$

Presión sobre la columna de grava, Ecuación 53.

$$p_c = \frac{p}{\frac{\overline{A_c}}{A} + \frac{1 - \frac{\overline{A_c}}{A}}{\frac{p_c}{p_s}}}$$

$$p_c = \frac{200}{0.067 + \frac{1 - 0.067}{5.557}}$$

$$p_c = 851.52 \text{ Kpa}$$

Finalmente, los parámetros anteriormente descritos en la Ecuación 52:

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{oc} - \frac{w_s}{w_c}}{K_{oc}} \cdot \frac{w_c}{p_c}}$$

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{0.38 - \frac{80}{110}}{0.38} \cdot \frac{110}{851.52}}$$

$$f_d = 1.13$$

De esta manera, el factor de mejora considerando las presiones variables sobre la columna de grava y el suelo adoptará el siguiente valor:

$$n_2 = n_1 \cdot f_d = 1.31 \cdot 1.13 = 1.48$$

- Control de compatibilidad para suelos blandos

Con este control de compatibilidad se limita el valor máximo del factor de mejora, para asegurar que el asentamiento de las columnas por su propia compresibilidad, no superen el asentamiento del suelo según las cargas que le correspondan (Landucci, 2009). Mediante la Ecuación 59 se puede obtener valor máximo del factor de mejora:

$$n_{max} = 1 + a_s \cdot \left( \frac{Em_c}{Em_s} - 1 \right)$$

$$n_{max} = 1 + 0.07 \cdot (12.2 - 1)$$

$$n_{max} = 1.77$$

En conclusión, al comparar el factor de mejora corregido con el valor máximo del factor de mejora proveniente del control de compatibilidad, se establece el factor de mejora del método de Priebe a utilizar:

Ecuación 85

$$n = 1.48$$

En efecto, en base a la definición del factor de mejora de Priebe y el asentamiento total obtenido en el suelo blando, se emplea la Ecuación 42 para determinar el asentamiento total del suelo tratado.

$$n = \frac{S_{na}}{S_a} = \frac{\text{Asentamiento del suelo sin tratamiento}}{\text{Asentamiento del suelo tratado}}$$

$$S_a = \frac{62.27}{1.48}$$

$$S_a = 42.22 \text{ cm}$$

### 5.2.3. Comparación de los asentamientos del suelo blando antes y después del tratamiento

Según los cálculos efectuados, cuyos resultados se muestran en la Tabla 9, el asentamiento total del suelo blando se redujo en un 32% debido a la inclusión de columnas de grava en el terreno.

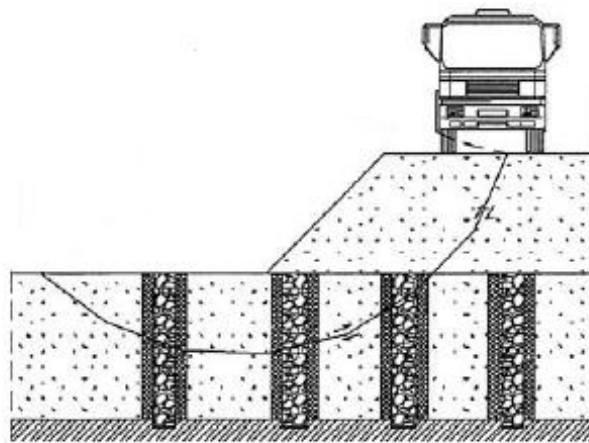
**Tabla 9. Asentamiento del terreno antes y después del tratamiento**

Tipo de asentamiento	Asentamiento del suelo sin tratamiento (cm)	Asentamiento del suelo tratado (cm)
Instantáneo ( $S_e$ )	34.95	23.69
Consolidación primaria ( $S_c$ )	27.33	18.53
Total	62.27	42.22

Fuente propia, 2024.

A pesar de estos buenos resultados, el asentamiento total del suelo tratado resulta excesivo, representando un peligro para el pavimento que se pretenda colocar por encima de la coronación del terraplén.

Por ello, será necesario atenuar los asentamientos totales del suelo tratado hasta dejar un asentamiento residual menor o igual a 2.5 cm, antes de la puesta en servicio. Evaluación que se desarrollará en el apartado 5.5.



**Figura 47. Disposición del pavimento sobre la coronación de un terraplén, para la formación del trayecto de una carretera.**

Tomado de “Columnas de mortero con desplazamiento”, por Rosas (España), 2006.

### 5.3. Verificar la mejora de la resistencia al corte del terreno por medio del método de Priebe (1978) y Mitchell (1981)

Esta sección consiste en determinar la mejora de la resistencia al corte del terreno constituido por la interacción columnas-suelo, el cual se transformará en un terreno homogéneo con parámetros resistentes equivalentes. En efecto, los parámetros geotécnicos del suelo tratado se obtendrán con una media ponderada de los parámetros resistentes del suelo sin tratamiento y de la columna de grava.

#### 5.3.1. Obtención de los parámetros resistentes del suelo tratado ( $C'_{eq}, \phi'_{eq}$ )

En primer lugar, se determinará el factor de redistribución de tensiones externas sobre el suelo, por medio de la Ecuación 40.

$$u_s = \frac{S_a}{S_{na}}$$

$$u_s = \frac{42.22}{62.27} = 0.68$$

A partir del factor de redistribución de tensiones externas se estima el factor de concentración de tensiones, Ecuación 39.

$$n_T = \left( \frac{1}{u_s} - 1 \right) \cdot \frac{1}{a_s} + 1$$

$$n_T = \left( \frac{1}{0.68} - 1 \right) \cdot \frac{1}{0.07} + 1$$

$$n_T = 7.88$$

Parámetro que es reemplazado en la Ecuación 67, para obtener el factor de reparto de carga.

$$m = a_s \cdot n_T \cdot u_s$$

$$m = 0.07 \cdot 7.88 \cdot 0.68$$

$$m = 0.37$$

De esta manera, aplicando el factor de reparto de carga y los ángulos de rozamiento de los materiales en la Ecuación 70, se obtiene el ángulo de rozamiento del terreno equivalente.

$$tg\phi'_{eq} = (1 - m) \cdot tg\phi'_s + m \cdot tg\phi'_c$$

$$tg\phi'_{eq} = (1 - 0.37) \cdot tg(15) + 0.37 \cdot tg(38)$$

$$\phi'_{eq} = 24.57^\circ$$

De la misma forma, se estima la cohesión del terreno equivalente empleando el factor de reparto de carga y la cohesión efectiva del suelo sin tratamiento.

$$C'_{eq} = (1 - 0.37) \cdot 20$$

$$C'_{eq} = 12.62 \text{ Kpa}$$

### 5.3.2 Comparación de los parámetros resistentes del suelo blando antes y después del tratamiento

Como se observa en la Tabla 10, el ángulo de rozamiento efectivo del suelo tratado aumentó en un 64%, con respecto al ángulo de rozamiento efectivo del suelo blando; mientras que la cohesión efectiva del suelo tratado se redujo en un 37%, con respecto a la cohesión efectiva del suelo blando. Evidentemente, estos cambios ocurren por las características de la grava natural que presenta muy baja cementación o adherencia entre partículas.

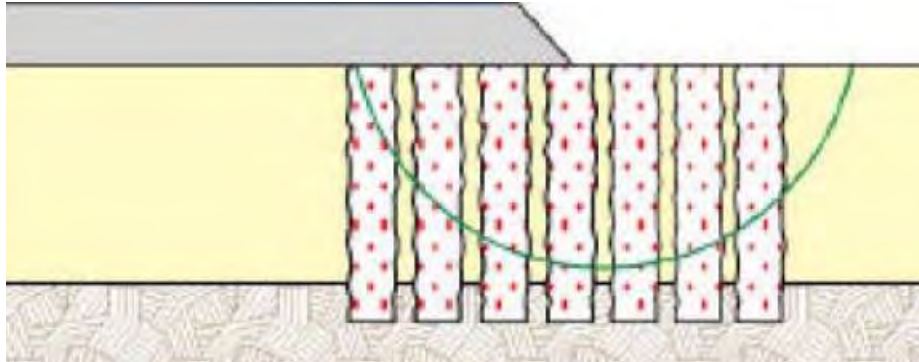
**Tabla 10. Parámetros resistentes del terreno antes y después del tratamiento**

Parámetro resistente	Suelo sin tratamiento	Suelo tratado
Ángulo de rozamiento efectivo ( $\phi'$ )	15.00°	24.57°
Cohesión efectiva ( $C'$ )	20.00 kPa	12.62 kPa
Resistencia al corte ( $\tau_f$ )	$\sigma' tg(15) + 20$	$\sigma' tg(24.57) + 12.62$

Fuente propia, 2024.

Por lo tanto, considerando estos cambios en los principales agentes que aportan resistencia, se puede afirmar que el suelo tratado tendrá una mejor capacidad de tomar los esfuerzos cortantes, gracias a la mejora en la pendiente de la ecuación de la recta de Coulomb; lo que hace evidente indicar que para el estado de esfuerzos que se presentaba en el plano de falla del suelo sin tratamiento, ahora representaría un punto por debajo de la envolvente de falla del suelo tratado, simbolizando una condición estable del suelo.

En definitiva, el incremento del ángulo de rozamiento efectivo permite elevar la resistencia al corte del terreno, al igual que el coeficiente de seguridad al deslizamiento; lo cual significa que cualquier superficie de deslizamiento potencial tenga que atravesar todas las columnas de grava que encuentre en el camino, para poder producir la falla.



**Figura 48. Mejora de la estabilidad del terreno mediante columnas de grava.**

Tomado del “Manual de dimensionado y ejecución de columnas de grava”, por Menard (España), 2016.

#### **5.4. Evaluar el mecanismo de rotura y el incremento del módulo de deformación del terreno a través del principio de concentración de tensiones**

En base al principio de concentración de tensiones se estimará las cargas transmitidas de la estructura al suelo circundante y la columna de grava, para ser empleados en el mecanismo de rotura y el incremento del módulo de deformación del terreno.

##### **5.4.1. Obtención del módulo de deformación del suelo tratado**

Se considerará que ante la aplicación de una carga distribuida uniforme en la interacción suelo-columna, el terreno adoptará un comportamiento lineal elástico. Por lo tanto, el módulo de deformación efectivo del suelo tratado se estimará mediante el equilibrio de fuerzas entre un sistema de dos materiales y la compatibilidad de deformaciones, Ecuación 41.

$$E'_{eq} = \frac{A_c}{A} \cdot E'_c + \left(1 - \frac{A_c}{A}\right) \cdot E'_s$$

$$E'_{eq} = 0.07 \cdot 60 + (1 - 0.07) \cdot 4.9$$

$$E'_{eq} = 8.73 \text{ Mpa}$$

Como se observa, el módulo de deformación efectivo del suelo tratado aumentó en un 77% con respecto al módulo de elasticidad efectivo del suelo blando, gracias al considerable aporte del parámetro elástico de la grava.

#### 5.4.2. Evaluación del mecanismo de rotura por abombamiento en columnas de grava

La evaluación del mecanismo de rotura consiste en verificar que la capacidad de soporte del terreno de fundación es adecuada para cimentar cualquier tipo de estructura proyectada. En esta ocasión, la estructura proyectada está conformada por un terraplén que se cimentará sobre un suelo blando saturado, donde predomina el proceso de consolidación.

Es habitual, que los suelos blandos cuando se someten a una carga de terraplén sean más críticos en condiciones no drenadas; por lo tanto, si evaluamos su capacidad de carga última mediante la teoría de Meyerhof en condiciones no drenadas:

$$q_{ult} = [c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma]$$

$$q_{ult} = N_c \cdot c_u$$

$$q_{ult} = 5.14 \cdot 40 = 205.6 \text{ Kpa}$$

Se puede deducir que en función de la capacidad de carga última del suelo blando y la presión actuante del terraplén, el terreno de fundación fallará por corte, al tener un factor de seguridad por debajo del rango típico de fundaciones sometidas a cargas de terraplén (1.1 a 1.5).

$$FS = \frac{q_{ult}}{\sigma_z}$$

$$FS = \frac{205.6}{200} = 1.03$$

Debido a este riesgo de la fundación y la necesidad de mejorar la capacidad de soporte del suelo, se planteó el refuerzo del terreno mediante la inclusión de columnas de grava.

Si bien es conocido que este tipo de tratamiento mejora la capacidad de soporte del terreno, su comportamiento dependerá de las condiciones de apoyo de las columnas, debido a que las columnas de grava podrían apoyarse en una base rígida o simplemente ser flotantes.

Por este motivo, al tener el caso de un terreno mejorado con columnas de grava de 10 m de altura que se apoyan sobre un estrato resistente, será necesario evaluar la rotura por abombamiento excesivo en la cabeza de la columna.

En primer lugar, se determina el factor de redistribución de tensiones externas sobre la columna de grava, a partir del factor de concentración de tensiones y el factor de redistribución de tensiones externas sobre el suelo.

$$u_c = n_T \cdot u_s$$

$$u_c = 7.88 \cdot 0.68 = 5.34$$

Por medio de este factor es posible estimar la tensión absorbida por la columna de grava mediante la Ecuación 36.

$$\sigma_c = u_c \cdot \sigma_z$$

$$\sigma_c = 5.34 \cdot 200 = 1068.74 \text{ Kpa}$$

Luego de obtener la presión actuante en la columna de grava, se determina la presión límite de rotura por abombamiento, el cual considerará que el coeficiente de presión de tierras es inicialmente igual a 1 (suelo se desliza durante la ejecución de las columnas de grava). Para ello se aplica la Ecuación 60, propuesta por Hugues & Whitters (1974).

$$q_u = \left( \tan \left( 45 + \frac{\phi'_c}{2} \right) \right)^2 \cdot \sigma_{hmax}$$

Donde será necesario estimar la presión máxima horizontal del suelo blando en condiciones drenadas, Ecuación 61.

$$\sigma_{hmax} = 4 \cdot C_u + \sigma_{hs} + \sigma_{hq} + \sigma_w$$

$$\sigma_{hmax} = 4 \cdot 40 + 1 \cdot 18 \cdot ((1.50 \cdot 0.80) + 0.50) + 1 \cdot 0.68 \cdot 200 + 10 \cdot ((1.50 \cdot 0.80) + 0.50)$$

$$\sigma_{hmax} = 343.19 \text{ Kpa}$$

Por lo tanto, la presión límite de rotura por abombamiento será:

$$q_u = \left( \tan \left( 45 + \frac{\phi'_c}{2} \right) \right)^2 \cdot \sigma_{hmax}$$

$$q_u = \left( \tan \left( 45 + \frac{38}{2} \right) \right)^2 \cdot 343.19$$

$$q_u = 1442.68 \text{ Kpa}$$

De esta manera, en función de la presión límite de rotura por abombamiento y la presión actuante ejercida por el terraplén, el factor de seguridad frente a la falla por abombamiento excesivo de la columna será:

$$FS = \frac{q_u}{\sigma_c}$$

$$FS = \frac{1442.68}{1068.74} = 1.35$$

En conclusión, el suelo blando reforzado con columnas de grava podrá soportar el terraplén.

### **5.5. Establecer el grado de mejora del suelo blando saturado en función del tiempo de consolidación**

Este último apartado, está enfocado en la inclusión de columnas de grava en el suelo blando para acelerar el proceso de consolidación y generar la atenuación de los asentamientos totales del suelo tratado; de tal manera, que la mayor parte del asentamiento se produzca antes de la disposición del firme sobre la corona, dejando únicamente un asentamiento residual menor igual a 2.5 cm.

Resulta claro que al someter al suelo blando saturado a la precarga producida por el peso del terraplén, empieza el drenaje en el interior de las columnas de grava, produciendo la disipación de la presión intersticial y la reducción del tiempo de consolidación. De hecho, las columnas de grava proporcionan un camino más corto para la evacuación del exceso de agua cuando esta es empujada durante el proceso de precarga, de tal manera que ocurre el drenaje a través de las columnas de grava antes y durante la precarga.

Cabe resaltar, que se debe instalar un sistema de drenaje exterior conformado por un colchón de reparto granular en la base del terraplén, con un espesor mínimo de 50 cm, el cual tendrá la función de drenar el agua que proviene de las columnas de grava hacia la superficie. Además, este colchón granular también permite uniformizar los asentamientos, así como asegurar la redistribución de los esfuerzos aplicados hacia las columnas de grava y evitar la falla por punzonamiento.

De este modo, al incluir columnas de grava al suelo blando, el drenaje se dará de manera radial y vertical. Incluso en campo, se ha verificado que el drenaje radial domina el proceso de consolidación, ya que la longitud de la trayectoria de flujo en dirección radial es más corta y la permeabilidad horizontal en suelos finos puede ser hasta 15 veces mayor que su permeabilidad vertical.

Con el objetivo de comparar los tiempos de consolidación en un suelo blando saturado antes y después del tratamiento se supondrá dos situaciones:

En la primera situación se supone que el terraplén está cimentado sobre el suelo blando sin ningún tratamiento, de tal forma que el proceso de consolidación es dominado por el drenaje vertical y el tiempo de consolidación se halla por medio de la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi (1925).

La segunda situación plantea la inclusión de columnas de grava en el terreno para reducir el tiempo de consolidación, gracias a la acción en conjunto del drenaje radial y el drenaje vertical. En este caso, se utilizará la teoría de Carrillo (1942) que combina la solución de Barron (1948) y Terzaghi (1925) para estudiar la consolidación radial y consolidación vertical, respectivamente.

### 5.5.1. Determinación del tiempo de consolidación vertical del suelo blando saturado antes del tratamiento

En base a la teoría de Terzaghi (1925) se asume un drenaje vertical, el cual desprecia el flujo como la deformación lateral. La altura de drenaje a emplear será igual a la mitad del espesor del estrato blando, debido a las dos fronteras permeables definidas en el perfil geotécnico.

A continuación, a manera de ejemplo se muestra el cálculo del tiempo de consolidación para un grado de consolidación vertical igual a 30%, empleando la Ecuación 17; para ello se tuvo en cuenta la altura de drenaje y el coeficiente de consolidación vertical de la Tabla 6.

$$\text{Para } U_v = 30\% < 60\%, \quad T_v = \frac{\pi}{4} U_v^2$$

$$T_v = \frac{\pi}{4} \cdot 0.30^2 = 0.071$$

Al obtener el factor de tiempo vertical, se podrá obtener el tiempo de consolidación por medio de la Ecuación 14:

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$$

$$t = \frac{0.071 \cdot (500)^2}{0.003 \cdot 60 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 30}$$

$$t = 2 \text{ meses}$$

Se siguió este procedimiento para diferentes grados de consolidación, así se obtuvo la siguiente tabla:

**Tabla 11. Tiempos de consolidación considerando solo drenaje vertical.**

$U_v$ (%)	$T_v$	t (días)	t (meses)	t (años)
0	0	0	0	0
10	0.008	8	0	0.0
20	0.031	30	1	0.1
30	0.071	68	2	0.2
40	0.126	121	4	0.3
50	0.196	189	6	0.5
60	0.283	273	9	0.8
70	0.403	389	13	1.1
80	0.567	547	18	1.5
90	0.848	818	27	2.3
96	1.219	1176	39	3.3

Fuente propia, 2024.

### 5.5.2. Determinación del tiempo de consolidación vertical y radial del suelo blando saturado después del tratamiento

La teoría de Carrillo (1948) considera la acción en conjunto del drenaje radial y el drenaje vertical por medio de la Ecuación 19. Para ello, se define el grado de consolidación total ( $U_t$ ) en función de los grados de consolidación vertical ( $U_v$ ) y consolidación radial ( $U_r$ ).

$$U_t = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v)$$

Para determinar el tiempo de consolidación será necesario emplear la Ecuación 24 y Ecuación 25, teniendo en cuenta que en el apartado de malla de tratamiento se definió reforzar el terreno con una columna de grava cada 7 m<sup>2</sup>, de 0.80 m de diámetro.

$$n = \frac{D_e}{D_c}$$

$$n = \frac{3.05}{0.80} = 3.81$$

$$F(n) = \left[ \frac{n^2}{(n^2 - 1)} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right]$$

$$F(n) = \left[ \frac{3.81^2}{(3.81^2 - 1)} \cdot \ln(3.81) - \frac{3 \cdot 3.81^2 - 1}{4 \cdot 3.81^2} \right]$$

$$F(n) = 0.70$$

A manera de ejemplo se muestra el cálculo del grado de consolidación total y el asentamiento residual, para un tiempo de consolidación de 28 días; para ello se aplicó la altura de drenaje y el coeficiente de consolidación horizontal en la Ecuación 23.

$$T_r = \frac{C_h \cdot t}{D_e^2}$$

$$T_r = \frac{0.009 \cdot (28 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60)}{(305)^2}$$

$$T_r = 0.235$$

Al obtener el factor de tiempo radial, se podrá obtener el grado de consolidación radial por medio de la Ecuación 22:

$$U_r = 1 - \exp \left[ \frac{-8 \cdot T_r}{F(n)} \right]$$

$$U_r = 1 - \exp \left[ \frac{-8 \cdot 0.235}{0.70} \right]$$

$$U_r = 93.1\%$$

Por otro lado, se determina el factor de tiempo vertical empleando la Ecuación 14 y la Ecuación 20.

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$$

$$T_v = \frac{0.003 \cdot (28 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60)}{(500)^2}$$

$$T_v = 0.029$$

$$T_v = 0.029 < 0.2827, \quad U_v = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}}$$

$$U_v = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.029}{\pi}}$$

$$U_v = 19.2\%$$

Como resultado se obtiene el grado de consolidación total, aplicando la Ecuación 19:

$$U_t = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v)$$

$$U_t = 1 - (1 - 0.931)(1 - 0.192)$$

$$U_t = 94.4\%$$

De igual forma, se determinó la atenuación del asentamiento total del suelo tratado ( $S_a$ ) a los 28 días, logrando un asentamiento residual por debajo de los 2.5 cm.

Ecuación 86

$$\text{Asentamiento residual} = S_a \cdot (1 - 0.944)$$

$$\text{Asentamiento residual} = 42.22 \cdot (1 - 0.944) = 2.36 \text{ cm}$$

Del mismo modo, se siguió este procedimiento para diferentes tiempos de consolidación, así se obtuvo la siguiente tabla:

**Tabla 12. Tiempos de consolidación considerando drenaje radial y vertical.**

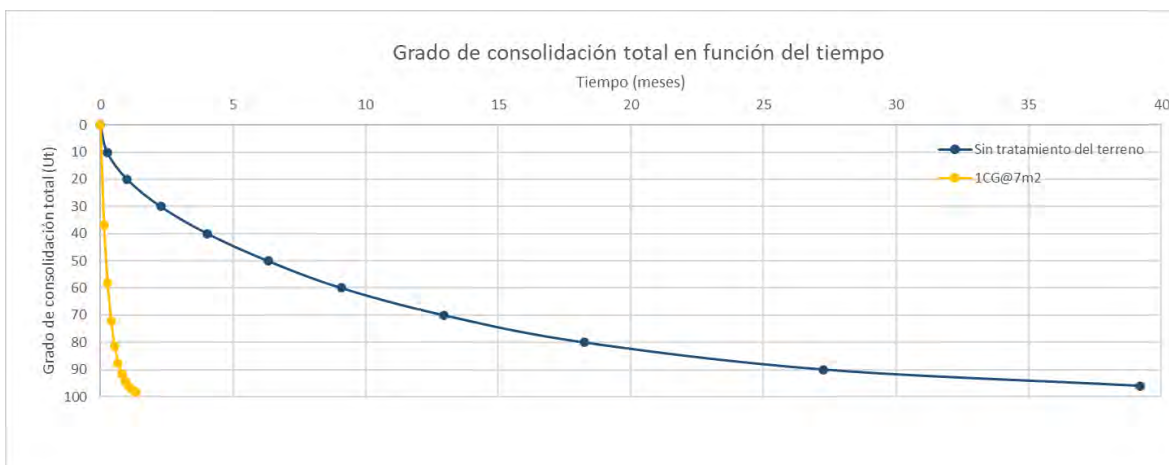
t (días)	t (s)	$T_r$	$U_r$ (%)	$T_v$	$U_v$ (%)	$U_t$ (%)	$\delta_U$ (cm)	$\delta_{residual}$ (cm)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	345600	0.034	31.7	0.004	7.3	36.7	15.5	26.7
8	691200	0.067	53.4	0.008	10.3	58.2	24.6	17.7
12	1036800	0.101	68.2	0.012	12.6	72.2	30.5	11.7
16	1382400	0.134	78.3	0.017	14.5	81.4	34.4	7.8
20	1728000	0.168	85.2	0.021	16.2	87.6	37.0	5.2
24	2073600	0.201	89.9	0.025	17.8	91.7	38.7	3.5
28	2419200	0.235	93.1	0.029	19.2	94.4	39.9	2.4
32	2764800	0.268	95.3	0.033	20.6	96.3	40.6	1.6
36	3110400	0.302	96.8	0.037	21.8	97.5	41.2	1.1
40	3456000	0.335	97.8	0.041	23.0	98.3	41.5	0.7

Fuente propia, 2024.

### 5.5.3. Comparación de los tiempos de consolidación del suelo blando saturado antes y después del tratamiento

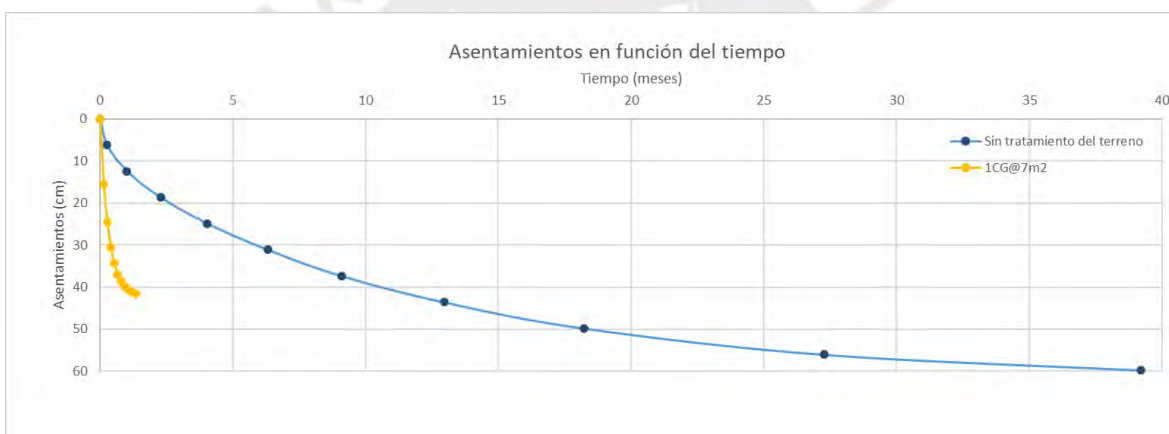
Como se observa en la Figura 49, el suelo blando sin tratamiento demorará alrededor de 39 meses en drenar al 96% de su grado de consolidación; en cambio, el suelo tratado al tener la inclusión de columnas de grava, desarrollará en conjunto el drenaje radial y vertical, haciendo posible la aceleración al 95% de su grado de consolidación, en 28 días.

**Figura 49. Grado de consolidación total en función del tiempo.**



**Fuente propia, 2024.**

**Figura 50. Asentamientos en función del tiempo.**



**Fuente propia, 2024.**

De acuerdo a la Figura 50, a los 28 días se obtiene un asentamiento producido de 39.86 cm; por lo tanto, el asentamiento residual sería de 2.4 cm, menor al asentamiento admisible de 2.5 cm, el cual será soportado sin ningún problema por el suelo tratado.

En tal sentido se comprueba que la inclusión de columnas de grava junto a la precarga producida por el peso del terraplén, aceleran de forma significativa el proceso de consolidación, lo que conlleva a la atenuación de los asentamientos totales antes de la disposición del firme en la coronación.

## CAPÍTULO 6: COMPARACIÓN ENTRE 4 PROPUESTAS DE MALLAS DE TRATAMIENTO DE COLUMNAS DE GRAVA

Esta sección tiene el propósito de presentar la efectividad que se puede alcanzar en los objetivos específicos, al cambiar la separación entre columnas de grava. En base al ejemplo aplicativo del capítulo 4, se plantea 4 propuestas de mallas de tratamiento de columnas de grava, los cuales seguirán el mismo procedimiento técnico establecido del capítulo 5. En tal sentido, en este capítulo se presentará los resultados de los objetivos específicos para cada malla de tratamiento, de tal forma que se pueda realizar una comparación entre ellas.

Para empezar, se definen las 4 propuestas de mallas de tratamiento en base a la recomendación de Oteo, quien indica que para suelos blandos bajo terraplenes se puede adoptar como alternativas: columnas de grava cada 5 m<sup>2</sup>, columnas de grava cada 6 m<sup>2</sup>, columnas de grava cada 7 m<sup>2</sup> o columnas de grava cada 8 m<sup>2</sup>.

En tal sentido, la Tabla 13 presenta la información del dimensionamiento de cada malla de tratamiento, las cuales han sido obtenidas a partir de establecer la separación (s) de eje a eje central entre columnas de grava y una distribución geométrica en tresbolillo.

**Tabla 13. Criterios de dimensionamiento para cada malla de tratamiento propuesto.**

Malla de tratamiento	1CG@5m <sup>2</sup>	1CG@6 m <sup>2</sup>	1CG@7 m <sup>2</sup>	1CG@8 m <sup>2</sup>
Separación de eje a eje central entre columnas de gravas (m)	2.40	2.70	2.90	3.10
Diámetro de la columna de grava $D_c$ (m)	0.80	0.80	0.80	0.80
Área de la columna de grava $A_c$ (m <sup>2</sup> )	0.50	0.50	0.50	0.50
Diámetro del área tributaria de la columna de grava $D_e$ (m)	2.52	2.84	3.05	3.26
Área tributaria de la columna $A$ (m <sup>2</sup> )	4.99	6.31	7.28	8.32

Fuente propia, 2024.

Como se aprecia, el diámetro de la columna de grava será un parámetro constante para cada malla de tratamiento, con la finalidad de comparar la efectividad que se alcanza en cada malla en función de que tan espaciadas están las columnas de grava.

### 6.1. Comparación entre criterios de dimensionamiento

Ahora bien, la relación entre el área de la columna de grava ( $A_c$ ) con el área tributaria de la columna de grava ( $A$ ), permite determinar la razón de sustitución ( $a_s$ ), el cual afecta directamente proporcional al módulo de deformación efectivo del suelo tratado; puesto que si la razón de sustitución se incrementa entonces el módulo de elasticidad del suelo tratado también aumenta. De esta manera, como la malla de 1 columna de grava cada 5 m<sup>2</sup> tiene mayor porcentaje de razón de sustitución (Tabla 14); por lo tanto, tendrá una mayor efectividad en el valor del módulo de elasticidad efectivo del suelo tratado (Tabla 15). Sin embargo, alcanzar razones de sustitución altos involucra que el tratamiento se vuelva más costoso, debido a la cercanía de columnas. Por este motivo Menard recomienda que la separación de columnas se encuentre condicionada a la estructura que se cimentará sobre el terreno y la razón de sustitución se limite entre 4% al 15%.

El factor de mejora ( $n_2$ ), se determinó en base al procedimiento llevado a cabo en la sección 5.2.2; en efecto, el asentamiento total del suelo tratado ( $S_a$ ) fue determinado como el cociente entre el asentamiento total del suelo blando ( $S_{na}$ ) y el factor de mejora ( $n_2$ ). En consecuencia, la inclusión de columnas de grava en el suelo blando produce una reducción del asentamiento total del 40%, 35%, 32% y 30%, según como están comparados las mallas de tratamiento en la Tabla 14. Por ende, la efectividad en la reducción de asentamientos decrece conforme las columnas de grava se disponen a mayor separación.

**Tabla 14. Parámetros del método de Priebe y reducción de asentamientos para cada malla de tratamiento propuesto.**

Malla de tratamiento	1CG@5m <sup>2</sup>	1CG@6 m <sup>2</sup>	1CG@7 m <sup>2</sup>	1CG@8 m <sup>2</sup>
Asentamiento total del suelo blando $S_{na}$ (cm)	62.27	62.27	62.27	62.27
Asentamiento total del suelo tratado $S_a$ (cm)	37.49	40.54	42.22	43.66
Razón de sustitución ( $a_s$ )	0.10	0.08	0.07	0.06

Malla de tratamiento	1CG@5m <sup>2</sup>	1CG@6 m <sup>2</sup>	1CG@7 m <sup>2</sup>	1CG@8 m <sup>2</sup>
Factor de mejora ( $n_0$ )	1.48	1.37	1.32	1.27
Factor de mejora ( $n_1$ )	1.45	1.35	1.31	1.27
Factor de mejora ( $n_2$ )	1.66	1.54	1.48	1.43
$S_a/S_{na}$	0.60	0.65	0.68	0.7
Factor de distribución de tensiones ( $n_T$ )	7.56	7.73	7.88	8.06
Factor de reparto de carga (m)	0.46	0.40	0.37	0.34

Fuente propia, 2024.

Con respecto al factor de reparto de carga (m), las tensiones transmitidas por el terraplén se concentran en las columnas de grava alrededor del 46%, 40%, 37% y 34% según como están comparados las mallas de tratamiento en la Tabla 14. Por lo tanto, mientras más separadas estén las columnas de grava, su capacidad de absorber las cargas decrece debido a que el área del suelo circundante a la columna empieza a superar el área de influencia.

## 6.2. Comparación entre los parámetros resistentes y módulo de deformación

Para conocer la efectividad de las mallas de tratamiento propuestas en función de los parámetros resistentes en estudio, es necesario consultar los parámetros geotécnicos de los materiales (Tabla 6), donde se puede contemplar los siguientes parámetros del suelo blando: ángulo de rozamiento efectivo igual a 15°, cohesión efectiva de 20 kPa y módulo de elasticidad efectivo igual a 4933 kPa.

Como se observa, el ángulo de rozamiento efectivo del suelo tratado en función al ángulo de rozamiento efectivo del suelo blando aumentó en 78%, 69%, 64% y 59%, según como están comparados las mallas de tratamiento en la Tabla 15; mientras que la cohesión efectiva del suelo tratado se redujo en un 46%, 40%, 37% y 34%, respectivamente. No cabe duda que estos cambios se producen por las características de la grava natural, material que se caracteriza por tener una considerable trabazón y fricción, pero un despreciable intercepto cohesivo. Por estas razones se concluye que a menor separación de las columnas de grava, el suelo tratado tendrá una mejor

efectividad de tomar los esfuerzos cortantes, gracias a un mayor incremento del ángulo de rozamiento efectivo; en efecto, se eleva la resistencia al corte del terreno y el factor de seguridad al deslizamiento, resultando lógico que ante la presencia de cualquier superficie de deslizamiento, esta deba atravesar todas las columnas de grava y el suelo circundante para producir la falla.

**Tabla 15. Parámetros resistentes y módulo de deformación para cada malla de tratamiento propuesto.**

Malla de tratamiento	1CG@5m <sup>2</sup>	1CG@6 m <sup>2</sup>	1CG@7 m <sup>2</sup>	1CG@8 m <sup>2</sup>
Ángulo de rozamiento efectivo del suelo no tratado ( $\phi'_s$ )	15.00	15.00	15.00	15.00
Ángulo de rozamiento efectivo del suelo tratado ( $\phi'_{eq}$ )	26.72	25.35	24.57	23.90
Cohesión efectiva $c'$ del suelo no tratado (kPa)	20.00	20.00	20.00	20.00
Cohesión efectiva del suelo tratado $c'_{eq}$ (kPa)	10.83	11.98	12.62	13.18
Módulo de elasticidad efectivo $E'_s$ del suelo no tratado (kPa)	4.93	4.93	4.93	4.93
Módulo de elasticidad efectivo del suelo tratado $E'_{eq}$ (kPa)	10.48	9.32	8.73	8.26

Fuente propia, 2024.

En el caso de la obtención del módulo de elasticidad efectivo para cada malla de tratamiento, se siguió el procedimiento llevado a cabo en la sección 5.4.1. De esta forma, el módulo de elasticidad efectivo del suelo tratado aumentó en un 113%, 89%, 77% y 67%, según como están comparados las mallas de tratamiento en la Tabla 15; evidentemente, si las columnas de grava están menos espaciadas, el área tributaria de la columna de grava se reduce (Tabla 13) provocando que la razón de sustitución aumente (Tabla 14). En tal sentido, como la razón de sustitución es directamente proporcional al módulo de elasticidad efectivo del suelo tratado, se concluye que a menor separación de las columnas de grava, el suelo tratado tendrá un mayor incremento de su parámetro elástico.

### 6.3. Comparación entre el mecanismo de rotura del terreno tratado

Si bien la inclusión de columnas de grava en el suelo blando conlleva a beneficios considerables en los parámetros geotécnicos del terreno, solo será posible su ocurrencia si la fundación es capaz de soportar el terraplén.

Por lo tanto, para conocer la efectividad de las mallas propuestas en función a la capacidad de rotura del terreno, se realizó una comparativa del factor de seguridad a corto plazo del terreno antes como después del tratamiento.

En primer lugar, se determinó la capacidad de carga del terreno sin tratamiento por medio de la teoría de Meyerhof, considerando que la situación más crítica en suelos blandos sometidos a cargas de terraplén corresponde en condiciones no drenadas. De esta manera, al comparar la capacidad de carga última del suelo blando con la presión actuante del terraplén, se obtuvo un factor de seguridad de 1.03, valor que se encuentra por debajo del rango típico de fundaciones sometidas a cargas de terraplén (1.1 a 1.5). De este modo, el terreno sin tratamiento fallará por corte.

Por este motivo, se reforzó el terreno con columnas de grava y se evaluó cuatro alternativas de malla de tratamiento, siguiendo el procedimiento de la sección 5.4.2. En efecto, el factor de seguridad del terreno tratado relacionado al mecanismo de rotura por abombamiento excesivo en la cabeza de las columnas aumentó en 47%, 37%, 31% y 25% con respecto al factor de seguridad del terreno sin tratamiento, considerando el orden de las mallas de tratamiento de la Tabla 16.

En conclusión, el terreno será capaz de soportar mayores alturas del terraplén siempre y cuando se disponga de columnas de grava menos espaciadas.

**Tabla 16. Factor de seguridad del mecanismo de rotura del terreno para cada malla de tratamiento propuesto.**

Malla de tratamiento	1CG@5m <sup>2</sup>	1CG@6 m <sup>2</sup>	1CG@7 m <sup>2</sup>	1CG@8 m <sup>2</sup>
FS corto plazo terreno no tratado	1.03	1.03	1.03	1.03
FS corto plazo terreno tratado	1.51	1.41	1.35	1.29

Fuente propia, 2024.

#### 6.4. Comparación entre el tiempo de consolidación

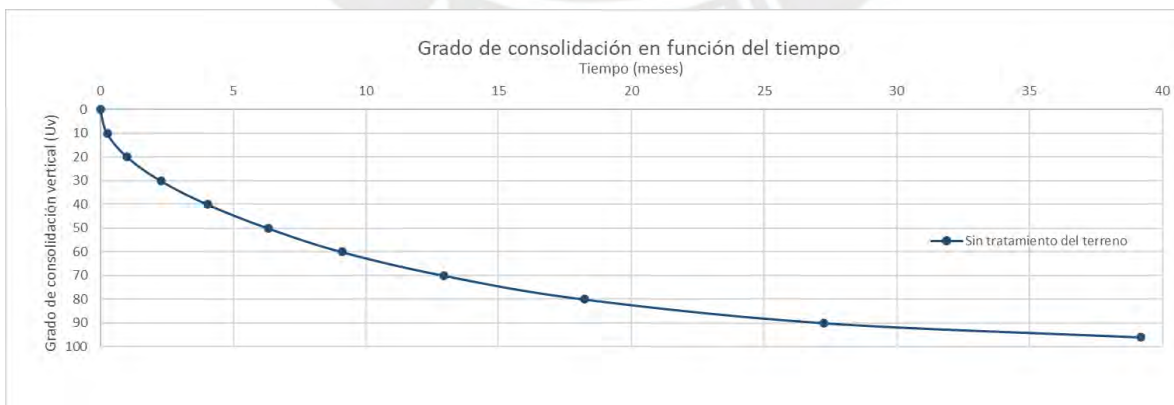
Como se observa en la Tabla 14, el asentamiento total del suelo tratado resulta excesivo para la disposición del pavimento en la corona del terraplén; por lo tanto, será necesario acelerar la consolidación para reducir los asentamientos hasta alcanzar un remanente menor a 2.5 cm.

La mitigación de los asentamientos se produce por la disipación del exceso de presión de poros, el cual se desarrolla porque al incluir las columnas de grava en el suelo blando se produce el drenaje radial, el cual dominará el proceso de consolidación gracias a que la trayectoria de flujo en dirección radial es más corta y su permeabilidad horizontal puede alcanzar hasta 15 veces el valor de la permeabilidad vertical. En otras palabras, las columnas de grava proporcionan un camino más corto para la evacuación del exceso de agua, cuando esta es empujada durante el proceso de precarga.

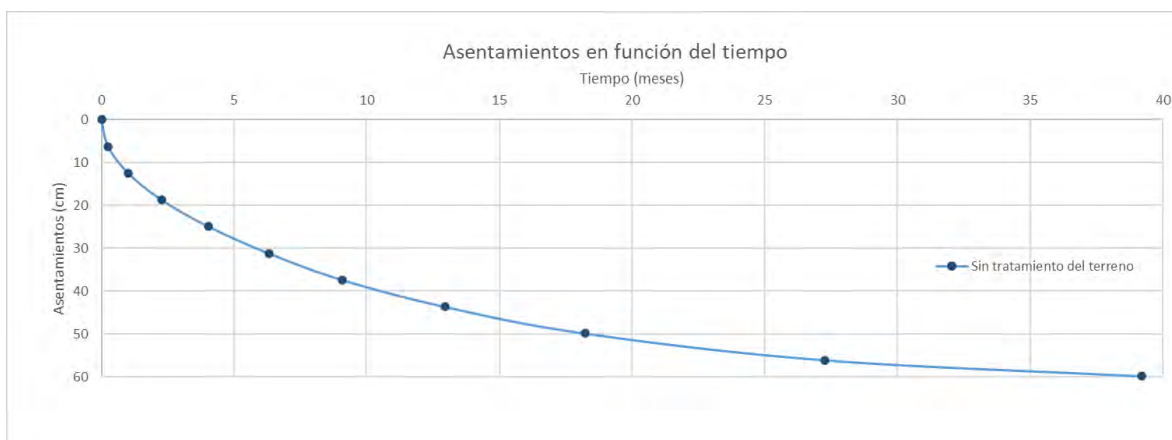
De esta manera, para cada malla de tratamiento propuesto se siguió el procedimiento de la sección 5.5.2, donde se plantea el caso de cimentar el terraplén sobre la inclusión de columnas de grava en el suelo blando, de tal forma que sea aplicable la teoría de Carrillo por tener al drenaje radial dominando el proceso de consolidación.

Por lo tanto, para evaluar la efectividad de cada malla de tratamiento se debe comparar con los resultados de un análisis del terreno sin ningún tratamiento. En efecto, la Tabla 11 muestra los tiempos obtenidos para diferentes grados de consolidación del suelo blando: de estos resultados se corrobora que el suelo blando sin tratamiento demorará alrededor de 39 meses en drenar al 96% de su grado de consolidación vertical (ver Figura 51 y Figura 52); en consecuencia los tiempos de consolidación son elevados siendo necesario realizar un tratamiento de terreno mediante columnas de grava.

**Figura 51. Grado de consolidación vertical en función del tiempo del suelo blando sin tratamiento**



Fuente propia, 2024.

**Figura 52. Asentamientos en función del tiempo del suelo blando sin tratamiento**

**Fuente propia, 2024.**

Por tal motivo, en la Tabla 17 se presenta los tiempos obtenidos para diferentes grados de consolidación total, para cada malla de tratamiento propuesto. A partir de estos valores se comprueba que la inclusión de columnas de grava en el suelo blando junto a la precarga producida por el peso del terraplén, aceleran el proceso de consolidación en periodos de tiempo razonables (días).

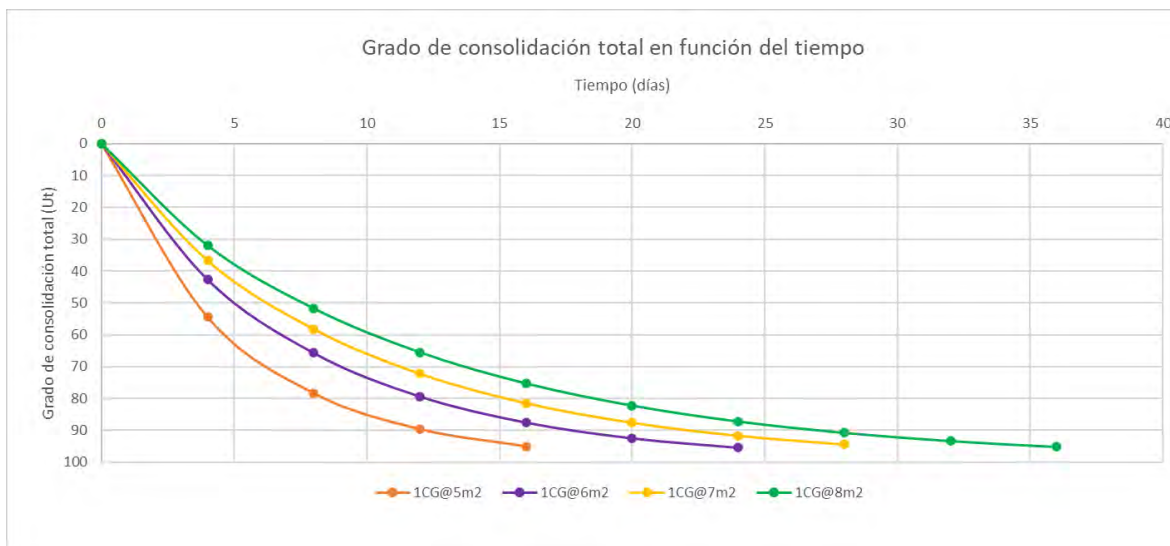
**Tabla 17. Tiempos obtenidos para diferentes grados de consolidación total en cada malla de tratamiento propuesto.**

Malla de tratamiento	1CG@5m <sup>2</sup>	1CG@6 m <sup>2</sup>	1CG@7 m <sup>2</sup>	1CG@8 m <sup>2</sup>
Tiempo (días)	Grado de consolidación total (%)			
0	0.00	0.00	0.00	0.00
4	54.45	42.64	36.69	31.96
8	78.35	65.67	58.19	51.69
12	89.64	79.31	72.19	65.47
16	95.02	87.49	81.44	75.22
20	----	92.41	87.58	82.19
24	----	95.39	91.68	87.17
28	----	----	94.42	90.75
32	----	----	----	93.32
36	----	----	----	95.18
40	----	----	----	----

**Fuente propia, 2024.**

La aceleración del proceso de consolidación se puede representar gráficamente por medio de la Figura 53:

**Figura 53. Comparación del grado de consolidación total en función del tiempo entre las 4 propuestas de mallas de tratamiento.**



Fuente propia, 2024.

Mientras que el suelo blando sin tratamiento demoraba alrededor de 39 meses en drenar al 96% de su grado de consolidación, se espera los siguientes tiempos de consolidación en el suelo tratado según la malla de tratamiento que se utilice: malla de 1 columna de grava cada 5 m<sup>2</sup>, a los 16 días de colocado la carga se mitiga el 95 % del asentamiento total del suelo tratado; malla de 1 columna de grava cada 6 m<sup>2</sup>, a los 24 días se produce más del 95% del asentamiento total del suelo tratado; malla de 1 columna de grava cada 7 m<sup>2</sup>, a los 28 días se desarrolla más del 94% del asentamiento total del suelo tratado y malla de 1 columna de grava cada 8 m<sup>2</sup>, a los 36 días se mitiga más del 95% del asentamiento total del suelo tratado.

En relación a la comparación anterior, ahora se presenta los asentamientos mitigados en función del tiempo, para cada malla de tratamiento propuesto (Tabla 18).

**Tabla 18. Asentamientos mitigados en función del tiempo para cada malla de tratamiento propuesto.**

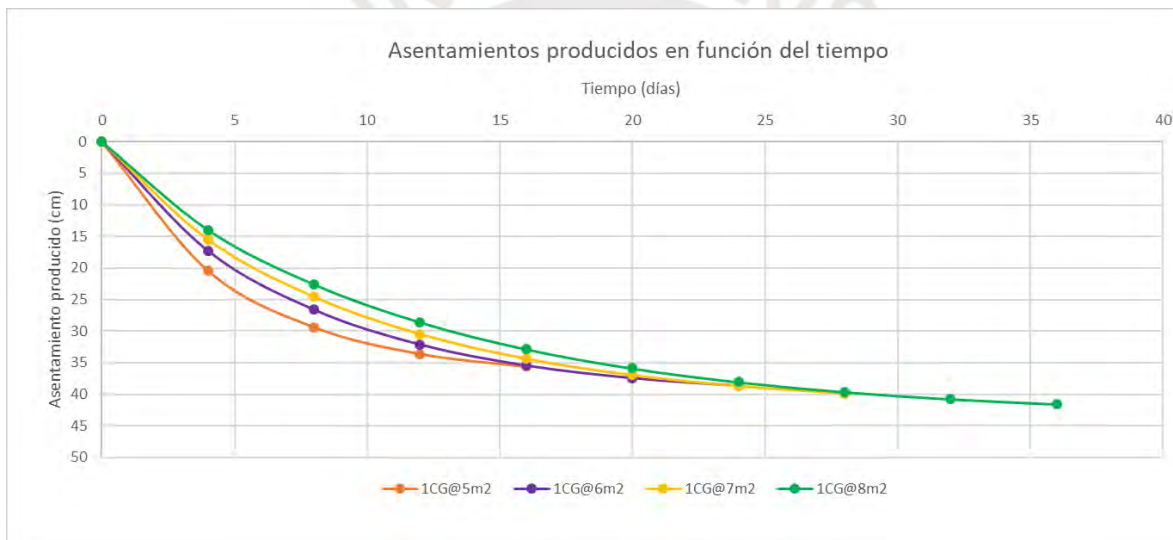
Malla de tratamiento	1CG@5m <sup>2</sup>	1CG@6 m <sup>2</sup>	1CG@7 m <sup>2</sup>	1CG@8 m <sup>2</sup>
Tiempo (días)	Asentamientos producidos (cm)			
0	0.00	0.00	0.00	0.00
4	20.41	17.29	15.49	13.95
8	29.37	26.62	24.57	22.57
12	33.60	32.15	30.48	28.59
16	35.62	35.47	34.38	32.85
20	----	37.47	36.98	35.89

Malla de tratamiento	1CG@5m <sup>2</sup>	1CG@6 m <sup>2</sup>	1CG@7 m <sup>2</sup>	1CG@8 m <sup>2</sup>
Tiempo (días)	Asentamientos producidos (cm)			
24	----	38.67	38.71	38.06
28	----	----	39.86	39.62
32	----	----	----	40.75
36	----	----	----	41.56
40	----	----	----	----

Fuente propia, 2024.

Asimismo, los asentamientos mitigados en función del tiempo de la Tabla 18, se presentan de forma gráfica en la Figura 54.

**Figura 54. Comparación de la atenuación de asentamientos en función del tiempo entre las 4 propuestas de mallas de tratamiento.**



Fuente propia, 2024.

De esta manera, teniendo en cuenta el asentamiento total del suelo tratado (Tabla 14) y los asentamientos producidos para cada malla de tratamiento (Tabla 18), se obtienen los siguientes tiempos para alcanzar un asentamiento residual menor igual a 2.5 cm: malla de 1 columna de grava cada 5 m<sup>2</sup>, 16 días; malla de 1 columna de grava cada 6 m<sup>2</sup>, 24 días; malla de 1 columna de grava cada 7 m<sup>2</sup>, 28 días y malla de 1 columna de grava cada 8 m<sup>2</sup>, 36 días. En conclusión, a menor separación de las columnas de grava, el tratamiento será más efectivo porque mitigará los asentamientos totales hasta alcanzar el asentamiento residual establecido en menor tiempo.

## CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES

De acuerdo con la organización de la tesis, la discusión de resultados se ha ido desarrollando a lo largo del capítulo 5 y el capítulo 6, de tal manera que el lector mantenga el interés de seguir conociendo los beneficios que pueden alcanzarse con el tratamiento de columnas de grava. Por un lado, el capítulo 5 estuvo enfocado a detallar el procedimiento que se debe seguir para diseñar una malla de tratamiento de columnas de grava; mientras que el capítulo 6 recopiló los resultados de 4 alternativas de mallas de tratamiento, que se diseñaron siguiendo la metodología sustentada en el capítulo 5, los cuales fueron comparados con respecto al terreno sin tratamiento y a la separación entre columnas de grava. Por lo tanto, se presenta las conclusiones más relevantes en función de los objetivos específicos:

### **Objetivo específico 1: Reducción de asentamientos del terreno**

- La efectividad en la reducción de los asentamientos del terreno se logra a partir de la estimación del asentamiento total que se puede desarrollar en el suelo tratado y su mitigación en el tiempo, hasta alcanzar un asentamiento tolerable. Por lo tanto, se concluye que la efectividad en la reducción de asentamientos decrece conforme las columnas de grava se disponen a mayor separación, debido a que habrá una menor reducción del asentamiento total del suelo tratado siendo necesario que la mitigación de asentamientos tarde más tiempo hasta alcanzar el valor tolerable.

### **Objetivo específico 2: Mejora de la resistencia al corte del terreno**

- Evidentemente a menor separación de las columnas de grava, el suelo tratado obtendrá un mayor incremento de su ángulo de rozamiento efectivo, a coste de una mayor reducción de su cohesión efectiva, dado que la grava natural se caracteriza por tener un considerable trabazón y fricción, pero un despreciable intercepto cohesivo.
- El incremento del ángulo de rozamiento efectivo genera que el suelo tratado tenga una mejor capacidad de tomar los esfuerzos cortantes, gracias a que el ángulo que produce el plano de falla de corte adopta un mayor valor; es decir, el estado de esfuerzos que se presentaba en el plano de falla del suelo blando, ahora representaría un punto por debajo de la envolvente de falla del suelo tratado, representando una condición estable del suelo.
- En conclusión, a menor separación de las columnas de grava se eleva la resistencia al corte del terreno y el factor de seguridad al deslizamiento; lo cual significa que ante la presencia de cualquier superficie de deslizamiento, esta deba atravesar el conjunto de columnas de grava y el suelo circundante para producir la falla.

### **Objetivo específico 3: Mecanismo de rotura e incremento del módulo de deformación del terreno**

- Si bien al cimentar terraplenes sobre suelos blandos se produce un mecanismo de rotura por corte; por medio de esta tesis, se ha comprobado que reforzar el terreno con columnas de grava menos espaciadas, permite cimentar terraplenes de mayor altura. Sin embargo, es necesario respetar la recomendación de Oteo para suelos blandos bajo terraplenes, de disponer como mínimo columnas de grava cada  $5 \text{ m}^2$  o como máximo columnas de grava cada  $8 \text{ m}^2$ , debido a que una menor separación encarece el tratamiento y una mayor separación ocasiona la rotura por abombamiento en la cabeza de las columnas.
- El factor de reparto de carga es directamente proporcional a la razón de sustitución; por tal motivo, en terrenos reforzados con columnas de grava largas menos espaciadas, se reduce la probabilidad de la rotura por abombamiento y se disipa más del 50% de la solicitación aplicada en las columnas de grava. Mientras tanto, a mayor separación de las columnas de grava, aumenta la probabilidad de la rotura por abombamiento debido a que se disipa menos del 50% de la solicitación en las columnas de grava, siendo más incidente la participación del suelo circundante.
- El módulo de deformación del suelo tratado es directamente proporcional a la razón de sustitución; por lo tanto, a menor separación de las columnas de grava, el área tributaria de la columna se reduce, lo que provoca el aumento de la razón de sustitución y del módulo de deformación.

### **Objetivo específico 4: Grado de mejora del suelo blando saturado en función del tiempo de consolidación**

- La disposición de columnas de grava en el terreno cada  $5 \text{ m}^2$  o cada  $8 \text{ m}^2$ , en conjunto con la precarga producida por el peso del terraplén, permiten alcanzar el 95% del grado de consolidación alrededor de 16 a 36 días, en comparación con los 39 meses que tardaría el terreno sin tratamiento; de esta manera, el asentamiento tolerable de 2.5 cm se lograría en periodos de tiempo razonables (días), antes de la puesta en servicio de la corona del terraplén.

Como recomendación se podría pensar en utilizar mallas de columnas de grava a menor separación, debido a su mayor efectividad en los resultados obtenidos en cada objetivo específico; sin embargo, la disposición de columnas de grava más adecuada será la que considere la tipología de la estructura a cimentar y el objetivo específico que se quiera evaluar; debido a que la falta de consideración de estas premisas puede encarecer el mejoramiento del terreno.

## CAPÍTULO 8: BIBLIOGRAFÍA

Barron, R. (1948). Consolidation of fine-grained soils by drain wells. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 113(1), 718-742.

Bielza, A. (1999). *Manual de técnicas de tratamiento del terreno: Columnas de grava*. Madrid: Gráficas Arias Montano S.A.

Carrillo, N. (1942). Simple two and three dimensional cases in the theory of consolidation of soils. *Journal of Mathematical Physics*, 21(1), 1-5.

Das, B. (2015). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones: cuarta edición*. Ciudad de México: Cengage Learning.

Das, B. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones: séptima edición*. Ciudad de México: Cengage Learning.

Dirección General de Carreteras. (2009). *Guía de cimentaciones en obras de carretera*. Ministerio de Transportes y Movilidad Sostenible. Serie Monografías.

Han, Jie. (2015). *Principles and practice of ground improvement*. New Jersey: John Wiley & Sons.

Holtz, R., & Kovacs, W. (1981). *An introduction to geotechnical engineering*. New Jersey: Prentice Hall.

Hughes, J., & Withers, N. (1974). Reirforcing of soft cohesive soil with stone columns. *Ground Engineering*, 7(3), 42-49.

Ingeoexpert. (2016). *Técnicas de mejora del terreno*. Recuperado de <https://ingeoexpert.com/cursos/curso-de-tecnicas-de-mejora-del-terreno/>

Lambe, W., & Whitman, R. (2004). *Mecánica de suelos*. Traducción del libro "Soil mechanics". Colaborador en la traducción Jiménez Salas y José Rodríguez. Ciudad de México: Limusa.

Landucci, F. (2009). *Análisis comparativo de metodologías de cálculo de columnas de grava*. (Máster en mecánica de suelos e ingeniería geotécnica publicada). CEDEX, Madrid, España.

Menard. (2015). *Manual de dimensionado y ejecución: Tratamiento de mejora y/o refuerzo del terreno mediante columnas de mortero o módulo controlado*. Madrid: Menard.

Menard. (2016). Manual de dimensionado y ejecución: Tratamiento de mejora y/o refuerzo del terreno mediante columnas de grava. Madrid: Menard.

Mitchell, K. (1981). Soil Improvement State of the Art Report. 10 International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Conferencia llevada a cabo por la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos y Ingeniería Geotécnica, Estocolmo.

Ortuño, L. (2003). Vibroflotación. Columnas de grava. Jornada sobre mejora del terreno de cimentación. Conferencia llevada a cabo por Uriel y Asociados, Madrid.

Oteo, C. (2004). Tratamientos del terreno I y II. Jornada sobre tratamientos del terreno. Conferencia llevada a cabo por Carlos Oteo Mazo, La Coruña.

Oteo, C., & Oteo, J. (2012). Innovaciones recientes en el campo de la mejora y refuerzo del terreno. Ciencia y Técnica de la Ingeniería Civil. Revista de Obras Públicas, 159 (3.534), 19-32.

Priebe, H. (1976). Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. Die Bautechnik, 53 (5), 160-162.

Priebe, H. (1978). Abschätzung des Scherwiderstandes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes, Die Bautechnik, 55 (9), 281-284.

Priebe, H. (1995). The Design of vibro replacement. Hamburgo: Ground Engineering.

Rosas, J. (2006). Columnas de mortero con desplazamiento. Sexta jornada sobre técnicas de mejora del terreno. Conferencia llevada a cabo por la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) y la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y Subsuelo (AETESS), Madrid.

Sagaseta, C., Castro J., Da Costa A., & Cañizal J. (2016). Modelización de columnas de grava. Decimo Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica. Conferencia llevada a cabo por la Sociedad Española de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, La Coruña.

Sfriso, A., & Fernández, J. (2012). Mecánica de Suelos y Geología: Mejoramiento del terreno. Buenos Aires: Universidad de Buenos Aires.

Structuralia. (2024). Tratamientos de mejora del terreno: diseño, ejecución y control. Recuperado de <https://typsa.aulapharos.com/course/index.php?categoryid=13&browse=courses&perpage=24&page=1>

Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage*. Vienna: Franz Deuticke.

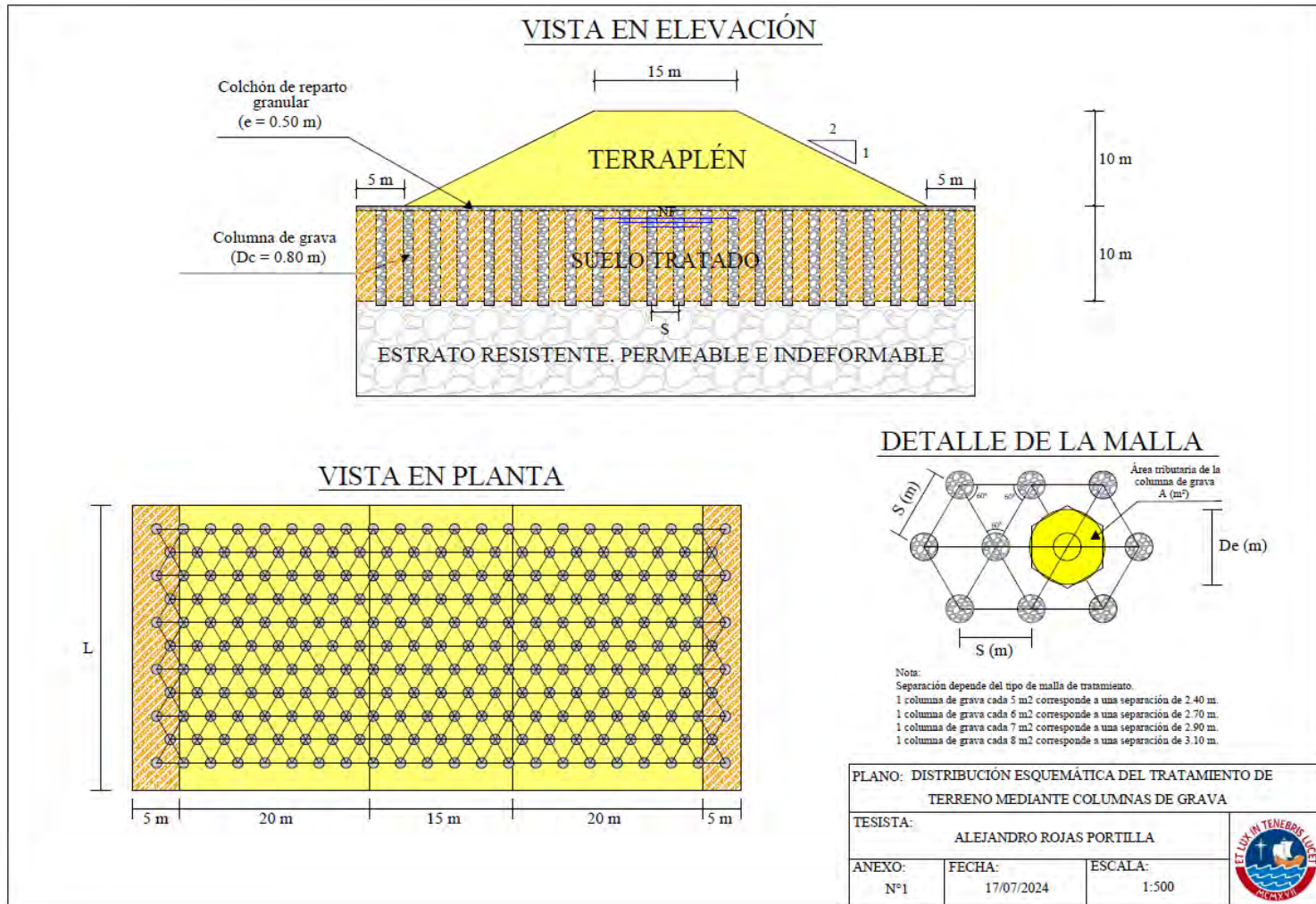
Uriel, A. (1985). *Mejora del terreno por medios dinámicos. Curso sobre pavimentos y rellenos portuarios*. Puerto Autónomo de Valencia.

Zegarra, J. (2016). *Mecánica de Suelos: Capítulo 5 – Teoría de consolidación y cálculo de asentamientos*. Lima.



# ANEXOS

## Anexo 1: Plano de detalles y disposiciones constructivas de la malla de tratamiento según separación de columnas de grava



Anexo 2: Hoja de cálculo de reducción de asentamientos correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 5 m<sup>2</sup>

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS POR EL MODELO EDMÉTRICO Y ELÁSTICO

SUELO BLANDO	
$\gamma_s$ (KN/m <sup>3</sup> )	18
$E_v$ (Mpa)	5.55
$h$ (cm)	100
$C_c$	0.185
$C_r$	0.04
IPC (Kpa)	131.6

MATERIAL DEL TERRAPLÉN	
$\gamma_T$ (KN/m <sup>3</sup> )	20
H (m)	10
S1 (m)	7.5
S2 (m)	20

Prof (m)	$\sigma'_o$ (Kpa)	$\alpha_1$ (rad)	$\alpha_2$ (rad)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	$\sigma'_o + \Delta\sigma$ (Kpa)	Relación de vacíos ( $e_0$ )	$\sigma'_p$ (Kpa)	OCR	$\Delta e$			$\delta_c$ (cm)	$\delta_{el}$ (cm)
									$\sigma'_o \geq \sigma'_p$	$\sigma'_o + \Delta\sigma \leq \sigma'_p$	$\sigma'_o + \Delta\sigma > \sigma'_p$		
1	8.000	0.096	1.438	199.965	207.965	0.935	139.600	17.450	-	-	0.082	4.222	3.603
2	16.000	0.188	1.310	199.733	215.733	0.925	147.600	9.225	-	-	0.069	3.589	3.599
3	24.000	0.272	1.190	199.144	223.144	0.918	155.600	6.483	-	-	0.061	3.203	3.588
4	32.000	0.346	1.081	198.106	230.106	0.912	163.600	5.113	-	-	0.056	2.916	3.569
5	40.000	0.408	0.983	196.588	236.588	0.903	171.600	4.290	-	-	0.051	2.685	3.542
6	48.000	0.460	0.896	194.609	242.609	0.900	179.600	3.742	-	-	0.047	2.478	3.506
7	56.000	0.502	0.820	192.218	248.218	0.894	187.600	3.350	-	-	0.043	2.297	3.463
8	64.000	0.535	0.753	189.478	253.478	0.889	195.600	3.056	-	-	0.040	2.130	3.414
9	72.000	0.560	0.695	186.456	258.456	0.884	203.600	2.828	-	-	0.037	1.976	3.360
10	80.000	0.579	0.644	183.216	263.216	0.880	211.600	2.645	-	-	0.034	1.832	3.301
												<b>27.328</b>	<b>34.946</b>

$\sigma'_o \geq \sigma'_p:$   

$$\Delta h = \frac{h}{1+e} C_c \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_o}$$

$\sigma'_o + \Delta\sigma \leq \sigma'_p:$   

$$\Delta h = \frac{h}{1+e} \left( C_r \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_o} \right)$$

$\sigma'_o + \Delta\sigma > \sigma'_p:$   

$$\Delta h = \frac{h}{1+e} \left( C_r \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} + C_c \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right)$$

REDUCCIÓN DE ASENTAMIENTOS POR EL MÉTODO DE PRIEBE

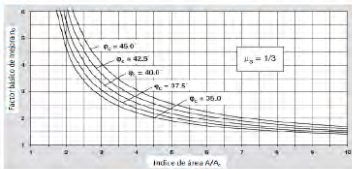
$\delta_{gr}$  (cm) 62.27       $\delta_c$  (cm) 37.49

FACTOR DE MEJORA BÁSICO 0

DATOS DE ENTRADA	
Dc (m)	0.30
S (m)	2.40
De (m)	2.52
$\bar{Q}_c$ (t)	38

RESULTADOS	
$A_c$ (m <sup>2</sup> )	0.50
A (m <sup>2</sup> )	4.99
$\alpha_p$	0.10
$A/A_c$	9.92



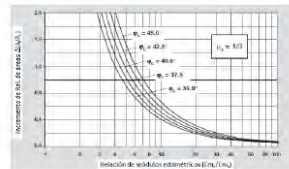
$H_0$  1.48

FACTOR DE MEJORA SUBÍNDICE 1

DATOS DE ENTRADA	
$V'_c$	0.33
$V'_s$	0.33
$E'_s$ (Mpa)	4.9
$E'_c$ (Mpa)	60

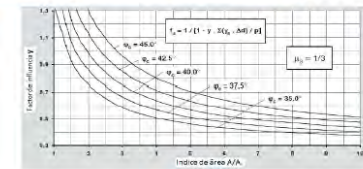
RESULTADOS	
$E_{max}$ (Mpa)	90
$E_{min}$ (Mpa)	7.4
$E_{max}/E_{min}$	12.2
$\Delta(A/A_c)$	0.45
$A/A_c$	10.37
$A_c/A$	0.096



$H_1$  1.45

FACTOR DE MEJORA SUBÍNDICE 2

DATOS DE ENTRADA	
$\bar{d}$ (m)	10
p (kN/m <sup>2</sup> )	200
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	18
$\gamma_T$ (kN/m <sup>3</sup> )	21
$K_{sc}$	0.38
$K_{sc}$	0.24
$w_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	80
$w_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	110
$f$ ( $v_s, A_c/A$ )	1.40
$p_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	784.79



$H_2$  1.66  
 $H_{max}$  2.13

Anexo 3: Hoja de cálculo de resistencia al corte del terreno, módulo de deformación y mecanismo de rotura correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 5 m<sup>2</sup>

**MEJORA DE PARÁMETROS RESISTENTES Y ELÁSTICOS DEL TERRENO**

**PARÁMETROS RESISTENTES**

SUELO BLANDO	
$\phi$ (°)	12
$\phi_{ult}$ (°)	38
$c$ (Kpa)	20

SUELO TRATADO	
$m$	0.46
$\phi_{ult}$ (°)	26.72
$N_{q1}$ (Kpa)	10.81

**PARÁMETROS ELÁSTICOS**

SUELO BLANDO	
$\nu$	0.10
$E$ (Mpa)	4.93
$E_c$ (Mpa)	60

SUELO TRATADO	
$E_{eq}$ (Mpa)	10.48



**CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS BLANDOS ANTES Y DESPUÉS DEL MEJORAMIENTO CON COLUMNAS DE GRAVA**

**CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DEL SUELO BLANDO MEDIANTE TEORÍA DE LA CAPACIDAD DE CARGA (MEYERHOF, 1963)**

**7.3.2 Preloading**

**Allowable Load** Preloading has been mostly used to improve soft soils, which are often normally or underconsolidated. These soils, when subjected to fill loading, are most critical under an undrained condition than under a drained condition. Therefore, the ultimate bearing capacity of the soft foundation under an undrained condition is often used to estimate the allowable pressure for preloading:

$$p = \frac{q_{ult}}{FS} = \frac{N_c c_u}{FS} \quad (7.27)$$

where  $p$  = allowable pressure for preloading;  
 $q_{ult}$  = ultimate bearing capacity;  
 $N_c$  = bearing capacity factor (5.14 for uniform soft soil);  
 $c_u$  = undrained shear strength of soft soil;  
 $FS$  = factor of safety typically ranging from 1.1 to 1.51

$$q_d = c N_c s_c i_c + \gamma_1 D_f N_q i_q + 0.5 \gamma_2 B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Los suelos blandos cuando se someten a una precarga son más críticos en condiciones no drenadas; por lo tanto, la capacidad de carga última del suelo blando mediante la teoría de Meyerhof se reduce a la siguiente ecuación:

$c_u$ (Kpa)	40
$N_c$	5.14
$q_{ult}$ (Kpa)	205.80

$$q_{ult} = N_c \cdot C_u$$

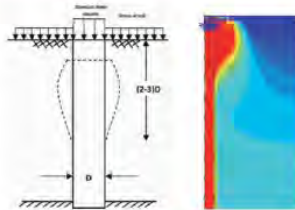
De esta manera, en función de la capacidad de carga última del suelo blando y la presión actual ejercida por el terraplén, el factor de seguridad frente a la falla por corte será:

$q_{ult}$ (Kpa)	205.80
$\sigma_z$ (Kpa)	200
$FS$	1.03

$$FS = \frac{q_{ult}}{\sigma_z}$$

Conclusión: El suelo blando no puede soportar el terraplén de 10m, es necesario reforzar el terreno.

**ROTURA POR ABOBAMIENTO (BULGING) DE COLUMNAS DE GRAVA (HOGUES & WITHERS, 1974)**



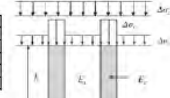
Rotura por expansión lateral producida por el abombamiento excesivo de la columna, representativo en columnas de grava que superan una longitud mayor a 3 veces su diámetro. Este mecanismo de rotura es habitual en terrenos de bajo confinamiento lateral, susceptibles a que se supere su máxima resistencia pasiva horizontal.

$$q_b = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) (4c_u + \sigma'_v)$$

Para verificar este mecanismo de rotura, primero se debe calcular la presión actual que soporta la columna de grava. Para ello se emplea el principio de concentración de tensiones, el cual permite determinar la presión que se transmite a las columnas de grava por medio de la diferencia de rigidez de los materiales.

$$n_T = \frac{\sigma_C}{\sigma_s}$$

$n_c$	7.58
$n_s$	0.60
$n_T$	4.53
$\sigma'_v$ (Kpa)	200.00
$\sigma_C$ (Kpa)	120.40
$\sigma_s$ (Kpa)	940.27



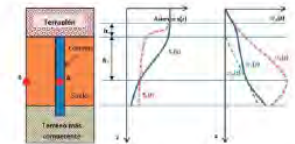
Luego de obtener la presión actual en la columna de grava, se determina la presión límite de rotura por abombamiento, el cual considerará que el coeficiente de presión de tierras es inicialmente igual a 1 (suelo se desplaza durante la ejecución de las columnas de grava).

$\sigma_{ult}$ (Kpa)	20.60
$\sigma_{ult}$ (Kpa)	120.40
$\sigma_{ult}$ (Kpa)	17
$\sigma'_v$ (Kpa)	168.00
$q_b$ (Kpa)	1378.81

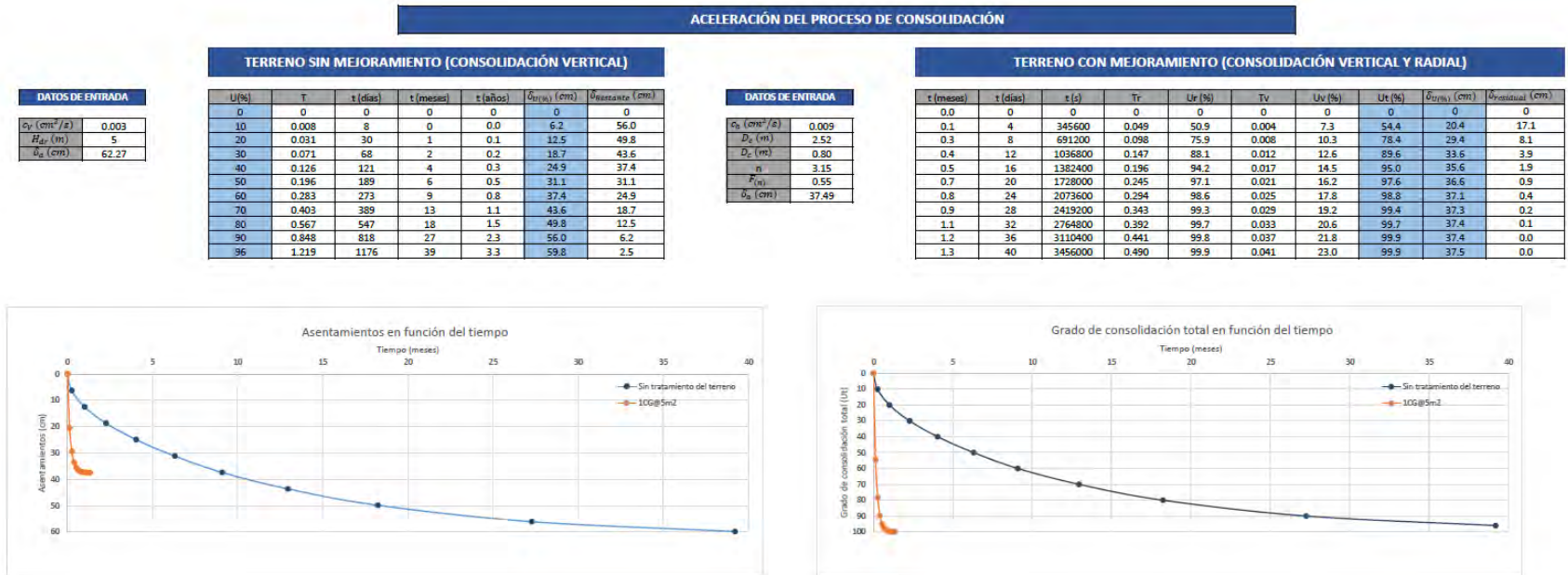
De esta manera, en función de la presión límite de rotura por abombamiento y la presión actual ejercida por el terraplén, el factor de seguridad frente a la falla por abombamiento excesivo de la columna será:

$q_b$ (Kpa)	1378.81
$\sigma'_v$ (Kpa)	940.27
$FS$	1.51

Conclusión: El suelo blando reforzado con columnas de grava puede soportar el terraplén de 10m.



Anexo 4: Hoja de cálculo de aceleración de la consolidación correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 5 m<sup>2</sup>



Anexo 5: Hoja de cálculo de reducción de asentamientos correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 6 m<sup>2</sup>

SUELO BLANDO	
$\gamma_s$ (KN/m <sup>3</sup> )	18
$E_0$ (Mpa)	5.55
h (cm)	100
$C_c$	0.185
$C_r$	0.04
IPC (Kpa)	131.6
MATERIAL DEL TERRAPLÉN	
$\gamma_r$ (KN/m <sup>3</sup> )	20
H (m)	10
B1 (m)	7.5
B2 (m)	20

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS POR EL MODELO EDMÉTRICO Y ELÁSTICO

Prof (m)	$\sigma'_0$ (Kpa)	$a_1$ (rad)	$a_2$ (rad)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	$\sigma'_0 + \Delta\sigma$ (Kpa)	Relación de vacíos ( $e_0$ )	$\sigma'_p$ (Kpa)	OCR	$\Delta e$			$\delta_c$ (cm)	$\delta_q$ (cm)
									$\sigma'_0 \geq \sigma'_p$	$\sigma'_0 + \Delta\sigma \leq \sigma'_p$	$\sigma'_0 + \Delta\sigma > \sigma'_p$		
1	8.000	0.096	1.438	199.965	207.965	0.935	139.600	17.450	-	-	0.082	4.222	3.603
2	16.000	0.188	1.310	199.733	215.733	0.925	147.600	9.225	-	-	0.069	3.589	3.599
3	24.000	0.272	1.190	199.444	223.444	0.918	155.600	6.483	-	-	0.061	3.203	3.588
4	32.000	0.346	1.081	198.106	230.106	0.912	163.600	5.113	-	-	0.056	2.916	3.569
5	40.000	0.408	0.983	196.588	236.588	0.903	171.600	4.290	-	-	0.051	2.685	3.542
6	48.000	0.460	0.896	194.909	242.609	0.900	179.600	3.742	-	-	0.047	2.478	3.506
7	56.000	0.502	0.820	192.218	248.218	0.894	187.600	3.350	-	-	0.043	2.297	3.463
8	64.000	0.535	0.753	189.478	253.478	0.889	195.600	3.056	-	-	0.040	2.130	3.414
9	72.000	0.560	0.695	186.456	258.456	0.884	203.600	2.828	-	-	0.037	1.976	3.360
10	80.000	0.579	0.644	183.216	263.216	0.880	211.600	2.645	-	-	0.034	1.832	3.301
											27.328	34.946	

$$\sigma'_0 \geq \sigma'_p:$$

$$\Delta h = \frac{h}{1+e} C_c \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_0}$$

$$\sigma'_0 + \Delta\sigma \leq \sigma'_p:$$

$$\Delta h = \frac{h}{1+e} \left( C_r \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right)$$

$$\sigma'_0 + \Delta\sigma > \sigma'_p:$$

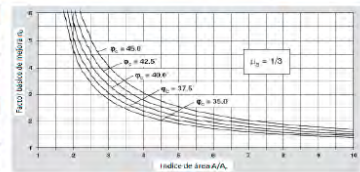
$$\Delta h = \frac{h}{1+e} \left( C_r \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} + C_c \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right)$$

REDUCCIÓN DE ASENTAMIENTOS POR EL MÉTODO DE PRIEBE

$\delta_{0a}$  (cm) 62.27       $\delta_{0c}$  (cm) 40.54

FACTOR DE MEJORA BÁSICO 0

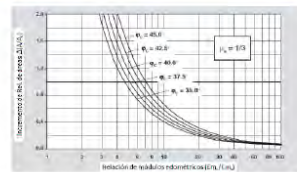
DATOS DE ENTRADA	
Dc (m)	0.80
S (m)	2.70
De (m)	2.84
$\sigma'_{vc}$ (°)	38
RESULTADOS	
Ac (m <sup>2</sup> )	0.50
A (m <sup>2</sup> )	6.31
$\alpha_c$	0.08
$A/A_c$	12.56



$n_0$  1.37

FACTOR DE MEJORA SUBÍNDICE 1

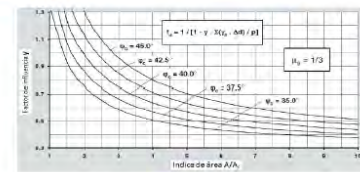
DATOS DE ENTRADA	
$\sigma'_p$	0.33
$E'_c$ (Mpa)	4.9
$E_c$ (Mpa)	60
RESULTADOS	
$E_{mc}$ (Mpa)	90
$E_{mp}$ (Mpa)	7.4
$E_{mc}/E_{mp}$	12.2
$\Delta(A/A_c)$	0.45
$\hat{A}/A_c$	13.01
$A_c/A$	0.077



$n_1$  1.35

FACTOR DE MEJORA SUBÍNDICE 2

DATOS DE ENTRADA	
ad (m)	10
p (kN/m <sup>2</sup> )	200
$\gamma_2$ (kN/m <sup>3</sup> )	18
$\gamma_1$ (kN/m <sup>3</sup> )	21
$K_{ac}$	0.38
$K_{ac}$	0.24
$W_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	80
$W_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	110
$f(v_c, A_c/A)$	1.50
$p_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	827.89
RESULTADOS	
$I_d$	1.13



$n_2$  1.54  
 $n_{max}$  1.89

Anexo 6: Hoja de cálculo de resistencia al corte del terreno, módulo de deformación y mecanismo de rotura correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 6 m<sup>2</sup>

**MEJORA DE PARÁMETROS RESISTENTES Y ELÁSTICOS DEL TERRENO**

**PARÁMETROS RESISTENTES**

<b>SUELO BLANDO</b>	
$\phi$ (°)	15
$\phi'$ (°)	30
$c$ (Kpa)	20
<b>SUELO TRATADO</b>	
$m$	0.40
$\phi'_{tr}$ (°)	25.35
$c_{tr}$ (Kpa)	11.95

**PARÁMETROS ELÁSTICOS**

<b>DATOS DE ENTRADA</b>	
$v_u$	0.05
$E_s$ (Mpa)	4.93
$E_r$ (Mpa)	60
<b>RESULTADOS</b>	
$E_{tr}$ (Mpa)	8.32

**CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS BLANDOS ANTES Y DESPUÉS DEL MEJORAMIENTO CON COLUMNAS DE GRAVA**

CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DEL SUELO BLANDO MEDIANTE TEORÍA DE LA CAPACIDAD DE CARGA - MEYERHOF (1952)

7.3.2 Preloading

**Allowable Load** Preloading has been mostly used to improve soft soils, which are often normally or underconsolidated. These soils, when subjected to fill loading, are more critical under an undrained condition than under a drained condition. Therefore, the ultimate bearing capacity of the soft foundation under an undrained condition is often used to estimate the allowable pressure for preloading:

$$p = \frac{q_{ult}}{FS} = \frac{N_c c_u}{FS} \quad (7.27)$$

- where  $p$  = allowable pressure (or preloading)
- $q_{ult}$  = ultimate bearing capacity
- $N_c$  = bearing capacity factor (5.14 for uniform soil soil)
- $c_u$  = undrained shear strength of soil
- FS = factor of safety (typically ranging from 1.1 to 1.5)

$$q_{ult} = c N_c s_c i_c + \gamma_1 D_f N_q i_q + 0.5 \gamma_2 B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Los suelos blandos cuando se someten a una pre carga son más críticos en condiciones no drenadas; por lo tanto, la capacidad de carga última del suelo blando mediante la teoría de Meyerhof se reduce a la siguiente ecuación:

$c_u$ (Kpa)	40
$N_c$	5.14
$q_{ult}$ (Kpa)	205.60

$$q_{ult} = N_c \cdot c_u$$

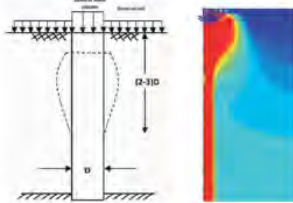
De esta manera, en función de la capacidad de carga última del suelo blando y la presión actuante ejercida por el terraplén, el factor de seguridad frente a la falla por corte será:

$q_{ult}$ (Kpa)	205.60
$\sigma_z$ (Kpa)	200
FS	1.03

$$FS = \frac{q_{ult}}{\sigma_z}$$

Conclusión: El suelo blando no puede soportar el terraplén de 10m, es necesario reforzar el terreno.

ROTURA POR ABOBAMIENTO (BULGING) DE COLUMNAS DE GRAVA (BAGGUS & WITHERS, 1974)



Rotura por expansión lateral producido por el abombamiento excesivo de la columna, representativo en columnas de grava que superan una longitud de 3 veces su diámetro. Este mecanismo de rotura es habitual en terrenos de bajo confinamiento lateral, susceptibles a que se supere su máxima resistencia pasiva horizontal:

$$q_u = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) (4c_u + \sigma'_v)$$

Para verificar este mecanismo de rotura, primero se debe calcular la presión actuante que soporte la columna de grava. Para ello se emplea el principio de concentración de tensiones, el cual permite determinar la presión que se transmite a las columnas de grava por medio de la diferencia de rigidez de los materiales:

$$n_t = \frac{\sigma_c}{\sigma_g}$$

$n_t$	7.73
$n_c$	0.65
$n_g$	5.03
$\sigma_c$ (Kpa)	200.00
$\sigma_g$ (Kpa)	130.20
$\sigma_c$ (Kpa)	1006.76

Luego de obtener la presión actuante en la columna de grava, se determina la presión límite de rotura por abombamiento, el cual considerará que el coeficiente de presión de tierras es inicialmente igual a 1 (suelo se desplaza durante la ejecución de las columnas de grava).

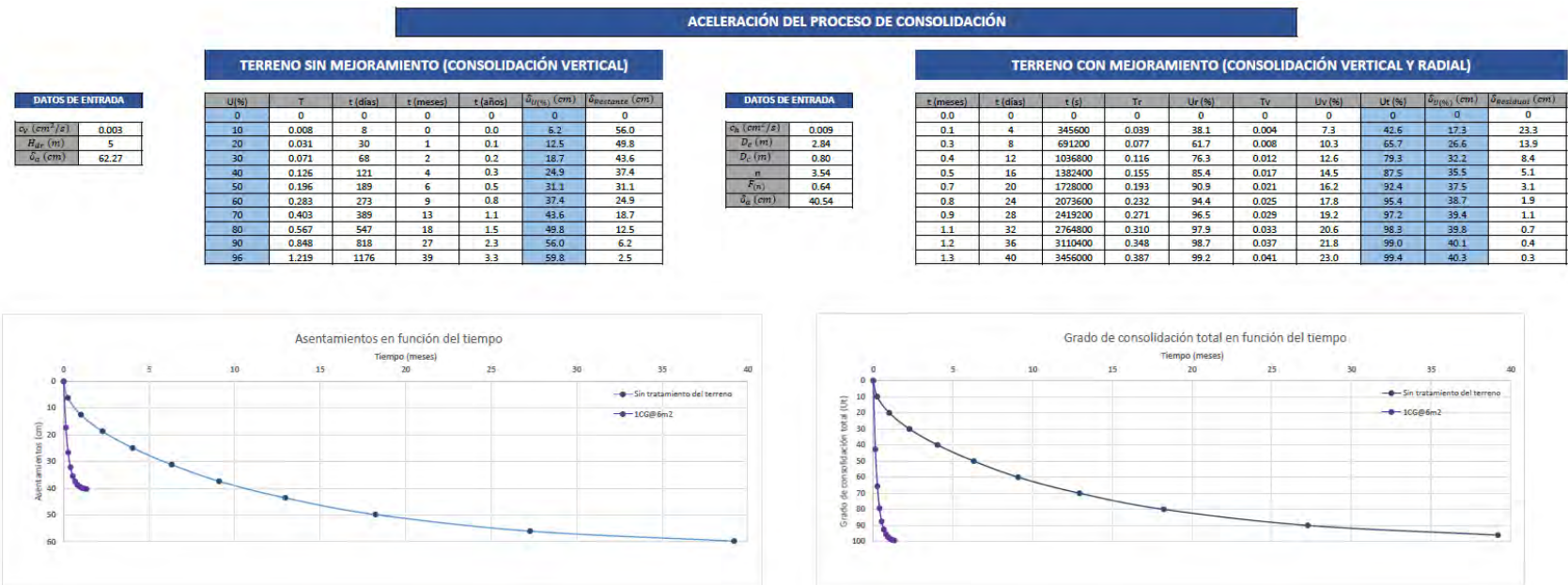
$q_{ult}$ (Kpa)	30.60
$q_{ult}$ (Kpa)	130.20
$q_u$ (Kpa)	17
$\sigma'_v$ (Kpa)	177.80
$q_u$ (Kpa)	1420.02

De esta manera, en función de la presión límite de rotura por abombamiento y la presión actuante ejercida por el terraplén, el factor de seguridad frente a la falla por abombamiento excesivo de la columna será:

$q_u$ (Kpa)	1420.02
$\sigma_z$ (Kpa)	1006.76
FS	1.41

Conclusión: El suelo blando reforzado con columnas de grava puede soportar el terraplén de 10m.

Anexo 7: Hoja de cálculo de aceleración de la consolidación correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 6 m<sup>2</sup>



Anexo 8: Hoja de cálculo de reducción de asentamientos correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 7 m<sup>2</sup>

SUELO BLANDO	
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	18
$E_s$ (Mpa)	5.55
$n$ (cm)	100
$E_c$	0.185
$C_r$	0.04
IPC (kpa)	131.6

MATERIAL DEL TERRAPLÉN	
$\gamma_p$ (kN/m <sup>3</sup> )	20
H (m)	10
B1 (m)	7.5
B2 (m)	20

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS POR EL MODELO EDMÉTRICO Y ELÁSTICO													
Prof (m)	$\sigma'_0$ (Kpa)	$\alpha_1$ (rad)	$\alpha_2$ (rad)	$\Delta\sigma$ (Kpa)	$\sigma'_0 + \Delta\sigma$ (Kpa)	Relación de vacíos ( $e_0$ )	$\sigma'_p$ (Kpa)	OCR	$\Delta e$			$\bar{u}_c$ (cm)	$\bar{u}_s$ (cm)
									$\sigma'_0 \geq \sigma'_p$	$\sigma'_0 + \Delta\sigma \leq \sigma'_p$	$\sigma'_0 + \Delta\sigma > \sigma'_p$		
1	8.000	0.096	1.438	199.965	207.965	0.935	139.600	17.450	-	-	0.082	4.222	3.603
2	16.000	0.188	1.310	199.733	215.733	0.925	147.600	9.225	-	-	0.069	3.589	3.599
3	24.000	0.272	1.190	199.144	223.144	0.918	155.600	6.483	-	-	0.061	3.203	3.588
4	32.000	0.346	1.081	198.106	230.106	0.912	163.600	5.113	-	-	0.056	2.916	3.569
5	40.000	0.408	0.983	196.588	236.588	0.903	171.600	4.290	-	-	0.051	2.685	3.542
6	48.000	0.460	0.896	194.609	242.609	0.900	179.600	3.742	-	-	0.047	2.478	3.506
7	56.000	0.502	0.820	192.218	248.218	0.894	187.600	3.350	-	-	0.043	2.297	3.463
8	64.000	0.535	0.753	189.478	253.478	0.889	195.600	3.056	-	-	0.040	2.130	3.414
9	72.000	0.560	0.695	186.456	258.456	0.884	203.600	2.828	-	-	0.037	1.976	3.360
10	80.000	0.579	0.644	183.216	263.216	0.880	211.600	2.645	-	-	0.034	1.832	3.301
											27.328	34.946	

$\sigma'_0 \geq \sigma'_p:$   

$$\Delta h = \frac{h}{1+e} C_c \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}$$

$\sigma'_0 + \Delta\sigma \leq \sigma'_p:$   

$$\Delta h = \frac{h}{1+e} \left( C_c \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_n} \right)$$

$\sigma'_0 + \Delta\sigma > \sigma'_p:$   

$$\Delta h = \frac{h}{1+e} \left( C_r \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} + C_c \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_p} \right)$$

REDUCCIÓN DE ASENTAMIENTOS POR EL MÉTODO DE PRIEBE

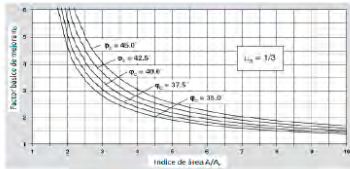
$\bar{u}_{oc}$  (cm) 62.27       $\bar{u}_s$  (cm) 42.22

FACTOR DE MEJORA BÁSICO 0

DATOS DE ENTRADA	
Dc (m)	0.80
S (m)	2.90
De (m)	3.05
$\theta_c$ (°)	38

RESULTADOS	
$A_c$ (m <sup>2</sup> )	0.50
A (m <sup>2</sup> )	7.28
$n_g$	0.07
$A/A_c$	14.49



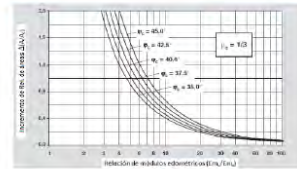
$n_{10}$  1.32

FACTOR DE MEJORA SUBÍNDICE 1

DATOS DE ENTRADA	
$u_p$	0.33
$u_c$	0.33
$E_s$ (Mpa)	4.9
$E_c$ (Mpa)	60

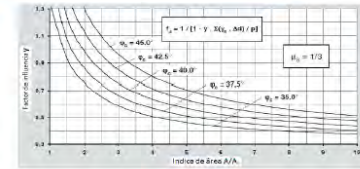
RESULTADOS	
$E_{mc}$ (Mpa)	90
$E_{ms}$ (Mpa)	7.4
$E_{ms}/E_{mc}$	12.2
$\Delta(A/A_c)$	0.45
$A/A_c$	14.94
$A_r/A$	0.067



$n_{11}$  1.31

FACTOR DE MEJORA SUBÍNDICE 2

DATOS DE ENTRADA	
$\Delta d$ (m)	10
D (kN/m <sup>2</sup> )	200
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	18
$\gamma_c$ (kN/m <sup>3</sup> )	21
$K_{oc}$	0.38
$K_{sc}$	0.24
$W_p$ (kN/m <sup>2</sup> )	80
$W_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	110
$f(v_c, A_c/A)$	1.55
$p_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	851.52



$n_{12}$  1.48

$n_{máx}$  1.77

$f_d$  1.13

Anexo 9: Hoja de cálculo de resistencia al corte del terreno, módulo de deformación y mecanismo de rotura correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 7 m<sup>2</sup>

**MEJORA DE PARÁMETROS RESISTENTES Y ELÁSTICOS DEL TERRENO**

**PARÁMETROS RESISTENTES**

SUELO BLANDO	
φ (°)	12
c (kPa)	38
C (kPa)	20

SUELO TRATADO	
φ (°)	0.37
c (kPa)	24.37
C (kPa)	12.62

**PARÁMETROS ELÁSTICOS**

DATOS DE ENTRADA	
ν <sub>s</sub>	0.27
E <sub>s</sub> (MPa)	4.9
E <sub>c</sub> (MPa)	60

RESULTADOS	
E <sub>sm</sub> (MPa)	8.73



**CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS BLANDOS ANTES Y DESPUÉS DEL MEJORAMIENTO CON COLUMNAS DE GRAVA**

**CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DEL SUELO BLANDO MEDIANTE TEORÍA DE LA CAPACIDAD DE CARGA (MEYERHOF, 1963)**

**7.3.2 Preloading**  
*Allowable Load* Preloading has been mostly used to improve soft soils, which are often normally or mildly consolidated. These soils, when subjected to fill loading, are more critical under an undrained condition than under a drained condition. Therefore, the ultimate bearing capacity of the soil foundation under an undrained condition is often used to estimate the allowable pressure for preloading:

$$p = \frac{q_{ult}}{FS} = \frac{N_c c_u}{FS} \quad (7.27)$$

where  
 p = allowable pressure for preloading;  
 q<sub>ult</sub> = ultimate bearing capacity;  
 N<sub>c</sub> = bearing capacity factor (5.14 for uniform soft soil);  
 c<sub>u</sub> = undrained shear strength of soft soil;  
 FS = factor of safety (typically ranging from 1.1 to 1.5).

$$q_d = c N_c s_e i_c + \gamma_1 D_f N_q i_q + 0.5 \gamma_2 B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Los suelos blandos cuando se someten a una carga son más críticos en condiciones no drenadas; por lo tanto, la capacidad de carga última del suelo blando mediante la teoría de Meyerhof se reduce a la siguiente ecuación:

Cu (kgf)	40
Nc	5.14
q <sub>ult</sub> (kgf/m <sup>2</sup> )	205.6

$$q_{ult} = N_c \cdot C_u$$

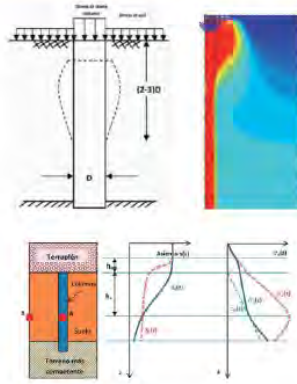
De esta manera, en función de la capacidad de carga última del suelo blando y la presión actuante ejercida por el terraplén, el factor de seguridad frente a la falla por corte será:

q <sub>ult</sub> (kgf/m <sup>2</sup> )	205.60
σ <sub>z</sub> (kgf/m <sup>2</sup> )	200
FS	1.03

$$FS = \frac{q_{ult}}{\sigma_z}$$

Conclusión: El suelo blando no puede soportar el terraplén de 10m, es necesario reforzar el terreno.

**ROTURA POR ABOBAMIENTO (DOLGINS) DE COLUMNAS DE GRAVA (HUGHES & WITWERK, 1974)**



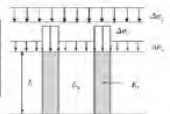
Rotura por expansión lateral producido por el abombamiento excesivo de la columna, representativo en columnas de grava que superan una longitud mayor a 3 veces su diámetro. Este mecanismo de rotura es habitual en terrenos de bajo confinamiento lateral, susceptibles a que se supere su máxima resistencia pasiva horizontal.

$$q_h = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) (4c_u + \sigma'_z)$$

Para verificar este mecanismo de rotura, primero se debe calcular la presión actuante que soporta la columna de grava. Para ello se emplea el principio de concentración de tensiones, el cual permite determinar la presión que se transmite a las columnas de grava por medio de la diferencia de rigidez de los materiales.

$$n_g = \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$$

n <sub>g</sub>	7.88
n <sub>g</sub>	0.68
n <sub>g</sub>	5.34
σ <sub>c</sub> (kgf/m <sup>2</sup> )	200.00
σ <sub>s</sub> (kgf/m <sup>2</sup> )	132.59
σ <sub>c</sub> (kgf/m <sup>2</sup> )	1068.74



Luego de obtener la presión actuante en la columna de grava, se determina la presión límite de rotura por abombamiento, el cual considerará que el coeficiente de presión de tierras es inicialmente igual a 1 (suelo se desplaza durante la ejecución de las columnas de grava).

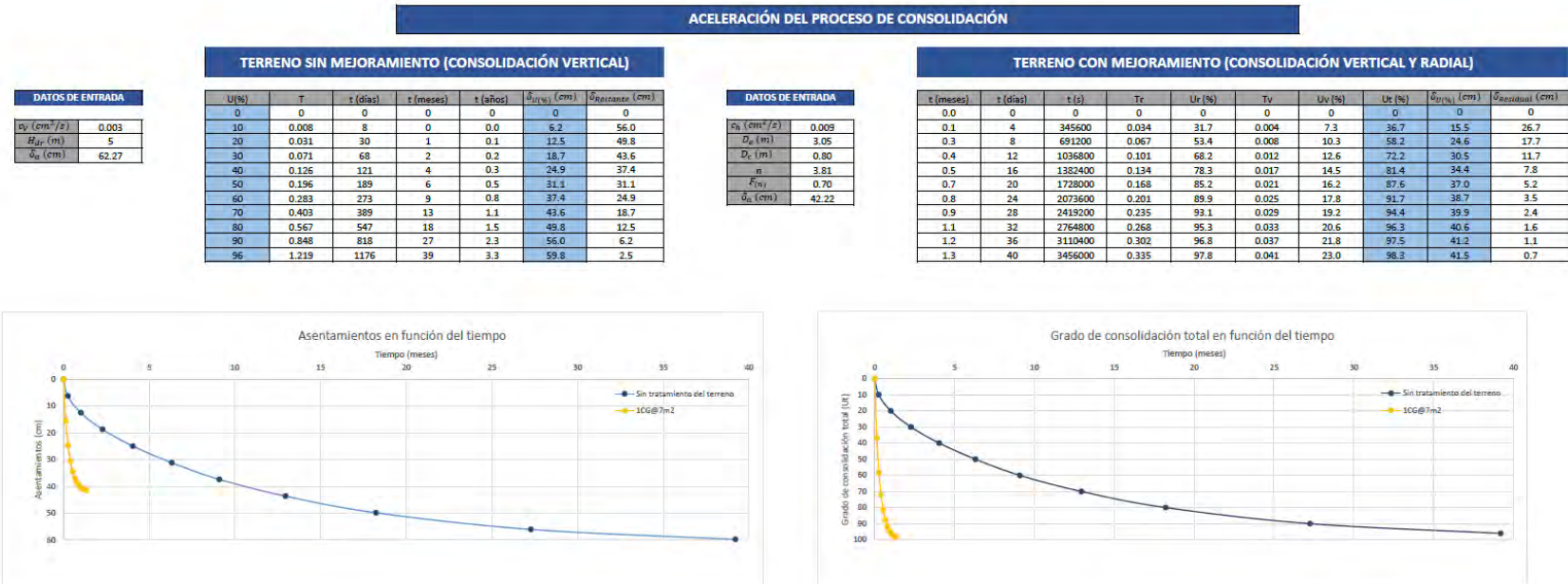
σ <sub>hw</sub> (kgf/m <sup>2</sup> )	30.60
σ <sub>hw</sub> (kgf/m <sup>2</sup> )	132.59
σ <sub>hw</sub> (kgf/m <sup>2</sup> )	17
σ <sub>z</sub> (kgf/m <sup>2</sup> )	132.59
q <sub>h</sub> (kgf/m <sup>2</sup> )	1442.68

De esta manera, en función de la presión límite de rotura por abombamiento y la presión actuante ejercida por el terraplén, el factor de seguridad frente a la falla por abombamiento excesivo de la columna será:

q <sub>h</sub> (kgf/m <sup>2</sup> )	1442.68
σ <sub>z</sub> (kgf/m <sup>2</sup> )	1068.74
FS	1.35

Conclusión: El suelo blando reforzado con columnas de grava puede soportar el terraplén de 10m.

Anexo 10: Hoja de cálculo de aceleración de la consolidación correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 7 m<sup>2</sup>



**DATOS DE ENTRADA**

$\sigma_v (cm^2/\sigma)$	0.003
$H_{jr} (m)$	5
$\delta_{(U)} (cm)$	62.27

**DATOS DE ENTRADA**

$\sigma_v (cm^2/\sigma)$	0.009
$D_v (m)$	3.05
$D_r (m)$	0.80
$n$	3.81
$F_{(rv)}$	0.70
$\delta_{(U)} (cm)$	42.22

Anexo 11: Hoja de cálculo de reducción de asentamientos correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 8 m<sup>2</sup>

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS POR EL MODELO EDOMÉTRICO Y ELÁSTICO													
Prof (m)	σ <sub>v</sub> (Kpa)	α <sub>1</sub> (rad)	α <sub>2</sub> (rad)	Δσ (Kpa)	σ <sub>v</sub> + Δσ (Kpa)	Relación de vacíos (e <sub>v</sub> )	σ <sub>p</sub> (Kpa)	OCR	Δε			δ <sub>p</sub> (cm)	δ <sub>s</sub> (cm)
									σ <sub>v</sub> ≥ σ <sub>p</sub>	σ <sub>v</sub> + Δσ ≤ σ <sub>p</sub>	σ <sub>v</sub> + Δσ > σ <sub>p</sub>		
1	8.000	0.096	1.438	199.965	207.965	0.935	139.600	17.450	-	-	0.082	4.222	3.603
2	16.000	0.188	1.310	199.733	215.733	0.925	147.600	9.225	-	-	0.069	3.589	3.599
3	24.000	0.272	1.190	199.144	223.144	0.918	155.600	6.483	-	-	0.061	3.203	3.588
4	32.000	0.346	1.081	196.106	230.106	0.912	163.600	5.113	-	-	0.056	2.916	3.569
5	40.000	0.408	0.983	196.588	236.588	0.905	171.600	4.290	-	-	0.051	2.685	3.542
6	48.000	0.460	0.896	194.609	242.609	0.900	179.600	3.742	-	-	0.047	2.478	3.506
7	56.000	0.502	0.820	192.218	248.218	0.894	187.600	3.350	-	-	0.043	2.297	3.463
8	64.000	0.535	0.753	189.478	253.478	0.889	195.600	3.056	-	-	0.040	2.130	3.414
9	72.000	0.560	0.695	186.456	258.456	0.884	203.600	2.828	-	-	0.037	1.976	3.360
10	80.000	0.579	0.644	183.216	263.216	0.880	211.600	2.645	-	-	0.034	1.832	3.301
											27.328	34.946	

SUELO BLANDO	
γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	18
E <sub>v</sub> (Mpa)	5.55
h (cm)	100
C <sub>c</sub>	0.185
C <sub>r</sub>	0.04
IPC (Kpa)	131.6

MATERIAL DEL TERRAPLÉN	
γ <sub>p</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	20
H (m)	10
B1 (m)	7.5
B2 (m)	20

REDUCCIÓN DE ASENTAMIENTOS POR EL MÉTODO DE PRIEBE

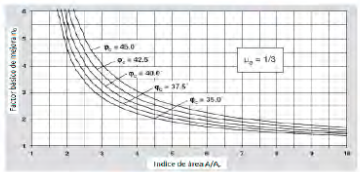
δ<sub>BA</sub> (cm) 62.27      δ<sub>SA</sub> (cm) 43.66

FACTOR DE MEJORA BÁSICO 0

DATOS DE ENTRADA	
DC (m)	0.80
S (m)	3.10
De (m)	3.26
φ c (°)	38

RESULTADOS	
Ac (m <sup>2</sup> )	0.50
A (m <sup>2</sup> )	8.32
α <sub>c</sub>	0.06
A/A <sub>c</sub>	16.55



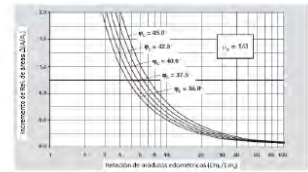
n<sub>0</sub> 1.27

FACTOR DE MEJORA SUBÍNDICE 1

DATOS DE ENTRADA	
μ <sub>c</sub>	0.33
μ <sub>r</sub>	0.33
E <sub>p</sub> (Mpa)	4.9
E <sub>r</sub> (Mpa)	60

RESULTADOS	
E <sub>mc</sub> (Mpa)	90
E <sub>msr</sub> (Mpa)	7.4
E <sub>msr</sub> /E <sub>mc</sub>	12.2
Δ(A/A <sub>c</sub> )	0.45
A/A <sub>c</sub>	17.00
A <sub>r</sub> /A	0.059



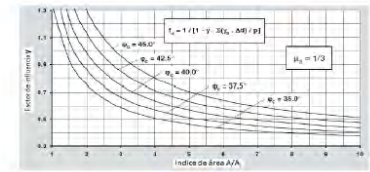
n<sub>1</sub> 1.27

FACTOR DE MEJORA SUBÍNDICE 2

DATOS DE ENTRADA	
Δσ (m)	10
p (kN/m <sup>2</sup> )	200
γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	18
γ <sub>p</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	21
K <sub>sc</sub>	0.38
K <sub>pc</sub>	0.24
w <sub>p</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	80
w <sub>c</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	110
f (v <sub>p</sub> , A <sub>c</sub> /A)	1.60
p <sub>c</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	871.86

RESULTADOS	
Id	1.13



n<sub>2</sub> 1.43  
n<sub>máx</sub> 1.67

$$\sigma'_0 \geq \sigma'_p:$$

$$\Delta h = \frac{h}{1+e} C_c \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0}$$

$$\sigma'_0 + \Delta \sigma \leq \sigma'_p:$$

$$\Delta h = \frac{h}{1+e} \left( C_r \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} \right)$$

$$\sigma'_0 + \Delta \sigma > \sigma'_p:$$

$$\Delta h = \frac{h}{1+e} \left( C_r \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} + C_c \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_p} \right)$$

Anexo 12: Hoja de cálculo de resistencia al corte del terreno, módulo de deformación y mecanismo de rotura correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 8 m<sup>2</sup>

**MEJORA DE PARÁMETROS RESISTENTES Y ELÁSTICOS DEL TERRENO**

**PARÁMETROS RESISTENTES**

SUELO BLANDO	
$\phi_r$ (°)	15
$\phi'_r$ (°)	35
$c$ (Kpa)	20

RESULTADOS	
$m$	0.34
$\phi'_{ult}$ (°)	23.90
$c_{eq}$ (Kpa)	13.18

**PARÁMETROS ELÁSTICOS**

SUELO BLANDO	
$\alpha_s$	0.05
$E_s$ (Mpa)	4.9
$E'_s$ (Mpa)	60

RESULTADOS	
$E'_{eq}$ (Mpa)	3.23



**CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS BLANDOS ANTES Y DESPUÉS DEL MEJORAMIENTO CON COLUMNAS DE GRAVA**

CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DEL SUELO BLANDO MEDIANTE TEORÍA DE LA CAPACIDAD DE CARGA (MEYERHOF, 1963)

**7.3.2 Preloading:**

*Allowable Load* Preloading has been mostly used to improve soft soils, which are either normally or undrained/consolidated. These soils, when subjected to full loading, are more critical under an undrained condition than under a drained condition. Therefore, the ultimate bearing capacity of the soft foundation under an undrained condition is often used to estimate the allowable pressure for preloading:

$$p = \frac{q_{ult}}{FS} = \frac{N_c c_u}{FS} \quad (7.27)$$

where:  $p$  = allowable pressure for preloading;  
 $q_{ult}$  = ultimate bearing capacity;  
 $N_c$  = bearing capacity factor (5.14 for uniform soft soil);  
 $c_u$  = undrained shear strength of soft soil;  
 $FS$  = factor of safety (typically ranging from 1.1 to 1.5).

$$q_d = c N_c s_c i_c + \gamma_1 D_f N_q i_q + 0,5 \gamma_2 B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Los suelos blandos cuando se someten a una pre carga son mas críticos en condiciones no drenadas; por lo tanto, la capacidad de carga última del suelo blando mediante la teoría de Meyerhof se reduce a la siguiente ecuación:

$c_u$ (Kpa)	40
$N_c$	5.14
$q_{ult}$ (KPa)	205.60

$$q_{ult} = N_c \cdot c_u$$

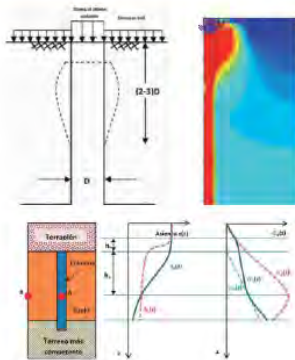
De esta manera, en función de la capacidad de carga última del suelo blando y la presión actuante ejercida por el terrapién, el factor de seguridad frente a la falla por corte será:

$q_{ult}$ (KPa)	205.60
$\sigma'_z$ (KPa)	200
$FS$	1.03

$$FS = \frac{q_{ult}}{\sigma'_z}$$

Conclusión: El suelo blando no puede soportar el terrapién de 10m, es necesario reforzar el terreno.

ROTURA POR ABOMBAMIENTO (BULGING) DE COLUMNAS DE GRAVA (JURGLES & WITTBALS, 1974)



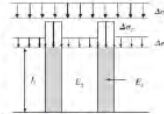
Rotura por expansión lateral producida por el abombamiento excesivo de la columna, representativa en columnas de grava que superan una longitud mayor a 3 veces su diámetro. Este mecanismo de rotura es habitual en terrenos de bajo confinamiento lateral, susceptibles a que se supere su máxima resistencia pasiva horizontal.

$$q_{cr} = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'_s}{2} \right) (4c_s + \sigma'_s)$$

Para verificar este mecanismo de rotura, primero se debe calcular la presión actuante que soporta la columna de grava. Para ello se emplea el principio de concentración de tensiones, el cual permite determinar la presión que se transmite a las columnas de grava por medio de la diferencia de rigidez de los materiales:

$$n_z = \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$$

$n_z$	0.06
$n_z$	0.70
$n_z$	5.85
$\sigma'_z$ (Kpa)	200.00
$\sigma'_s$ (Kpa)	140.23
$\sigma'_s$ (Kpa)	1129.65



Luego de obtener la presión actuante en la columna de grava, se determina la presión límite de rotura por abombamiento, el cual considerará que el coeficiente de presión de tierras es inicialmente igual a 1 (suelo se desplaza durante la ejecución de las columnas de grava).

$q_{ult}$ (KPa)	30.60
$q_{ult}$ (KPa)	140.23
$q_{ult}$ (KPa)	17
$\sigma'_z$ (KPa)	187.93
$q_{ult}$ (KPa)	1462.20

De esta manera, en función de la presión límite de rotura por abombamiento y la presión actuante ejercida por el terrapién, el factor de seguridad frente a la falla por abombamiento excesivo de la columna será:

$q_{ult}$ (KPa)	1462.20
$\sigma'_z$ (KPa)	1129.65
$FS$	1.29

Conclusión: El suelo blando reforzado con columnas de grava puede soportar el terrapién de 10m.

Anexo 13: Hoja de cálculo de aceleración de la consolidación correspondiente a la malla de tratamiento de 1 columna de grava cada 8 m<sup>2</sup>

