

Maestría en Ingeniería Civil

**Desarrollo de un manual con la metodología de diseño de
cimentaciones para torres de interconexión eléctrica**

Luis Felipe Carrillo Támara

Bogotá, D.C. septiembre de 2019



**Manual con la metodología de diseño de cimentaciones para
torres de interconexión eléctrica**

**Tesis para optar al título de
Magíster en Ingeniería Civil, con énfasis en Geotecnia.**

**Directora
Marcela Salcedo Quijano
Ing. Civil**

**Jurado:
Ing. Edgard Roberd Barbosa Cruz
Ing. Lina Ximena Salcedo Ávila**

Bogotá, D.C. septiembre de 2019

Manual adjunto tesis de maestría titulada “Desarrollo de un Manual con la metodología de diseño de cimentaciones para torres de interconexión eléctrica”, Presentada por Luis Felipe Carrillo Támara, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia.

Director de la tesis
Marcela Salcedo Quijano

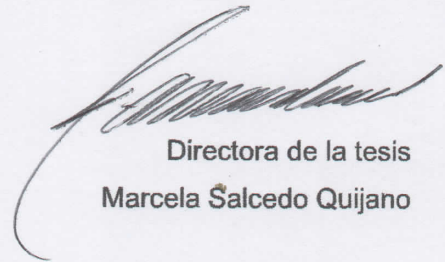
Jurado:

Ing. Edgard Robert Barbosa Cruz

Ing. Lina Ximena Salcedo Ávila

Bogotá, D.C, septiembre de 2019.

La tesis de maestría titulada “Desarrollo de la metodología de diseño de cimentaciones para torres de interconexión eléctrica en zonas lacustres, aluviales, costeras y de montaña en el territorio colombiano”, presentada por el Ingeniero Civil Luis Felipe Carrillo Támara, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Geotécnia.



Directora de la tesis
Marcela Salcedo Quijano

Jurado
Lina Ximena Garzón

Jurado
Edgard Robert Barbosa Cruz

Bogotá, D.C., _____ de _____ de 2019

Índice general

Introducción	13
Objetivos.....	14
Objetivo General	14
Objetivos Específicos	14
Capítulo I.....	15
Consideraciones y contextualización del proyecto.....	15
1.1. Tipos de torres según su función en la red de transmisión	15
1.1.1. Torres de suspensión.....	15
1.1.2. Torres de retención	16
Capítulo II	19
Metodología de diseño de cimentaciones para torres de interconexión eléctrica	19
Capítulo III	22
Componentes de una torre de transmisión que genera cargas	22
3.1 Aisladores	22
3.2 Conductores.....	26
3.3 Cables de tierra.....	47
Tipo de conductor	47
Cables de tierra elevados (OHGW)	47
3.4 Parámetros de viento.....	53
3.4.1. Velocidad del viento.....	55
3.4.2. Factor de Importancia (I)	56
3.4.3. Coeficiente de exposición (Kz).....	57
3.4.4. Efectos Topográficos	58
3.4.5. Factor de direccionalidad	63
3.4.6 Cálculo de la presión del viento	64
3.5 Cálculo de Tensiones en los Cables	65
3.5.1. Tensión en el cable a nivel.....	66
3.5.2. Tensión en el cable para torres a diferente nivel.....	70
3.5.3. Presión del viento sobre el conductor	72
3.5.4. Presión hielo sobre el conductor	73
3.6 Cálculos de cargas que se transmiten a los apoyos de la torre	75
Capítulo IV	84
Parámetros para analizar en suelo y/o roca	84
4.2 . Aspectos generales	84
4.2 Pruebas de laboratorio	87
4.2.1. Ensayo de corte directo.....	87
4.2.2. Ensayo triaxial	88
4.3. Ensayos de campo (<i>In - situ</i>).....	90
4.3.1. Veleta de corte en suelos cohesivos.....	91
4.3.2. Penetración de cono estática CPT.....	92
4.3.3. Prueba de presurómetro.....	92
4.4. Ensayos y clasificación en rocas.....	92
4.4.1. Resistencia a la compresión simple	95
4.4.2. Ensayo de carga puntual.....	97
4.4.3. Ensayo para determinar resistencia a la tracción	100
Criterios de Rotura	100
Capítulo V	106
Diseño de cimentaciones superficiales	106

5.1	. Aplicaciones estructurales y tipos de cimentación superficiales	107
5.1.1.	Rejillas de acero	107
5.1.2.	Placas prensadas	108
5.1.3.	Concreto fundido en sitio	109
5.1.4.	Concreto prefabricado	110
5.1.5.	Cimentaciones en roca	110
5.2.	Aplicaciones estructurales y tipos de cimentación superficiales	111
5.2.1.	Metodología para determinación de la carga última	111
5.2.2.	Cálculo de los asentamientos superficiales	125
5.2.3.	Momentos en las cimentaciones	131
	Con la información del ejemplo 1, calcular los momentos experimentados por la cimentación, para una profundidad de desplante de -1.50 m.	135
5.3.	Métodos de diseño tradicionales para análisis de levantamientos.....	137
5.4.	Pilas pre excavadas.....	151
5.4.1.	Cargas a compresión en pilas y cargas permitidas con base en los desplazamientos.....	151
5.4.2.	Capacidad de carga a compresión para suelos no cohesivos	155
5.4.3.	Capacidad de carga lateral, momentos y desplazamientos en pilas	160
5.5.	Cimentaciones con pilotes	179
5.5.1.	Pilote individual en suelo drenado	179
5.5.2.	Pilote individual en suelo cohesivo no drenado.....	182
5.5.3.	Capacidad de carga y asentamientos de grupo de pilotes	185
5.5.4.	Pilotes ante cargas laterales	186
5.5.5.	Pilotes ante cargas de tracción.....	189
5.6.	Anclajes.....	199
5.6.1.	Tipos de anclajes.....	200
5.6.1.1.	Anclajes con lechada	200
5.6.1.2.	Tendones de acero	202
5.6.1.3.	Unión de lechada con el acero	202
5.6.1.4.	Barra de acero corrugada	202
5.6.1.5.	Cables trenzados	204
5.6.1.6.	Barras de acero liso	204
5.6.1.7.	Tendones no unidos y unidos	204
5.6.2.	Diseño de anclajes	206
5.6.2.1.	Diseño de anclajes de pequeño diámetro con lechada.....	209
5.6.2.2.	Diseño de anclajes con lechada	210
5.6.2.3.	Diseño de anclajes helicoidales.....	211
	Bibliografía	213

Índice de tablas

Tabla 1. Características técnicas y referencias de aisladores poliméricos de manufactura CELSA.....	24
Tabla 2. Características técnicas y referencias de aisladores de suspensión en vidrio templado	25
Tabla 3. Especificaciones de conductores en aluminio reforzado en acero revestido de aluminio (AAC).....	28
Tabla 4. Especificaciones de conductores en aluminio reforzado en acero revestido de aluminio (AAC).....	29
Tabla 5. Especificaciones de conductores en aleación total – aleación 6201 (AAAC-6201) ..	30
Tabla 6. Especificaciones de conductores en aluminio reforzado en acero (ACSR).....	31
Tabla 7. Especificaciones de conductores en aluminio reforzado en acero revestido de aluminio (ACSR/AW).....	32
Tabla 8. Especificaciones de conductores en aluminio reforzado en acero revestido de aluminio (ACSR/AW).....	33
Tabla 9. Especificaciones de conductores en aluminio reforzada (ACAR).....	35
Tabla 10. Especificaciones de conductores revestidos de aluminio (AWAC).....	36
Tabla 11. Especificaciones de conductores en aluminio reforzado con acero – auto amortiguación (ACSR/SD).....	37
Tabla 12. Especificaciones de conductores en aluminio reforzado con acero –auto amortiguación (ACSR/SD).....	38
Tabla 13. Especificaciones de conductores trapezoidales de hebra concéntrica de filamento tendido reforzado con acero (ACSR/TW).....	39
Tabla 14. Especificaciones de conductores trapezoidales de hebra concéntrica de filamento tendido reforzado con acero (ACSR/TW).	40
Tabla 15. Especificaciones de conductores trapezoidales de hebra concéntrica de filamento tendido reforzado con acero (ACSR/TW).....	41
Tabla 16. Especificaciones de conductores en aleación de aluminio reforzado con acero (AACSR)	42
Tabla 17. Especificaciones de conductores en aleación de aluminio reforzado con acero (AACSR)	44
Tabla 18. Especificaciones de conductores en aleación de aluminio reforzado con acero (AACSR)	45

Tabla 19. Tamaños mínimos de conductor según voltajes.	46
Tabla 20. Especificaciones cables de tierra elevados	49
Tabla 21. Especificaciones cables de tierra elevados	50
Tabla 22. Especificaciones cables de tierra elevados	51
Tabla 23. Especificaciones cables de tierra elevados	52
Tabla 24. Velocidades del viento con combinaciones de carga.....	56
Tabla 25. Factor de importancia.....	56
Tabla 26. Categoría de la exposición.....	57
Tabla 27. Coeficiente de exposición k.....	58
Tabla 28. Coeficiente de exposición k_1 , k_2 y k_3	63
Tabla 29. Coeficiente de exposición k_1 , k_2 y k_3	64
Tabla 30. Factor de direccionalidad del viento K_d	65
Tabla 31. Constantes de viento, hielo y temperatura	73
Tabla 32. Parámetros tipos de suelo según microzonificación de Bogotá.....	75
Tabla 33. Datos seleccionados para determinar tensiones en cables para la torre de análisis	77
Tabla 34. Datos seleccionados para determinar tensiones en cables para la torre de análisis	78
Tabla 35. Datos de peso de las torres con los aisladores	79
Tabla 36. Dato resumen fuerzas a nivel de la cimentación, extraído de las tablas 36,37,38 y 39.	79
Tabla 37. Para suelo aluvial 100 fuerzas a nivel de la cimentación	80
Tabla 38. Para suelo piedemonte B fuerzas a nivel de la cimentación	81
Tabla 39. Para suelo lacustre 500. fuerzas a nivel de la cimentación	82
Tabla 40. Propiedades índices de suelos	84
Tabla 41. Valores representativos para el ángulo de fricción interna ϕ	90
Tabla 42. Densidad y velocidad de propagación de ondas de compresión de algunos minerales	95
Tabla 43. Clasificación de según resistencia de las rocas al ensayo de compresión simple de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas	96
Tabla 44. Estimación de la constante m_i del material intacto en función del tipo de roca, según Hoek et al., 1994. Los parámetros entre paréntesis son aproximados.	104
Tabla 45. Ángulos de fricción de algunas rocas.	105
Tabla 46. Propiedades físicas y mecánicas de diversas rocas	105

Tabla 47. Correlaciones para determinación módulo elasticidad de Young a partir del ensayo de penetración estándar. Donde N debe estar corregido por energía y confinamiento previamente	118
Tabla 48. Correlaciones para determinación relación de Poisson.	121
Tabla 49. Correlaciones para determinación del índice de compresión.	127
Tabla 50. Perfil del suelo (ejemplo 1).....	130
Tabla 51. Capacidad portante en ton/m ² (ejemplo 1)	130
Tabla 52. Coeficientes de esfuerzo del suelo horizontal para carga drenada (K).	140
Tabla 53. Parámetros fundamentales para los cimientos rectangulares. (f).....	148
Tabla 54. Analisis metodo del cono (ejemplo 3)	150
Tabla 55. Analisis metodo de superficie de corte (ejemplo 3).....	150
Tabla 56. Variación de los parámetros N _q con respecto al ángulo de fricción drenado	156
Tabla 57. Valores de K _u respecto del ángulo de fricción drenado.....	167
Tabla 58. Análisis de resistencia a cargas verticales (ejemplo 4).....	175
Tabla 59. Cálculo deformaciones (ejemplo 4).....	176
Tabla 60. Análisis de arrancamiento mediante el método tradicional (ejemplo 4).....	177
Tabla 61. Análisis de arrancamiento mediante el método de pila recta (ejemplo 4)	178
Tabla 62. Análisis de arrancamiento mediante el método de cono truncado (ejemplo 4)	178
Tabla 63. Valores interpolados de N _q *.con base en la teoría de Mayerhof.....	180
Tabla 64. Ángulos de fricción zona interacción suelo estructura	181
Tabla 65. Determinación del coeficiente de presión de tierras.....	182
Tabla 66. Determinación de Lamba con la longitud de empotramiento	183
Tabla 67. Constante de módulo de reacción horizontal del suelo.....	187
Tabla 68. Valores de A y B para pilotes cargados lateralmente.....	188
Tabla 69. Evaluación del parámetro α' , correspondiente al coeficiente de resistencia al corte en la interfaz suelo – pilote para pilotes en concreto.....	189
Tabla 70. Evaluación del parámetro α' , correspondiente al coeficiente de resistencia al corte en la interfaz suelo – pilote para pilotes en concreto.....	193
Tabla 71. Evaluación del parámetro (D/L) _{cr} , determinado a partir de la densidad relativa.	194
Tabla 72. Análisis de resistencia a cargas verticales (ejemplo 5)	197
Tabla 73. Cálculo deformaciones (ejemplo 5).....	197
Tabla 74. Análisis de arrancamiento mediante el método de tradicional (ejemplo 5).....	198
Tabla 75. Análisis de arrancamiento mediante el método de pila recta (ejemplo 5)	198

Tabla 76. Análisis de arrancamiento mediante el método de cono truncado (ejemplo 5)	199
Tabla 77. Resistencia de algunos tipos de roca.	201
Tabla 78. Propiedades y dimensiones típicas de alambres de acero, cables y barras.	203
Tabla 79. Propiedades y dimensiones típicas de alambres de acero, cables y barras.	204
Tabla 80. Propiedades y dimensiones típicas de alambres de acero, cables y barras.	205
Tabla 81. Longitudes de desarrollo l_d especificadas en el artículo 12.2.2 de la ACI 312.	206
Tabla 82. Resumen de los tipos de anclaje con lechadas y los suelos a los cuales pueden ser aplicados	208

Índice de figuras

Figura 1. Torre de Retención.....	17
Figura 2. Torre terminal	17
Figura 3. Torre angular.	18
Figura 4. Torre rompe tramos.....	18
Figura 5. Flujograma metodología de diseño de torres de Transmisión Autosoportadas	19
Figura 6. Flujograma metodología de diseño de torres de transmisión autosoportadas	20
Figura 7. Flujograma metodología de diseño de torres de transmisión autosoportadas	21
Figura 8. Aislador de campana de polímeros	22
Figura 9. Aislador de campana de vidrio.....	23
Figura 10. Aislador de campana de polímeros.	24
Figura 11. Cables trenzados típicos ACSR.....	26
Figura 12. Cables trenzados típicos en Aluminio 1350.	29
Figura 13. Cables trenzados típicos ACAR.....	34
Figura 14. Velocidades del viento en Colombia.....	55
Figura 15. Efectos topográficos. Altura cercana a 100 veces la altura de la estructura o 3 kilómetros.....	59
Figura 16. Colina sobresale al terreno viento arriba por un factor de dos o más, dentro de un radio de 3km.	59
Figura 17. Accidentes de relieve en altura cercana a 100 veces la altura de la estructura o 3km.	60
Figura 18. Ubicación torres ejemplo numéricos.....	62
Figura 19. Catenaria Conductor	65
Figura 20. Parámetro C de la catenaria	69
Figura 21. Tensión en cables en diferente nivel	70
Figura 22. Tensión en cables en diferente nivel	71
Figura 23. Torre de suspensión.....	76
Figura 24. Deformaciones Torre.....	83
Figura 25. Tipos de veleta	91
Figura 26. Esquema del ensayo de compresión simple	96
Figura 27. Esquema del ensayo de carga puntual mediante la prensa Franklin.	99
Figura 28. Esquema del ensayo de Flexión.....	99
Figura 29. Criterio de Rotura Mohr-Coulomb.....	102

Figura 30. Comparación criterios de rotura de Hoek-Brown y Mohr –Coulomb para $0 < \sigma_3 < \sigma_3^{\max}$	103
Figura 31. Parrilla de acero de disposición piramidal	106
Figura 32. Parrilla de acero de disposición piramidal	106
Figura 33. Parrilla de acero de disposición piramidal	107
Figura 34. Placa típica de cimentación.	109
Figura 35. Placa Típica de cimentación.	110
Figura 36. Placa típica de cimentación	111
Figura 37. Descripción de falla general.....	112
Figura 38. Inclinación y excentricidad de la Carga	114
Figura 39. Gráfica esfuerzo deformación	120
Figura 40. Cimentación sometida a fuerza axial, cortante y momentos de flexión.	132
Figura 41. Distribución de los esfuerzos bajo el cimiento en una dirección.....	132
Figura 42. Gráfico A.....	134
Figura 43. Gráfico B.....	135
Figura 44. Solución del ejemplo 2	136
Figura 45. Variaciones constructivas de cimientos superficiales	137
Figura 46. Falla en el levantamiento de cimentación superficial para un modelo cilíndrico. Suelo débil y relleno compactado	138
Figura 47. Modelos típicos de capacidad de soporte al levantamiento. Suelo natural con lleno suelto.....	138
Figura 48. Resistencia al levantamiento de la cimentación.....	138
Figura 49. Método del cono de arena.	144
Figura 50. Método de la superficie de corte.....	145
Figura 51. Método de Mayerhof y Adam.....	146
Figura 52. Diagrama de cuerpo libre	157
Figura 53. Términos de capacidad para cargas a compresión	158
Figura 54. Fuerzas actuantes en la base de una pila	162
Figura 55. Modelo del cono truncado para cargas de levantamiento.....	163
Figura 56. Modelo del cono truncado para cargas de levantamiento.	168
Figura 57. Fuerzas actuantes en la base de una pila	170
Figura 58. Presión lateral máxima para un perfil de subsuelo de varias capas. Método de Hansen.....	171

Figura 59. Localización y dirección de la fuerza activa de Rankine.....	172
Figura 60. Ubicación y dirección de la fuerza activa de Rankine.	173
Figura 61. Relación α' & c_u , para pilotes fundidos en concreto In Situ.	190
Figura 62. Relación α' & c_u , para pilotes prefabricados metálicos.....	190
Figura 63. Valores de K_u a partir del ángulo de fricción interno ϕ' drenado.....	192
Figura 64. Variación de δ/ϕ y $(L/D)_{cr}$ con la compacidad relativa de la arena	194
Figura 65. Anclajes con lechada.	201
Figura 66. Anclaje típico de gran diámetro en lechada.	207

Introducción

Colombia es un país en desarrollo continuo y con una geomorfología variable, lo que conlleva a la ejecución constante de proyectos de ingeniería, y con ellos, estudios y análisis cada vez más variados. De igual forma, tanto su ubicación como los amplios ríos con los que cuenta, hacen de este país una cuna para la producción hidroeléctrica. Por lo tanto, una de las obras de ingeniería que prevalece está relacionada con las torres de interconexión eléctrica, las cuales conducen la energía producida hasta los diferentes centros de transformación, para su consumo.

Dichas torres de transmisión, como cualquier obra civil, se encuentran apoyadas sobre la superficie terrestre, por ello, tanto la Ingeniería Civil como la Ingeniería Geotécnica deben contar con información precisa acerca de las variables y procedimientos requeridos para el análisis de las propiedades, características y comportamiento de los suelos presentes, a fin de presentar propuestas geotécnicas eficientes, con las consideraciones suficientes y necesarias para llevar a buen término la ejecución de estos proyectos.

Una de las fases que forma parte de la adecuada ejecución de un proyecto, es el monitoreo; en esta etapa se busca conocer, en el menor tiempo posible, el comportamiento de las estructuras construidas. En los proyectos de diseño de cimentaciones de torres de interconexión eléctrica, se tienen particularidades propias, que difieren de proyectos tradicionales ya que predominan cargas de tracción y solicitaciones adicionales a otros tipos de proyectos; sin embargo, son pocos los profesionales que tienen acceso a la caracterización de solicitaciones y evaluación de posibles sistemas de cimentación en estos proyectos; por ello es importante presentar el desarrollo de metodologías apropiadas para determinar y establecer las características más apropiadas para cimentar este tipo de estructuras, con el fin de generar proyectos con niveles de inversión menor, considerando que el rubro de inversión en la parte de obra civil es bastante considerable.

Objetivos

Objetivo General

Presentar a los profesionales de ingeniería del área geotécnica, procedimientos para evaluar cimentaciones en torres de transmisión eléctrica auto soportadas.

Objetivos Específicos

- Presentar las metodologías para el cálculo de las cargas en torres de transmisión auto soportadas.
- Describir los ensayos y parámetros necesarios para realizar análisis de cimentaciones de torres transmisión auto soportadas.
- Mostrar las metodologías de análisis para capacidad portante en cimentaciones superficiales y profundas.
- Expresar los procedimientos de análisis contra levantamiento de cimentaciones.
- Realizar ejemplos prácticos de análisis de cimentaciones de torres de transmisión auto soportadas.

Capítulo I

Consideraciones y contextualización del proyecto

Las redes de distribución eléctrica son responsables de llevar al usuario final el flujo eléctrico, que permite el funcionamiento de maquinaria y equipo de consumo humano. La generación de energía eléctrica inicia con el proceso de captación de aguas empleando represas, estas producen energía potencial, que con reactores induce corriente eléctrica. Esta corriente se produce con alto amperaje y voltaje, por lo cual debe ser transmitida a estaciones y subestaciones eléctricas, las cuales, con el empleo de transformadores, reduce en amperaje y voltaje para su adecuada entrega al consumidor final.

Una red de distribución eléctrica está conformada por subestaciones de distribución y torres de transmisión eléctrica. Las torres de transmisión eléctrica de alta tensión son las que conducen flujo mayor a 57.5 KV (Ministerio de Minas y Energía, 2015). Esta red sale de las estaciones de distribución en tensiones variables entre 132 y 256 Kv y llegan al usuario final en tensiones que oscilan entre 3 y 30 KV.

Para estudiar la cimentación a emplear en una torre se debe tener en cuenta las cargas a las cuales estas están sometidas, por ello, un importante espacio de este proyecto está orientado a la consideración de estas cargas.

1.1. Tipos de torres según su función en la red de transmisión

De acuerdo con la forma la que las torres asumen las cargas, estas pueden clasificarse como:

1.1.1. Torres de suspensión

Las torres de suspensión cumplen la función de mantener aéreos los cables de transmisión y de ser pasos intermedios, a fin de que las catenarias generadas por estos no superen las longitudes máximas. En estas torres, los conductores se encuentran en suspensión por las ménsulas mediante los aisladores de cadenas. Para su diseño se

considera el peso de los conductores, la acción del viento sobre ellos y el peso de las torres.

1.1.2. Torres de retención

Las torres de retención (figura 1) se consideran de tres tipos:

Torre Terminal: Son torres diseñadas para el inicio o final de una línea de transmisión eléctrica, estas deben soportar la tensión ejercida por los conductores ubicados de manera perpendicular a las ménsulas, relación por la cual es el tipo de torre más robusta (figura 2).

Torre Angular: Son utilizadas cuando hay cambio de dirección en la línea, esta soporta la tensión de los conductores producida por el cambio de dirección (Figura 3).

-Torres Rompe- tramos: Se emplean en líneas de transmisión para evitar la caída en cascada (como fichas de dominó) de las torres de suspensión y para facilitar el tendido de líneas rectas extensas. Se clasifican según la manera de soportar la tensión producida por los conductores en: Torres auto portantes y torres arriendadas (Figura 4).

Las torres auto portantes son vigas incrustadas en el suelo que transmiten la tensión de los conductores a las cimentaciones. Estas estructuras pueden ser rígidas o flexibles, las primeras no sufren deformaciones en presencia de esfuerzos irregulares, son fabricadas en acero o en hormigón; y las flexibles son postes metálicos que sufren deformación en caso de estos esfuerzos. Las torres arriendadas, por su parte, son estructuras flexibles que transmiten los esfuerzos de los conductores a las cimentaciones (United States Department of Agriculture, 2009).

Es importante notar que, para considerar una metodología de análisis de cimentaciones para torres, previamente se deben conocer las características de los materiales que imponen las cargas actuantes para la torre.



Figura 1. Torre de retención
Fuente: autor



Figura 1. Torre terminal
Fuente: autor



Figura 2. Torre angular.
Fuente: autor



Figura 3. Torre rompe tramos
Fuente: autor

Capítulo II

Metodología de diseño de cimentaciones para torres de interconexión eléctrica

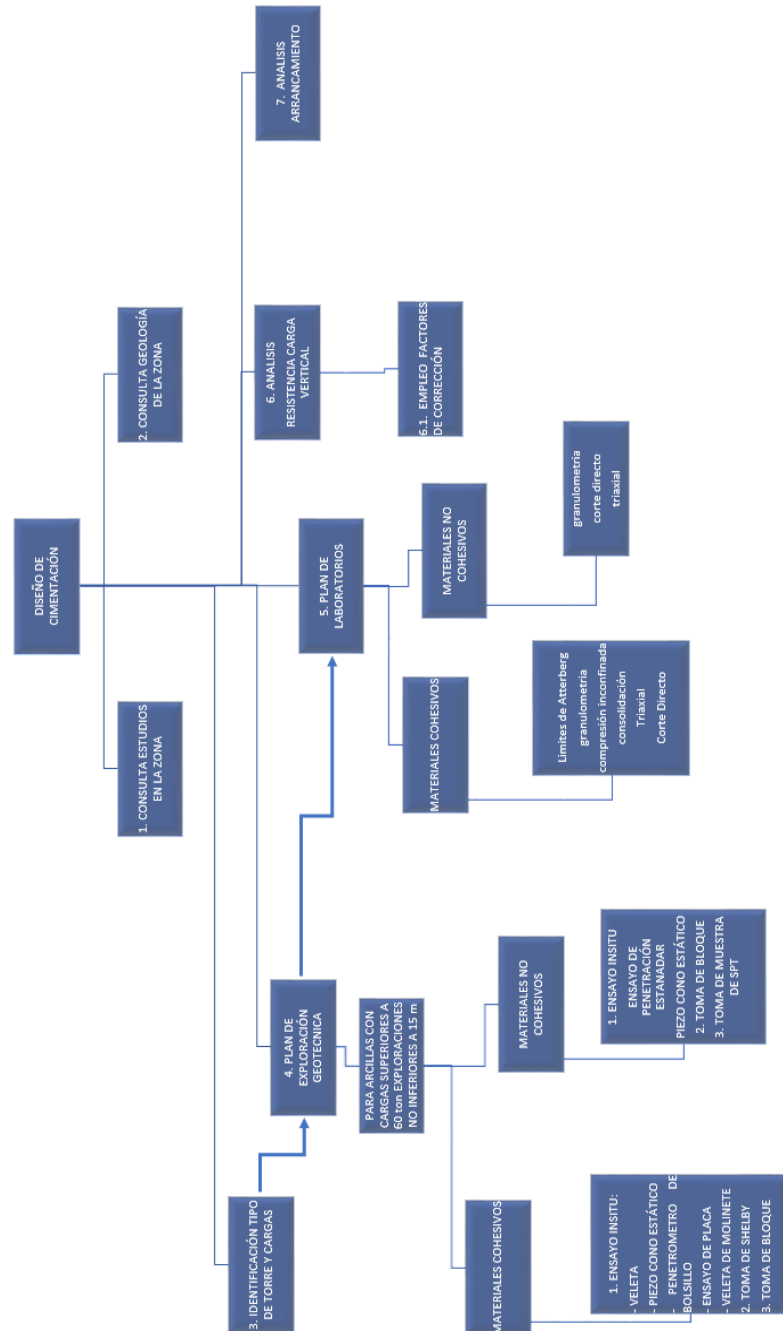


Figura 5. Flujograma metodología de diseño de torres de transmisión auto soportadas
Fuente: Autor

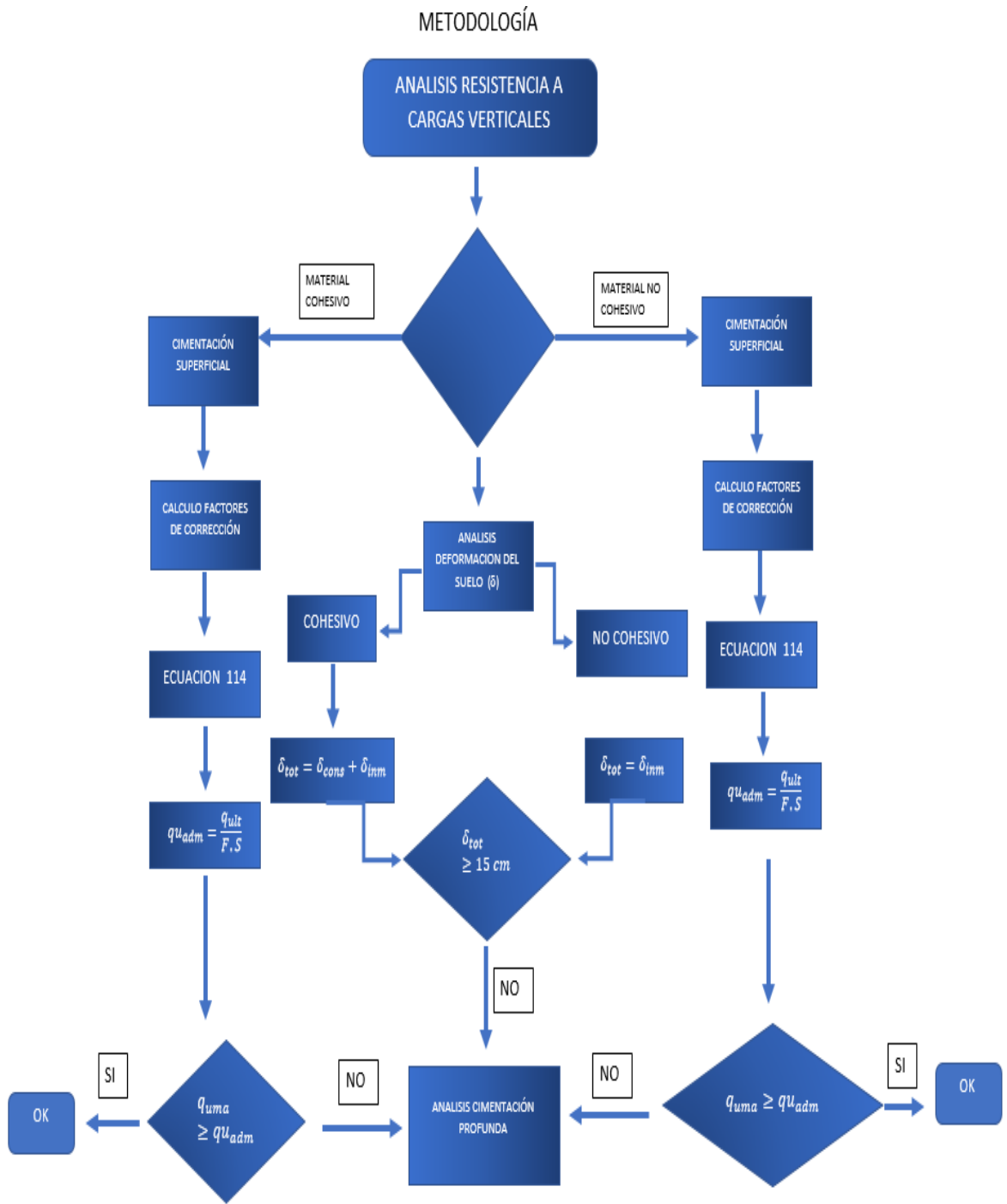


Figura 4. Flujograma metodología de diseño de torres de transmisión auto soportadas
Fuente: Autor

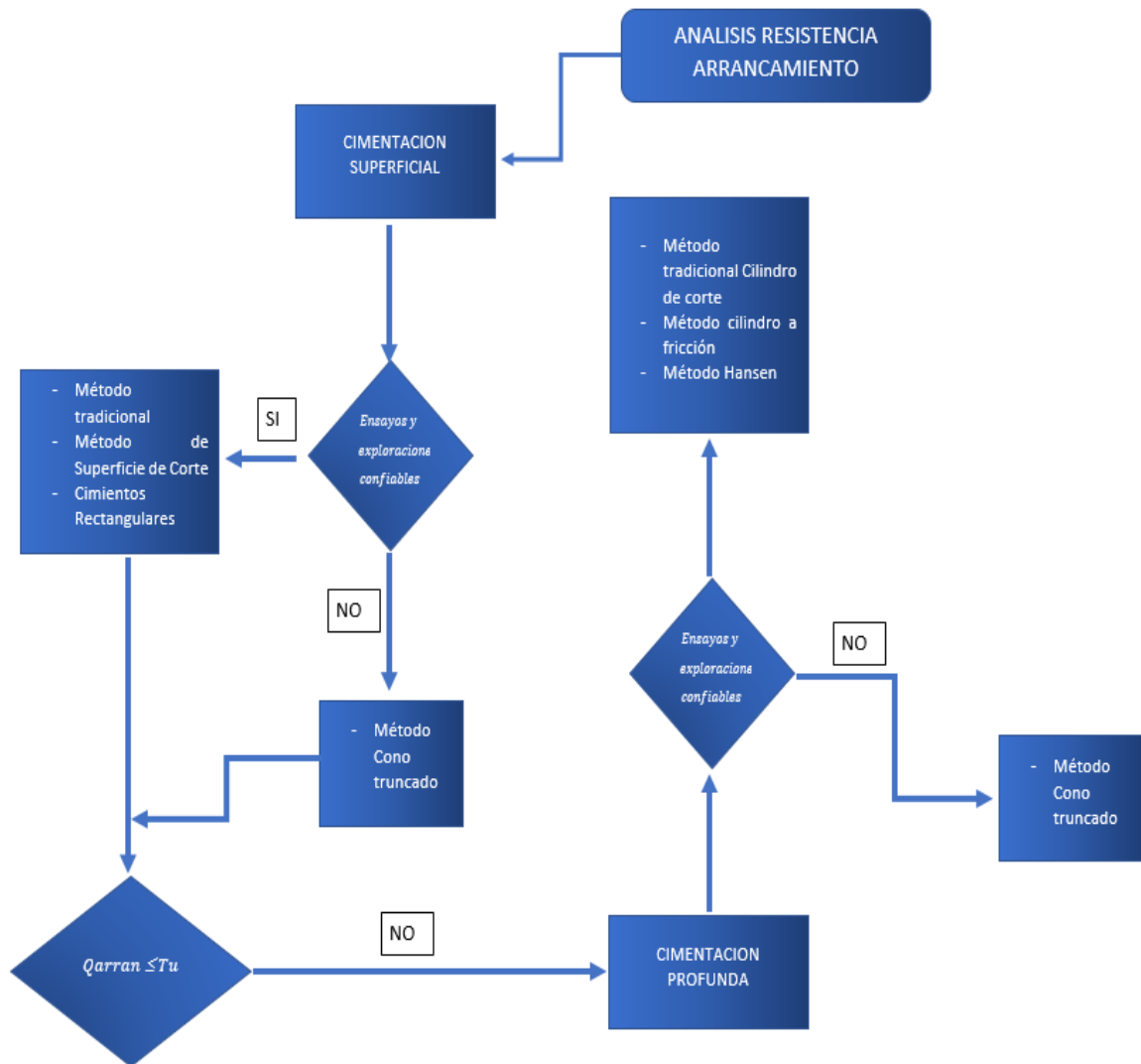


Figura 5. Flujograma metodología de diseño de torres de transmisión auto soportadas
Fuente: Autor

Capítulo III

Componentes de una torre de transmisión que genera cargas

Las torres de transmisión de alta tensión son estructuras capaces de absorber, en conjunto con la cimentación, las cargas impuestas por las tensiones de los cables, los elementos aisladores, el viento y el peso propio de la estructura. Entre los elementos generadores de carga están los que se nombran a continuación:

3.1 Aisladores

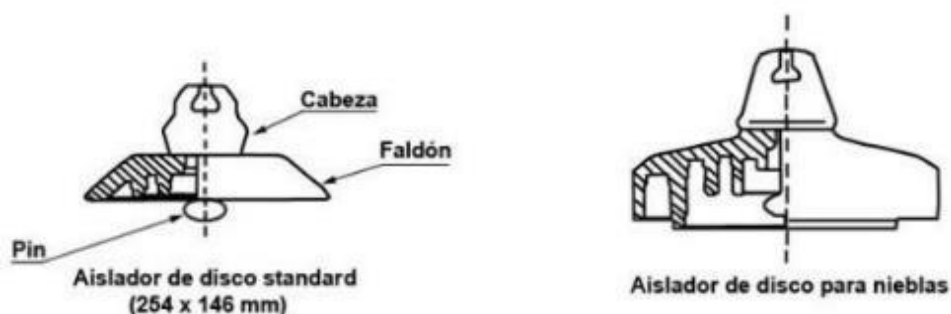


Figura 6. Aislador de campana de polímeros
Fuente: Autor

Según el *Design Manual For High Voltage Transmission Lines*, en su boletín 1724E-200, afirma que el término “aislamiento” puede ser definido como la separación entre superficies conductoras por medio de un material no conductor (dieléctrico) que ofrecería económicamente una alta resistencia a la corriente. Los aisladores se pueden fabricar en porcelana, vidrio templado, varillas de fibra de vidrio y cobertizos de polímero o silicona. Los materiales aisladores más empleados en líneas de transmisión están formados por aislantes en suspensión. Estos pueden emplear para cumplir su función: Cuerdas o campanas de polímeros, Aisladores de Clavijas, y Postes verticales y/o horizontales (United States Department of Agriculture, 2009).

Los materiales aislantes y sus características son definidos por la ANSI (*American National Standards Institute*), quien establece parámetros de capacidades eléctricas y

mecánicas para aisladores. De acuerdo con esta entidad, entre los materiales empleados para los aisladores se pueden enunciar de tres tipos: porcelánicos, en fibra de vidrio y aisladores no cerámicos (también denominados poliméricos). Los aisladores de campanas de polímeros tienen larga vida, sin embargo, las conexiones entre las campanas suelen sufrir roturas, produciendo el fallo de estos.

Por su parte, Los aislantes de porcelana han sido el estándar de la industria, según lo especificado por los requisitos de ANSI para capacidades eléctricas y mecánicas. Aunque los aisladores de porcelana tienen una larga vida útil, las cuerdas son pesadas y están sujetas a roturas por disparos. Las partes de conexión de los aislantes de porcelana son componentes metálicos que están incrustados en cemento de alta resistencia, según lo especificado por las normas ANSI.



Figura 7. Aislador de campana de vidrio.
Fuente: (Grupo TEI Mexico , 2018).

Por otra parte, los aisladores de vidrio templado presentan características similares a los de porcelana. Los aisladores tipo suspensión y retención en vidrio se componen de un dieléctrico (estándar para zonas normales de contaminación o tipo FOG para zonas de alta contaminación); herrajes metálicos (formados por caperuza de fundición maleable o dúctil galvanizada en caliente, un vástago de acero forjado galvanizado en caliente y un dispositivo de enclavamiento de acero inoxidable para asegurar los acoplamientos de aisladores de cadena cubierto con bitumen asfáltico), y el cemento (de bajo coeficiente de expansión que permite aisladores de alto grado de confiabilidad y apropiado comportamiento de las exigencias de tensión, tanto mecánicas como eléctricas).



Figura 8. Aislador de campana de polímeros.
Fuente: (Celsa, 2012).

Tabla 1. Características técnicas y referencias de aisladores poliméricos de manufactura CELSA

CARACTERÍSTICAS	FXB 15/70	FXB 25/70	FXB 35/70	FXB 115/120
No de alertas	4	6	7	22
Altura de la estructura (mm)	350+/-10	438+/-10	485+/-10	110+/-10
Distancia de aislamiento (mm)	171	265	315	-
Distancia de fuga (mm)	410	645	900	2800
Carga mecánica especificada (kN)	70	70	70	120
Voltaje del flameo al impulso rayo (kV)	180	200	265	610
Voltaje de flameo húmedo de frecuencia industrial (kV)	85	100	155	266
Voltaje de flameo seco (kV)	90	130	160	345

Fuente: (Celsa, 2012).

En el caso de los aisladores poliméricos, estos son empleados en transmisión eléctrica. Están conformados por un núcleo central de material sólido (fibra de vidrio), con cubierta exterior aislante de material polimérica. Son materiales muy flexibles, lo que los hace más resistentes. Algunas características de estos aisladores se presentan en la tabla 1.

De acuerdo con el *Design Manual For High Voltage Transmission Lines*, boletín 1724E-200, los aisladores no deben ser cargados con más del 40% de su carga de rotura mecánica; esto es importante dentro de la selección del aislador. Entre las especificaciones de los aisladores encontramos diferentes pesos, como se puede evidenciar en la siguiente tabla:

Tabla 2. Características técnicas y referencias de aisladores de suspensión en vidrio templado

MODELO	CARGA DE RUPTURA (kN)	CARGA MECÁNICA DE RUPTURA (kN)	RESISTENCIA AL IMPACTO (N*m)	DISTANCIA ESCURRIMIENTO	PESO LIQUIDO (Kg)
U120B00-146-N-N-320-C16A-B16A-V	120	60	17	320	4
U080B00-146-N-N-320-C16A-B16A-V	80	40	17	320	4
U0120BP0-146-NN-450-C16A-B16A-V	120	60	17	450	5,5
U080B90-146-N-N-450-C16A-B16A-V	80	40	17	450	5,5
U160B00-155-N-N-550-C020-B020-V	160	80	17	550	9
U240BP0-146-N-N-550-C024-B024-V	240	120	17	550	10,5
U300BP0-170-N-N-635-C024-B024-V	300	150	17	635	14
U240BP0-170-N-N-450-C024-B024-V	240	120	17	450	9
U300BP0-195-N-N-610-C024-B024-V	300	150	17	610	13

Fuente: (Macedo, 2017, Pág.14-16)

Para la selección de estos aisladores para estructuras estándar tipo pines individuales, la carga transversal debe estar limitada a 500 libras (2.2241 kN); de igual forma, la carga vertical máxima para aisladores con estructura tipo postes es de 750 libras (3.3362 kN).

3.2 Conductores

Los conductores son los encargados de transportar el fluido eléctrico y presentan factores y variables que influyen tales como:

a) Entre los conductores más comunes están los de aluminio reforzado en acero (ACSR). Estos se construyen con una o más capas de alambre de aluminio 1350, trenzado respecto de un núcleo de acero galvanizado de alta resistencia. En la figura 11 pueden apreciarse algunos de los alambres típicos para esto. A nivel eléctrico se presentan reducciones en las resistencias cuando se emplea recubrimiento de cinco aluminios pesados.

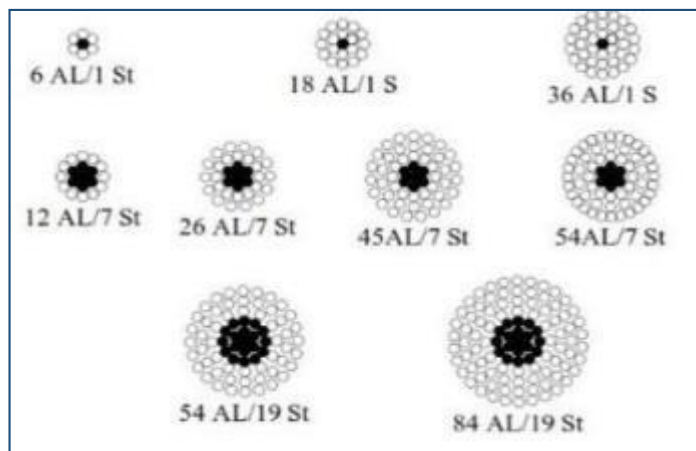


Figura 9. Cables trenzados típicos ACSR.
Fuente: (Transmission Branch, 2007, págs. 9-1)

b) Los grupos de cables de transmisión son conductores de aluminio reforzado con acero revestido de aluminio (ACSR/AW), semejantes a los ACSR, pero con alambres centrales en acero recubierto de aluminio de alta resistencia, los cuales deben contener, como mínimo, el 20 por ciento del diámetro total de alambre. La ventaja del revestimiento es una mayor protección a la corrosión en zonas que presenten estas afectaciones, además, presentan menores resistividades y disminución en pérdidas.

Los núcleos de acero pueden tener recubrimiento "A", que es el estándar o más normal; o recubrimiento de cinc de clases B o C, para proporcionar protección ante ambientes corrosivos. Estos recubrimientos proveen mayor protección y, a su vez, un peso con más magnitud.

c) El grupo de conductores en aluminio 1350 H19 (AAC) tiene una capacidad de resistencia a la tensión mecánica muy baja. Este grupo está formado por aluminio de 99.5%. Deben emplearse solo en tramos cortos y cargas mecánicas bajas. Sus propiedades pueden evidenciarse en las tablas 3 y 4.

Tabla 3. Especificaciones de conductores en aluminio reforzado en acero revestido de aluminio (AAC)

Part #	Conductor Size	Stranding / W. Diam.	Sectional Area	Diameter of Conductor	Linear Density	Rated Strength	DC Resistance @ 20°C
Nº de Parte	Calibre	Nº de Hilos y Diámetro	Area Transversal	Diámetro del Conductor	Densidad Lineal	Carga de Rotura	Resistencia DC @ 20°C
Add / Agregar A+ Code / Código	AWG ó MCM	n / mm	mm ²	mm	Kg/Km	Kgf	Ohms/Km
Rose	4	7 / 1.96	21.1	5.88	58.2	399	1.3600
Iris	2	7 / 2.47	33.6	7.41	92.6	611	0.8560
Pansy	1	7 / 2.78	42.4	8.34	116.6	744	0.6790
Poppy	1/0	7 / 3.12	53.5	9.36	147.2	901	0.5380
Aster	2/0	7 / 3.50	67.4	10.50	185.7	1132	0.4270
Phlox	3/0	7 / 3.93	85.0	11.79	233.9	1377	0.3380
Oxlip	4/0	7 / 4.42	107.2	13.26	295.2	1734	0.2690
Sneezewort	250	7 / 4.80	126.7	14.40	348.8	2050	0.2280
Valerian	250	19 / 2.91	126.7	14.55	348.6	2111	0.2280
Daisy	266.8	7 / 4.96	135.2	14.88	372.3	2182	0.2132
Laurel	266.8	19 / 3.01	135.2	15.05	372.2	2254	0.2132
Peony	300	19 / 3.19	152.0	15.95	418.3	2478	0.1870
Tulip	336.4	19 / 3.38	170.5	16.90	469.5	2784	0.1691
Daffodil	350	19 / 3.45	177.3	17.25	487.9	2896	0.1620
Canna	397.5	19 / 3.67	201.4	18.35	554.9	3222	0.1431
Goldentuft	450	19 / 3.91	228.0	19.55	627.6	3569	0.1260
Cosmos	477	19 / 4.02	241.7	20.10	664.8	3773	0.1193
Syringa	477	37 / 2.88	241.7	20.16	664.8	3936	0.1193
Hyacinth	500	37 / 2.95	253.3	20.65	696.8	4130	0.1140
Zinnia	500	19 / 4.12	253.3	20.60	697.1	3967	0.1140
Dahlia	556.5	19 / 4.35	282.0	21.75	775.8	4416	0.1022
Mistletoe	556.5	37 / 3.12	282.0	21.84	775.7	4518	0.1022
Meadowsweet	600	37 / 3.23	304.0	22.61	836.3	4844	0.0948
Orchid	636	37 / 3.33	322.3	23.31	886.9	5140	0.0895
Heuchera	650	37 / 3.37	329.4	23.59	907.4	5272	0.0876
Verbena	700	37 / 3.49	354.7	24.43	975.7	5650	0.0814
Flag	700	61 / 2.72	354.7	24.48	975.8	5823	0.0814
Violet	715.5	37 / 3.53	362.6	24.71	998.5	5782	0.0795
Nasturtium	715.5	61 / 2.75	362.6	24.75	998.5	5955	0.0795
Petunia	750	37 / 3.62	380.0	25.34	1046.0	5976	0.0758
Cattail	750	61 / 2.82	380.0	25.38	1046.0	6149	0.0758
Arbutus	795	37 / 3.72	402.8	26.04	1109.0	6302	0.0716
Lilac	795	61 / 2.90	402.8	26.10	1110.0	6506	0.0716
Cockscomb	900	37 / 3.96	456.0	27.72	1256.0	6975	0.06322
Snapdragon	900	61 / 3.09	456.0	27.81	1256.0	7220	0.06322
Magnolia	954	37 / 4.08	483.4	28.56	1331.0	7404	0.05964

Fuente: Especificaciones técnicas para cables AAC (Akabel, Pág. 2).

Tabla 4. Especificaciones de conductores en aluminio reforzado en acero revestido de aluminio (AAC)

Calibre	Sección	Nº de hilos	Diámetro de cada hilo	Diámetro del cable	Peso	Carga de rotura	Resistencia corriente continua a 20°C
Size	Section	NP of Strands	Diameter of Strands	Diameter	Weight	Rated Strength	Maximum Resistance at 20°C
AWG ó MCM	mm ²		mm	mm	kg/km	kg	ohms/km
*8	8,40	7	1,23	3,70	22,80	255	3,8940
6	13,30	7	1,56	4,66	36,60	428	2,5216
4	21,15	7	1,96	5,88	58,33	685	1,5846
2	33,62	7	2,47	7,42	92,70	1.087	0,9957
*1	42,41	7	2,78	8,33	116	1.310	0,7680
1/0	53,51	7	3,12	9,36	147	1.734	0,6263
2/0	67,44	7	3,50	10,51	186	2.091	0,497
3/0	85,02	7	3,93	11,80	234	2.637	0,4137
4/0	107	7	4,42	13,25	296	3.335	0,3123
*4/0	107	19	2,68	13,40	296	3.315	0,3050
250	127	19	2,91	14,57	349	3.966	0,2644
300	152	19	3,19	15,96	419	4.766	0,2201
350	177	19	3,45	17,23	489	5.343	0,1889
400	203	19	3,69	18,43	559	6.112	0,1653
450	228	19	3,91	19,54	629	6.827	0,1466
500	253	19	4,12	20,60	698	7.619	0,1322
550	279	37	3,10	21,67	768	8.577	0,1200
600	304	37	3,23	22,63	838	9.311	0,1102
650	329	37	3,37	23,56	908	10.136	0,1017
700	355	37	3,49	24,45	978	10.417	0,0944
750	380	37	3,62	25,32	1.048	11.208	0,08792
800	405	37	3,73	26,14	1.117	11.900	0,8267
900	456	37	3,96	27,74	1.257	13.413	0,07349
1.000	507	37	4,18	29,23	1.397	14.944	0,06627

Fuente: (Grupo EPM, 2018, pág. 4).

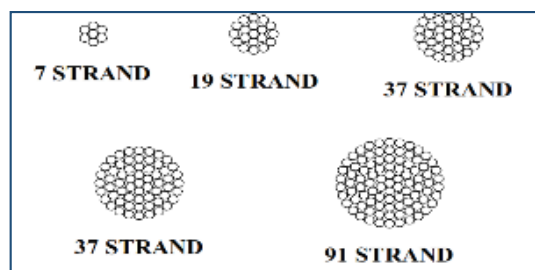


Figura 10. Cables trenzados típicos en aluminio 1350.
Fuente: (Transmission Branch, 2007, págs. 9-2).

d) El grupo de conductores de aleación total – Aleación 6201 (AAAC-6201) (Tabla 5), a diferencia del grupo 1350, se presenta alta resistencia (construido en aluminio 6201-T81). Sus características de resistencia son similares a las del ACSR, sin tener núcleo

de acero. Las propiedades pueden evidenciarse en las siguientes tablas (de la tabla 5 a la 8).

Tabla 5. Especificaciones de conductores en aleación total – aleación 6201 (AAAC-6201)

CÓDIGO DEL CABLE DE ALEACIÓN 6201	CALIBRE DEL CABLE DE ALEACIÓN 6201	SECCIÓN	CALIBRES Y CABLEADOS DE LOS CABLES ACSR DEL MISMO DIÁMETRO QUE LOS DE ALEACIÓN		Nº DE HILOS POR DIÁMETRO DE CADA HILO	DIÁMETRO TOTAL	PESO TOTAL	CARGA DE ROTURA	RESISTENCIA CORRIENTE CONTINUA A 20°C
			AWG ó MCM	AL/Acero					
Akron	30,58	15,50	6	6/1	7 x 1,68	5,04	42,44	503	2,1615
Alton	48,69	24,67	4	6/1	7 x 2,12	6,36	67,56	801	1,3577
Ames	77,47	39,25	2	6/1	7 x 2,67	8,02	107,5	1.270	0,8534
Azusa	123,3	62,48	1/0	6/1	7 x 3,37	10,11	171	2.023	0,5364
Anaheim	155,4	78,74	2/0	6/1	7 x 3,78	11,35	215,6	2.452	0,4257
Amherst	195,7	99,16	3/0	6/1	7 x 4,25	12,74	271,5	3.083	0,3379
Alliance	246,9	125	4/0	6/1	7 x 4,77	14,31	342,6	3.884	0,2658
Butte	312,8	158	266,8	26/7	19 x 3,26	16,30	434,9	4.978	0,2113
Canton	394,5	200	336,4	26/7	19 x 3,66	18,30	547,4	6.013	0,1675
Cairo	465,4	236	397,5	26/7	19 x 3,98	19,88	645,7	7.098	0,1421
Darien	559,5	283	477	26/7	19 x 4,36	21,79	776,3	8.525	0,1181
Elgin	652,4	331	556,5	26/7	19 x 4,71	23,53	905,2	9.943	0,10135
Flint	740,8	375	636	26/7	37 x 3,59	25,16	1.028	9.943	0,0892
Greeley	927,2	470	795	26/7	37 x 4,02	28,15	1.287	11.014	0,0713
	1.077,4	545,9	954	54/7	61 x 3,38	30,42	1.495	15.909	0,0614
	1.165,1	590,3	1.033,5	54/7	61 x 3,51	31,59	1.617	17.234	0,0567
	1.259,6	638,2	1.113	54/7	61 x 3,65	32,85	1.748	18.560	0,05249
	1.348,8	683,4	1.192,5	54/7	61 x 3,90	35,10	1.872	21.212	0,04594

Fuente: (General Cable Company, s.f., pág. 2).

Tabla 6. Especificaciones de conductores en aluminio reforzado en acero (ACSR).


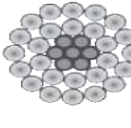
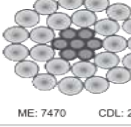
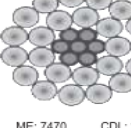

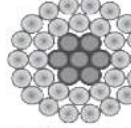
		Código ^A		cableado Aluminio/acero	Alambres de aluminio			Alambre de acero			nominal de los conductores	
cmil	AWG				Número	Diámetro pulgadas*	Capas	Número	Diámetro pulgadas*	Capas	pulgadas	lb/ 1000 ft
1113 000	Finch	AA	54/19	54	0.1436	3	19	0.0862	2	1.293	1430
1113 000	Bluejay	AA	45/7	45	0.1573	3	7	0.1049	1	1.259	1254
556 500	Dove	AA	26/7	26	0.1463	2	7	0.1138	1	0.927	765.2
477 000	...	Hawk	AA	26/7	26	0.1354	2	7	0.1053	1	0.858	655.3
336 400	...	Linnet	AA	26/7	26	0.1137	2	7	0.0884	1	0.720	462.0
266 800	...	Partridge	AA	26/7	26	0.1013	2	7	0.0788	1	0.642	366.9
266 800	...	Waxwing	AA	18/1	18	0.1217	2	1	0.1217	0	0.609	289.1
211 600	0000	Penguin	AA	6/1	6	0.1878	1	1	0.1878	0	0.563	290.8
133 100	00	Quail	AA	6/1	6	0.1489	1	1	0.1487	0	0.447	182.8
105 600	0	Raven	AA	6/1	6	0.1327	1	1	0.1327	0	0.398	145.2
66 360	2	Sparrow	AA	6/1	6	0.1052	1	1	0.1052	0	0.316	91.2

A las palabras código mostradas en esta columna son proporcionadas por información solamente. Estos códigos se aplican a conductores de aluminio con refuerzo de acero (ACSR) clase AA. No aplica a productos clase A mostrados.

Calibre		Clase	Nombre	Designación del cableado Aluminio/acero	Carga de rotura nominal (Por tipo de núcleo de acero) ACSR/GA	
cmil	AWG				kips	kgf
1113 000	AA	FINCH	54/19	39.1	17735.46
1113 000	AA	BLUEJAY	45/7	29.8	13517.05
556 500	AA	DOVE	26/7	22.60	10251.19
477 000	AA	HAWK	26/7	19.50	8845.05
336 400	AA	LINNET	26/7	14.10	6395.65
266 800	AA	PARTRIDGE	26/7	11.30	5125.59
266 800	AA	WAXWING	18/1	6.90	3129.79
211 600	0000	AA	PENGUIN	6/1	8.35	3787.50
133 100	00	AA	QUAIL	6/1	5.30	2404.04
105 600	0	AA	RAVEN	6/1	4.38	1986.73
66 360	2	AA	SPARROW	6/1	2.85	1292.74


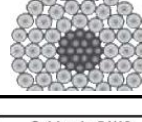
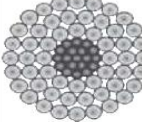
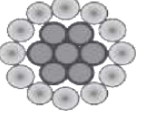
Fuente: (Grupo EPM, 2018, pág. 7).

Tabla 7. Especificaciones de conductores en aluminio reforzado en acero revestido de aluminio
(ACSR/AW)

Cableado Aluminio/Acero	Codigo	Calibre AWG/ kcmil	Diametros (mm)					Peso Total Aprox. (kg/km)			Carga de Rotura Kg=f	Resistencia Electrica (Ohm/km)		Capacidad de corriente		
			Hilos Individuales		Nucleo	Total	RMG	Al	Acero	Total		DC a 20 °C(1)	AC a 75 °C	A	KA	
			Acero	Al												
 ME: 7757 CDL: 20,0	Swan/AW	4	2,12	2,12	2,12	6,36	2,05	58,1	23,2	81,3	809	1,28	1,563	145	3,2	
	Sparrow/AW	2	2,67	2,67	2,67	8,01	2,58	92,3	36,9	129,3	1252	0,805	0,983	194	5,1	
	Robin/AW	1	3,00	3,00	3,00	9,00	2,90	116,4	46,6	163,0	1565	0,638	0,779	225	6,4	
	Raven/AW	1/0	3,37	3,37	3,37	10,11	3,25	146,8	58,7	205,6	1925	0,506	0,618	260	8,0	
	Quail/AW	2/0	3,78	3,78	3,78	11,35	3,65	185,1	74,1	259,2	2329	0,401	0,490	301	10,1	
	Pigeon/AW	3/0	4,25	4,25	4,25	12,74	4,10	233,5	93,4	326,8	2860	0,318	0,389	348	12,8	
	Penguin/AW	4/0	4,77	4,77	4,77	14,31	4,61	294,4	117,8	412,1	3486	0,253	0,308	402	16,1	
 ME: 7728 CDL: 20,0	Partridge/AW	266,8	2,00	2,57	6,00	16,29	6,62	374,8	145,6	520	4897	0,202	0,247	465	20,3	
	Ostrich/AW	300	2,12	2,73	6,36	17,28	7,01	421,5	163,7	585	5507	0,180	0,220	501	22,8	
	Linnet/AW	336,4	2,25	2,89	6,74	18,30	7,43	472,6	183,6	656	6119	0,161	0,196	538	25,6	
	Libis/AW	397,5	2,44	3,14	7,33	19,89	8,07	558,5	216,9	775	7164	0,136	0,166	598	30,2	
	Hawk/AW	477	2,67	3,44	8,02	21,79	8,85	670,1	260,3	930	8597	0,113	0,138	670	36,3	
	Dove/AW	556,5	2,89	3,72	8,67	23,53	9,55	781,8	303,7	1085	9938	0,097	0,118	739	42,3	
	Squab/AW	605	3,01	3,87	9,04	24,54	9,96	850,0	330,01	1180	10704	0,089	0,109	779	46,0	
	Grosbeack/AW	636	3,09	3,97	9,27	25,16	10,21	893,5	347,0	1241	11252	0,085	0,104	804	48,4	
	Gannet/AW	666,6	3,16	4,07	9,49	25,75	10,46	936,5	363,7	1300	11794	0,081	0,099	828	50,7	
	Starling/AW	715,5	3,28	4,21	9,83	26,68	10,83	1005,2	390,4	1396	12659	0,075	0,092	866	54,4	
	Drake/AW	795	3,45	4,44	10,36	28,13	11,42	1116,9	433,8	1551	13844	0,068	0,083	926	60,5	
	 ME: 7470 CDL: 20,5	Brant/AW	397,5	2,18	3,27	6,54	19,61	7,87	558,5	172,7	731	6376	0,137	0,168	592	30,2
		Flicker/AW	477	2,39	3,58	7,16	21,49	8,63	670,1	207,3	877	7573	0,114	0,140	664	36,3
Parakeet/AW		556,5	2,58	3,87	7,74	23,21	9,32	781,8	241,8	1024	8743	0,098	0,120	732	42,3	
Peacock/AW		605	2,69	4,03	8,07	24,20	9,71	850,0	262,9	1113	9504	0,090	0,110	772	46,0	
Rook/AW		636	2,76	4,13	8,27	24,81	9,96	893,5	276,4	1170	9991	0,086	0,105	797	48,4	
Flamingo/AW		666,6	2,82	4,23	8,47	25,40	10,20	936,5	289,7	1226	10472	0,082	0,100	821	50,7	
Stilt/AW		715,5	2,92	4,39	8,77	26,31	10,57	1005,2	310,9	1316	11240	0,076	0,093	858	54,4	
Cukoo/AW	795	3,08	4,62	9,25	27,74	11,14	1116,9	345,5	1462	12489	0,069	0,084	917	60,5		
 ME: 7470 CDL: 20,5	Brant/AW	397,5	2,18	3,27	6,54	19,61	7,87	558,5	172,7	731	6376	0,137	0,168	592	30,2	
	Flicker/AW	477	2,39	3,58	7,16	21,49	8,63	670,1	207,3	877	7573	0,114	0,140	664	36,3	
	Parakeet/AW	556,5	2,58	3,87	7,74	23,21	9,32	781,8	241,8	1024	8743	0,098	0,120	732	42,3	
	Peacock/AW	605	2,69	4,03	8,07	24,20	9,71	850,0	262,9	1113	9504	0,090	0,110	772	46,0	
	Rook/AW	636	2,76	4,13	8,27	24,81	9,96	893,5	276,4	1170	9991	0,086	0,105	797	48,4	
	Flamingo/AW	666,6	2,82	4,23	8,47	25,40	10,20	936,5	289,7	1226	10472	0,082	0,100	821	50,7	
	Stilt/AW	715,5	2,92	4,39	8,77	26,31	10,57	1005,2	310,9	1316	11240	0,076	0,093	858	54,4	
 ME: 6837 CDL: 21,7	Waxwing/AW	266,8	3,09	3,09	3,09	15,46	6,00	374,8	49,5	424	3097	0,210	0,256	451	20,3	
	Merlin/AW	336,4	3,47	3,47	3,47	17,36	6,74	472,6	62,4	535	3873	0,166	0,203	521	25,6	
	Chicadee/AW	397,5	3,77	3,77	3,77	18,87	7,32	558,5	73,7	632	4435	0,141	0,172	579	30,2	
	Pelican/AW	477	4,13	4,13	4,13	20,67	8,02	670,1	88,5	759	5198	0,117	0,143	650	36,3	
	Osprey/AW	556,5	4,47	4,47	4,47	22,33	8,66	781,8	103,2	885	6011	0,101	0,123	716	42,3	
	Kingbird/AW	636	4,77	4,77	4,77	23,87	9,26	893,5	118,0	1012	6809	0,088	0,107	799	48,4	
 ME: 8230 CDL: 19,2	Piper/AW	300	2,54	2,54	7,62	17,78	7,34	423,5	234,7	658	6774	0,177	0,216	509	22,8	
	Oriole/AW	336,4	2,69	2,69	8,07	18,83	7,78	474,9	263,2	738	7596	0,158	0,192	547	25,6	
	Lark/AW	397,5	2,92	2,92	8,77	20,47	8,45	561,2	310,9	872	8909	0,133	0,163	608	30,2	
	Hen/AW	477	3,2	3,2	9,61	22,42	9,26	673,4	373,1	1047	10612	0,111	0,136	682	36,3	
	Eagle/AW	556,5	3,46	3,46	10,38	24,22	10,00	785,6	435,3	1221	12159	0,095	0,116	751	42,3	
	Wood Duck/AW	605	3,61	3,61	10,82	25,25	10,43	854,1	473,3	1327	12877	0,088	0,107	792	46,0	
	Scoter/AW	636	3,7	3,7	11,09	25,89	10,69	897,9	497,5	1395	13283	0,083	0,102	818	48,4	
	Skimmer/AW	795	4,13	4,13	12,40	28,94	11,95	1122,4	621,9	1744	16155	0,067	0,081	941	60,5	

Fuente: (Centelsa, s.f., pág. 13).

Tabla 8. Especificaciones de conductores en aluminio reforzado en acero revestido de aluminio
(ACSR/AW)

Cableado Aluminio/Acero	Codigo	Calibre AWG/ kcmil	Diametros (mm)					Pesp Total Aprox. (kg/km)			Carga de Rotura kg=f	Resistencia		Capacidad de Corriente	
			Hilos Individuales		Nucleo	Total	RMG	Al	Acero	Total		Electrica (Ohm/km)		(2)	CC(3)
			Acero	Al								DC a 20°C(1)	AC a 75°C	A	KA
 Cableado 45/7 ME: 6960 CDL: 21,5	Tem/AW	795	2,25	3,38	6,75	27,01	10,72	1119,6	184,3	1304	9733	0,070	0,086	901	60,5
	Ruddy/AW	900	2,39	3,59	7,18	28,74	11,41	1267,5	208,6	1476	10872	0,062	0,076	974	68,5
	Rail/AW	954	2,47	3,7	7,4	29,59	11,75	1343,6	221,1	1565	11525	0,059	0,071	1010	72,6
	Ortolan/AW	1033,5	2,57	3,85	7,70	30,79	12,23	1455,5	239,5	1695	12318	0,054	0,066	1063	78,6
	Bluejay/AW	1113	2,66	3,99	7,99	31,96	12,69	1567,5	258,0	1825	13265	0,050	0,061	1114	84,7
	Buting/AW	1192,5	2,76	4,13	8,27	33,08	13,13	1679,4	276,4	1956	14213	0,047	0,057	1164	90,7
	Bittem/AW	1272	2,85	4,27	8,54	34,16	13,56	1791,4	294,8	2086	15160	0,044	0,054	1212	96,8
	Dipper/AW	1354,5	2,93	4,40	8,8	35,21	13,98	1903,4	313,3	2217	16108	0,041	0,050	1259	102,8
	Bobolink/AW	1431	3,02	4,53	9,06	36,24	14,39	2015,3	331,7	2347	17055	0,039	0,048	1306	108,9
	Nuthatch/AW	1510,5	3,1	4,65	9,31	37,23	14,78	2127,3	350,1	2477	18003	0,037	0,045	1351	114,9
Condor/AW	795	3,08	3,08	9,25	27,74	11,23	1122,4	345,5	1468	12611	0,069	0,084	915	60,5	
Cableado 54/7	Canary/AW	900	3,28	3,28	9,84	29,51	11,95	1270,6	391,1	1662	14077	0,061	0,074	990	68,5
	Cardinal/AW	954	3,38	3,38	10,13	30,38	12,31	1346,8	414,6	1761	14922	0,057	0,070	1027	72,6
	Curlew/AW	1033,5	3,51	3,51	10,54	31,63	12,81	1459,1	449,1	1908	15936	0,053	0,065	1080	78,6
	Finch/AW	1113	2,19	3,65	10,94	32,82	13,29	1571,3	473,8	2045	17017	0,049	0,060	1131	84,7
 Cableado 54/19	Grackle/AW	1192,5	2,27	3,77	11,33	33,97	13,76	1683,5	507,6	2191	18233	0,046	0,056	1182	90,7
	Pheasant/AW	1272	2,34	3,90	11,70	35,09	14,21	1795,8	541,5	2337	19242	0,043	0,053	1231	96,8
	Martin/AW	1351,5	2,41	4,02	12,06	36,17	14,65	1908,0	575,3	2483	20445	0,041	0,050	1279	102,8
	Plover/AW	1431	2,48	4,13	12,41	37,22	15,07	2020,2	609,1	2629	21648	0,038	0,047	1326	108,9
	Finch/AW	1113	2,19	3,65	10,94	32,82	13,29	1571,3	473,8	2045	17017	0,049	0,060	1131	84,7
 Cableado 54/19 ME: 7447 CDL: 20,5	Grackle/AW	1192,5	2,27	3,77	11,33	33,97	13,76	1683,5	507,6	2191	18233	0,046	0,056	1182	90,7
	Pheasant/AW	1272	2,34	3,9	11,70	35,09	14,21	1795,8	541,5	2337	19242	0,043	0,053	1231	96,8
	Martin/AW	1351,5	2,41	4,02	12,06	36,17	14,65	1908,0	575,3	2483	20445	0,041	0,050	1279	102,8
	Plover/AW	1431	2,48	4,13	12,41	37,22	15,07	2020,2	609,1	2629	21648	0,038	0,047	1326	108,9
	Parrot/AW	1510,5	2,55	4,25	12,75	38,24	15,49	2132,5	643,0	2775	22850	0,036	0,044	1372	114,9
	Falcon/AW	1590	2,62	4,36	13,08	39,23	15,89	2244,7	676,8	2922	24053	0,035	0,042	1418	121,0
	Chuckar/AW	1780	2,22	3,70	11,09	40,67	16,27	2458,0	491,5	2949	22390	0,031	0,037	1519	135,4
Cableado 84/19 ME:7068	Bluebird/AW	2156	2,44	4,07	12,21	44,76	17,91	2977,3	595,3	3573	26774	0,025	0,031	1715	164,0
	Kiwi/AW	2312	2,07	4,43	10,34	45,78	18,24	3216,5	425,1	3642	25092	0,024	0,029	1772	175,9
Cableado 774/7 ME 6827	Thasher/AW	2312	2,07	4,43	10,34	45,78	18,24	3216,5	425,1	3642	25092	0,024	0,029	1772	175,9
	Joree/AW	2515	2,16	4,62	10,78	47,75	19,03	3498,9	462,4	3961	27295	0,022	0,027	1869	191,4
 Cableado 12/7	Petrel/AW	101,8	2,34	2,34	7,02	11,7	4,54	143,4	199,1	342	4494	0,468	0,570	281	7,7
	Minorca/AW	110,8	2,44	2,44	7,32	12,20	4,73	156,0	216,7	373	4891	0,430	0,524	296	8,4
	Legthorn/AW	134,6	2,69	2,69	8,07	13,45	5,22	189,6	263,2	453	5896	0,354	0,431	335	10,2
	Guinea/AW	159	2,92	2,92	8,77	14,62	5,67	223,9	310,9	535	6938	0,300	0,365	372	12,1
	Dotterel/AW	176,9	3,08	3,08	9,25	15,42	5,98	249,1	346,0	595	7689	0,269	0,328	398	13,5
	Dorking/AW	190,8	3,20	3,20	9,61	16,01	6,21	268,7	373,1	642	8293	0,250	0,304	417	14,5
	Cochin/AW	211,3	3,37	3,37	10,11	16,85	6,54	297,6	413,2	711	8973	0,226	0,275	445	16,1
CABLEADO 169/19 ME: 11939	Brahma/AW	203,2	2,48	2,86	12,41	18,13	7,43	285,5	609,2	895	12286	0,215	0,262	464	15,5

Fuente: (Centelsa, s.f.)

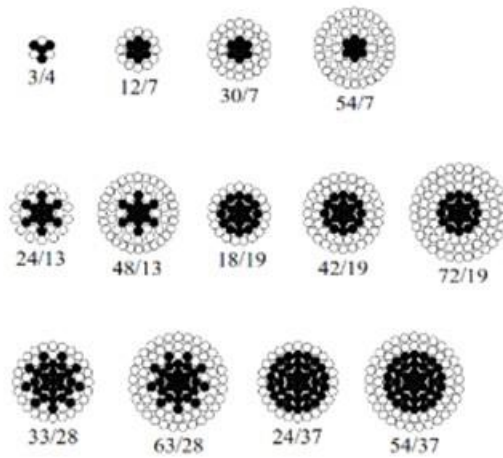
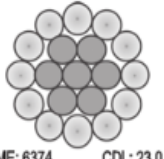
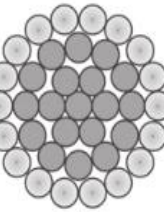
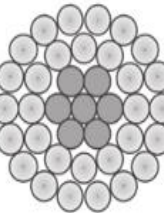
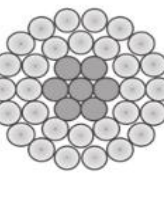


Figura 11. Cables trenzados típicos ACAR
 Fuente: (Transmission Branch, 2007, págs. 9-3).

- e) El grupo de conductores en aluminio reforzada (ACAR) está conformado de 1350 hilos de aluminio con un núcleo en aluminio de 6201. Las propiedades pueden evidenciarse en la tabla 9.
- f) El grupo de conductores revestidos de aluminio (AWAC) permite resistencia a la corrosión y tiene bajo peso con reducción a la resistencia. Sus propiedades pueden evidenciarse en la tabla 10.
- g) El grupo de conductores de aluminio reforzado con acero – auto amortiguación (ACSR/SD) usa dos capas de alambres de aluminio de forma trapezoidal. Su rendimiento es similar al ACSR convencional, sumado a características de amortiguamiento automático, con lo cual, reduce las vibraciones producidas por viento. Las propiedades pueden evidenciarse en las tablas 11 y 12.

Tabla 9. Especificaciones de conductores en aluminio reforzada (ACAR)

Cableado Aluminio/Aleacion	Calibre Kcmil	Diametros (mm)			Peso Total Aprox. (kg/km)			Carga de Rotura kg-f	Resistencia Electrica (Ohm/km)		Capacidad de Corriente	
		Hilos de Aleacion de Aluminio	Total	RMG	Al	AAAC	Total		DC a 20°C	AC a 75°C	(1)	CC(2)
											A	KA
Cableado 12/7  ME: 6374 CDL: 23,0	250	2,91	14,57	6,77	220,7	128,1	349	2813	0,239	0,29	417	14,7
	300	3,19	15,96	7,42	264,9	153,7	419	3344	0,199	0,242	468	17,6
	350	3,45	17,24	8,02	309,0	179,3	488	3817	0,171	0,207	515	20,5
	400	3,69	18,43	8,57	353,2	204,9	558	4319	0,150	0,181	560	23,5
	450	3,91	19,54	9,09	397,3	230,5	628	4811	0,133	0,161	604	26,4
	500	4,12	20,6	9,58	441,5	256,1	698	5345	0,120	0,145	645	29,3
	550	4,32	21,61	10,05	485,6	281,7	767	5880	0,109	0,132	685	32,2
600	4,51	22,57	10,49	529,8	307,3	837	6414	0,100	0,121	724	35,2	
Cableado 18/19  ME: 6374 CDL: 23,0	500	2,95	20,67	9,4	340,1	357,0	697	6000	0,122	0,148	640	29,3
	550	3,10	21,68	9,86	374,1	392,7	767	6555	0,111	0,134	679	32,2
	600	3,23	22,64	10,3	408,1	428,4	836	7151	0,102	0,123	718	35,2
	650	3,37	23,57	10,72	442,1	464,1	906	7536	0,0941	0,114	755	38,1
	700	3,49	24,46	11,13	476,1	499,8	976	8116	0,0874	0,105	791	41,0
	750	3,62	25,31	11,52	510,1	535,5	1046	8633	0,0816	0,0985	826	44,0
	800	3,73	26,14	11,90	544,1	571,2	1115	9209	0,0765	0,0923	861	46,9
	850	3,85	26,95	12,26	578,1	606,8	1185	9714	0,0720	0,0869	894	49,8
	900	3,96	27,73	12,62	612,1	642,5	1255	10285	0,0680	0,0820	927	52,8
	950	4,07	28,49	12,96	646,1	678,2	1324	10857	0,0644	0,0777	959	55,7
	1000	4,18	29,23	13,30	680,1	713,9	1394	11428	0,0612	0,0738	991	58,6
	1050	4,28	29,95	13,63	714,1	749,6	1464	11999	0,0583	0,0703	1022	61,6
	1100	4,38	30,66	13,95	748,1	785,3	1533	12571	0,0556	0,0671	1052	64,5
1200	4,57	32,02	14,57	816,2	856,7	1673	13714	0,0510	0,0615	1112	70,4	
Cableado 30/7  ME: 6338 CDL: 23,0	500	2,95	20,67	9,40	566,8	131,5	698	4900	0,117	0,142	653	29,3
	550	3,1	21,68	9,86	623,5	144,7	768	5316	0,106	0,129	693	32,2
	600	3,23	22,64	10,30	680,1	157,8	838	5800	0,0971	0,118	732	35,2
	650	3,37	23,57	10,72	736,8	171,0	908	6203	0,0897	0,109	770	38,1
	700	3,49	24,46	11,13	793,5	184,1	978	6680	0,0833	0,101	807	41,0
	750	3,62	25,31	11,52	850,2	197,3	1047	7057	0,0777	0,0946	843	44,0
	800	3,73	26,14	11,90	906,8	210,4	1117	7527	0,0728	0,0886	878	46,9
	850	3,85	26,95	12,26	963,5	223,6	1187	7883	0,0686	0,0834	913	49,8
	900	3,96	27,73	12,62	1020	236,7	1257	8347	0,0648	0,0788	946	52,8
	950	4,07	28,49	12,96	1076,9	249,9	1327	8811	0,0613	0,0746	979	55,7
	1000	4,18	29,23	13,30	1134	263,0	1397	9275	0,0583	0,0709	1011	58,6
	1050	4,28	29,95	13,63	1190,2	276,2	1466	9738	0,0555	0,0675	1043	61,6
	1100	4,38	30,66	13,95	1247	289,3	1536	10202	0,0530	0,0645	1074	64,5
1200	4,57	32,02	14,57	1360	315,6	1676	11130	0,0486	0,0591	1135	70,4	
Cableado 30/7  ME: 6338 CDL: 23,0	500	2,95	20,67	9,40	453,4	244,2	698	5394	0,119	0,145	646	29,3
	550	3,10	21,68	9,86	498,8	268,7	767	5874	0,109	0,132	686	32,2
	600	2,23	22,64	10,30	544,1	293,1	837	6408	0,0995	0,121	725	35,2
	650	3,37	23,57	10,72	736,8	171,0	908	6203	0,0897	0,109	770	38,1
	700	3,49	24,46	11,13	634,8	341,9	977	7322	0,0853	0,103	799	41,0
	750	3,62	25,31	11,52	680,1	366,4	1046	7764	0,0796	0,0965	835	44,0
	800	3,73	26,14	11,9	725,5	390,8	1116	8282	0,0746	0,0904	870	46,9
	850	3,85	26,95	12,26	770,8	415,2	1186	8708	0,0702	0,0851	903	49,8
	900	3,96	27,73	12,62	816,2	439,6	1256	9220	0,0663	0,0804	937	52,8
	950	4,07	28,49	12,96	861,5	464,1	1326	9733	0,0628	0,0762	969	55,7
	1000	4,18	29,23	13,30	906,8	488,5	1395	10245	0,0597	0,0724	1001	58,6
	1050	4,28	29,95	13,63	952,2	512,9	1465	10757	0,0568	0,0689	1032	61,6
	1100	4,38	30,66	13,95	997,5	537,3	1535	11269	0,0543	0,0658	1063	64,5
1200	4,57	32,02	14,57	1088,2	586,2	1674	12294	0,0497	0,0603	1123	70,4	

Fuente: (Centelsa, s.f., pág. 8).

Tabla 10. Especificaciones de conductores revestidos de aluminio (AWAC).

CONDUCTOR DESIGNATION (SIZE- AL & AL-CLAD)	SECTIONAL AREA OF ALUMINUM* (CMIL)	OF AL & AL-CLAD WIRES (INCHES)	CROSS-SECTIONAL AREA (SQ INCH)	OVERALL DIAMETER (INCHES)	(LB/KFT)			RATED STRENGTH (POUNDS)	DC RESISTANCE @ 20°C (OHM/KFT)
					TOTAL	AL WIRE	AL-CLAD STEEL WIRE		
#4-6/1	41,740	0.0817	0.0367	0.245	52.3	37.4	14.9	1,700	0.4067
#4-5/2	41,740	0.0871	0.0471	0.261	69.8	35.3	34.5	2,800	0.3993
#4-4/3	41,740	0.0937	0.0483	0.281	92.6	32.6	60.0	4,200	0.3910
#4-3/4	41,740	0.1022	0.0574	0.307	124	29.2	94.7	6,100	0.3801
#4-2/5	41,740	0.1133	0.0706	0.340	170	23.8	146	9,000	0.3649
#3-6/1	52,620	0.1273	0.0891	0.382	214	30.1	184	11,300	0.2889
#3-5/2	52,620	0.0978	0.0526	0.293	88.0	44.5	43.5	3,500	0.3167
#3-4/3	52,620	0.1053	0.0609	0.316	117	41.2	75.7	5,300	0.3096
#3-3/4	52,620	0.1147	0.0723	0.344	156	36.8	119	7,700	0.3018
#3-2/5	52,620	0.1273	0.0891	0.382	214	30.1	184	11,300	0.2889
#2-6/1	66,360	0.1030	0.0583	0.309	83.1	59.4	23.7	2,600	0.2559
#2-5/2	66,360	0.1099	0.0664	0.330	111	56.1	55.1	4,400	0.2508
#2-4/3	66,360	0.1182	0.0768	0.355	147	51.9	95.4	6,600	0.2457
#2-3/4	66,360	0.1288	0.0912	0.386	197	46.4	150	9,700	0.2393
#2-2/5	66,360	0.1429	0.1123	0.429	270	37.8	233	13,500	0.2293
#2-5/2	66,360	0.1099	0.0664	0.330	111	56.1	55.1	4,400	0.2508
#2-4/3	66,360	0.1182	0.0768	0.355	147	51.9	95.4	6,600	0.2457
#2-3/4	66,360	0.1288	0.0912	0.386	197	46.4	150	9,700	0.2393
#2-2/5	66,360	0.1429	0.1123	0.429	270	37.8	233	13,500	0.2293
#1-6/1	83,690	0.1157	0.0736	0.347	105	74.9	30.0	3,300	0.2028
#1-5/2	83,690	0.1234	0.0837	0.370	140	70.8	69.3	5,500	0.1989
#1-4/3	83,690	0.1327	0.0968	0.398	186	65.4	120	8,100	0.1949
#1-3/4	83,690	0.1446	0.1150	0.434	248	58.5	190	11,300	0.1899
#1-2/5	83,690	0.1605	0.1417	0.482	341	47.7	294	16,500	0.1818
1/0-6/1	105,600	0.1300	0.0929	0.390	132	94.5	38.0	4,100	0.1606
1/0-5/2	105,600	0.1385	0.1054	0.416	176	89.2	87.3	6,600	0.1579
1/0-4/3	105,600	0.1490	0.1220	0.447	234	82.4	152	9,700	0.1546
1/0-3/4	105,600	0.1624	0.1450	0.487	313	73.7	240	13,800	0.1505
1/0-2/5	105,600	0.1802	0.1785	0.541	430	60.1	370	19,500	0.1442
2/0-6/1	133,100	0.1459	0.1170	0.438	167	119	47.7	4,900	0.1275
2/0-5/2	133,100	0.1556	0.1331	0.467	223	113	110	8,000	0.1251
2/0-4/3	133,100	0.1674	0.1540	0.502	296	104	191	11,800	0.1225
2/0-3/4	133,100	0.1824	0.1829	0.547	395	93.1	302	16,400	0.1193
3/0-6/1	167,800	0.1639	0.1477	0.492	211	150	60.3	6,100	0.1010
3/0-5/2	167,800	0.1747	0.1678	0.524	281	142	139	9,700	0.0993
3/0-4/3	167,800	0.1880	0.1943	0.564	373	131	242	14,200	0.0971
4/0-6/1	211,600	0.1840	0.1861	0.552	265	189	76.0	7,400	0.0802
4/0-15/4	211,600	0.1150	0.1973	0.575	306	186	120	10,800	0.0799

Fuente: (General Cable Company, 2018).

Tabla 11. Especificaciones de conductores en aluminio reforzado con acero – auto amortiguación (ACSR/SD)

ACSR/SD, CONCENTRIC-LAY-STRANDED (MECHANICAL PROPERTIES)													
CODE WORD (1)	SIZE AWG OR kcmil	TYPE	STEEL CORE O.D. INCHES	O.D. INCHES	APPROX. WEIGHT LB/1000 FT (2)			PERCENT BY WEIGHT		RATED STRENGTH LBS	STANDARD PACKAGES (3)		
					TOTAL	AL	STEEL	AL	STEEL		REEL DESIGNATION	WEIGHT POUNDS	LENGTH FEET
Titmouse/SD	266.8	5	0.117	0.593	287	251	36	87.3	12.7	6920	RM 66.32	4017	14000
Eider/SD	266.8	7	0.136	0.601	299	251	49	83.7	16.3	7610	RM 66.32	4192	14000
Spoonbill/SD	266.8	10	0.162	0.610	320	251	69	78.3	21.7	8450	RM 66.32	4480	14000
Partridge/SD	266.8	16	0.236	0.645	367	251	116	68.5	31.5	11350	RM 66.32	4771	13000
Cowbird/SD	336.4	5	0.132	0.667	362	316	46	87.3	12.7	8500	RM 66.32	4343	12000
Hummingbird/SD	336.4	7	0.153	0.664	378	316	62	83.7	16.3	9130	RM 66.32	4532	12000
Woodcock/SD	336.4	10	0.206	0.688	405	317	88	78.3	21.7	11000	RM 66.32	4450	11000
Linnet/SD	326.4	16	0.265	0.716	462	317	145	68.5	31.5	14300	RM 68.38	6011	13000
Erne/SD	397.5	5	0.143	0.717	428	374	54	87.3	12.7	9740	RM 66.32	4277	10000
Longspur/SD	397.5	7	0.166	0.725	446	373	73	83.7	16.3	10600	RM 68.38	5799	13000
Stork/SD	397.5	10	0.224	0.750	478	374	104	78.3	21.7	12900	RM 68.38	5735	12000
Ibis/SD	397.5	16	0.288	0.771	547	375	172	68.5	31.5	16400	RM 68.38	6558	12000
Kestrel/SD	477.0	5	0.157	0.787	513	448	65	87.3	12.7	11700	RM 68.38	5646	11000
Jackdaw/SD	477.0	7	0.206	0.808	536	449	87	83.7	16.3	13300	RM 68.38	5894	11000
Toucan/SD	477.0	10	0.245	0.824	573	449	125	78.3	21.7	15300	RM 68.38	5734	10000
Flicker/SD	477.0	13	0.282	0.843	614	449	165	73.2	26.8	17200	RMT 84.36	7362	12000
Hawk/SD	477.0	16	0.316	0.860	656	449	206	68.5	31.5	19500	RMT 84.36	7214	11000
Blackbird/SD	556.5	5	0.169	0.843	599	523	76	87.3	12.7	13600	RM 68.38	5990	10000
Sunbird/SD	556.5	7	0.222	0.863	625	523	102	83.7	16.3	15500	RMT 84.36	6875	11000
Sapsucker/SD	556.5	10	0.265	0.882	669	524	145	78.3	21.7	17800	RMT 84.36	7359	11000
Parakeet/SD	556.5	13	0.305	0.901	716	524	192	73.2	26.8	20000	RMT 84.36	7160	10000
Dove/SD	556.5	16	0.341	0.919	765	524	241	68.5	31.5	22600	RMT 84.36	7650	10000
Pippit/SD	636.0	5	0.205	0.903	684	598	87	87.3	12.7	16100	RMT 84.36	7524	11000
Killdeer/SD	636.0	7	0.238	0.917	715	598	117	83.6	16.4	17700	RMT 84.36	7150	10000
Goldfinch/SD	636.0	10	0.284	0.935	765	599	166	78.3	21.7	20100	RMT 84.36	7650	10000
Rook/SD	636.0	13	0.326	0.955	818	599	219	73.2	26.8	22900	RMT 84.36	7362	9000
Grosbeak/SD	636.0	16	0.365	0.975	874	599	275	68.5	31.5	25400	RMT 84.36	7866	9000
Macaw/SD	795.0	5	0.229	0.999	856	747	109	87.3	12.7	19800	RMT 90.45	11984	14000
Tem/SD	795.0	7	0.266	1.013	893	747	146	83.6	16.4	21900	RMT 90.45	11609	13000
Puffin/SD	795.0	10	0.317	1.034	956	746	208	78.3	21.7	25100	RMT 90.45	12428	13000
Condor/SD	795.0	13	0.364	1.055	1023	749	274	73.2	26.8	28200	RMT 90.45	12276	12000
Drake/SD	795.0	16	0.408	1.077	1093	749	344	68.5	31.5	31800	RMT 90.45	12023	11000
Phoenix/SD	954.0	5	0.251	1.088	1027	897	130	87.3	12.7	23700	RMT 90.45	11297	11000

Fuente: (General Cable Company, 2018, pág. 156).

Tabla 12. Especificaciones de conductores en aluminio reforzado con acero –auto amortiguación (ACSR/SD)

CODE WORD (1)	SIZE AWG OR kcmil	TYPE	STEEL CORE O.D. INCHES	O.D. INCHES	RESISTANCE (4) OHMS/1000 FT			GEOMETRIC MEAN RADIUS FT	INDUCTIVE REACTANCE OHM / 1000 FT (5)	CAPACITIVE REACTANCE MEGOHM - 1000 FT (5)
					DC @ 20°C	AC @ 25°C	AC @ 75°C			
Titmouse/SD	266.8	5	0.117	0.593	0.0646	0.0660	0.0790	0.0195	0.0905	0.5797
Eider/SD	266.8	7	0.136	0.601	0.0645	0.0658	0.0788	0.0199	0.0900	0.5776
Spoonbill/SD	266.8	10	0.162	0.610	0.0642	0.0656	0.0785	0.0203	0.0895	0.5755
Partridge/SD	266.8	16	0.236	0.645	0.0637	0.0650	0.0779	0.0220	0.0877	0.5665
Cowbird/SD	336.4	5	0.132	0.667	0.0512	0.0523	0.0626	0.0217	0.0880	0.5613
Hummingbird/SD	336.4	7	0.153	0.664	0.0510	0.0522	0.0625	0.0218	0.0880	0.5618
Woodcock/SD	336.4	10	0.206	0.688	0.0509	0.0520	0.0623	0.0230	0.0867	0.5565
Linnet/SD	326.4	16	0.265	0.716	0.0505	0.0516	0.0618	0.0245	0.0853	0.5502
Erne/SD	397.5	5	0.143	0.717	0.0433	0.0443	0.0530	0.0233	0.0864	0.5496
Longspur/SD	397.5	7	0.166	0.725	0.0432	0.0442	0.0529	0.0238	0.0859	0.5481
Stork/SD	397.5	10	0.224	0.750	0.0431	0.0441	0.0527	0.0249	0.0848	0.5428
Ibis/SD	397.5	16	0.288	0.771	0.0428	0.0437	0.0523	0.0261	0.0838	0.5386
Kestrel/SD	477.0	5	0.157	0.787	0.0361	0.0370	0.0442	0.0257	0.0842	0.5354
Jackdaw/SD	477.0	7	0.206	0.808	0.0360	0.0369	0.0441	0.0261	0.0838	0.5333
Toucan/SD	477.0	10	0.245	0.824	0.0359	0.0368	0.0440	0.0274	0.0827	0.5280
Flicker/SD	477.0	13	0.282	0.843	0.0358	0.0366	0.0438	0.0283	0.0819	0.5243
Hawk/SD	477.0	16	0.316	0.860	0.0356	0.0365	0.0437	0.0291	0.0813	0.5217
Blackbird/SD	556.5	5	0.169	0.843	0.0309	0.0317	0.0379	0.0274	0.0827	0.5243
Sunbird/SD	556.5	7	0.222	0.863	0.0309	0.0317	0.0379	0.0285	0.0818	0.5206
Sapsucker/SD	556.5	10	0.265	0.882	0.0308	0.0316	0.0377	0.0293	0.0811	0.5174
Parakeet/SD	556.5	13	0.305	0.901	0.0307	0.0314	0.0376	0.0302	0.0804	0.5143
Dove/SD	556.5	16	0.341	0.919	0.0305	0.0313	0.0374	0.0311	0.0798	0.5111
Pipit/SD	636.0	5	0.205	0.903	0.0271	0.0278	0.0333	0.0291	0.0813	0.5153
Killdeer/SD	636.0	7	0.238	0.917	0.0270	0.0277	0.0332	0.0302	0.0804	0.5111
Goldfinch/SD	636.0	10	0.284	0.935	0.0269	0.0276	0.0330	0.0311	0.0798	0.5085
Rook/SD	636.0	13	0.326	0.955	0.0268	0.0275	0.0329	0.0320	0.0791	0.5048
Grosbeak/SD	636.0	16	0.365	0.975	0.0267	0.0274	0.0328	0.0329	0.0784	0.5016
Macaw/SD	795.0	5	0.229	0.999	0.0217	0.0224	0.0267	0.0326	0.0787	0.4979
Tem/SD	795.0	7	0.266	1.013	0.0216	0.0223	0.0266	0.0333	0.0782	0.4958
Puffin/SD	795.0	10	0.317	1.034	0.0215	0.0222	0.0265	0.0343	0.0775	0.4926
Condor/SD	795.0	13	0.364	1.055	0.0215	0.0221	0.0264	0.0353	0.0769	0.4895
Drake/SD	795.0	16	0.408	1.077	0.0214	0.0220	0.0263	0.0364	0.0762	0.4863
Phoenix/SD	954.0	5	0.251	1.088	0.0180	0.0187	0.0223	0.0357	0.0766	0.4847

Fuente: (General Cable Company, 2018, pág. 156).

Tabla 13. Especificaciones de conductores trapezoidales de hebra concéntrica de filamento tendido reforzado con acero (ACSR/TW)

Shaped Wire Concentric-Lay Compact Aluminum Conductors Steel Reinforced (ACSR/TW)																
Area Equal to Standard ACSR Sizes																
Code Word	Size (kcmil)	Type No.	Cross Sectional Area (in ²)		Stranding			Diameter (in)		Weight (lbs/1000 ft)			Rated Breaking Strength (lbs)	Resistance (ohms/mile)		Ampacity (amps)
			Aluminum	Total	No of Layers of Aluminum	No. of Aluminum Wires	No. & Diameter Individual Steel Wire	Steel Core	Complete Cable	Alum.	Steel	Total	Standard Strength	DC @ 20°C	AC @ 75°C	@ 75°C
Cardinal/TW	954.0	13	0.7493	0.8464	2	20	7 x 0.1329	0.3987	1.080	895.5	328.8	1224.3	33500	0.0178	0.0221	985
Snowbird/TW	1033.5	5	0.8117	0.8534	3	30	7 x 0.0871	0.2613	1.089	973.8	141.2	1115.0	25700	0.0167	0.0208	1017
Ortolan/TW	1033.5	7	0.8117	0.8678	3	32	7 x 0.1010	0.3030	1.102	975.2	189.8	1165.0	28100	0.0167	0.0207	1021
Curlew/TW	1033.5	13	0.8117	0.9169	2	22	7 x 0.1383	0.4149	1.132	970.1	356.1	1326.2	36300	0.0165	0.0204	1036
Avocet/TW	1113.0	5	0.8742	0.9191	3	30	7 x 0.0904	0.2712	1.129	1048.9	152.1	1201.0	27500	0.0155	0.0193	1063
Bluejay/TW	1113.0	7	0.8742	0.9347	3	33	7 x 0.1049	0.3147	1.143	1052.2	204.8	1257.0	30300	0.0155	0.0193	1069
Finch/TW	1113.0	13	0.8742	0.9851	3	38	19 x 0.0862	0.4310	1.185	1052.6	376.4	1429.0	39100	0.0154	0.0191	1084
Oxbird/TW	1192.5	5	0.9366	0.9848	3	30	7 x 0.0936	0.2808	1.170	1122.9	163.1	1286.0	29500	0.0144	0.0180	1111
Bunting/TW	1192.5	7	0.9366	1.0013	3	34	7 x 0.1085	0.3255	1.181	1123.2	219.6	1342.8	32400	0.0144	0.0181	1114
Grackle/TW	1192.5	13	0.9366	1.0554	3	38	19 x 0.0892	0.4460	1.225	1127.8	402.9	1530.7	41900	0.0144	0.0179	1130
Scissortail/TW	1272.0	5	0.9991	1.0505	3	30	7 x 0.0967	0.2901	1.203	1198.0	174.0	1372.0	31400	0.0135	0.0170	1152
Bittern/TW	1272.0	7	0.9990	1.0681	3	38	7 x 0.1121	0.3363	1.224	1197.6	234.9	1423.5	34600	0.0135	0.0170	1159
Pheasant/TW	1272.0	13	0.9990	1.1256	3	39	19 x 0.0921	0.4605	1.260	1201.0	429.5	1630.5	44100	0.0135	0.0168	1176
Dipper/TW	1351.5	7	1.0615	1.1348	3	35	7 x 0.1155	0.3465	1.256	1274.0	248.0	1522.0	36700	0.0127	0.0160	1202
Martin/TW	1351.5	13	1.0615	1.1959	3	42	19 x 0.0949	0.4745	1.300	1276.0	456.0	1732.0	46800	0.0127	0.0159	1219
Bobolink/TW	1431.0	7	1.1236	1.2017	3	36	7 x 0.1189	0.3567	1.291	1350.0	263.0	1613.0	38900	0.0120	0.0152	1243
Plover/TW	1431.0	13	1.1239	1.2664	3	44	19 x 0.0977	0.4885	1.337	1353.0	483.0	1836.0	49600	0.0120	0.0150	1262
Lapwing/TW	1590.0	7	1.2488	1.3351	3	36	7 x 0.1253	0.3759	1.358	1497.6	292.3	1789.9	42200	0.0183	0.0138	1323
Falcon/TW	1590.0	13	1.2488	1.4071	3	42	19 x 0.1030	0.5150	1.410	1502.8	537.2	2040.0	55100	0.0108	0.0136	1345
Chukar/TW	1780.0	8	1.3986	1.5120	3	38	19 x 0.0874	0.4370	1.445	1680.6	386.8	2067.4	50700	0.0096	0.0124	1420
Bluebird/TW	2156.0	8	1.0934	1.8312	4	64	19 x 0.0961	0.4805	1.608	2047.0	468.0	2515.0	61100	0.0080	0.0105	1586

Ampacity based on referenced conductor temperature, 25°C ambient temperature, 2 ft/sec wind, in sun, with an emissivity of 0.5 and a coefficient of solar absorption of 0.5, at sea level.

Fuente: (Southwire, 2019).

Tabla 14. Especificaciones de conductores trapezoidales de hebra concéntrica de filamento tendido reforzado con acero (ACSR/TW).

Shaped Wire Concentric-Lay Compact Aluminum Conductors Steel Reinforced (ACSR/TW)																
Diameters Equal to Standard ACSR Sizes																
Code Word	Size (kcmil)	Type No.	Cross Sectional Area (in ²)		Stranding			Diameter (in)		Weight (lbs/1000 ft)			Rated Breaking Strength (lbs)	Resistance (ohms/mile)		Ampacity (amps)
			Aluminum	Total	No of Layers of Aluminum	No. of Aluminum Wires	No. & Diameter Individual Steel Wire	Steel Core	Complete Cable	Alum.	Steel	Total	Standard Strength	DC @ 20°C	AC @ 75°C	@ 75°C
Monongahela/TW	405.1	6	0.3181	0.3362	2	14	1 x 0.1520	0.1520	0.680	379.8	61.2	441.0	10200	0.0423	0.0519	569
Mohawk/TW	571.7	13	0.4490	0.5074	2	18	7 x 0.1030	0.3090	0.850	537.0	197.5	734.5	20700	0.0298	0.0365	718
Calumet/TW	565.3	16	0.4439	0.5165	2	20	7 x 0.1146	0.3438	0.860	531.2	244.5	775.7	22900	0.0300	0.0368	718
Mystic/TW	666.6	13	0.5236	0.5914	2	20	7 x 0.1244	0.3732	0.913	630.4	230.3	860.7	24000	0.0255	0.0314	790
Oswego/TW	664.8	16	0.5221	0.6072	2	20	7 x 0.1244	0.3732	0.927	628.7	288.7	917.4	26600	0.0255	0.0313	794
Nechako/TW	768.9	3	0.6039	0.6220	3	27	1 x 0.1520	0.1520	0.930	720.7	61.2	781.9	16400	0.0255	0.0278	843
Maumee/TW	768.2	13	0.6034	0.6819	2	20	7 x 0.1195	0.3585	0.977	721.1	265.9	987.0	27700	0.0222	0.0273	862
Wabash/TW	762.8	16	0.5992	0.6966	2	20	7 x 0.1331	0.3993	0.990	716.7	329.8	1046.5	30500	0.0222	0.0274	863
Kettle/TW	957.2	7	0.7518	0.8038	3	32	7 x 0.0973	0.2919	1.060	902.8	176.2	1079.0	26000	0.0180	0.0223	974
Fraser/TW	946.7	10	0.7436	0.8168	3	35	7 x 0.1154	0.3462	1.077	894.0	248.0	1142.0	29600	0.0180	0.0223	978
Columbia/TW	966.2	13	0.7589	0.8573	2	21	7 x 0.1338	0.4014	1.092	908.0	333.0	1241.0	34000	0.0176	0.0218	993
Suwannee/TW	959.6	16	0.7537	0.8762	2	22	7 x 0.1493	0.4479	1.110	901.6	415.0	1316.6	37000	0.0177	0.0218	996
Cheyenne/TW	1168.1	5	0.9175	0.9646	3	30	7 x 0.0926	0.2778	1.155	1100.4	159.6	1260.0	28900	0.0148	0.0185	1095
Genesee/TW	1158.0	7	0.9095	0.9733	3	34	7 x 0.1078	0.3234	1.165	1092.0	216.0	1308.0	31600	0.0149	0.0186	1095
Hudson/TW	1158.4	13	0.9098	1.0281	2	24	7 x 0.1467	0.4401	1.196	1087.3	400.7	1488.0	39600	0.0147	0.0183	1111
Catawba/TW	1272.0	5	0.9991	1.0505	3	30	7 x 0.0967	0.2901	1.203	1198.0	174.0	1372.0	31400	0.0135	0.0170	1152
Nelson/TW	1257.1	7	0.9874	1.0557	3	35	7 x 0.1115	0.3345	1.213	1185.7	231.3	1417.0	34200	0.0137	0.0172	1150
Yukon/TW	1233.6	13	0.9689	1.0925	3	38	19 x 0.0910	0.4550	1.245	1166.7	419.3	1586.0	42900	0.0139	0.0173	1154
Truckee/TW	1372.5	5	1.0780	1.1334	3	30	7 x 0.1004	0.3012	1.248	1293.4	187.6	1481.0	33400	0.0126	0.0159	1206

Ampacity based on referenced conductor temperature, 25°C ambient temperature, 2 ft/sec wind, in sun, with an emissivity of 0.5 and a coefficient of solar absorption of 0.5, at sea level.

Fuente: (Southwire, 2019).

Tabla 15. Especificaciones de conductores trapezoidales de hebra concéntrica de filamento tendido reforzado con acero (ACSR/TW)

Code Word	Size (kcmil)	Type No.	Cross Sectional Area (in ²)		Stranding			Diameter (in)		Weight (lbs/1000 ft)			Rated Breaking Strength (lbs)	Resistance (ohms/mile)		Ampacity (amps)
			Aluminum	Total	No of Layers of Aluminum	No. of Aluminum Wires	No. & Diameter Individual Steel Wire	Steel Core	Complete Cable	Alum.	Steel	Total	Standard Strength	DC @ 20°C	AC @ 75°C	@ 75°C
Mackenzie/TW	1359.7	7	1.0679	1.1418	3	36	7 x 0.1559	0.3477	1.259	1280.0	250.0	1530.0	36900	0.0127	0.0159	1206
Thames/TW	1334.6	13	1.3480	1.1809	3	38	19 x 0.0944	0.4720	1.290	1260.1	451.2	1711.3	46300	0.0128	0.0160	1210
St. Croix/TW	1467.8	5	1.1529	1.2124	3	33	7 x 0.1041	0.3123	1.292	1383.0	202.0	1585.0	35800	0.0117	0.0149	1256
Miramichi/TW	1455.3	7	1.1430	1.2222	3	36	7 x 0.1200	0.3600	1.302	1372.0	268.0	1640.0	39200	0.0118	0.0150	1256
Merrimack/TW	1433.6	13	1.1250	1.2677	3	39	19 x 0.0978	0.4890	1.340	1355.8	484.3	1840.1	49700	0.0119	0.0150	1264
Platte/TW	1569.0	5	1.2323	1.2957	3	33	7 x 0.1074	0.3222	1.334	1478.0	215.0	1693.0	38200	0.0110	0.0140	1306
Potomac/TW	1557.4	7	1.2232	1.3079	3	36	7 x 0.1241	0.3723	1.350	1466.9	288.1	1755.0	41900	0.0111	0.0140	1307
Rio Grande/TW	1533.3	13	1.2043	1.3571	3	38	19 x 0.1012	0.5060	1.380	1449.0	519.0	1968.0	53200	0.0112	0.0141	1316
Schuykill/TW	1657.4	7	1.3020	1.3920	3	36	7 x 0.1280	0.3840	1.386	1563.0	305.0	1868.0	44000	0.0104	0.0133	1356
Pecos/TW	1622.0	13	1.2739	1.4429	3	39	19 x 0.1064	0.5320	1.420	1533.7	573.2	2106.9	57500	0.0106	0.0133	1363
Pee Dee/TW	1758.6	7	1.3810	1.4770	3	38	7 x 0.1319	0.3957	1.427	1656.4	323.9	1980.3	46700	0.0098	0.0126	1404
James/TW	1730.6	13	1.3590	1.5314	3	34	19 x 0.1075	0.5375	1.470	1636.0	585.0	2221.0	59400	0.0099	0.0126	1415
Athabaska/TW	1949.6	7	1.5312	1.6377	3	44	7 x 0.1392	0.4176	1.504	1838.0	361.0	2199.0	51900	0.0088	0.0115	1491
Cumberland/TW	1926.9	13	1.5134	1.7049	3	42	19 x 0.1133	0.5665	1.550	1821.0	650.0	2471.0	65300	0.0089	0.0114	1507
Powder/TW	2153.8	8	1.6912	1.8290	4	64	19 x 0.0961	0.4805	1.602	2042.5	396.1	2438.6	61100	0.0080	0.0105	1584
Santee/TW	2627.3	8	2.0630	2.2268	4	64	19 x 0.1062	0.5310	1.761	2491.5	571.1	3062.6	74500	0.0066	0.0089	1768

Ampacity based on referenced conductor temperature, 25°C ambient temperature, 2 ft/sec wind, in sun, with an emissivity of 0.5 and a coefficient of solar absorption of 0.5, at sea level.

Fuente: (EIB, 2019).

Tabla 16. Especificaciones de conductores en aleación de aluminio reforzado con acero (AACSR)

Codigo	Codigo anterior	Seccion transversal			N° hilos		Diametro nom.		Diametro		Masa lineal (kg/km)	Resist.a la traccion asignada (KN)	Resist. Elect. c.c. 20°C (Ω/km)			
		Alum. (mm2)	Acero (mm2)	Total (mm2)	Alum.	Acero	Alum. (mm)	Acero (mm)	Alma (mm)	Cond. (mm)						
27-AL3/4-ST1A	DA 30	26,7	4,45	31,1	6	1	2,38	2,38	2,38	7,14	107,7	12,95	1,2356			
47-AL3/8-ST1A	DA 56	46,8	7,79	54,6	6	1	3,15	3,15	3,15	9,45	188,6	22,37	0,7054			
67-AL3/11-ST1A	DA 78	67,3	11,2	78,6	6	1	3,78	3,78	3,78	11,3	271,6	32,21	0,3530			
94-AL3/22-ST1A	DA 110	94,2	22	116,2	30	7	2,00	2,00	6,00	14,0	432,2	53,53	0,3563			
119-AL3/28-ST1A	DA 145	119,3	27,8	147,1	30	7	2,25	2,25	6,75	15,8	547,0	67,75	0,2789			
147-AL3/34-ST1A	DA 180	147,3	34,4	181,6	30	7	2,50	2,50	7,50	17,5	675,3	82,61	0,2259			
226-AL3/53-ST1A	DA 280	226,4	52,8	279,3	30	7	3,10	3,10	9,30	21,7	1038,4	124,91	0,1469			
Codigo	Codigo anterior	Seccion transversal			N° hilos		Diametro nom.		Diametro		Masa lineal (kg/km)	Resist.a la traccion asignada (KN)	Resist. Elect. c.c. 20°C (Ω/km)	Modulo elasticidad final (N/mm2)	Coeficiente dilatacion final (1/K)	Intensidad maxima admisible A (1)
		Alum. (mm2)	Acero (mm2)	Total (mm2)	Alum.	Acero	Alum. (mm)	Acero (mm)	Alma acero (mm)	Cond. (mm)						
15-AL3/3-ST1A	16/2,5	15,3	2,54	17,8	6	1	1,80	1,80	1,80	5,40	61,6	7,48	2,1602	81 000	1,92E-05	100
24-AL3/4-ST1A	25/4	23,9	3,98	27,8	6	1	2,25	2,25	2,25	6,75	96,2	11,69	1,3825	81 000	1,92E-05	135
34-AL3/6-ST1A	35/6	34,4	5,73	40,1	6	1	2,70	2,70	2,70	8,10	138,6	16,66	0,9601	81 000	1,92E-05	165
44-AL3/32-ST1A	44/32	44,0	31,7	75,6	14	7	2,00	2,40	7,20	11,2	369,1	49,08	0,7566	110 000	1,50E-05	--
48-AL3/8-ST1A	50/8	48,3	8,04	56,3	6	1	3,20	3,20	3,20	9,60	194,7	23,08	0,6835	81 000	1,92E-05	200
51-AL3/30-ST1A	50/30	51,2	28,8	81,0	12	7	2,33	2,33	6,99	11,7	374,6	49,12	0,6496	107 000	1,53E-05	--
70-AL3/11-ST1A	70/12	69,9	11,4	81,3	26	7	1,85	1,44	4,32	11,7	282,0	33,96	0,4756	77 000	1,89E-05	270
94-AL3/15-ST1A	95/15	94,4	15,3	109,7	26	7	2,15	1,67	5,01	13,6	380,3	45,79	0,3521	77 000	1,89E-05	330
97-AL3/56-ST1A	95/55	96,5	56,3	152,8	12	7	3,20	3,20	9,60	16,0	706,5	90,40	0,3444	107 000	1,53E-05	--
106-AL3/76-ST1A	105/75	105,7	75,5	181,2	14	19	3,10	2,25	11,3	17,5	885,0	119,56	0,3155	110 000	1,50E-05	--
122-AL3/20-ST1A	120/20	121,6	19,8	141,4	26	7	2,44	1,90	5,70	15,5	490,6	59,09	0,2734	77 000	1,89E-05	385

Fuente: (EIB, 2019).

h) El grupo de conductores trapezoidales de hebra concéntrica de filamento tendido reforzado con acero (ACSR/TW) tiene una geometría trapezoidal. Este grupo de conductores está diseñado con cables de diámetros pequeños, lo cual produce cargas de vientos más pequeñas. Las propiedades de estos cables pueden evidenciarse en las tablas 13, 14 y 15.

El grupo de conductores en aleación de aluminio reforzado con acero (AACSR) es el mismo conductor ACSR, pero usando hilos de aleación 6201 en vez de 1350. Este grupo de conductores disminuye holguras sin exceder los límites a tensiones del porcentaje estándar del conductor. Es empleado en los pasos de los ríos. Las propiedades pueden evidenciarse en las tablas 16, 17 y 18.

j) El grupo de conductores de aluminio de par trenzado (T2) supone dos veces el diámetro para analizar la una carga de viento.

Tabla 17. Especificaciones de conductores en aleación de aluminio reforzado con acero (AACSR)

Codigo	Codigo anterior	Seccion transversal			N° hilos		Diametro nom.		Diametro		Masa lineal (kg/km)	Resist. a la traccion asignada (KN)	Resist. Elect. c.c. 20°C (Ω/km)	Modulo elasticidad final (N/mm2)	Coeficiente dilatacion final (1/K)	Intensidad maxima admisible A (1)
		Alum. (mm2)	Acero (mm2)	Total (mm2)	Alum.	Acero	Alum. (mm)	Acero (mm)	Alma acero (mm)	Cond. (mm)						
122-AL3/71-ST1A	120/70	122,1	71,3	193,4	12	7	3,60	3,60	10,8	18,0	894,2	114,41	0,2721	107 000	1,53E+05	-
128-AL3/30-ST1A	125/30	127,9	29,8	157,7	30	7	2,33	2,33	6,99	16,3	586,6	71,76	0,2601	82 000	1,78E+05	400
169-AL3/24-ST1A	150/25	148,9	24,2	173,1	26	7	2,70	2,10	6,30	17,1	600,3	72,28	0,2233	77 000	1,89E+05	445
172-AL3/40-ST1A	170/40	171,8	40,1	211,9	30	7	2,70	2,70	6,10	16,9	787,7	96,36	0,1937	82 000	1,78E+05	490
184-AL3/30-ST1A	185/30	183,8	29,8	213,6	36	7	3,00	2,33	6,99	19,0	740,4	88,24	0,1809	77 000	1,89E+05	505
209-AL3/34-ST1A	210/35	209,1	34,1	243,2	26	7	3,20	2,49	7,47	20,3	843,5	100,54	0,1590	77 000	1,89E+05	555
212-AL3/49-ST1A	210/50	212,1	49,5	261,6	30	7	3,00	3,00	9,00	21,0	972,5	118,96	0,1569	82 000	1,78E+05	575
231-AL3/30-ST1A	230/30	230,9	29,8	260,7	24	7	3,50	2,33	6,99	21,0	870,1	102,14	0,1439	74 000	1,96E+05	595
243-AL3/39-ST1A	240/40	243,1	39,5	282,6	26	7	3,45	2,68	6,04	21,8	979,4	116,72	0,1368	77 000	1,89E+05	605
264-AL3/34-ST1A	265/35	263,7	34,1	297,8	24	7	3,74	2,49	7,47	22,4	993,6	116,64	0,1260	74 000	1,96E+05	640
304-AL3/49-ST1A	300/50	304,3	49,5	353,8	26	7	3,86	3,00	9,00	24,4	1226,4	146,16	0,1092	77 000	1,89E+05	700
305-AL3/39-ST1A	305/40	304,6	38,5	343,1	54	7	2,68	2,68	8,04	24,1	1150,3	134,88	0,1093	70 000	1,93E+05	700
339-AL3/30-ST1A	340/30	339,3	29,8	369,1	48	7	3,00	2,33	6,99	25,0	1170,2	134,12	0,098	62 000	2,05E+05	740
382-AL3/49-ST1A	380/50	381,7	49,5	431,2	54	7	3,00	3,00	9,00	27,0	1441,4	169,01	0,0872	70 000	1,93E+05	790
386-AL3/34-ST1A	385/35	386,0	34,1	420,1	48	7	3,20	2,49	7,47	26,7	1332,4	152,74	0,0862	62 000	2,08E+05	800
434-AL3/56-ST1A	435/55	434,3	56,3	490,6	54	7	3,20	3,20	9,60	28,8	1640,0	190,04	0,0766	70 000	1,93E+05	845
449-AL3/39-ST1A	450/40	448,7	39,5	488,2	48	7	3,45	2,68	8,04	28,7	1547,7	177,39	0,0741	62 000	2,05E+05	865
490-AL3/64-ST1A	490/65	490,3	63,6	553,9	54	7	3,40	3,40	10,2	30,6	1851,4	215,54	0,0679	70 000	1,93E+05	905
550-AL3/71-ST1A	550/70	549,7	71,3	620,9	54	7	3,60	3,60	10,8	32,4	2075,6	240,52	0,0605	70 000	1,93E+05	960
562-AL3/49-ST1A	560/50	561,7	49,5	611,2	48	7	3,86	3,00	9,00	32,2	1937,8	222,11	0,0592	62 000	2,05E+05	980
679-AL3/86-ST1A	680/85	678,6	86,0	764,6	54	19	4,00	2,40	12,0	36,0	2547,6	298,17	0,0490	68 000	1,94E+05	1080
Codigo	Codigo anterior	Seccion transversal			N° hilos		Diametro nom.		Diametro		Masa lineal (kg/km)	Resist. traccion (KN)	Resist. elect. c.c. 20°C (Ω/km)	Modulo elasticidad final (N/mm2)	Coeficiente dilatacion final (1/K)	Sentido Cambiado
		Alum. (mm2)	Acero (mm2)	Total (mm2)	Alum.	Acero	Alum. (mm)	Acero (mm)	Alma acero (mm)	Cond. (mm)						
28-AL4/9-ST6C	PHLOX 37,7	28,3	9,4	37,7	9	3	2,00	2,00	4,30	8,30	151,4	22,86	1,1750	93 000	1,70E-05	Z
38-AL4/22-ST6C	PHLOX 59,7	37,7	22,0	59,7	12	7	2,00	2,00	6,00	10,0	276,0	44,14	0,8835	108 000	1,53E-05	S
48-AL4/28-ST6C	PHLOX 75,5	47,7	27,8	75,5	12	7	2,25	2,25	6,75	11,3	349,3	55,86	0,6981	106 000	1,53E-05	S
52-AL4/42-ST6C	PHLOX 94,1	52,0	42,1	94,1	15	19	2,10	1,68	8,40	12,6	474,2	77,96	0,6435	112 000	1,47E-05	S
57-AL4/60-ST6C	PHLOX 116,2	56,5	59,7	116,2	18	19	2,00	2,00	10,0	14,0	625,0	104,93	0,5921	124 000	1,42E-05	S
72-AL4/76-ST6C	PHLOX 147,1	71,6	75,5	147,1	18	19	2,25	2,25	11,3	15,8	791,0	132,80	0,4678	124 000	1,42E-05	S
119-AL4/28-ST6C	PHLOX 147,1	119,3	27,8	147,1	30	7	2,25	2,25	6,75	15,8	547,0	79,12	0,2795	84 000	1,81E-05	S
88-AL4/93-ST6C	PHLOX 181,6	88,4	93,3	181,7	18	19	2,50	2,50	12,5	17,5	976,6	160,22	0,3789	124 000	1,42E-05	S
147-AL4/34-ST6C	PHLOX 181,6	147,3	34,4	181,7	30	7	2,50	2,50	7,50	17,5	675,3	96,31	0,2264	84 000	1,81E-05	S
111-AL4/117-ST6C	PHLOX 228	110,8	117,0	227,8	18	19	2,80	2,80	14,0	19,6	1225,0	200,98	0,3021	124 000	1,42E-05	S
185-AL4/43-ST6C	PHLOX 228	184,7	43,1	227,8	30	7	2,80	2,80	8,40	19,6	847,1	120,61	0,1805	84 000	1,81E-05	S
140-AL4/148-ST6C	PHLOX 228	140,3	148,1	288,4	19	19	3,15	3,15	15,80	22,1	1550,4	249,93	0,2387	124 000	1,42E-05	S
234-AL4/55-ST6C	PHLOX 228	233,8	54,6	288,4	30	7	3,15	3,15	9,45	22,1	1072,1	151,26	0,1426	84 000	1,80E-05	S
206-AL4/93-ST6C	PHLOX 299	206,2	93,3	299,5	42	19	2,50	2,50	12,5	22,5	1302,8	1098,51	0,1622	96 500	1,63E-05	S
148-AL4/228-ST6C	PHLOX 376	147,8	227,8	375,6	24	37	2,80	2,80	19,6	25,2	2202,4	369,27	0,2270	130 000	1,35E-05	S
326-AL4/86-ST6C	PHLOX 412	325,7	86,0	411,7	32	19	3,60	2,40	12,0	26,4	1575,1	223,80	0,1025	82 000	1,78E-05	S
508-AL4/105-ST6C	PHLOX 612	507,8	104,8	612,6	66	19	3,13	2,65	13,3	32,0	2225,0	312,81	0,0657	77 500	1,86E-05	S
717-AL4/148-ST6C	PHLOX 865	717,3	148,1	865,4	66	19	3,72	3,15	15,8	38,1	3143,2	430,29	0,0465	77 500	1,85E-05	S
957-AL4/228-ST6C	Polygonum 1185	956,7	227,8	1184,5	54	37	2,80	2,80	19,6	42,0	4430,7	632,15	0,0349	77 500	1,81E-05	S

Fuente: (EIB, 2019).

Tabla 18. Especificaciones de conductores en aleación de aluminio reforzado con acero (AACSR)

Codigo	Codigo anterior	Seccion transversal			N° hilos		Diametro nom.		Diametro		Masa lineal (kg/km)	Resist.a la traccion asignada (KN)	Resist. Elect. c.c. 20°C (Ω/km)	Modulo elasticidad final (N/mm2)	Coeficiente dilatacion final (1/K)	Intensidad maxima admisible A (1)
		Alum. (mm2)	Acero (mm2)	Total (mm2)	Alum.	Acero	Alum. (mm)	Acero (mm)	Alma acero (mm)	Cond. (mm)						
122-AL3/71-ST1A	120/70	122,1	71,3	193,4	12	7	3,60	3,60	10,8	18,0	894,2	114,41	0,2721	107 000	1,53E+05	-
128-AL3/30-ST1A	125/30	127,9	29,8	157,7	30	7	2,33	2,33	6,99	16,3	586,6	71,76	0,2601	82 000	1,78E+05	400
169-AL3/24-ST1A	150/25	148,9	24,2	173,1	26	7	2,70	2,10	6,30	17,1	600,3	72,28	0,2233	77 000	1,89E+05	445
172-AL3/40-ST1A	170/40	171,8	40,1	211,9	30	7	2,70	2,70	6,10	16,9	787,7	96,36	0,1937	82 000	1,78E+05	490
184-AL3/30-ST1A	185/30	183,8	29,8	213,6	36	7	3,00	2,33	6,99	19,0	740,4	88,24	0,1809	77 000	1,89E+05	505
209-AL3/34-ST1A	210/35	209,1	34,1	243,2	26	7	3,20	2,49	7,47	20,3	843,5	100,54	0,1590	77 000	1,89E+05	555
212-AL3/49-ST1A	210/50	212,1	49,5	261,6	30	7	3,00	3,00	9,00	21,0	972,5	118,96	0,1569	82 000	1,78E+05	575
231-AL3/30-ST1A	230/30	230,9	29,8	260,7	24	7	3,50	2,33	6,99	21,0	870,1	102,14	0,1439	74 000	1,96E+05	595
243-AL3/39-ST1A	240/40	243,1	39,5	282,6	26	7	3,45	2,68	6,04	21,8	979,4	116,72	0,1368	77 000	1,89E+05	605
264-AL3/34-ST1A	265/35	263,7	34,1	297,8	24	7	3,74	2,49	7,47	22,4	993,6	116,64	0,1260	74 000	1,96E+05	640
304-AL3/49-ST1A	300/50	304,3	49,5	353,8	26	7	3,86	3,00	9,00	24,4	1226,4	146,16	0,1092	77 000	1,89E+05	700
305-AL3/39-ST1A	305/40	304,6	38,5	343,1	54	7	2,68	2,68	8,04	24,1	1150,3	134,88	0,1093	70 000	1,93E+05	700
339-AL3/30-ST1A	340/30	339,3	29,8	369,1	48	7	3,00	2,33	6,99	25,0	1170,2	134,12	0,098	62 000	2,05E+05	740
382-AL3/49-ST1A	380/50	381,7	49,5	431,2	54	7	3,00	3,00	9,00	27,0	1441,4	169,01	0,0872	70 000	1,93E+05	790
386-AL3/34-ST1A	385/35	386,0	34,1	420,1	48	7	3,20	2,49	7,47	26,7	1332,4	152,74	0,0862	62 000	2,08E+05	800
434-AL3/56-ST1A	435/55	434,3	56,3	490,6	54	7	3,20	3,20	9,60	28,8	1640,0	190,04	0,0766	70 000	1,93E+05	845
449-AL3/39-ST1A	450/40	448,7	39,5	488,2	48	7	3,45	2,68	8,04	28,7	1547,7	177,39	0,0741	62 000	2,05E+05	865
490-AL3/64-ST1A	490/65	490,3	63,6	553,9	54	7	3,40	3,40	10,2	30,6	1851,4	215,54	0,0679	70 000	1,93E+05	905
550-AL3/71-ST1A	550/70	549,7	71,3	620,9	54	7	3,60	3,60	10,8	32,4	2075,6	240,52	0,0605	70 000	1,93E+05	960
562-AL3/49-ST1A	560/50	561,7	49,5	611,2	48	7	3,86	3,00	9,00	32,2	1937,8	222,11	0,0592	62 000	2,05E+05	980
679-AL3/86-ST1A	680/85	678,6	86,0	764,6	54	19	4,00	2,40	12,0	36,0	2547,6	298,17	0,0490	68 000	1,94E+05	1080

Fuente: (EIB, 2019)

k) El grupo de conductores de alta temperatura puede lograr mayores ampacidades (máxima intensidad de corriente que puede circular de manera continua por un conductor sin que sufra daños), y son de los siguientes tipos:

k.1) Conductor de aluminio reforzado (ACCR). Los hilos externos son de aluminio – circonio resistente al calor e hilos de óxido de aluminio. El núcleo se compone de una matriz metálica reforzada con fibra trenzada. Pueden funcionar a temperaturas hasta 240 Celsius.

k.2) Conductor de aluminio con núcleo compuesto (ACCCTM). Fabricado en alambre trapezoidal de aluminio 1350 trenzado que circunda un núcleo compuesto. Este núcleo es sólido, de fibras de carbono/fibra de vidrio, sin presencia de huecos. Operan entre temperaturas máximas de 180 a 200 grados Celsius.

K.3) Conductor de aluminio con soporte de acero (ACSS). Tiene hilos redondos o trapezoidales trenzados de aluminio. Soporta temperaturas de funcionamiento de 250 grados Celsius.

Para seleccionar el conductor se debe tener en consideración:

Corrosión: en las zonas ecuatoriales las condiciones de humedad son altas, lo que produce incremento en la corrosión; por ello debe evitarse el uso o empleo de núcleos de acero.

Se debe evaluar que el conductor elegido no presente excesivas elongaciones o estiramientos debido a las cargas mecánicas, por tanto, el más económico no siempre es el más aconsejable.

La resistencia del conductor a seleccionar está condicionada al estiramiento de este, debido a cargas mecánicas.

Tabla 19. Tamaños mínimos de conductor según voltajes.

kV_{LL}	ACSR	AAAC - 6201
34.5	1/0	123.3 kcmil
46	2/0	155.4 kcmil
69	3/0	195.7 kcmil
115	266.8 kcmil	312.8 kcmil
138	336.4 kcmil	394.5 kcmil
161	397.5 kcmil	465.4 kcmil
230	795 kcmil	927.2 kcmil

Fuente: (Transmission Branch, 2007, págs. 9-6).

Otras consideraciones para determinar longitud y tipo de conductor son:

- Caída de Voltaje. Relacionada con la impedancia del sistema.
- Capacidad térmica (ampacidad). Relacionada con la capacidad de soporte del conductor ante temperaturas altas sin sobrecalentarse.
- Crecimiento de la carga.
- Normalización y almacenamiento.

A nivel geotécnico es importante conocer las tablas de carga y capacidades mecánicas de los conductores. Estas se encuentran en el apéndice B del *Design Manual For High Voltage Transmission Lines*.

3.3 Cables de tierra

Los conductores son los encargados de transportar el fluido eléctrico. Estos presentan factores y variables que influyen, tales como:

Tipo de conductor

Cables de tierra elevados (OHGW)

Son cables no energizados instalados en las líneas o torres de alta tensión, conectados a estas estructuras con la finalidad de generar equipotencial de tierra en todo el trazado de la línea, para disminuir la resistencia a tierra y captar los rayos durante tormentas y conducirlos a tierra. Estos cables pueden ser en acero galvanizado de alta resistencia o extrafuerte, o hilos de acero con revestimiento de aluminio.

Los primeros deben cumplir con la norma ASTM A-363. Estos cables presentan tres pesos de recubrimiento de cinc designados como A (normal), y los B y C, con recubrimiento de cinc más pesado. Los diámetros existentes son 3/8 y 7/16 de pulgada.

Los hilos de acero con recubrimiento de aluminio son más resistentes a la corrosión, y permiten mayor conductividad.

Estos se presentan en los siguientes tamaños:

- 7 No. 10AWG
- 7 No. 9AWG
- 7 No. 8AWG
- 7 No. 7AWG.

En las tablas siguientes (20 a 23) pueden apreciarse las propiedades de los diferentes cables usados para este fin. Entre ellas, las propiedades de interés para el diseño geotécnico en la tabla de propiedades son la masa lineal en (kg/m), con la cual puede calcularse el peso que ejerce el cable en la torre, y la resistencia a la tracción en N, para evaluar si el cable soporta las tensiones a las cuales estará sometido. Estos materiales deben cumplir la norma ASTM B 416.

Tabla 20. Especificaciones cables de tierra elevados

MCM		Aluminio	Aleacion	mm	kg/km	asignada N	c.c. 20°C	c.a. 25°C	c.a. 75°C	admisible A (1)
30,6	15,52	4 X 1,68	3 X 1,68	5,04	42,7	3 670	1,9794	2,0166	2,3916	110
4	21,12	4 X 1,96	3 X 1,96	5,88	58,3	4 970	1,4506	1,4784	1,7534	140
48,7	24,71	4 X 2,12	3 X 2,12	6,36	68,0	5 760	1,2429	1,2667	1,5023	153
2	33,54	4 X 2,47	3 X 2,47	7,41	92,7	7 790	0,9113	0,9288	1,1015	190
77,5	39,19	4 X 2,67	3 X 2,67	8,01	108,2	8 940	0,7811	0,7962	0,9441	205
1/0	5,52	4 X 3,12	3 X 3,12	9,36	147,5	12 000	0,5733	0,5844	0,693	253
123,3	62,44	4 X 3,37	3 X 3,37	10,1	172,2	13 650	0,4909	0,5005	0,5935	280
2/0	67,35	4 X 3,50	3 X 3,50	10,50	185,9	14 700	0,4546	0,4636	0,5497	290
155,4	78,55	4 X 3,78	3 X 3,78	11,34	217,10	17 100	0,3894	0,3971	0,4709	235
3/0	84,91	4 X 3,93	3 X 3,93	11,8	234,4	18 300	0,3607	0,368	0,4363	335
195,7	99,30	4 X 4,25	3 X 4,25	12,75	273,4	21 300	0,3092	0,3156	0,3741	380
4/0	107,4	4 X 4,42	3 X 4,42	13,26	295,5	23 000	0,2859	0,2917	0,3459	400
246,9	125,1	4 X 4,77	3 X 4,77	14,31	345,0	26 900	0,2451	0,2503	0,2967	435
250	126,4	15 X 2,91	4 X 2,91	14,55	349,3	24 400	0,2345	0,2397	0,2854	400
250	126,4	12 X 2,91	7 X 2,91	14,55	349,3	27 600	0,2399	0,245	0,2909	435
300	151,9	15 X 3,19	4 X 3,19	16,0	419,1	28 900	0,1952	0,1997	0,2379	500
300	151,9	12 X 3,19	7 X 3,19	15,95	419,1	32 800	0,1998	0,2042	0,2423	500
350	177,6	15 X 3,45	4 X 3,45	17,25	489,0	33 200	0,1676	0,1715	0,2042	555
350	177,6	12 X 3,45	7 X 3,45	17,25	489,0	37 400	0,1714	0,1754	0,2081	550
400	203,2	15 X 3,69	4 X 3,69	18,45	558,8	37 500	0,1465	0,1502	0,1787	610
400	203,2	12 X 3,69	7 X 3,69	18,45	558,8	42 350	0,1499	0,1536	0,1821	605

Fuente: (EIB, 2019).

La selección del tamaño y tipo de un cable de tierra depende de algunos factores, entre los más importantes, el diámetro del cable y los conductores de fase. Otros factores que deben tenerse en cuenta son la resistencia a la corrosión y la conductividad.

Tabla 21. Especificaciones cables de tierra elevados

Calibre AWG-MCM	Seccion mm ²	Composicion		Diam. exterior mm	Masa lineal kg/km	Resist. A la traccion asignada N	Resist. Elect. (Ω /km)			Intensidad maxima admisible A(1)
		Aluminio	Aleacion				c.c. 20°C	c.a. 25°C	c.a. 75° C	
450	228,1	15 x 3,91	4 x 3,91	19,55	626,9	41 600	0,1302	0,1337	0,159	650
450	228,1	12 x 3,91	7 x 3,91	19,55	626,9	47 200	0,1333	0,1387	0,162	645
500	253,3	15 x 4,12	4 x 4,12	20,60	698,5	46 200	0,1173	0,1208	0,1433	690
500	253,3	12 x 4,12	7 x 4,12	20,60	698,5	52 400	0,1200	0,1232	0,1460	685
500	252,9	33 x 2,95	4 x 2,95	20,65	698,5	44 400	0,1156	0,1199	0,1417	700
500	252,9	30 x 2,95	7 x 2,95	20,65	698,5	49 000	0,117	0,1203	0,1430	690
500	252,9	24 x 2,95	13 x 2,95	20,65	698,5	52 900	0,1198	0,1230	0,1458	695
500	252,9	18 x 2,95	19 x 2,95	20,65	698,5	59 900	0,1227	0,1259	0,1497	680
550	278,5	15 x 4,32	4 x 4,32	21,60	768,3	50 900	0,1066	0,1097	0,1304	740
550	278,5	12 x 4,32	7 x 4,32	21,60	768,3	57 600	0,1081	0,1122	0,1329	730
550	279,3	33 x 3,10	4 x 3,10	21,70	768,3	48 100	0,1051	0,1083	0,1290	750
550	279,3	30 x 3,10	7 x 3,10	21,70	768,3	52 100	0,1063	0,1094	0,1302	740
550	279,3	24 x 3,10	13 x 3,10	21,70	768,3	57 600	0,1089	0,1120	0,1326	735
550	279,3	18 x 3,10	19 x 3,10	21,70	768,3	64 300	0,1115	0,1046	0,1352	730
600	303,5	15 x 4,51	4 x 4,51	22,55	838,1	55 400	0,09770	0,10075	0,11972	780
600	303,5	12 x 4,51	7 x 4,51	22,55	838,1	62 900	0,09997	0,10305	0,12195	775
600	303,2	33 x 3,23	4 x 3,23	22,61	838,1	52 500	0,09636	0,09944	0,11840	790
600	303,2	30 x 3,23	7 x 3,23	22,61	838,1	56 950	0,09747	0,10056	0,11945	785
600	303,2	24 x 3,23	13 x 3,23	22,61	838,1	62 750	0,09977	0,10285	0,12175	775
600	303,2	18 x 3,23	19 x 3,23	22,61	838,1	70 000	0,10220	0,10522	0,12411	765
650	330,0	33 x 3,37	4 x 3,37	23,59	909,1	56 950	0,08994	0,09199	0,10945	835
650	330,0	30 x 3,37	7 x 3,37	23,59	909,1	81 400	0,08996	0,09298	0,11043	830
650	330,0	24 x 3,37	13 x 3,37	23,59	909,1	68 100	0,09209	0,09508	0,11257	820
650	330,0	18 x 3,37	19 x 3,37	23,59	909,1	76 100	0,09436	0,09734	0,11480	810
700	354,0	33 x 3,49	4 x 3,49	24,43	977,9	60 500	0,08258	0,08560	0,10180	875
700	354,0	30 x 3,49	7 x 3,49	24,43	977,9	65 400	0,08353	0,09652	0,10266	870
700	354,0	24 x 3,49	13 x 3,49	24,43	977,9	76 500	0,08553	0,09852	0,10466	860
700	354,0	18 x 3,49	19 x 3,49	24,43	977,9	79 650	0,08760	0,09049	0,10673	850
750	380,8	33 x 3,62	4 x 3,62	25,34	1 047,7	64 100	0,07700	0,07992	0,09501	920
750	380,8	30 x 3,62	7 x 3,62	25,34	1 047,7	69 400	0,07789	0,08087	0,09590	910
750	380,8	24 x 3,62	13 x 3,62	25,34	1 047,7	76 100	0,07975	0,08264	0,09777	900
750	380,8	18 x 3,62	19 x 3,62	25,34	1 047,7	84 550	0,08169	0,08458	0,09970	990
800	404,3	33 x 3,62	4 x 3,73	26,11	1 117,6	68 100	0,07224	0,07520	0,08930	955
800	404,3	30 x 3,62	7 x 3,73	26,11	1 117,6	73 850	0,07310	0,07608	0,09019	945
800	404,3	24 x 3,62	13 x 3,73	26,11	1 117,6	8 1000	0,07484	0,07792	0,09186	935
800	404,3	18 x 3,62	19 x 3,73	26,11	1 117,6	90 300	0,07664	0,07956	0,09367	925
850	430,7	33 x 3,73	4 x 3,85	26,95	1 187,4	71 200	0,06795	0,07087	0,08415	995
850	430,7	30 x 3,73	7 x 3,85	26,95	1 187,4	77 400	0,06873	0,07165	0,08497	985
850	430,7	24 x 3,73	13 x 3,85	26,95	1 187,4	85 450	0,07034	0,07326	0,08652	975
850	430,7	18 x 3,73	19 x 3,85	26,95	1 187,4	95 200	0,07208	0,07497	0,08825	965

Fuente: (EIB, 2019).

Tabla 22. Especificaciones cables de tierra elevados

Calibre AWG-MCM	Sección mm ²	Composición		Diam. exterior mm	Masa lineal kg/km	Resist. A la tracción asignada N	Resist. Elect. (Ω/km)			Intensidad máxima admisible A(1)
		Aluminio	Aleación				c.a. 20°C	c.a. 25°C	c.a. 75°C	
900	455,7	24 x 3,85	13 x 3,96	27,72	1257,3	90 350	0,06644	0,06936	0,08187	1 010
900	455,7	18 x 3,85	19 x 3,96	27,72	1257,3	99 700	0,06904	0,07087	0,0834	1 000
950	481,4	33 x 4,07	4 x 4,07	28,49	1327,3	79 650	0,06083	0,06385	0,07562	1 070
950	481,4	30 x 4,07	7 x 4,07	28,49	1327,3	86 350	0,06155	0,06457	0,07638	1 060
950	481,4	24 x 4,07	13 x 4,07	28,49	1327,3	95 250	0,06299	0,06594	0,07776	1 050
950	481,4	18 x 4,07	19 x 4,07	28,49	1327,3	106 400	0,06453	0,06742	0,07930	1 040
1 000	507,7	33 x 4,18	4 x 4,18	29,26	1396,9	84 100	0,05778	0,06083	0,07198	1 090
1 000	507,7	30 x 4,18	7 x 4,18	29,26	1396,9	90 900	0,05843	0,06146	0,07260	1 080
1 000	507,7	24 x 4,18	13 x 4,18	29,26	1396,9	100 600	0,05981	0,06276	0,07395	1 065
1 000	507,7	18 x 4,18	19 x 4,18	29,26	1396,9	112 200	0,06129	0,06427	0,07546	1 060
1 000	506,0	54 x 3,25	7 x 3,25	29,25	1396,9	87 700	0,05784	0,06089	0,07208	1 090
1 000	506,0	48 x 3,25	13 x 3,25	29,25	1396,9	93 900	0,05966	0,06171	0,07283	1 070
1 000	506,0	42 x 3,25	19 x 3,25	29,25	1396,9	101 900	0,05951	0,06253	0,07372	1 065
1 000	506,0	33 x 3,25	28 x 3,25	29,25	1396,9	110 400	0,06083	0,06378	0,07497	1 060
1 100	557,5	33 x 4,38	4 x 4,38	30,66	1 537	92 100	0,05253	0,05568	0,06575	1 175
1 100	557,5	30 x 4,38	7 x 4,38	30,66	1 537	100 100	0,05315	0,05623	0,06637	1 165
1 100	557,5	24 x 4,38	13 x 4,38	30,66	1 537	110 400	0,05440	0,05741	0,06755	1 150
1 100	557,5	18 x 4,38	9 x 4,38	30,66	1 537	123 300	0,05574	0,05873	0,06873	1 145
1 100	557,1	54 x 3,41	7 x 3,41	30,69	1 537	96 100	0,05256	0,05568	0,06581	1 170
1 100	557,1	48 x 3,41	13 x 3,41	30,69	1 537	101 900	0,05331	0,05636	0,06657	1 160
1 100	557,1	42 x 3,41	19 x 3,41	30,69	1 537	110 400	0,05407	0,05712	0,06726	1 150
1 100	557,1	33 x 3,41	28 x 3,41	30,69	1 537	118 400	0,05525	0,05833	0,06844	1 145
1 200	606,9	33 x 4,57	4 x 4,57	31,99	1 677	100 600	0,04813	0,05141	0,06063	1 220
1 200	606,9	30 x 4,57	7 x 4,57	31,99	1 677	109 000	0,04869	0,05190	0,06109	1 210
1 200	606,9	24 x 4,57	13 x 4,57	31,99	1 677	120 600	0,04994	0,05302	0,06220	1 200
1 200	606,9	18 x 4,57	19 x 4,57	31,99	1 677	134 400	0,05105	0,05420	0,06332	1 190
1 200	607,2	54 x 3,56	7 x 3,56	32,04	1 677	102 900	0,04816	0,05141	0,06060	1 215
1 200	607,2	48 x 3,56	13 x 3,56	32,04	1 677	109 900	0,04995	0,05203	0,06129	1 205
1 200	607,2	42 x 3,56	19 x 3,56	32,04	1 677	118 800	0,04954	0,05269	0,06191	1 200
1 200	607,2	33 x 3,56	28 x 3,56	32,04	1 677	128 200	0,05062	0,05377	0,06299	1 190
1 250	633,8	33 x 4,67	4 x 4,67	32,69	1 746	105 000	0,04623	0,04948	0,05830	1 255
1 250	633,8	30 x 4,67	7 x 4,67	32,69	1 746	113 900	0,04675	0,04997	0,05979	1 245
1 250	633,8	24 x 4,67	13 x 4,67	32,69	1 746	125 500	0,04797	0,05108	0,05984	1 230
1 250	633,8	18 x 4,67	19 x 4,67	32,69	1 746	140 200	0,04902	0,05213	0,06069	1 225
1 250	631,3	54 x 3,63	7 x 3,63	32,67	1 746	107 200	0,04629	0,04961	0,05837	1 245
1 250	631,3	48 x 3,63	13 x 3,63	32,67	1 746	114 400	0,04695	0,05016	0,05899	1 230
1 250	631,3	42 x 3,63	19 x 3,63	32,67	1 746	123 700	0,04760	0,05079	0,05968	1 225
1 250	631,3	33 x 3,63	28 x 3,63	32,67	1 746	133 500	0,04865	0,05184	0,06066	1 220
1 300	658,4	33 x 4,67	4 x 4,76	33,32	1 816	109 000	0,04446	0,04780	0,05623	1 290
1 300	658,4	30 x 4,67	7 x 4,76	33,32	1 816	119 400	0,04499	0,04829	0,05669	1 275
1 300	658,4	24 x 4,67	13 x 4,76	33,32	1 816	130 400	0,04603	0,04928	0,05774	1 265
1 300	658,4	18 x 4,67	19 x 4,76	33,32	1 816	145 500	0,04718	0,05039	5886	1 255

Fuente: (EIB, 2019).

Tabla 23. Especificaciones cables de tierra elevados

Calibre AWG-MCM	Seccion mm ²	Composicion		Diam. exterior mm	Masa lineal kg/km	Resist. A la traccion asignada N	Resist. Elect. (Ω /km)			Intensidad maxima admisible A(1)
		Aluminio	Aleacion				c.c. 20°C	c.a. 25°C	c.a. 75° C	
1 300	659,4	54 x 3,63	7 x 3,71	33,39	1 916	116 700	0,04448	0,04780	0,05623	1 285
1 300	659,4	48 x 3,63	13 x 3,71	33,39	1 916	119 300	0,04511	0,04843	0,05686	1 270
1 300	659,4	42 x 3,63	19 x 3,71	33,39	1 916	128 600	0,04573	0,04905	0,05741	1 265
1 300	659,4	33 x 3,63	28 x 3,71	33,39	1 916	138 800	0,04675	0,04997	0,05843	1 260
1 400	710,1	54 x 3,85	7 x 3,85	34,65	1 955	117 900	0,04131	0,04475	0,05259	1 350
1 400	710,1	48 x 3,85	13 x 3,85	34,65	1 955	126 400	0,04190	0,04531	0,05315	1 335
1 400	710,1	42 x 3,85	19 x 3,85	34,65	1 955	137 100	0,04249	0,04587	0,05371	1 330
1 400	710,1	33 x 3,85	28 x 3,85	34,65	1 955	148 200	0,04341	0,04675	0,05449	1 325
1 500	758,9	54 x 3,98	7 x 3,98	35,82	2 095	126 400	0,03855	0,04206	0,04934	1 410
1 500	758,9	48 x 3,98	13 x 3,98	35,82	2 095	135 300	0,03911	0,04265	0,04984	1 395
1 500	758,9	42 x 3,98	19 x 3,98	35,82	2 095	146 900	0,03967	0,04314	0,05039	1 390
1 500	758,9	33 x 3,98	28 x 3,98	35,82	2 095	158 900	0,04052	0,04393	0,05115	1 380
1 600	809,3	54 x 4,11	7 x 4,11	36,99	2 235	135 300	0,03612	0,03976	0,04656	1 465
1 600	809,3	48 x 4,11	13 x 4,11	36,99	2 235	144 600	0,03681	0,04022	0,04698	1 450
1 600	809,3	42 x 4,11	19 x 4,11	36,99	2 235	156 600	0,03714	0,04072	0,04747	1 445
1 600	809,3	33 x 4,11	28 x 4,11	36,99	2 235	169 500	0,03796	0,04150	0,04929	1 435
1 700	861,3	54 x 4,24	7 x 4,24	38,16	2 375	143 300	0,03402	0,03780	0,04413	1 520
1 700	861,3	48 x 4,24	13 x 4,24	38,16	2 375	153 500	0,03451	0,03822	0,04455	1 505
1 700	861,3	42 x 4,24	19 x 4,24	38,16	2 375	166 400	0,03501	0,03871	0,04505	1 500
1 700	861,3	33 x 4,24	28 x 4,24	38,16	2 375	180 200	0,03576	0,03934	0,04573	1 490
1 750	895,9	54 x 4,30	7 x 4,30	38,70	2 445	147 700	0,03304	0,03684	0,04295	1 550
1 750	895,9	48 x 4,30	13 x 4,30	38,70	2 445	159 000	0,03350	0,03730	0,04344	1 535
1 750	895,9	42 x 4,30	19 x 4,30	38,70	2 445	171 300	0,03399	0,03773	0,04386	1 525
1 750	895,9	33 x 4,30	28 x 4,30	38,70	2 445	185 600	0,03471	0,03835	0,04455	1 520
1 800	910,7	54 x 4,36	7 x 4,36	39,24	2 515	151 700	0,03212	0,03599	0,04190	1 575
1 800	910,7	48 x 4,36	13 x 4,36	39,24	2 515	162 400	0,03258	0,03642	0,04232	1 560
1 800	910,7	42 x 4,36	19 x 4,36	39,24	2 515	176 200	0,03304	0,03684	0,04282	1 550
1 800	910,7	33 x 4,36	28 x 4,36	39,24	2 515	190 900	0,03376	0,03747	0,04344	1 545
1 900	961,6	54 x 4,48	7 x 4,48	40,32	2 655	160 200	0,03041	0,03438	0,03996	1 625
1 900	961,6	48 x 4,48	13 x 4,48	40,32	2 655	171 800	0,03087	0,03481	0,04039	1 610
1 900	961,6	42 x 4,48	19 x 4,48	40,32	2 655	196 000	0,03130	0,03524	0,04091	1 600
1 900	961,6	33 x 4,48	28 x 4,48	40,32	2 655	201 600	0,03199	0,03579	0,04140	1 590
2 000	1 013,8	54 x 4,60	7 x 4,60	41,40	2 793	169 600	0,02890	0,03301	0,03829	1 675
2 000	1 013,8	48 x 4,60	13 x 4,60	41,40	2 793	190 700	0,02930	0,03337	0,03558	1 660
2 000	1 013,8	42 x 4,60	19 x 4,60	41,40	2 793	195 900	0,02972	0,03376	0,03904	1 650
2 000	1 013,8	33 x 4,60	28 x 4,60	41,40	2 793	211 900	0,03038	0,03438	0,03960	1 640

Fuente: (EIB, 2019).

3.4 Parámetros de viento

Para la estimación de las presiones de viento, son considerados los como parámetros de diseño los establecidos en el Título B del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10); debido a que en el país no está implementada una normatividad exacta para este tipo de estructuras.

El viento es uno de los principales actuantes sobre las estructuras y sobre los conductores y aisladores. por ello, es importante su incidencia en las solicitaciones que aplican sobre la torre. Para los cálculos de carga de viento debe considerarse el título B de la NSR-10, Capítulo B.6 Fuerzas de Viento. La norma establece en el artículo B.6.4. tres procedimientos para el sistema principal de resistencia a fuerzas de viento (SPRFV):

- Simplificado
- Analítico
- Túnel de Viento

Los aisladores se consideran como revestimientos en las antenas. Para estas cargas, la NSR-10, en el artículo B.6.1.3.2, establece un esfuerzo neto de $0.4 \frac{kN}{m^2} = 0.041 \frac{ton}{m^2}$
 $Ton/m^2 = 0.0580151 \frac{lb}{pulg^2}$.

Las torres de transmisión tienen alturas variables que superan los 18 metros cuando transportan energía desde las centrales de generación a transformación. Al evaluar las disipaciones de esfuerzo de las teorías de Boussinesq, los métodos aproximados para cimientos corresponden a:

Cuadrados	Z_b	=	2* Ancho
Rectangulares	Z_b	=	3* Ancho
Circulares	Z_b	=	2* Diámetro

El empotramiento mínimo de un cimiento superficial, al examinar la altura de la placa de zapata de 0.50 metros, no debe ser inferior a -1.50 metros. Adicionalmente, las torres de

transmisión presentan una separación mínima de 4.00 metros. Con base en lo anterior, para un cimiento aislado de sección mínima de 2.4 metros:

$$Z_b = 1.5 \text{ m} + [3 * 2.4 \text{ m}] = 8.7 \text{ metros}$$

Esto muestra que las profundidades mínimas de exploración no pueden ser inferiores a 8.7 metros, lo que supera las profundidades establecidas en el código Colombiano Sismo Resistente (NSR) para edificaciones categoría baja. Lo anterior, sin evaluar que muchos de los suelos son blandos y estas profundidades deben ser mayores.

Otro concepto para considerar es que las estructuras de torres de celosía tienen aberturas superiores al 80% en sus paredes, por tanto, en la metodología de cálculo se consideran como edificios abiertos. Adicionalmente, no contiene separaciones estructurales, lo que las hace edificaciones de diafragma simple. La frecuencia de las estructuras de celosía es inferior a 1 Hz, por tanto, son flexibles. Por todo lo anterior, y al estar sujetas a cargas de vientos dentro de la estructura, ante las torres con celosía debe realizarse el procedimiento analítico contemplado en el capítulo B.6. de la norma sismo resistente.

Para determinar la presión del viento, el procedimiento analítico debe determinar:

- Velocidad del viento
- Factor de importancia (I)
- Coeficiente de exposición (Kz)
- Cálculo de efectos topográficos (Kzt)
- Factor de Direccionalidad (Kd)

En mayor detalle, estos pueden ser visualizados en el anexo 1 con su determinación. Al no existir otro elemento técnico y legal, se toman los parámetros establecidos para la norma sismo resistente NSR-10 en el Título B. Con base en esta información, se establecen las cargas como se ilustra en el Anexo 1, capítulo 2.

3.4.1. Velocidad del viento

En la figura 14, Velocidad del viento en Colombia, se aprecian las velocidades por región en el territorio colombiano.

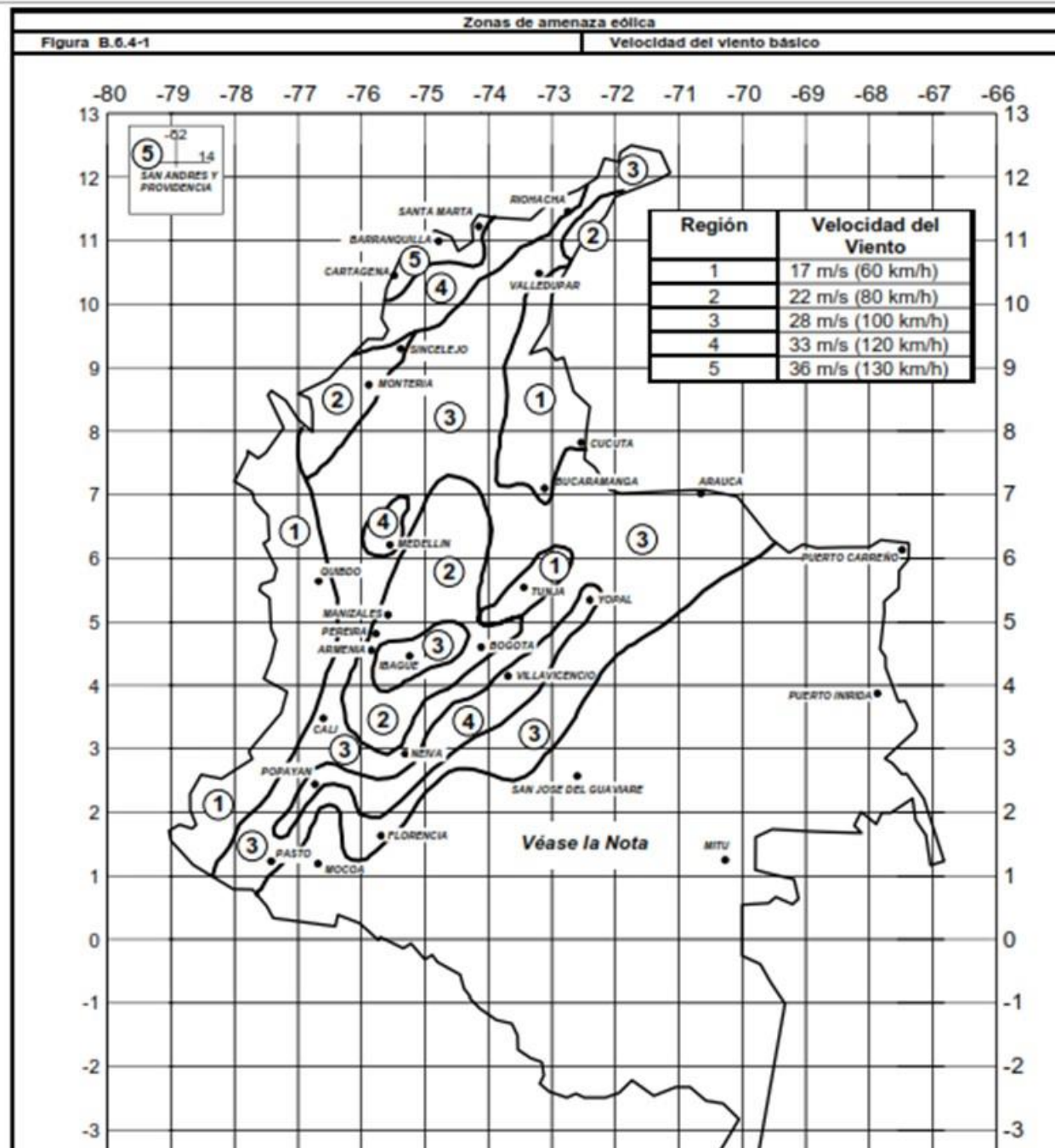


Figura 12. Velocidades del viento en Colombia
 Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1997, pág. B39).

Por otra parte, de acuerdo con lo establecido en el artículo 4.6.4-1 de la NSR-10, las velocidades según las regiones pueden agruparse así:

Tabla 24. Velocidades del viento con combinaciones de carga.

REGIÓN	Velocidad del viento			
	Combinaciones de carga de			
	B.2.3		B.2.4	
	m/s	km/h	m/s	km/h
1	17	60	22	75
2	22	80	28	100
3	28	100	35	125
4	33	120	42	150
5	36	130	46	165

Fuente: elaborada por el autor con información extraída de (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1997).

3.4.2. Factor de importancia (I)

La siguiente variable para considerar es el factor de importancia (I), para esto, es vital considerar que este tipo de estructuras se encuentran en el grupo III de la NSR-10. Por tanto, este valor es constante para todas, como se ilustra en la tabla 25 (sustraída de la tabla B.6.5-1 de la NSR-10).

Tabla 25. Factor de importancia

CATEGORIA	Regiones no propensas a huracane, regiones con posibilidad de huracanes de $v=40-45$ m/s (162 km/h)	Regiones con posibilidades de huracanes y $V>45$ km/h
I	0.87	0.77
II	1.00	1.00
III	1.15	1.15
IV	1.15	1.15

Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1997, pág. B6).

El factor de importancia en este tipo de proyectos pertenece a la categoría IV ($I = 1.15$), el cual corresponde a hospitales, aeropuertos, refugios, hangares, torres de control, centrales de operación y control de líneas vitales (Energía, agua, teléfono).

3.4.3. Coeficiente de exposición (K_z)

Posteriormente, se establece el coeficiente de exposición (K_z), para ello se debe determinar la categoría de exposición viento en la que se encuentra la antena, según la NSR -10, artículo B.6.5.6.

Tabla 26. Categoría de la exposición

CATEGORÍA EXPOSICIÓN	DESCRIPCIÓN
EXPOSICIÓN B	Cuando prevalece la rugosidad B, por una distancia no menor a 800 m o 20 veces la altura de la edificación, la que sea mayor.
EXPOSICIÓN C	Categoría C: Terreno abierto con obstrucciones dispersas y alturas menores a 9.0 m.
EXPOSICIÓN D	Áreas planas y no obstruidas y cuerpos de agua por fuera de regiones propensas a huracanes.

Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1997, pág. B28)

De acuerdo con la información de la tabla 26, se procede a determinar k_z , con base en la altura de la torre desde el piso y el tipo de caso, como se ilustra en la tabla 27. Para zonas como Bogotá, para una torre de 30 metros, en exposición C, se tiene un coeficiente de 1.26.

Tabla 27. Coeficiente de exposición k

LTURA SOBRE EL TERRENO Z	EXPOSICIÓN, NOTA 1			
	B		C	D
	CASO1	CASO2	CASOS 1 y 2	CASOS 1 y 2
0-4,5	0,7	0,57	0,85	1,03
6	0,7	0,62	0,9	1,08
7,5	0,7	0,66	0,94	1,12
9	0,7	0,7	0,98	1,16
12	0,76	0,76	1,04	1,22
15	0,81	0,81	1,09	1,27
18	0,85	0,85	1,13	1,31
20	0,89	0,89	1,17	1,34
24,5	0,93	0,93	1,21	1,38
27,5	0,96	0,96	1,24	1,4
30,5	0,99	0,99	1,26	1,43
36,5	1,04	1,04	1,36	1,52
42,5	1,09	1,09	1,36	1,52
49	1,13	1,13	1,39	1,55
55	1,17	1,17	1,43	1,58
60	1,20	1,2	1,46	1,61
76	1,28	1,28	1,53	1,68
90	1,35	1,35	1,59	1,73
107	1,41	1,41	1,64	1,78
122	1,47	1,47	1,69	1,82
137	1,52	1,52	1,73	1,86
152	1,56	1,56	1,77	1,89
Caso 1: a. Todos los componentes y recubrimientos b. Sistema principal resistente a cargas de viento en edificaciones señalando la figura B.6.5-7 de la NSR. Caso 2: a. Todos los sistemas principales resistentes a cargas de viento de los edificios excepto aquellos de los edificios bajos diseñados usando la figura B.6.5-7 b. Todos los sistemas resistentes a cargas de viento en otras estructuras				

Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1997)

3.4.4. Efectos topográficos

A continuación, se debe realizar el cálculo de los efectos topográficos, el cual corresponde a la evaluación de los efectos por el aumento de la velocidad del viento en colinas aisladas o escarpes, ante cambios abruptos en la topografía general.

Para ello se debe cumplir con algunas condiciones; la primera es la colina o escarpe aislados y sin obstrucciones en barlovento (dirección desde la cual llega el viento), por

diferentes accidentes de relieve o planimétricos, en una altura cercana a 100 veces la altura de la estructura o 3 kilómetros, la que sea menor. Esta distancia es medida horizontalmente desde una altura H de la loma, colina o escarpe.

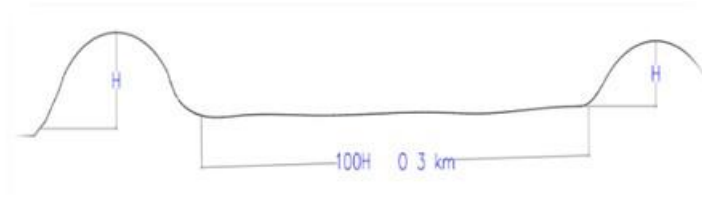


Figura 13. Efectos topográficos. altura cercana a 100 veces la altura de la estructura o 3 kilómetros.

Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1997, pág. B29).

La segunda condición considera que la colina o escarpe sobresale al terreno viento arriba por un factor de dos o más, dentro de un radio de 3.00 km. Como se aprecia en la figura 16.

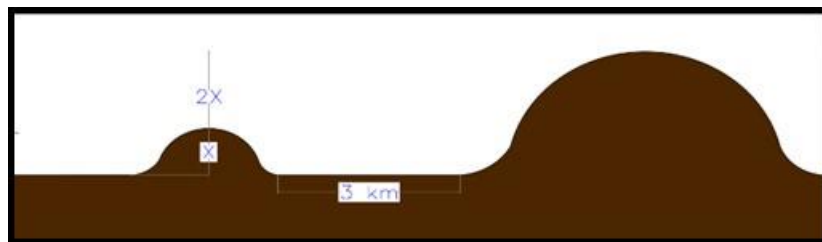


Figura 14. Colina sobresale al terreno viento arriba por un factor de dos o más, dentro de un radio de 3km.

Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1997, pág. B29).

Una tercera condición evalúa que la estructura esté localizada en la mitad superior de la colina cerca de la cresta del escarpe, como se ilustra en la figura 17.

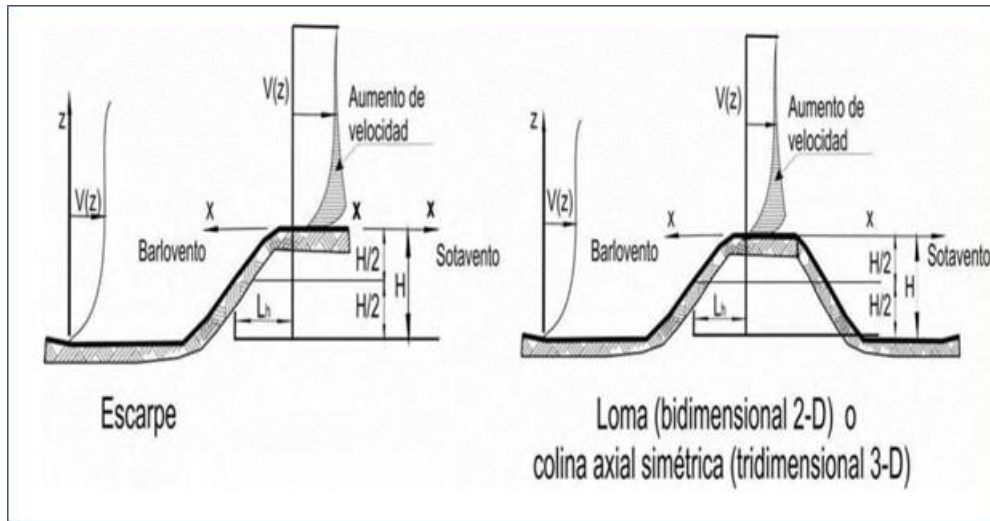


Figura 15. Accidentes de relieve en altura cercana a 100 veces la altura de la estructura o 3km.
Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1997, pág. B27)

La cuarta condición considera que $H/L_h \geq 0.2$

La quinta condición, considera evaluar $H \geq 4.5$ metros para la exposición C y D, y 18 metros para la exposición B.

Como ejemplo de la metodología de este análisis, se presenta la red de interconexión nueva esperanza, torres 116 y 115.

Datos:

- Torre 116 = 2613 metros
- Torre 115 = 2610 metros
- Distancia entre torres = 611 metros
- $X=14$ metros
- Altura torre (z)=30 metros
- Tipo topografía= escarpe 2D

$$H = H_2 - H_1 \quad (1)$$

$$H = (2613 - 2610)\text{metros} = 3 \text{ m}$$

$$z > H/2 \quad (2)$$

$$\frac{H}{L_h} = \frac{3 \text{ m}}{611 \text{ m}} = 0.0049 \quad (3)$$

$$\frac{x}{2H} = \frac{14 \text{ m}}{2 \cdot 611 \text{ m}} = 0.011456 \quad (4)$$

$$\frac{z}{2H} = \frac{30 \text{ m}}{2 \cdot 611 \text{ m}} = 0.024 \quad (5)$$

Con esta información se determina K1, K2 y K3:

$$k_1 = 0.17$$

$$k_2 = \frac{0.12(0.0115)}{0.50} = 0.00276$$

$$k_3 = \frac{0.024(0.22)}{0.1} = 0.0528$$

Luego se procede a calcular la determinación del factor topográfico K_{zt} ; para ello se considera la bidimensionalidad de la colina. De tal forma que:

$$k_{zt} = (1 + (k_1 * k_2 * k_3))^2 \quad (6)$$

$$\text{Luego } K_{zt} = (1 + (0.17 * 0.00276 * 0.0528))^2 = 1.000024774$$

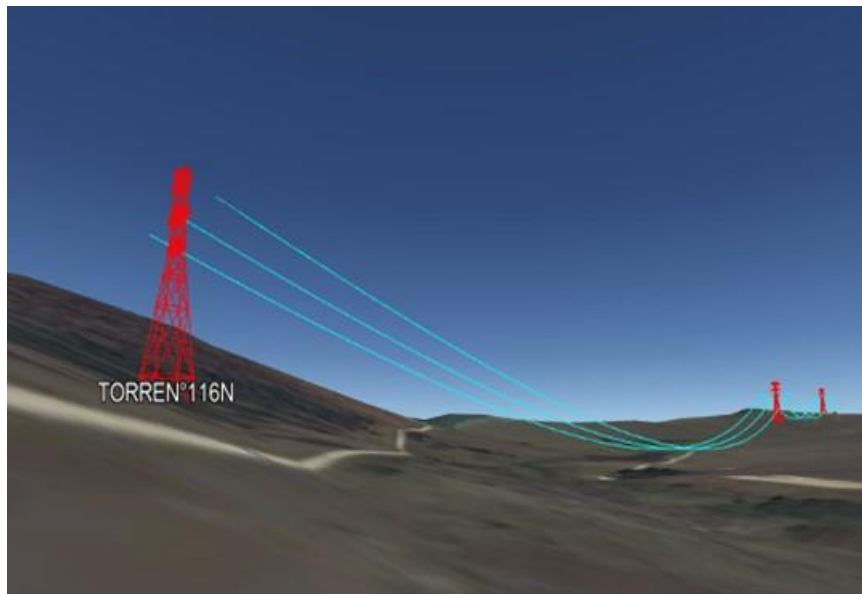


Figura 16. Ubicación torres ejemplo numéricos
Fuente: Autor

Tabla 28. Coeficiente de exposición k_1 , k_2 y k_3 .

Multiplicador Topográfico para Exposición C										
H/L_h	Multiplicador K_1			x/L_h	Multiplicador K_2		z/L_h	Multiplicador K_3		
	Loma a 2-D	Escarpe 2-D	Colina Axial simétrica 3-D		Escarpe 2-D	Todos los otros casos		Loma 2-D	Escarpe 2-D	Colina Axial simétrica 3-D
0.20	0.29	0.17	0.21	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
0.25	0.36	0.21	0.26	0.50	0.88	0.67	0.10	0.74	0.78	0.67
0.30	0.43	0.26	0.32	1.00	0.75	0.33	0.20	0.55	0.61	0.45
0.35	0.51	0.30	0.37	1.50	0.63	0.00	0.30	0.41	0.47	0.30
0.40	0.58	0.34	0.42	2.00	0.50	0.00	0.40	0.30	0.37	0.20
0.45	0.65	0.38	0.47	2.50	0.38	0.00	0.50	0.22	0.29	0.14
0.50	0.72	0.43	0.53	3.00	0.25	0.00	0.60	0.17	0.22	0.09
				3.50	0.13	0.00	0.70	0.12	0.17	0.06
				4.00	0.00	0.00	0.80	0.09	0.14	0.04
							0.90	0.07	0.11	0.03
							1.00	0.05	0.08	0.02
							1.50	0.01	0.02	0.00
							2.00	0.00	0.00	0.00

Notas:

1. Para valores de H/L_h , x/L_h , y z/L_h , distintos a los indicados, se permite la interpolación lineal.
2. Para $H/L_h > 0.5$, suponer que $H/L_h = 0.5$ para la evaluación de K_1 , y sustituir L_h por $2H$ para la evaluación de K_2 , y K_3
3. Los multiplicadores se basan en la suposición de que el viento se aproxima a la colina o escarpe en la dirección de máxima pendiente.
4. Notación:

- H : Altura de la colina o escarpe referida al terreno ubicado en barlovento, en m.
- L_h : distancia hacia barlovento, desde la cresta hasta el punto en que la diferencia de elevación del terreno es la mitad de la MM MM altura de la colina o escarpe, en m.
- K_1 : factor que tiene en cuenta las características topográficas y el efecto de máximo aumento de velocidad.
- K_2 : factor que tiene en cuenta la reducción en el aumento de la velocidad con la distancia desde la cresta, a barlovento o sotavento.
- K_3 : factor que tiene en cuenta la reducción en el aumento de velocidad con la altura sobre el terreno local.
- x : distancia (a barlovento o sotavento) desde la cresta hasta el lugar del edificio en m.
- z : altura sobre el nivel del terreno local, en m.
- μ : factor de atenuación horizontal.
- γ : factor de atenuación en altura

Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1997, pág. B47).

3.4.5. Factor de direccionalidad

Esta variable es el factor de direccionalidad de viento (k_d), para estructuras de torres auto soportadas. k_d es siempre 0.85.

3.4.6 Cálculo de la presión del viento

Finalmente, se determina la presión del viento con la expresión:

$$q_z = 0.613k_zk_{zt}k_dV^2I \quad (7)$$

$$q_z = 0.600 k_zk_{zt}V^2 \quad (8)$$

Las ecuaciones antes presentadas provienen de la NSR-10. Título B.

Tabla 29. Coeficiente de exposición k_1 , k_2 y k_3

Multiplicador Topográfico para Exposición C										
H/L _h	Multiplicador K ₁			x/L _h	Multiplicador K ₂		z/L _h	Multiplicador K ₃		
	Loma 2-D	Escarpe 2-D	Colina Axial simétrica 3-D		Escarpe 2-D	Todos los otros casos		Loma 2-D	Escarpe 2-D	Colina Axial simétrica 3-D
0.20	0.29	0.17	0.21	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00
0.25	0.36	0.21	0.26	0.50	0.88	0.67	0.10	0.74	0.78	0.67
0.30	0.43	0.26	0.32	1.00	0.75	0.33	0.20	0.55	0.61	0.45
0.35	0.51	0.30	0.37	1.50	0.63	0.00	0.30	0.41	0.47	0.30
0.40	0.58	0.34	0.42	2.00	0.50	0.00	0.40	0.30	0.37	0.20
0.45	0.65	0.38	0.47	2.50	0.38	0.00	0.50	0.22	0.29	0.14
0.50	0.72	0.43	0.53	3.00	0.25	0.00	0.60	0.17	0.22	0.09
				3.50	0.13	0.00	0.70	0.12	0.17	0.06
				4.00	0.00	0.00	0.80	0.09	0.14	0.04
							0.90	0.07	0.11	0.03
							1.00	0.05	0.08	0.02
							1.50	0.01	0.02	0.00
							2.00	0.00	0.00	0.00

Notas:

1. Para valores de H/L_h, x/L_h, y z/L_h, distintos a los indicados, se permite la interpolación lineal.
2. Para H/L_h > 0.5, suponer que H/L_h = 0.5 para la evaluación de K₁, y sustituir L_h por 2H para la evaluación de K₂ y K₃
3. Los multiplicadores se basan en la suposición de que el viento se aproxima a la colina o escarpe en la dirección de máxima pendiente.
4. Notación:

- H : Altura de la colina o escarpe referida al terreno ubicado en barlovento, en m.
- L_h : distancia hacia barlovento, desde la cresta hasta el punto en que la diferencia de elevación del terreno es la mitad de la MM MM altura de la colina o escarpe, en m.
- K₁ : factor que tiene en cuenta las características topográficas y el efecto de máximo aumento de velocidad.
- K₂ : factor que tiene en cuenta la reducción en el aumento de la velocidad con la distancia desde la cresta, a barlovento o sotavento.
- K₃ : factor que tiene en cuenta la reducción en el aumento de velocidad con la altura sobre el terreno local.
- x : distancia (a barlovento o sotavento) desde la cresta hasta el lugar del edificio en m.
- z : altura sobre el nivel del terreno local, en m.
- μ : factor de atenuación horizontal.
- γ : factor de atenuación en altura

Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1997, pág. B47)

Tabla 30. Factor de direccionalidad del viento K_d .

Tipo de Estructura	Factor de Direccionalidad del viento K_d
Edificios	
Sistemas principales de resistencia de cargas de viento	0.85
Componentes y recubrimientos	0.85
Cubiertas Abovedadas	0.85
Chimeneas, Tanques y Estructuras similares:	
Cuadradas	0.90
Hexagonales	0.95
Redondas	0.95
Avisos sólidos	0.85
Avisos abiertos y estructuras rectangular	0.85
Torres en celosía	
Triangular cuadrada y rectangular	0.85
Todas las otras secciones transversales	0.95

Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1997, pág. B76).

3.5 Cálculo de tensiones en los cables

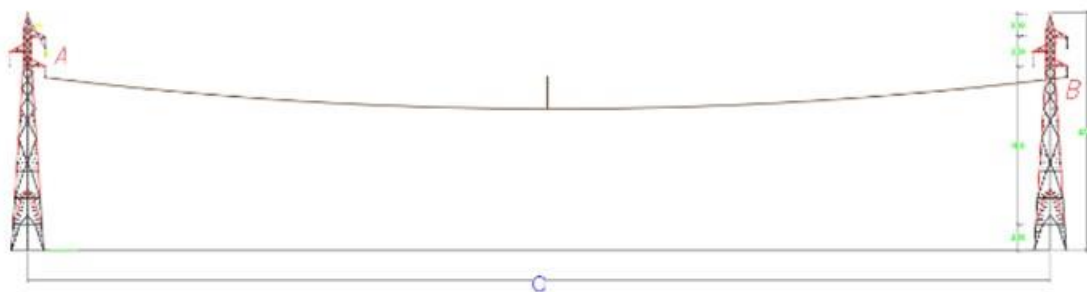


Figura 17. Catenaria conductor
Fuente: Autor.

Los conductores y las fuerzas que actúan sobre los cables son cargas que actúan también sobre la torre, con generación de solicitaciones por tensiones sobre las mismas. Existen varios análisis a considerar:

- Catenaria
- Tensión en el cable a nivel
- Tensión en el cable a desnivel
- Suma a las tensiones del cable la tensión generada por la presión del viento

3.5.1. Tensión en el cable a nivel

Para evaluar la tensión en el cable a nivel, se debe establecer el parámetro C, el cual determina la amplitud de la curva. Al desarrollar las ecuaciones de tensión en catenaria se recurre a la consulta del documento "*Herramienta de uso didáctico para el cálculo mecánico y eléctrico de líneas de transmisión y distribución*" (Martínez & Martínez, 2017).

C = Parámetro de la catenaria

W_0 = Peso unitario del conductor

T_0 = Tensión del vértice

x = Valor horizontal de referencia

f = Flecha

$$C = \frac{T_0}{w_0} \quad (9)$$

$$y = \frac{T_0}{w_0} \left[\cosh \frac{w_0(x)}{T_0} \right] \quad (10)$$

La flecha es la distancia entre la proyección horizontal y el punto C.

Hay varias ecuaciones para determinar la flecha; para calcular la flecha en función de la tensión se emplea la ecuación:

$$f = C \left[\left(\cosh \frac{2a}{2C} \right) - 1 \right] \quad (11)$$

La catenaria se puede calcular en función de la tensión:

$$f = \frac{T_0}{w_0} \left[\left(\cosh \frac{w_0 a}{2T_0} \right) - 1 \right] \quad (12)$$

Las tensiones máximas que puede soportar un conductor se consideran menores que las establecidas por el fabricante para tensión de rotura (TR); corresponden a la tensión de rotura dividida por un factor de seguridad (FS).

$$T_{max} = \frac{TR}{FS} \quad (13)$$

La tensión máxima se localiza en el extremo del conductor, como se indica en la figura 21 (a). Este punto estará localizado tanto en A como en B. Para los procesos de análisis se designará como T_B .

Con base en esta igualdad la determinación del parámetro C se puede lograr a partir de:

$$C = \frac{1}{2} \left[\frac{T_B}{w_0} + \left[\sqrt{\left(\left(\frac{T_B}{w_0} \right)^2 - \frac{a^2}{2} \right)} \right] \right] \quad (14)$$

Esta ecuación es válida a partir de las condiciones siguientes:

$$T_B \geq w_0 \frac{a}{\sqrt{2}} \quad (15)$$

$$\left(\frac{T_B}{w_0} \right)^2 - \frac{a^2}{2} \geq 0$$

La tensión máxima debe ser menor a la tensión de rotura (TR). Para lograr esto se toma la tensión de rotura y se aplica un factor de seguridad (FS). Así se obtendrá con la siguiente ecuación:

$$T_{max} = \frac{TR}{FS} \quad (16)$$

Por tanto, para determinar el parámetro C, se emplea la ecuación:

$$T_{max} = T_B$$

$$C = \frac{1}{2} \left[\frac{T_{max}}{w_0} + \left[\sqrt{\left(\left(\frac{T_{max}}{w_0} \right)^2 - \frac{a^2}{2} \right)} \right] \right] \quad (17)$$

Como la flecha se puede determinar a partir de catenaria o ecuación de parábola:

Ecuación a partir de Catenaria

$$f = C \left[\left(\cosh \left(\frac{a}{2C} \right) \right) - 1 \right] \quad (18)$$

Ecuación de la Parábola

$$f = \frac{a^2}{8C} \quad (19)$$

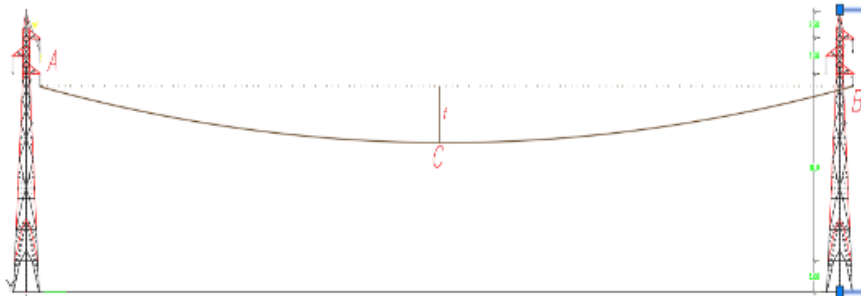
Para distancias menores a 1000 metros, se puede emplear sin afectación mayor la ecuación para determinar la flecha por la ecuación de la parábola. Por último, la ecuación del conductor puede determinarse por las ecuaciones:

$$L = 2C \sinh \frac{a}{2C} \quad (20)$$

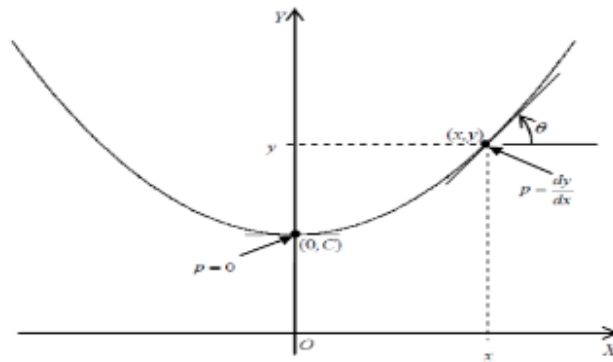
$$L = a + \frac{(a^3 w_0^2)}{(24T_0^2)} \quad (21)$$

Serie de Taylor

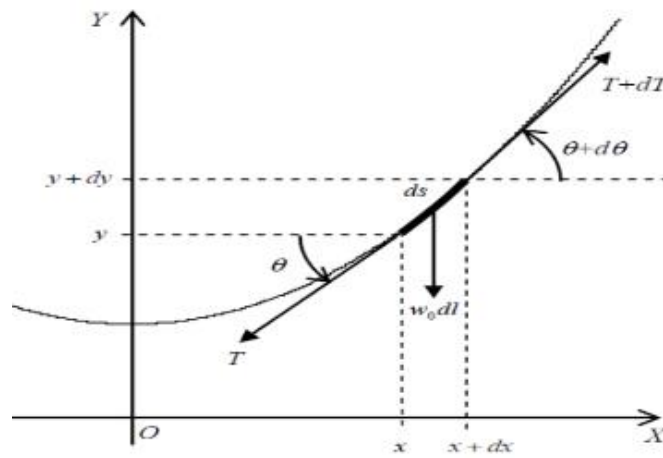
$$L = a + \frac{a^2}{24C^2} \quad (22)$$



(a)



(b)



(c)

Figura 18. Parámetro C de la catenaria
Fuente: Autor

3.5.2. Tensión en el cable para torres a diferente nivel

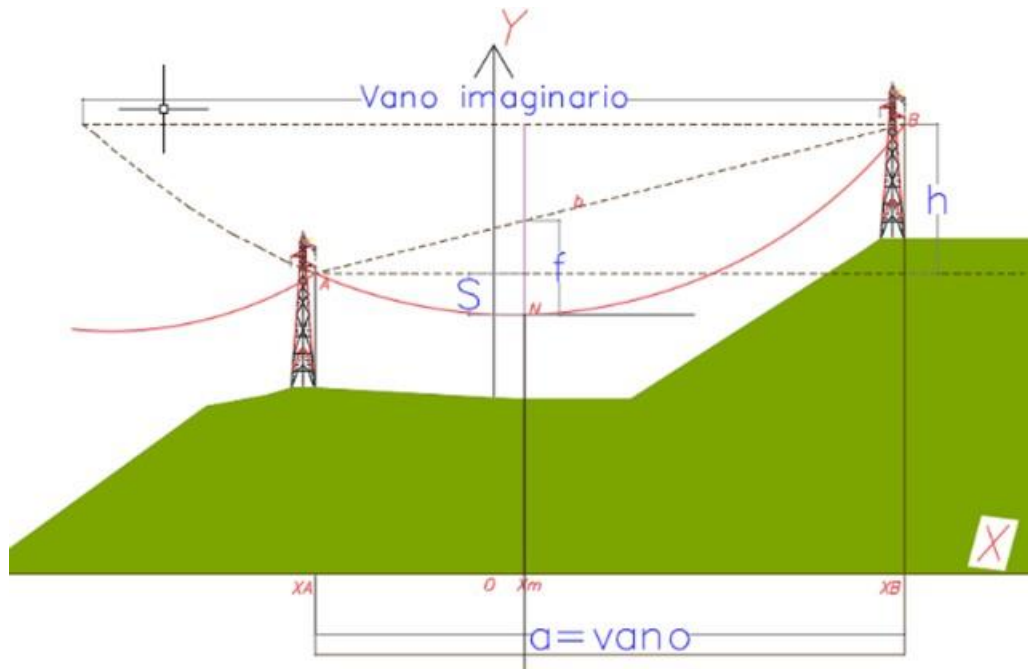


Figura 19. Tensión en cables en diferente nivel
Fuente: Autor

El parámetro C se puede obtener con:

$$C = \frac{T_{max}}{w_0} \quad (23)$$

La longitud del conductor entre vanos se determina con:

$$L = C \left[\left(\sinh \frac{x_b}{c} \right) - \left(\sinh \frac{x_a}{c} \right) \right] \quad (24)$$

Para determinar la diferencia de altura entre apoyos del conductor es:

$$h = Z b - Z a \quad (25)$$

La flecha del conductor se genera en X_{med} .

$$x_{med} = \frac{x_A + x_B}{2} \quad (26)$$

$$f = C \left[\left(\cosh \left(\frac{a}{2C} \right) \right) - 1 \right] \cosh \left(\frac{x_{med}}{C} \right) \quad (27)$$

Con base en lo anterior, se puede expresar la flecha como:

$$f = \frac{ab}{8C} = a * \frac{\sqrt{a^2 + h^2}}{8C} \quad (28)$$

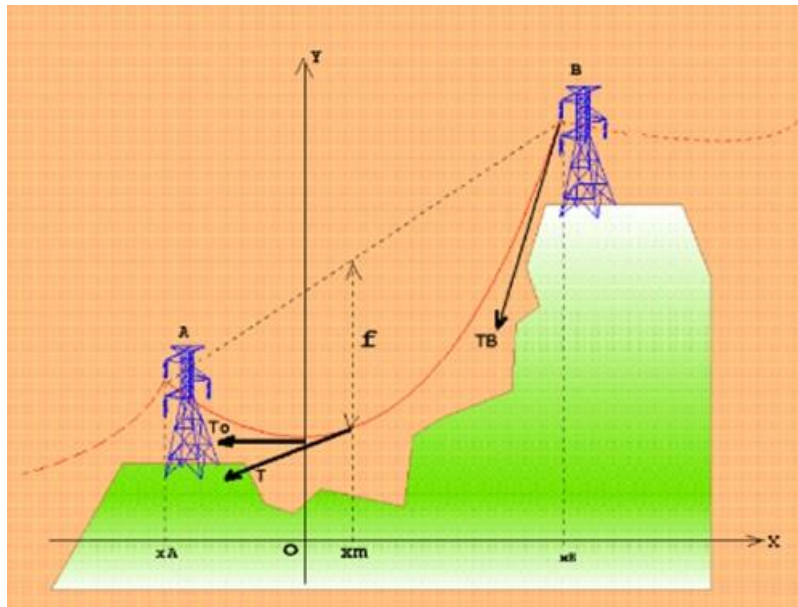


Figura 20. Tensión en cables en diferente nivel
Fuente: Autor

La tensión media que se logra en el cable en la torre corresponde:

$$T_0 = \frac{TR}{FS} \quad (29)$$

$$T_{med} = T_0 * \cosh \frac{x_{med}}{C} \quad (30)$$

Con base en la tensión media se determina la tensión máxima:

$$T_b = T_{med} + \left[w_0 \left(\frac{ab}{8C} + \frac{h}{2} \right) \right] \quad (31)$$

Se continua con el cálculo del parámetro de Catenaria

$$K = 1 + \left[\frac{1}{2} \left[\left[\sinh^{-1} \frac{h}{a.l} \right]^2 \right] \right] \quad (32)$$

$$C = \frac{1}{2} \left[\left[\left(\frac{1}{K} \left[\left(\frac{T_b}{w_0} - \frac{h}{2} \right) \right] \right)^2 \right] + \left[\sqrt{\left[\left[\frac{1}{K} \left(\frac{T_b}{w_0} - \frac{h}{2} \right) \right]^2 - \frac{ab}{2K}} \right] \right] \right] \quad (33)$$

3.5.3. Presión del viento sobre el conductor

La presión sobre el conductor se determina a partir de :

$$P = 0.00482v^2 \quad (34)$$

Donde v es la velocidad del viento.

Para determinar la presión dinámica del viento se considera el peso del aire por unidad de volumen ($Q=1.225 \text{ kg/m}^3$), el coeficiente de efecto aerodinámico de la superficie ($C_a=2$ para conductores y $C_a=1.25$ para aisladores) y la aceleración de la gravedad.

$$p_v = \frac{C_a Q v^2}{2g} \quad (35)$$

Para conductores será

$$p_v = \frac{C_a Q v^2}{2g} = \frac{2 * 1.225 * v^2}{2 * 9.81} = \frac{2.45 v^2}{19.62} = 0.12487 v^2 \quad (36)$$

$$p_v = 0.12487 v^2 \text{ unidades en } \frac{kg}{cm^2} \text{ para velocidad dada } \frac{m}{s} \quad (37)$$

$$p_v = 0.0624 v^2 \text{ unidades en } \frac{kg}{cm^2} \text{ para velocidad dada } km/h \quad (38)$$

Para aisladores

$$p_v = \frac{c_a Q v^2}{2g} = \frac{1.25 \cdot 1.225 \cdot v^2}{2 \cdot 9.81} = \frac{1.53125 v^2}{19.62} = 0.078045 v^2 \quad \text{para } v \text{ en } \frac{m}{s} \quad (39)$$

$$p_v = 0.006 v^2 \quad \text{para } \frac{km}{h} \quad (40)$$

3.5.4. Presión hielo sobre el conductor

Tabla 31. Constantes de viento, hielo y temperatura

NESC Cargas		Temp. De diseño (F°)	Espesor hielo radial (pulgadas)	Carga de Viento	Constante s (lb/ft)
Capacidad de Carga	Pesado	0°	0.50	4 psf	0.30
	Medio	15°	0.25	4 psf	0.20
	Ligero	30°	0	9 psf	0.05
Viento extremo		60°	0		NA
Hielo extremo con viento concurrente		15°			NA

Fuente: (Transmission Branch, 2007).

En la norma NSR-10, no puntualiza carga por hielo, solo por granizo. El artículo B.4.8.3.1 expresa que esta se debe calcular en zonas con 2000 msnm o en lugares de menor altura, donde las autoridades municipales lo exijan.

En concordancia con lo anterior, en el artículo B.4.8.3.2 se establece que para cubiertas planas se considera 1 kN/m² (100 kgf/cm²) y para cubiertas inclinadas B.4.3.2 0.5 kN/m² (50 kgf/cm²). Igualmente, la NSR-10, requiere que las estructuras de más de 60 pies (18.288 metros) estén diseñadas para soportar el hielo y las cargas de viento asociadas con el espesor uniforme del hielo.

Se recomienda que todas las líneas de transmisión cumplan con los requisitos de la NSR-10. Los valores requeridos para la temperatura, el hielo y el viento se enumeran en la Tabla 11-1. Se considera que d_0 es el diametro del conductor en mm y el espesor de la costra de hielo. Para determinar las tensiones, catenaria y esfuerzos del cable con hielo y viento, primero se debe:

Con la carga de rotura maxima del cable (TR) aplicar el Factor de Seguridad (FS):

$$T_{max} = \frac{TR}{FS} \quad (41)$$

Paso siguiente se procede a determinar el peso unitario en kg/m. que genera la presión del viento sobre el conductor w_v :

$$w_v = p_v \frac{d_0 + 2e}{1000} \quad (42)$$

Con este valor se procede al cálculo del peso unitario resultante de los efectos simultáneos. El espesor de la costra de hielo (e) está dado en mm. al igual que el diametro (d_0):

$$w_0 + w_h = w_0 \quad (43)$$

$$w_r = \left(\sqrt{w_0^2 + w_v^2} \right) \quad (44)$$

Con estos valores se procede a calcular el factor C:

$$C = \frac{1}{2} \left[\frac{T_B}{w_r} + \sqrt{\left(\left(\frac{T_B}{w_r} \right)^2 - \left(\frac{a^2}{2} \right)} \right)} \right] \quad (45)$$

Con este valor se determina la flecha y se evaluan las cargas horizontales maximas:

$$f = C \left[\left(\cosh \left(\frac{a}{2C} \right) \right) \right] \quad (46)$$

$$L = 2C \sinh \frac{a}{2C} \quad (47)$$

3.6 Cálculos de cargas que se transmiten a los apoyos de la torre

Como se afirma en los capítulos anteriores, las cargas de la torre están afectadas por el peso propio de la torre, las cargas de viento sobre la misma, las cargas de los aisladores, las cargas de los conductores, y el hielo y rafagas de viento. Estas son modeladas con el tipo de torre seleccionada según las cargas de la red, y modeladas preferiblemente en un software de elementos finitos, en el caso del presente trabajo se utilizó *Ram Advanced V951*; este sirve para analizar y diseñar cualquier tipo de estructura o componente estructural, incluyendo elementos finitos en 3D. Este software se utiliza para proyectos de acero, concreto, acero formado en frío, mampostería y madera. Se emplea para el diseño de rápidamente cerchas, vigas continuas y estructuras de todo tipo. Puede ser empleado para modelamiento y cálculo, diseño de muros de contención, muros de mampostería, muros tilt-up, muros de cortante o cimentaciones.

Tabla 32. Parámetros tipos de suelo según microzonificación de Bogotá

ZONA	Fa (475)	Fv (475)	T _c (s)	T _L (475)	A ₀ (475) (g)	Perfil de suelo
PIEDEMONTA B	1,95	1,7	0,56	3	0,26	D
LACUSTRE - 500	0,95	2,7	1,82	5	0,14	F
ALUVIAL - 100	1,2	2,1	1,12	3,5	0,18	F
DEPÓSITO DE LADERA	1,65	1,7	0,66	3	0,22	D

Fuente: (Alcaldía Mayor de Bogotá D.C., 2010).

Para el análisis crítico de la cimentación se puede considerar una torre de transmisión con fallo de los conductores en uno de los extremos, lo que somete tanto a la torre como a su cimentación a mayores cargas, lo que constituye la condición más crítica.

En el presente proyecto se modela una torre de 27.15 metros, con cuatro apoyos en acero galvanizado. Como ejemplo de análisis de cargas a las que estará sometida la torre de transmisión, con el empleo del software descrito anteriormente se plantean los parámetros de las zonas descritas en la tabla 32. La torre de análisis del ejemplo tiene las medidas que se indican en la figura 21.

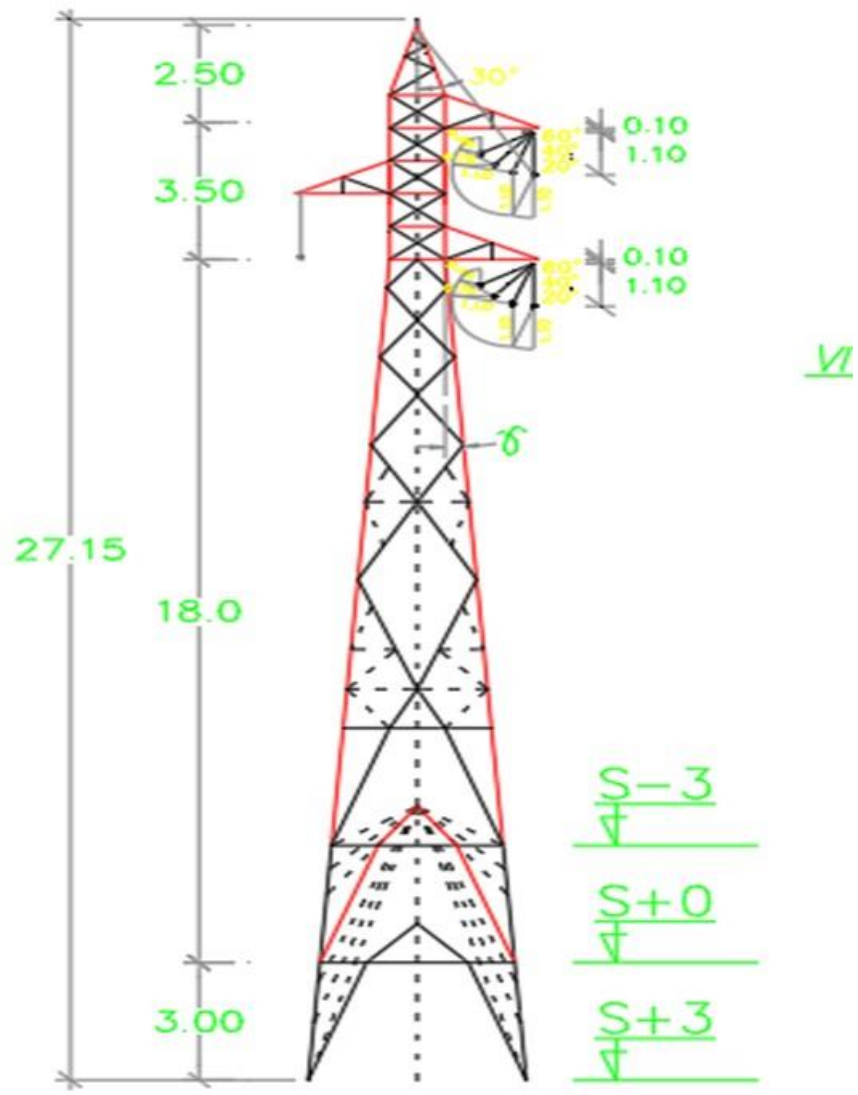



Figura 21. Torre de suspensión
 Fuente: Autor

Tabla 33. Datos seleccionados para determinar tensiones en cables para la torre de análisis

Cableado Aluminio/Acero	Código	Calibre AWG/ kcmil	Diámetros (mm)					Peso Total Aprox (kg/km)			Carga de Rotura kg-f	Resistencia Eléctrica (Ohm/ km)		Capacidad de Corriente	
			Hilos Individuales		Núcleo	Total	RMG	Al	Acero	Total		DC a 20°C(1)	AC a 75°C	(2) A	CC(3) kA
			Acero	Al											
 ME: 8400 CDL: 18,9	Swan	4	2,12	2,12	2,12	6,36	2,05	58,1	27,4	85,5	845	1,32	1,70	139	3,2
	Sparrow	2	2,67	2,67	2,67	8,01	2,58	92,3	43,6	136	1290	0,83	1,10	184	5,1
	Robin	1	3,00	3,00	3,00	9,00	2,90	116,4	55,0	171	1612	0,658	0,884	211	6,4
	Raven	1/0	3,37	3,37	3,37	10,11	3,25	146,8	69,3	216	1985	0,522	0,717	241	8,0
	Quail	2/0	3,78	3,78	3,78	11,35	3,65	185,1	87,4	273	2405	0,414	0,584	275	10,1
	Pigeon	3/0	4,25	4,25	4,25	12,74	4,10	233,5	110,3	344	3003	0,328	0,479	313	12,8
	Penguin	4/0	4,77	4,77	4,77	14,31	4,61	294,4	139,0	433	3787	0,260	0,396	355	16,1

Tensión de rotura	845,00	kgf		
	8,29	kN		
Coefficiente de Seguridad	4,9			
Peso aproximado del cable	85,5	kg/km		
	0,0855	kg/m		
Longitud vano	600	m		
Espesor hielo	11	mm		
Diametro cable	6,36	mm		

Fuente: Autor

Es importante considerar las tensiones en el cable, para ello se emplean las especificadas en la Tabla 33 para el cable tipo swan calibre 4. En las tablas 34, 35 y 36 se presentan los resultados de los análisis de cargas en la torre.

Tabla 34. Datos seleccionados para determinar tensiones en cables para la torre de análisis

TENSION MÁXIMA		
T max	172,45 kgf 1,69 kN	$T_{max} = \frac{TR}{CS}$
DETERMINACIÓN PARÁMETRO C		
a	600 m	$C = \frac{1}{2} * \left[\frac{T}{W_0} + \sqrt{\left(\left(\frac{T}{W_0} \right)^2 - \left(\frac{a^2}{2} \right) \right)} \right]$
W ₀	0,0855 kg/m	
T	172,45 kgf	$f' = C \left[\left(\cosh \left(\frac{a}{2C} \right) \right) - 1 \right]$
C	1994,38377 m	
Flecha(f')	22,6059375 m	
Longitud Cable (L)	602,27 m	$L = 2c \sinh^{-1} \frac{a}{2C}$
Presion del viento		
v	42 km/h 0,12 kg/cm ² 1,23 Ton/m ²	$p_v = 0.12487v^2 \text{ para } \frac{m}{s}$
p _v		$p_v = 0.0624v^2 \text{ en km/h}$
w ₀	0,0855 kg/m	$w_v = p_v \frac{d_0 + 2e}{1000}$
w _v	0,00354131 kg/m	
w _r	0,086 kg/m	$w_r = \sqrt{(w_o + w_h)^2 + w_v^2}$
Tmax t	224,05 kgf 2,20 kN 0,224 Tonf	

Fuente: Autor

Tabla 35. Datos de peso de las torres con los aisladores

Bentley CJR *Peso TOTAL ESTRUCTURAL.*

Fecha Actual: 02/11/2018 17:00
 Sistema de unidades: Métrico
 Nombre del archivo: C:\Users\Usuario\Desktop\TORRE ELECT\TORRE ELECT DE RETENCION DEP LADERA.adv\

Lista de Materiales

Nota.- Listado sólo de las barras y placas seleccionadas gráficamente

Miembros:

Perfil	Material	PesoU [Ton/m]	Longitud [m]	Peso [Ton]
L 2-1_2X2-1_2X5_16	A36	7.40E-03	225.167	1.667
L 3-1_2X3-1_2X5_16	A36	1.06E-02	50.606	0.536
L 4X4X1_2	A36	1.90E-02	186.688	3.551
Peso Total [Ton] <i>E</i>				5.754

Fuente: Autor

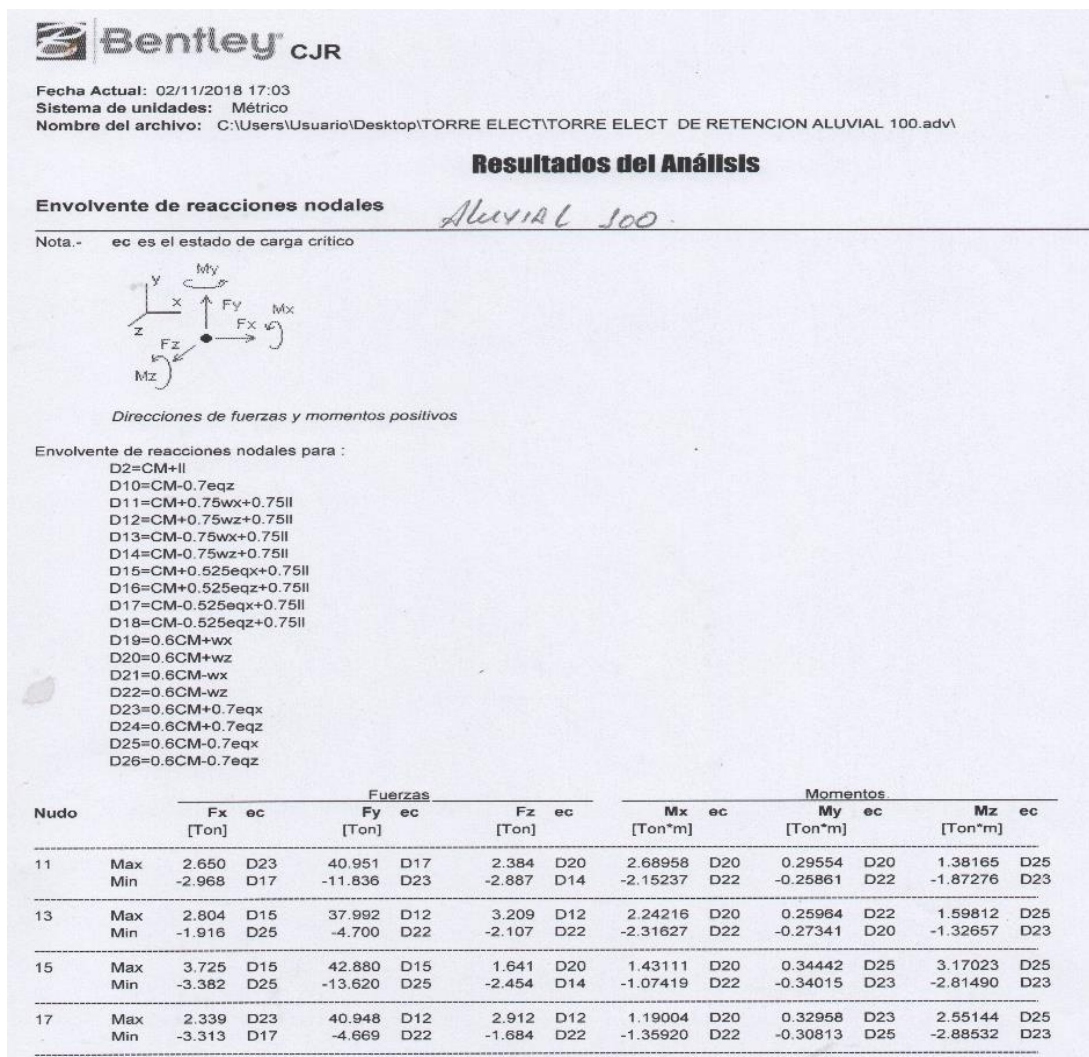
Posteriormente, para los 4 tipos de zonas se obtuvo:

Tabla 36. Dato resumen fuerzas a nivel de la cimentación, extraído de las tablas 36,37,38 y 39.

TIPO DE SUELO MICROZONIFICACION BOGOTA	FUERZAS	NUDO 11	NUDO 13	NUDO 15	NUDO 17	MIN
		Ton	Ton	Ton	Ton	MAX
		Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
ALUVIAL 100	MIN	-11,836	-4,7	-13,62	-1,684	-13,62
	MAX	40,951	37,992	42,88	40,948	42,88
PIEDEMONTES B	MIN	26,05	27,464	26,419	29,871	26,05
	MAX	26,05	27,464	26,419	29,871	29,871
LACUSTRE 500	MIN	26,05	27,464	26,419	29,871	26,05
	MAX	26,05	27,464	26,419	29,871	29,871
DEPÓSITO DE LADERA	MIN	-11,836	-4,7	-13,62	-4,669	-13,62
	MAX	40,951	37,992	42,88	40,948	42,88

Fuente: Autor

Tabla 37. Para suelo aluvial 100 fuerzas a nivel de la cimentación



Fuente: Autor

Tabla 38. Para suelo piedemonte B fuerzas a nivel de la cimentación

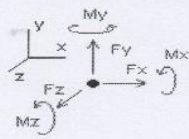
Bentley CJR

Fecha Actual: 02/11/2018 17:20
 Sistema de unidades: Métrico
 Nombre del archivo: C:\Users\Usuario\Desktop\TORRE ELECT\TORRE ELECT DE RETENCION PIEDEMONTE B.adv

Resultados del Análisis

Envolvente de reacciones nodales *PIEDEMONTE B*

Nota.- ec es el estado de carga crítico



Direcciones de fuerzas y momentos positivos

Envolvente de reacciones nodales para :
D2=CM+II

Nudo		Fuerzas						Momentos					
		Fx [Ton]	ec	Fy [Ton]	ec	Fz [Ton]	ec	Mx [Ton*m]	ec	My [Ton*m]	ec	Mz [Ton*m]	ec
11	Max	-1.267	D2	26.050	D2	-1.136	D2	0.35295	D2	0.02386	D2	-0.16064	D2
	Min	-1.267	D2	26.050	D2	-1.136	D2	0.35295	D2	0.02386	D2	-0.16064	D2
13	Max	1.382	D2	27.464	D2	1.495	D2	0.04228	D2	-0.01895	D2	0.09118	D2
	Min	1.382	D2	27.464	D2	1.495	D2	0.04228	D2	-0.01895	D2	0.09118	D2
15	Max	1.397	D2	26.419	D2	-1.257	D2	0.18616	D2	-0.01375	D2	0.02819	D2
	Min	1.397	D2	26.419	D2	-1.257	D2	0.18616	D2	-0.01375	D2	0.02819	D2
17	Max	-1.512	D2	29.871	D2	1.599	D2	0.00337	D2	0.00653	D2	-0.12426	D2
	Min	-1.512	D2	29.871	D2	1.599	D2	0.00337	D2	0.00653	D2	-0.12426	D2

Fuente: Autor

Tabla 39. Para suelo lacustre 500. fuerzas a nivel de la cimentación

Bentley CJR

Fecha Actual: 02/11/2018 17:09
 Sistema de unidades: Métrico
 Nombre del archivo: C:\Users\Usuario\Desktop\TORRE ELECT\TORRE ELECT DE RETENCION LACUSTRE 500.adv

Lacustre

Resultados del Análisis

Envolvente de reacciones nodales

Nota.- ec es el estado de carga crítico

Direcciones de fuerzas y momentos positivos

Envolvente de reacciones nodales para :
D2=CM+II

Nudo		Fuerzas						Momentos					
		Fx	ec	Fy	ec	Fz	ec	Mx	ec	My	ec	Mz	ec
		[Ton]		[Ton]		[Ton]		[Ton*m]		[Ton*m]		[Ton*m]	
11	Max	-1.267	D2	26.050	D2	-1.136	D2	0.35295	D2	0.02386	D2	-0.16064	D2
	Min	-1.267	D2	26.050	D2	-1.136	D2	0.35295	D2	0.02386	D2	-0.16064	D2
13	Max	1.382	D2	27.464	D2	1.495	D2	0.04228	D2	-0.01895	D2	0.09118	D2
	Min	1.382	D2	27.464	D2	1.495	D2	0.04228	D2	-0.01895	D2	0.09118	D2
15	Max	1.397	D2	26.419	D2	-1.257	D2	0.18616	D2	-0.01375	D2	0.02819	D2
	Min	1.397	D2	26.419	D2	-1.257	D2	0.18616	D2	-0.01375	D2	0.02819	D2
17	Max	-1.512	D2	29.871	D2	1.599	D2	0.00337	D2	0.00653	D2	-0.12426	D2
	Min	-1.512	D2	29.871	D2	1.599	D2	0.00337	D2	0.00653	D2	-0.12426	D2

Fuente: Autor

En el modelamiento de la torre bajo las cargas se calcularon las deformaciones mostradas en la figura 22:

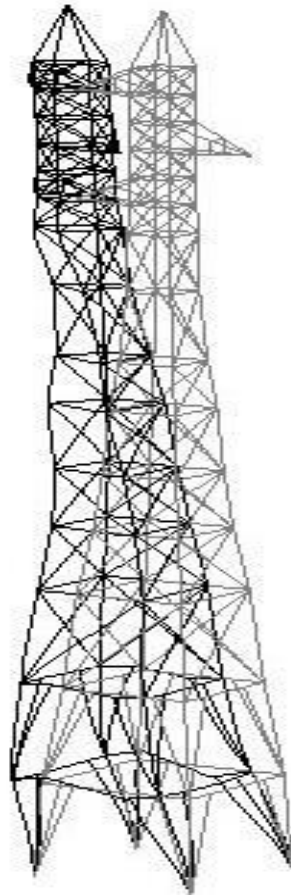


Figura 22. Deformaciones torre
Fuente: Autor

Capítulo IV

Parámetros para analizar en suelo y/o roca

4.2. Aspectos generales

Para analizar y determinar un tipo de cimentación apropiado en depósitos de suelo o roca, inicialmente deben determinarse las propiedades índices del suelo y clasificarlas en grupos amplios con características similares. Para establecer dichas propiedades, se deben implementar procesos de exploración en el subsuelo/roca y ensayos de laboratorio que den un alcance necesario para establecer sus propiedades. En su gran mayoría, los ensayos son de fácil acceso y costos accesibles. Adicionalmente a las propiedades índice, es importante establecer propiedades de ingeniería necesarias para el análisis de las cimentaciones, tales como: Resistencia al corte, compresibilidad y permeabilidad.

Tabla 40. Propiedades índices de suelos

Suelos friccionantes	Suelos cohesivos
Tamaño de las partículas.	Contenido de humedad (relación de masas).
Gravedad específica.	Límite de Atterberg (relación de masas).
Densidad relativa.	Grado de saturación (relación de masas).
Peso unitario.	Relación de vacíos (Relación de masas).
Grado de saturación.	Gravedad específica (Relación de masas).

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 24)

Las propiedades índices a partir de procesos de correlaciones pueden permitir establecer valores propios en suelos y rocas, estas se pueden determinar en campo (*In situ*) o en muestras no alteradas que son analizadas en laboratorio. Entre las propiedades índice a determinar para suelos friccionantes o cohesivos se encuentran las indicadas en la tabla 40.

Establecidas las propiedades índices se puede:

- Seleccionar los sitios que tienen las condiciones más favorables del subsuelo para una línea de transmisión determinada.
- Hacer una estimación preliminar de las propiedades de ingeniería del suelo en un sitio determinado.
- Establecer las zonas más críticas en los subsuelos para una investigación más extensa de las propiedades de ingeniería.

Las principales propiedades mecánicas en suelos cohesivos son resistencia al corte y ensayo de penetración de cono. De forma similar, en suelos friccionantes están la resistencia al corte no drenado (Relación de masas) y la velocidad de infiltración.

En las rocas se determinan las siguientes propiedades índice:

- Presencia de agua
- Porosidad
- Peso específico (densidad del material)
- Alteración (susceptibilidad química)
- Durabilidad
- Humedad
- Abrasividad
- Grado de fisuración.
- Expansibilidad
- Solubilidad
- Textura
- Origen

Entre las propiedades mecánicas de las rocas se encuentran el módulo de elasticidad, resistencia a la compresión, relación de Poisson y permeabilidad. En lo referente a la clasificación de los suelos, el más empleado es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS).

A diferencia de los depósitos de suelo, la masa rocosa no está definida por las propiedades índice y mecánicas de las rocas, ya que incluye otros aspectos tales como:

Juntas, meteorización, fallas, planos de falla, zonas de corte, foliación y canales de soluciones.

Las fracturas en la roca que no implican movimiento se denominan diaclasas, las cuales suelen interceptar superficies primarias (estratificaciones, exfoliaciones, esquistosidades, etc.). Por su parte, el movimiento indica desplazamientos en el macizo rocoso, por lo cual, estas otras fracturas son denominadas fallas.

Al presentarse conjuntos de diaclasas paralelas se puede afirmar la existencia de un sistema de diaclasas; cuando estas se interceptan ortogonalmente se afirma que son conjugadas. Existen diaclasas de retracción formadas por el enfriamiento, en el caso de rocas ígneas, o desecación para rocas sedimentarias. Otro tipo de diaclasas son las de descompresión, ocasionadas por la pérdida de cobertura del material que le sobreyace. Estas diaclasas pueden ser abiertas o cerradas.

De igual forma, al explorar macizos rocosos, se deben indicar los porcentajes de recuperación de material de roca, existencia de agua y su nivel en el subsuelo.

Entre las propiedades más importantes de ingeniería en el diseño geotécnico están la resistencia al corte y la compresibilidad del suelo de contacto. Para estimar la resistencia al corte se expresa mediante la ecuación de Mohr – Colulomb.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (48)$$

De tal forma que la cohesión (c), adicionada al producto de los esfuerzos normales, con la tangente del ángulo de fricción interno (ϕ), permiten determinar la resistencia al corte (s). Para determinar las pruebas intrínsecas se inicia con la clasificación de los suelos y esto se logra desarrollando el siguiente proceso:

- Efectuar límites de Atterberg (pruebas en espacios controlados para determinar el contenido de humedad en suelos cohesivos a partir de relación de fases). Con estos ensayos se determina el límite líquido (LL) y el límite plástico (LP). Con base en ellos se evalúa el índice de plasticidad ($IP = LL-LP$).
- Se determina el tamaño de las partículas con ensayos de granulometría. Esto puede ser por tamizado y/o por hidrometría.

Las propiedades índices ayudan a establecer por correlaciones C_c (índices de compresibilidad) y C_s (índice de expansión). Algunas de ellas son:

$$C_c = 0.009 \text{ (LP-10)} \quad (49)$$

Esta correlación se toma del texto IEEE *Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing* en el capítulo 3.5.1, o se puede determinar a partir del ensayo de consolidación unidimensional de la curva de compresibilidad. Es preferible realizar la determinación de estos parámetros a partir del ensayo y en lo posible evitar obtener parámetros de correlaciones.

4.2 Pruebas de laboratorio

Anteriormente se mencionó la importancia de determinar a partir de ensayos de laboratorios la resistencia al corte y compresibilidad del depósito de suelo donde se apoyan los cimientos de la torre. Para evaluar la resistencia al corte de los suelos hay que considerar el tipo de suelo, el método de ensayo, las condiciones de carga y el drenaje requeridos durante el análisis. Los métodos más populares en el medio para obtener estos parámetros son:

4.2.1. Ensayo de corte directo

Durante este ensayo se realiza el corte directo de una probeta de suelo a partir de un plano de falla establecido. Esta muestra de suelo se confina en dos cajuelas, una sobre la otra, siendo la cajuela superior la que presenta un movimiento libre vertical deslizándose horizontalmente sobre la cajuela inferior. En este ensayo se aplican fuerza horizontal a la mitad superior con el control de variables como velocidad de carga o velocidad a la caja superior. A partir de este ensayo se obtiene una curva tensión – desplazamiento.

La falla del material puede presentarse en arenas densas y arcillas rígidas a tensiones máximas y para materiales sueltos y blandos a un valor de desplazamiento arbitrario.

- Entre las limitantes presentadas por el ensayo de corte directo se pueden enunciar:
- La existencia de un plano de falla predeterminado.
- La dificultad en el control del volumen de la muestra.
- La dificultad en el control del drenaje (obtención de metricidad de la presión de poros).

Las anteriores pueden generar incertidumbres en los resultados respecto de los esfuerzos reales en el suelo durante la ejecución del ensayo al llegar a la falla. El ensayo de resistencia al corte y el procedimiento de ejecución se encuentra descrito en la I.N.VE-157-07.

4.2.2. Ensayo triaxial

Este ensayo es mucho más controlado, debido a que su realización se produce a partir de una celda cilíndrica confinada en una membrana de goma. Para el confinamiento hidrostático se lleva a cabo la aplicación de presión del fluido sobre la muestra. Los esfuerzos de corte se controlan con la aplicación de tensión vertical mayor conocida como esfuerzo desviador. Durante la ejecución del ensayo estos parámetros son controlados con monitoreo de las presiones de poros generadas durante la ejecución del ensayo. Para lograr varias envolventes de falla se requiere la ejecución de varias pruebas variando las presiones de confinamiento.

En consideración a que este ensayo es resultado de las condiciones de consolidación y drenaje impuestas al realizar los ensayos esta prueba puede realizarse en las siguientes condiciones:

- Triaxial no consolidada no drenada (UU)

Al realizar presión de confinamiento o esfuerzo desviador, la probeta no es sometida a condiciones de drenaje. En el fallo de la muestra, el esfuerzo desviador es igual a la resistencia de la compresión inconfiada, que es igual a 2 veces la resistencia al corte no drenado ($2 S_u$).

- Triaxial Consolidado no drenado (CU)

Este ensayo permite el drenaje durante la aplicación del esfuerzo de contacto, permitiendo que la muestra se consolide durante la presión de contacto. Este drenaje se limita durante la aplicación del esfuerzo desviador.

- Triaxial Consolidada drenada (CD)

El drenaje del material de la probeta se realiza durante la ejecución total del ensayo, aplicando el esfuerzo desviador lentamente para evitar la acumulación de presión de poros. Esta prueba, aplicada a arcillas de baja permeabilidad, requiere periodos prolongados de tiempo para evitar el surgimiento de la presión de poros durante el corte. Esta prueba es más ágil en suelos friccionantes.

De la literatura, se pueden evidenciar valores de ángulo de fricción para diferentes tipos de suelos según el tipo de ensayo. Para los suelos no friccionantes, $c, \tau = c + \sigma_n \tan \phi$ que están directamente vinculados con los minerales que los integran, la geología (historia de esfuerzos) y el ensayo triaxial. Los asentamientos en suelos no cohesivos (friccionantes) están sujetos a compresión elástico/plástica, por tanto, se pueden calcular a partir de teoría elástica. En suelos cohesivos los depósitos de suelo, a parte del comportamiento en los asentamientos elásticos, contienen asentamientos por consolidación (esta última depende del tiempo para la disipación en la presión de poros). Por lo anterior, se requiere el conocimiento de los módulos de elasticidad de los materiales, determinado a partir de pruebas triaxiales convencionales y cíclicas.

En consideración a lo anterior, para determinar los asentamientos de consolidación, un ensayo importante es la consolidación unidimensional en odómetro. Con este ensayo, aplicado en suelos arcillosos, se definen los C_c (índice de compresión) y C_s (índice de expansión). La consolidación se apoya en la reducción en el tiempo de la relación de vacíos debido al drenaje y aplicación de una carga, pero es importante que las muestras sean inalteradas.

4.3. Ensayos de campo (*In - situ*)

Los ensayos *in situ* (de campo) contemplan las condiciones de resistencia del depósito en sus condiciones inalteradas.

Tabla 41. Valores representativos para el ángulo de fricción interna ϕ

SUELO	TIPO DE ENSAYO		
	UU	CU	CD
Grava			
Tamaño medio	40°– 55°		40°– 55°
Arenoso	35°– 50°		35°– 50°
Arena			
Suelo seco	28°– 34°		
Suelo saturado	28°– 34°		
Suelo denso -seco	35°– 46°		43°– 50°
Suelo denso - saturado	1°–2° menos que denso seco		43°– 50°
Arena limosa			
Suelto	20°– 22°		27°– 30°
Denso	25°– 30°		30°– 35°
Arcilla	0° si está saturado	3°-20°	20° – 42°
NOTA:1— Usa valores mayores como peso unitario \geq Incrementa 2— Use valores más grandes para partículas más angulares. 3— Use valores más grandes para mezclas de arena y grava bien graduadas (GW, SW). 4— Valores promedio para gravas: 35° – 38° Arenas: 32° – 34°			

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000).

4.3.1. Veleta de corte en suelos cohesivos

En Colombia este método se encuentra normalizado en la I.N.V.E -170 -07, el cual es aplicable en suelos blandos saturados. Las veletas de corte en suelos cohesivos se dividen en rectangulares y cónicas, estas últimas de más amplio uso. La veleta, con el uso de las varillas de barrenado, se hinca en el material a determinar la resistencia realizando giro, con lo que se toma lectura del par y ángulo de rotación. Este ensayo *in situ* no es recomendable para capas de arena, limo, gravas, conchas o material orgánico. Estos resultados suelen ser mayores o menores a los obtenidos en laboratorio.

En la figura 25 se ilustra la veleta de corte.

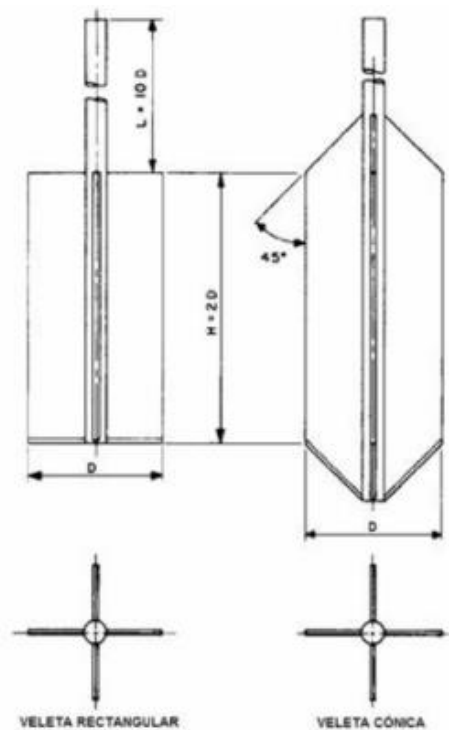


Figura 23. Tipos de veleta
Fuente: (Instituto Nacional de Vías, 2007).

4.3.2. Penetración de cono estática CPT

Es un método conformado por un sistema hidráulico que ingresa en el suelo una punta cónica instrumentada, con ello se miden parámetros de resistencia penetrando el suelo a velocidad constante (2 cm/s). Con este equipo se determina:

- Ángulo de fricción
- Coeficiente de consolidación
- Capacidad de carga
- Comportamiento del asentamiento de una cimentación.

Si se debe controlar el nivel exacto de aguas freáticas, se emplea un piezómetro para recoger los datos de presión del agua. La capacidad de empuje del equipo de sondeo es aportada por el lastre del camión o unos anclajes roscados, para conseguir una reacción adicional.

4.3.3. Prueba de presurómetro

El presurómetro se emplea para medir el módulo de deformación del suelo *in situ*, y determinar los estados de esfuerzo y resistencia en campo. Consiste en una sonda instrumentalizada expandible que se baja a una perforación y se expande para entrar en contacto con las paredes de esta. Esta sonda se activa por agua a presión, mediante un manómetro en la superficie del suelo.

4.4. Ensayos y clasificación en rocas

La determinación de las propiedades en roca es de mayor complejidad que las presentadas en depósitos de suelo, toda vez que no es suficiente evaluar las propiedades de la roca *in situ*, sino que también se deben calcular las del macizo. Ya que, finalmente son las propiedades del macizo las que orienta los parámetros de resistencia para el análisis de capacidad portante, deformación y arrancamiento de la

estructura. En los macizos, como mínimo, se deben determinar las siguientes propiedades:

- Evaluación de la roca en superficie y sitio.
- Tipo de roca y dureza.
- Permeabilidad.
- Extensión, presencia y profundidad de las aguas subterráneas (alteración de los minerales constituyentes).
- Existencia de disolución de las rocas mediante fenómenos de sub túneles en rocas calizas.
- Revisión de discontinuidades.
- Investigación de presencia de foliaciones en roca y clivaje.

Para evaluar el comportamiento físico mecánico de las rocas sometidas a cargas en cimientos, se deben establecer sus condiciones de deformación, dada su discontinuidad, meteorización y juntas. Adicionalmente, la intemperie y la dureza son influyentes en el comportamiento de las rocas.

Una de las condiciones que se debe establecer en la roca es su integridad, por lo tanto, es importante identificar la presencia de diaclasamientos, fracturas o discontinuidades que permitan una clara caracterización de sus parámetros. Para ello se deben realizar ensayos de acuerdo con los lineamientos de las nomas INVIAS INVE 102-13, INVE 103-13, INVE 108-13, INVE 108-13, INVE 108-13, INVE 111-13 e INVE 112-13 (Instituto Nacional de Vías -INVIAS-, 2019).

Cuando se realizan perforaciones en roca, se establece la presencia de pulimento, recuperación total, condición física, longitud de los testigos, existencia de juntas, meteorización, evidencia de perturbación u otros efectos con relación al registro de perforación. Durante este proceso, en los registros se debe incluir el tiempo de avance por los tramos, pérdidas de agua, nivel de agua subterráneo y recuperación de núcleo.

Con base en las exploraciones en campo, es importante evaluar la calidad de la roca (RQD -*Rock Quality Designation*), definida como el porcentaje de recuperación del

núcleo, en el cual se considera la longitud de testigos superiores a 10 cm, sin tener en cuenta las roturas frescas del proceso de perforación.

$$RQD = \frac{\sum \text{Testigos en longitud mayor a 10 cm}}{\text{Longitud Interno de la barrena}} \times 100 \quad (50)$$

Calidad de la roca respecto del RQD.:

RQD < 25% Muy pobre

25% ≤ RQD ≤ 50% Pobre

50% ≤ RQD ≤ 75% Regular

75% ≤ RQD ≤ 90% Bueno

90% ≤ RQD ≤ 100% Muy Bueno

De acuerdo con el libro titulado “*Mecánica de Rocas – Fundamentos en Ingeniería de Taludes*” (Ramírez & Alejano, 2004), dentro de las propiedades mecánicas de las rocas, se debe determinar:

- La humedad natural (con especial cuidado, toda vez que en los procesos de perforación se adiciona agua).
- Porosidad.
- Velocidad de ondas ultrasónicas.

Para determinar la velocidad de propagación de onda de corte, se debe considerar el módulo de elasticidad (E), la densidad de la roca (ρ) y la relación de Poisson de la roca (μ).

$$V_p = \sqrt{\left[\left(\frac{E}{\rho} \right) \left(\frac{1-\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)} \right) \right]} \quad (51)$$

Donde $\rho = \gamma$

Luego:

$$V_p = \sqrt{\left[\left(\frac{E}{\gamma} \right) \left(\frac{1-\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)} \right) \right]} \quad (52)$$

Índice de continuidad (IC)

$$IC = \frac{V_p}{V_{p,T}} 100 \quad (53)$$

V_p = Es la velocidad real de las ondas P

$V_{p,T}$ = Velocidad teóricas de las ondas

4.4.1. Resistencia a la compresión simple

El ensayo de resistencia a la compresión simple debe realizarse a partir de testigos obtenidos de la roca. Para ello, su altura debe ser de 2 a 3 veces el diámetro de la muestra a ensayar. Es importante evitar ensayar muestras fisuradas, dado que estas inducen errores en los resultados del ensayo produciendo pérdidas en la resistencia de la probeta.

Tabla 42. Densidad y velocidad de propagación de ondas de compresión de algunos minerales

Mineral	Densidad (kg/m ³)	V _p (m/s)
Anfiboles	2980-3200	7200
Augita	3200-3400	7200
Biotita	2900	5130
Calcita	2710	6660
Dolomita	2870	7900
Magnetita	5170-5180	7410
Moscovita	2830	5810
Oligoclasa	2640-2670	6260
Olivino	3250-3400	8400
Ortosa	2570	5690
Cuarzo	2650	6050

Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 32).

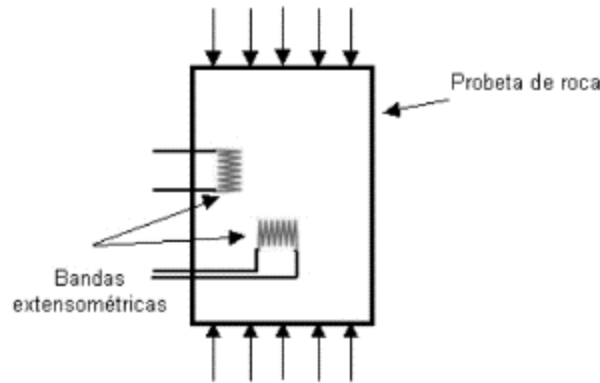


Figura 24. Esquema del ensayo de compresión simple
Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 44).

El ensayo de compresión es importante para clasificar la roca según su resistencia. Esta resistencia a la compresión puede variar de forma amplia dependiendo del tamaño del grano, porosidad, meteorización, grado de micro fisuración, densidad de la roca, presión y temperatura a la cual estuvo sometida durante su formación naturaleza, así como la resistencia del aglutinante que une los granos.

Para este ensayo es importante que el testigo (probeta a ensayar) esté refrentado, con la superficie plana del equipo de ensayos, con precisión de 0.02 milímetros. Las cargas aplicadas sobre estos tendrán velocidades constantes de 0.5 a 1.0 MPa por segundo. Para complementar el ensayo, se realiza la medición de las deformaciones laterales, para obtener el módulo de Young y la relación de Poisson de la roca.

Tabla 43. Clasificación de según resistencia de las rocas al ensayo de compresión simple de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas

Resistencia (MPa)	Clasificación
>250	Extremadamente alta
100-250	Muy alta
50-100	Alta
25-50	Media
5-25	Baja
1-5	Muy baja
0,25-1	Extremadamente baja

Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 48).

Este ensayo no muestra el comportamiento de la probeta al alcanzar su resistencia máxima. La sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, propone la siguiente clasificación de resistencia de las rocas según resultados del ensayo de compresión simple:

4.4.2. Ensayo de carga puntual

De acuerdo con el tipo de roca que se explora, muchas veces es posible encontrar la presencia de diaclasamientos y meteorización, lo que imposibilita la obtención de probetas con cumplimiento de la relación diámetro– altura, esto hace que los ensayos de carga puntual cobren gran importancia. Los resultados de este ensayo son útiles, al igual que el de compresión simple, para obtener la resistencia de la roca, pero debe tenerse en cuenta que la probeta a ensayar tenga un diámetro superior a 5 centímetros, dado que esto influye en su resistencia.

El ensayo es útil para fracturar un testigo de roca entre dos puntas cónicas de acero endurecido. La carga se aplica como mínimo a 0.7 veces el diámetro del borde de la probeta. Con la carga y el diámetro equivalente (D_e) de la probeta se determina un índice de carga puntual (I_s)

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad (54)$$

El diámetro equivalente en muestras regulares es igual al diámetro de la muestra. En muestras que presentan irregularidad, el diámetro equivalente se determinará con el diámetro medio (D_{med}), así:

$$D_{med} = \frac{\sum D}{n} \quad (55)$$

$$D_e^2 = \frac{4 * D_{med} * D}{\pi} \quad (56)$$

$$I_s = \frac{P}{\frac{4 * D_{med} * D}{\pi}} \quad (57)$$

Para determinar el índice de carga puntual a partir de correlaciones, lo ideal es realizar ensayos de compresión simple y ensayos de carga puntual para cada proyecto, puesto que estas ecuaciones tienen coeficientes de correlación muy variados, dependiendo de los diferentes tipos de roca. En caso de diámetros mayores a 5 cm se debe aplicar la siguiente correlación:

$$I_{S(50)} = \left(\frac{D}{50}\right)^{0.45} * I_S \quad (58)$$

Luego de lo cual, los demás análisis se podrán realizar con el índice de carga puntual corregido ($I_{S(50)}$).

Con el índice de carga puntual pueden ser determinados la resistencia a la tracción (T_0), (Brook, 1993).

$$T_0 = 1.5 * I_{S(50)} \quad (59)$$

Otra relación planteada en este ensayo es la de (Broch & Franklin, 1972), quienes plantearon la siguiente relación para la compresión simple:

$$\sigma_c = 0.81 m_i + 7 \quad (60)$$

Granito 32.4

Arenisca 9.65

Dolomita 1.6 – 8.45

Marmol 14.1

Cuarcita 14.1

Otra relación entre el índice de carga puntual y la resistencia a la compresión uniaxial es la presentada por (Hoeke, 1985):

$$\sigma_c = [14 + (0.175 * D)] I_S \quad (61)$$

Este ensayo es muy útil para clasificar rocas, sin embargo, si se requiere realizar un análisis de diseño, es más recomendable recurrir a los ensayos de tracción indirecta o ensayos de compresión simple, dado que el ensayo de carga puntual presenta dispersiones muy importantes.

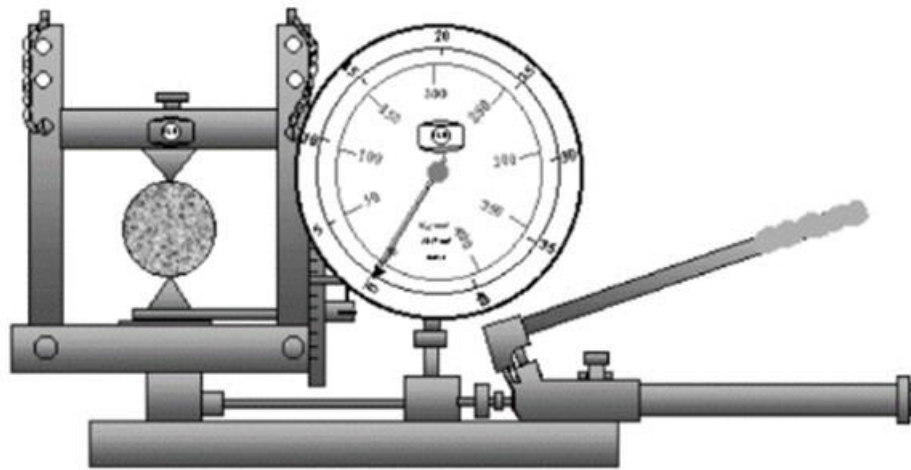


Figura 25. Esquema del ensayo de carga puntual mediante la prensa Franklin.
Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 46).

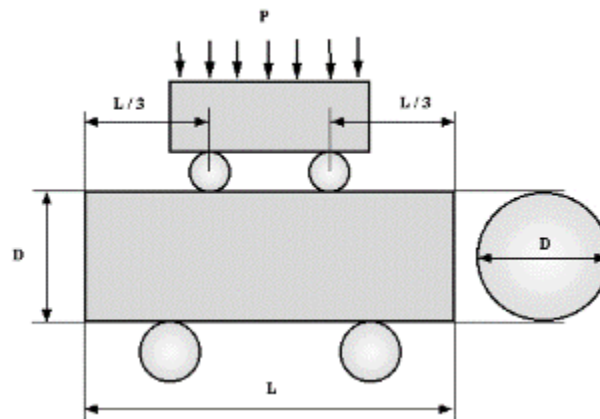


Figura 26. Esquema del ensayo de flexión.
Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 52).

4.4.3. Ensayo para determinar resistencia a la tracción

La tensión en rocas presenta una gran dificultad, debido a los daños que sufren las probetas al ser sometidas a tensión directa. El ensayo más generalizado para obtener la resistencia a la tracción es el ensayo brasileño, el cual consiste en comprimir una probeta cilíndrica de roca con longitud de dimensiones iguales a su radio. Para determinar este esfuerzo, se debe contar con la carga aplicada al fallo de la muestra (P), el diámetro del disco (D) y el espesor del disco o altura del cilindro (t).

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi D t} \quad (62)$$

Otro ensayo para determinar la resistencia a la tensión es la deflexión. El ensayo se realiza con cuatro puntos de contacto entre el dispositivo de carga con el cilindro. Este permite ensayar directamente testigos de sondeos. Los dos puntos de apoyo del testigo están próximos a los extremos de la probeta, y los dos puntos de carga está en la parte media. La resistencia a la tracción (T) se determina a partir de la carga de rotura (P) aplicada a un tercio de cada uno de los apoyos del testigo, la longitud entre apoyos sobre el testigo o probeta(L) y el diámetro de la probeta (D).

$$T = \frac{16 * P * L}{3 * \pi * D^3} \quad (63)$$

La resistencia obtenida a partir de este método es dos a tres veces mayor que la resistencia a tracción directa. Por ello, el ensayo que se emplea es determinante en la obtención de este parámetro.

Criterios de rotura

Los dos criterios más empleados son Mohr-Coulomb y Hoek-Brown. El primero considera que las rocas tienen dos componentes: la cohesión y la fricción; a partir de ello se considera que la resistencia que se desarrolla al corte por las rocas en un plano que forma un ángulo β con la tensión principal menor σ_3 , se

puede expresar como la suma de la cohesión (c) con el producto del esfuerzo normal (σ_n) por la tangente del ángulo de fricción (ϕ), mediante la ecuación:

$$\tau = c + (\sigma_n \tan \phi) \quad (64)$$

Con base en la figura 26, se puede determinar el esfuerzo normal y el esfuerzo de cizalladura (cortante):

$$\sigma'_n = \left[\frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) \right] - \left[\left(\frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) \right) \cos 2\beta \right] \quad (65)$$

$$\tau = \frac{1}{2} [\sigma'_1 - \sigma'_3] (\sin 2\beta) \quad (66)$$

Con base en esto, se puede determinar que la resistencia a la compresión uniaxial se obtiene en función de la fricción y cohesión:

$$R_0 = \frac{2c(\cos \phi)}{1 - \sin \phi} \quad (67)$$

Este concepto asume que la envolvente en los círculos de Mohr que dan lugar a la falla es lineal. A partir de este criterio de falla se obtienen resistencias pico y residuales. Otro criterio aceptado es el *Hoek-Brown* (1980). Para este criterio de rotura se consideran el ensayo de resistencia a la compresión simple (σ_{ci}) y la constante de material rocoso (m_i).

La ecuación que considera (Hoek-Brown, 1980) citado en (Ramírez Oyangur, 2004, Pág. 60) es la siguiente:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \left[\sigma_{ci} \sqrt{\left(\left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} \right) + 1 \right)} \right] \quad (68)$$

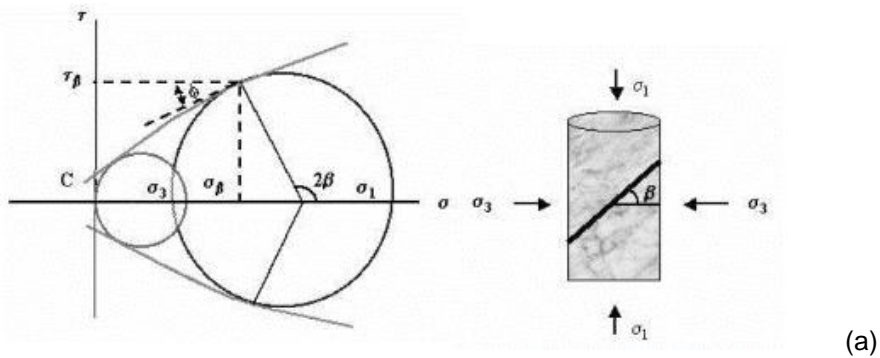
Para esta ecuación se consideran esfuerzos efectivos principales (σ'_1) y los esfuerzos efectivos principales mínimos (σ'_3). Para este modelo de falla, el

esfuerzo normal (σ'_n), es esfuerzo de corte (τ) y (m_i) se evalúan mediante las ecuaciones:

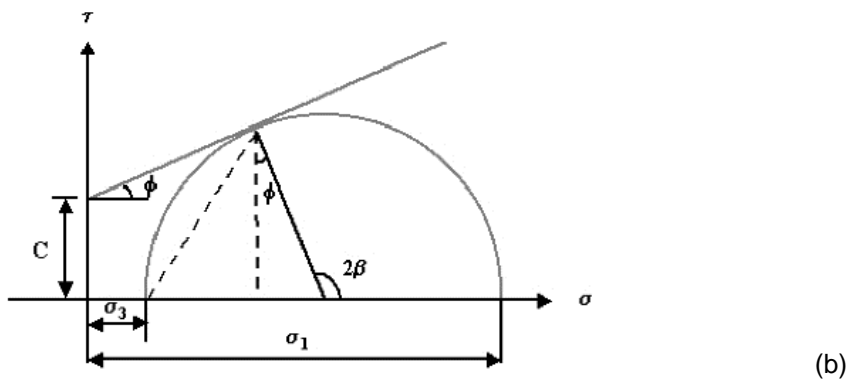
$$\sigma'_n = \left[\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right] - \left[\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right) * \left(\frac{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} - 1}{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} + 1} \right) \right] \quad (69)$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \left[\frac{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3}}{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} + 1} \right] \quad (70)$$

$$m_i = \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_t} - \frac{\sigma_t}{\sigma_{ci}} \quad (71)$$



Criterio de rotura Mohr-Coulomb



Relación entre tensiones principales y cortantes en el criterio de rotura Mohr-Colulomb

Figura 27. Criterio de rotura Mohr-Coulomb
Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 52).

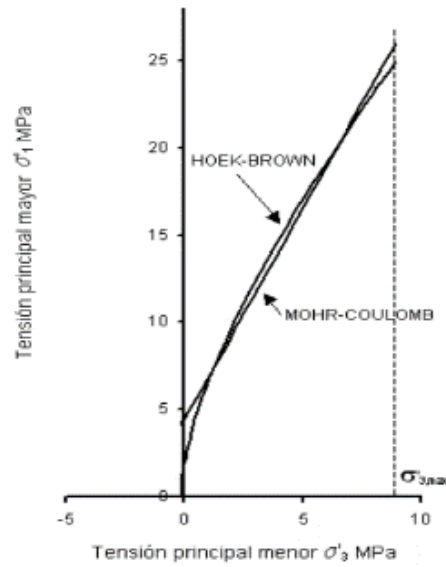


Figura 30. Comparación criterios de rotura de Hoek-Brown y Mohr –Coulomb para $0 < \sigma'_3 < \sigma'_3_{max}$
 Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 61).

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{3m_i(1+(m_i\sigma'_{3n}))}{(7.5+(3m_i))(1+(m_i\sigma'_{3n}))^{1/2}} \right] \quad (72)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} \left[2 - \frac{1}{2m_i\sigma'_{3n}} \right] * [1+(m_i\sigma'_{3n})]^{-1/2}}{3.75 * \sqrt{[1+(0.8m_i)] * (1+(m_i\sigma'_{3n}))^{1/2}}} \quad (73)$$

Bajo este criterio los parámetros de cohesión y fricción del suelo se determinan a partir de considerar σ'_{3n} es equivalente a $\sigma'_{3max} / \sigma_{ci}$ en la siguiente ecuación:

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{ci}} \quad (74)$$

Como guía de algunos parámetros de referencia de las rocas en la tabla 44 se muestran ángulos de fricción internos y resistencia a la compresión simple para algunos tipos de roca.

Tabla 44. Estimación de la constante m_i del material intacto en función del tipo de roca, según Hoek et al., 1994. Los parámetros entre paréntesis son aproximados.

Tipo de roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy fina
SEDIMENTARIAS	Clásticas		Conglomerado (22)	Arenisca 19	Limolita 9	Argilita 4
			← Grauwaca (18) →			
	No clásticas	Orgánicas	← Creta(18) →			
		Carbonatadas	Brecha (20)	Caliza (10)	Espartica	Caliza Micrítica 8
		Evaporitas	Yeso 16		Anhidrita 13	
METAMÓRFICAS	No foliadas	Mármol 9	Corneanas (19)	Cuarcita 24		
	Ligeramente foliadas	Migmatita (30)	Anfibolita 31	Miotita (6)		
	Foliadas*	Gneiss 33	Esquisto (10)	Filita (10)	Pizarra 9	
IGNEAS	Claras	Granito 33		Riolita (16)	Obsidiana (19)	
		Granodiorita (30)		Dacita (17)		
		Diorita (28)		Dacita 19		
	Oscuras	Gabro 27	Dolerita (19)	Basalto (17)		
		Norita 22				
	Extrusivas piroclásticas	Aglomerado (20)	Brecha (18)	Toba (15)		

Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 62).

En la tabla 45 y 46, se aprecian algunas propiedades físicas (Ramírez, 2004, Pág. 65).

Tabla 45. Ángulos de fricción de algunas rocas.

Clase de roca	Tipo de roca	Resistencia a compresión simple (MPa)	Ángulo de fricción Φ en grados
Rocas sedimentarias	Caliza	50-200	33-40
	Marga	5-15	-----
	Arenisca	50-150	25-35
	Limolita	5-200	27-31
	Esquistos	50-100	27
Rocas metamórficas	Gneis	100-200	23-33
	Mármol	100-200	25-35
	Cuarcita	200-400	48
Rocas ígneas	Basalto	100-300	31-38
	Gabro	100-300	-----
	Granito	100-200	29-35

Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 66).

Tabla 46. Propiedades físicas y mecánicas de diversas rocas

ROCAS	DENSIDAD (kg/m ³)	MÓDULO DE YOUNG (GPa)	COEFICIENTE DE POISSON	POROSIDAD %	RESISTENCIA A COMPRESIÓN (MPa)	RESISTENCIA A TRACCIÓN (MPa)	RESISTENCIA A FLEXIÓN (MPa)
Rocas batolíticas							
Granito granodiorita	2500-2750	30-70	0,12-0,25	0,1-2	120-280	4-7	10-20
Gabro	2920-3050	60-100	0,12-0,25	2-5	150-200	5-8	10-22
Rocas extrusivas							
Riolitas	2450-2600	10-20	0,1-0,2	0,4-4	80-160	5-9	10-22
Dacita	2500-2750	8-18	0,09-0,2	0,5-5	80-160	3-8	9-20
Andesita	2300-2750	12-35	0,11-0,2	0,2-8	40-320	5-11	13-25
Basalto	2750-3000	20-100	0,14-0,2	0,2-1,5	30-420	6-12	14-26
Diabasa	2900-3100	30-90	0,12-0,2	0,3-0,7	120-250	6-13	12-26
Tobas volcánicas	1300-2200	-----	0,1-0,2	8-35	5-60	0,5-4,5	3-8
Rocas sedimentarias							
Arenisca	2100-2500	15-17	0,07-0,12	1-8	10-120	1,5-6	4-16
Caliza de grano fino	2600-2850	50-80	0,1-0,2	0,1-0,8	50-200	4-7	5-15
Caliza de grano grueso	1550-2300	-----	0,12	2-16	4-60	1-3,5	2,5-7
Caliza	1550-2500	-----	0,07-0,12	1,5-6	49-200	1,5-5	3-9
Dolomita	2200-2700	20-30	0,08-0,2	0,2-4	15-200	2,5-6	4-16
Esquistos	2450-2750	-----	-----	0,2-0,4	-----	-----	20-30
Rocas metamórficas							
Mármol	2650-2750	60-90	0,11-0,2	0,1-0,5	50-180	5-8	8-12
Gneis	2600-2780	25-60	0,09-0,2	1-5	80-250	4-7	8-20

Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 65).

Capítulo V

Diseño de cimentaciones superficiales

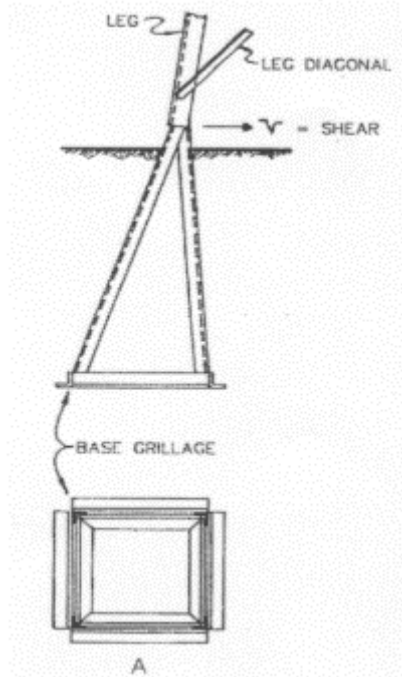


Figura 28. Parrilla de acero de disposición piramidal
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 31).

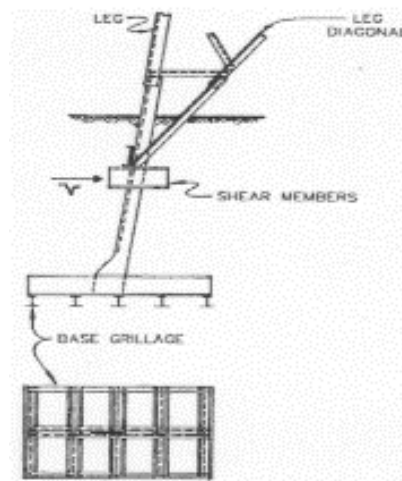


Figura 29. Parrilla de acero de disposición piramidal
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 31).

5.1. Aplicaciones estructurales y tipos de cimentación superficiales

Las cimentaciones superficiales son empleadas para transmitir las cargas de las estructuras a poca profundidad en el subsuelo. Las más usadas son las rejillas en acero, placas prensadas, hormigón colado *in situ* y hormigón prefabricado.

5.1.1. Rejillas de acero

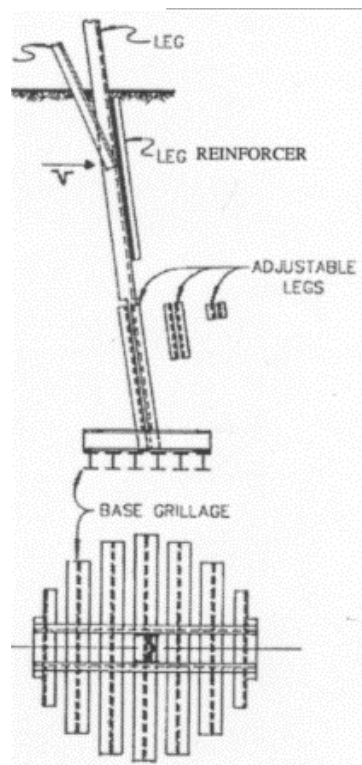


Figura 30. Parrilla de acero de disposición piramidal
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 31).

Las cimentaciones de parrilla se dividen en tres tipos: Las primeras, como se muestra en la figura 31, están formadas en disposición piramidal, en la cual el nudo de la pata se conecta a cuatro talones más pequeños que están conectados a la parrilla en la base. La pirámide transmite las cargas de corte horizontal a la superficie de la parrilla. La disposición piramidal es poco flexible para ajustar el ensamble de la torre, dificultando la compactación del relleno dentro de la pirámide.

La figura 32 ilustra una cimentación tipo parrilla, con talón de un solo apoyo. El cortante horizontal se transfiere con miembros de cortante, y se acopla a la resistencia pasiva del suelo compactado lateral. Para ello, el miembro de cortante inferior y la diagonal tienen conexión con el nudo de la pata a nivel de desplante apropiado, para movilizar la resistencia pasiva del relleno compactado.

En la figura 30 se ilustra el talón de un solo apoyo que transmite la carga a la parrilla. Cuenta con refuerzo en la pata de apoyo que aumenta el área para movilizar la presión pasiva del suelo, así como para aumentar la fuerza de la pata. La fuerza de corte es transmitida al suelo a partir de la pata de apoyo, el refuerzo y la presión pasiva del suelo.

Las rejillas para los tres cimientos típicos se conforman de vigas de acero, ángulos y canales que transfieren las cargas al suelo. Las ventajas de este tipo de cimiento son:

- Bajos costos
- Instalación fácil
- Inmediata instalación de la torre
- No requiere concreto en sitio.

Pero tiene las siguientes desventajas:

- Se requiere el diseño antes de obtener perforaciones del suelo para agrandar posteriormente con vertimiento de concreto alrededor de la parrilla.
- Las parrillas grandes son difíciles de configurar con la precisión requerida.

5.1.2. Placas prensadas

La disposición es similar a la empleada para parrillas de fundación de la figura 32, con la salvaguarda que la parrilla es reemplazada por una placa prensada. Así, en la figura 31, se aprecia una base de bípode con una cercha en una dirección. La desventaja de este tipo de cimentación es que presenta asentamientos diferenciales cuando la arena bajo ella queda suelta.

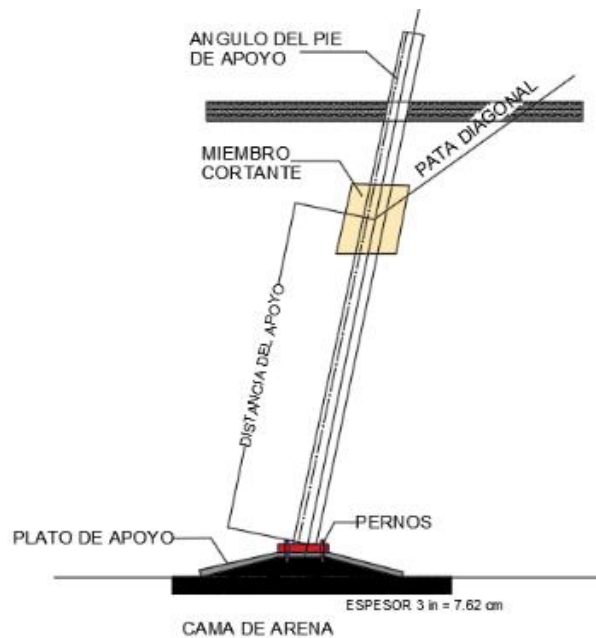


Figura 31. Placa típica de cimentación.
Fuente: Autor.

5.1.3. Concreto fundido en sitio

Se construyen en concreto reforzado. El ángulo en el nudo puede ser girado, produciendo un centrado en el muelle y la placa. Es necesaria la ubicación de acero de refuerzo en la parte superior e inferior, a fin de absorber momentos de flexión. El elemento de la torre embebido en el dado de concreto debe poseer la sección apropiada para soportar las sollicitaciones axiales transmitidas desde las diagonales, y apoyo principal, al igual que los cortantes. El espesor del concreto debe ser suficiente.

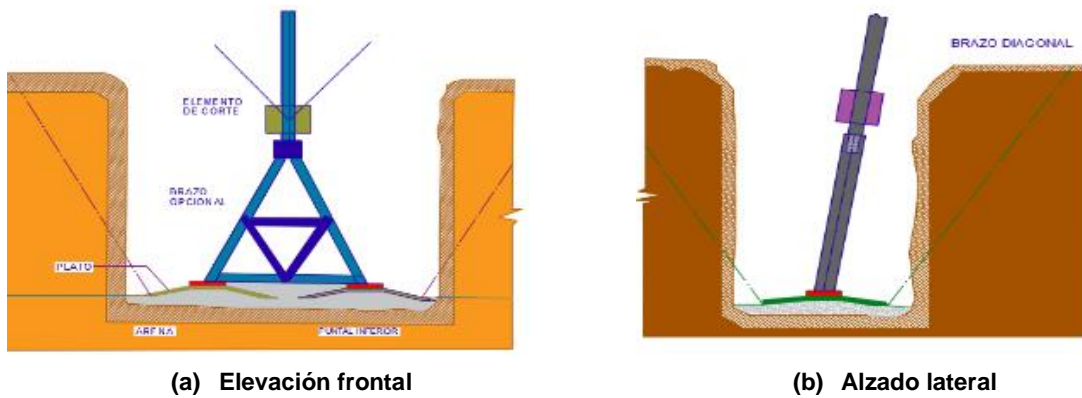


Figura 32. Placa típica de cimentación.
Fuente: Autor.

5.1.4. Concreto prefabricado

Es muy similar a la anterior, con la diferencia de que el elemento es prefabricado. Los elementos de la torre son anclados en sitio. Este debe proporcionar una superficie uniforme en la zona de contacto y buena compactación de la superficie bajo el cimiento.

5.1.5. Cimentaciones en roca

Se pueden diseñar cimentaciones para apoyarse en zona de fundación rocosa. Para la evaluación de la viabilidad de la cimentación sobre el basamento se requieren las evaluaciones descritas en el aparte 3 del presente documento. En este tipo de cimentación debe tenerse especial cuidado con la resistencia a las cargas de tracción.

5.2. Aplicaciones estructurales y tipos de cimentación superficiales

El diseño de cimientos superficiales para torres de transmisión contempla:

- Dirección de la carga
- Magnitud de la carga
- Duración de la carga
- Cargas estáticas y cíclicas
- Movimientos de la fundación.

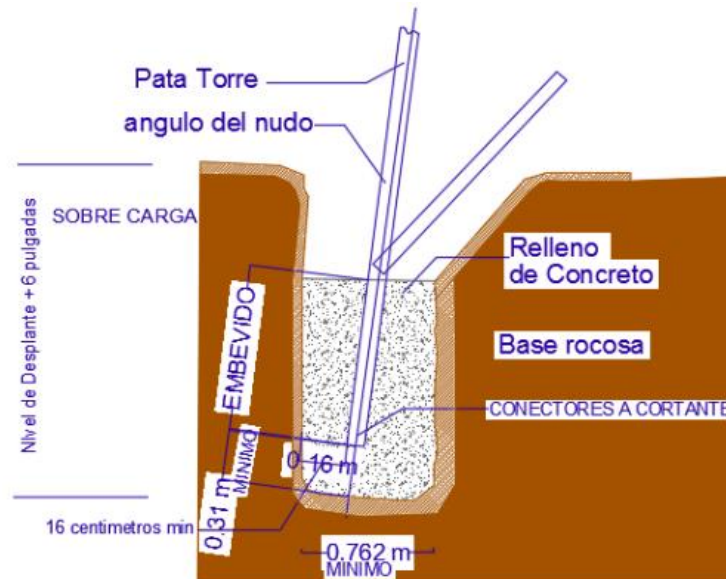


Figura 33. Placa típica de cimentación
Fuente: Autor

5.2.1. Metodología para determinación de la carga última

En los capítulos 1, 2 y 3 se presentó el procedimiento de evaluación de cargas. Las cargas de compresión permitida de una cimentación superficial se controlan por la estabilidad del sistema del suelo o por la necesidad de restringir las deformaciones del

suelo totales o diferenciales de la estructura. Para esta evaluación se considera la carga máxima por unidad de área empotrada en un suelo a un nivel de desplante dado. En este punto se evalúa la capacidad de carga última (qult). Esta es la carga máxima (Q) sobre el área de la base (A) a una profundidad dada (D). Esta incluye el peso de la base, de la estructura y del relleno dentro del volumen ancho, largo y profundidad. El suelo dentro de la superficie de corte presenta un comportamiento plástico rígido, enmarcado dentro de la zona activa de Rankine (I), una zona radial de Prandtl (II) y una zona pasiva de Rankine (III), el suelo sobre la base de la cimentación se trata como una sobre carga equivalente.

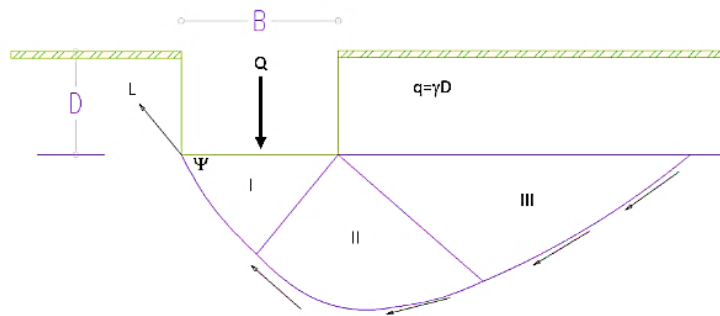


Figura 34. Descripción de falla general
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 31).

La solución general es la ecuación de Buisman-Terzaghi, considera la cohesión (c), el ancho del cimiento (B) y sobre carga ($q_u = \gamma D_f$), que se presenta a continuación:

$$q_{ult} = cN_c + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma + qN_q \quad (75)$$

Donde

D_f = Profundidad de desplante,

γ = Densidad del suelo/roca

N_c, N_γ y N_q = son los factores de carga.

Los factores N_q y N_c son exactos desde el punto de vista teórico para un material sin peso. El efecto del peso se superpone artificialmente mediante N_γ , el cual es factor empírico, y por consiguiente existen muchas propuestas en la literatura técnica. Sin embargo, se presentan las siguientes ecuaciones para su determinación:

$$N_q = e^{[\pi \tan \phi]} \left[\tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right]^2 \quad (76)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (77)$$

Para un ángulo de fricción interna de $\phi=0$, $N_c=5.14$. Para evaluar N_γ

$$N_\gamma \approx 2 * (N_q + 1) * \tan \phi \quad (78)$$

La ecuación de q_{ult} es aplicable en las condiciones de fallo general de corte en el suelo, superficie horizontal del suelo, una base horizontal en longitud infinita y carga vertical aplicada concéntrica. Con la adición de los factores de corrección la ecuación de capacidad de carga se da como:

$$\begin{aligned} q_{ult} = \frac{Q}{B'L} = & c N_c \xi_{cs} \xi_{cd} \xi_{cr} \xi_{ci} \xi_{ct} \xi_{cg} \\ & + \frac{1}{2} B_\gamma N_\gamma \xi_{\gamma s} \xi_{\gamma d} \xi_{\gamma r} \xi_{\gamma i} \xi_{\gamma t} \xi_{\gamma g} \\ & + q N_q \xi_{qs} \xi_{qd} \xi_{qr} \xi_{qi} \xi_{qt} \xi_{qg} \end{aligned} \quad (79)$$

Los factores de corrección están dados para ser aplicados en términos de forma (s), profundidad (d), rigidez del depósito (r), inclinación de la carga (i), inclinación de la base de cimentación (t) y para inclinación del depósito (g).

Para determinar los factores de corrección se emplean las siguientes ecuaciones:

Factores de forma

$$\xi_{cs} = 1 + \left[\left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \right] \quad (80)$$

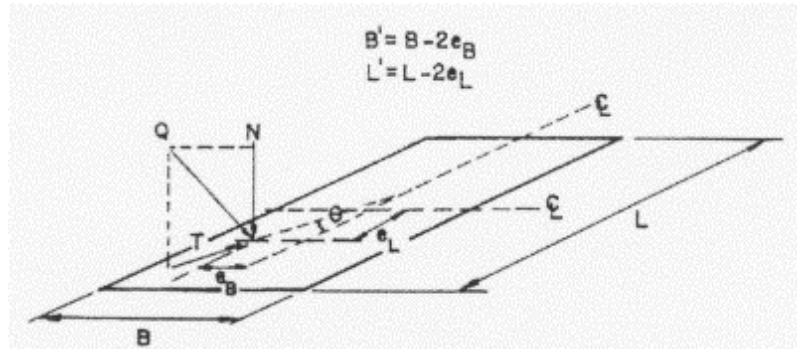


Figura 35. Inclinación y excentricidad de la carga
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 36).

$$\xi_{\gamma s} = 1 + \left[0.4 * \left(\frac{B}{L} \right) \right] \quad (81)$$

$$\xi_{qs} = 1 + \left[\left(\frac{B}{L} \right) * \tan \phi \right] \quad (82)$$

Factores de profundidad

$$\xi_{qd} = 1 + 2 * \tan \phi \left[(1 - \sin \phi)^2 * \tan \left(\frac{D}{B} \right)^{-1} \right] \quad (83)$$

$$\xi_{cd} = 1 + \left[\left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \right] \quad (84)$$

$$\xi_{\gamma d} = 1 \quad (85)$$

Es importante tener en cuenta que para determinar $\zeta_{qd} \tan^{-1}$ se calcula en radianes.

Factores de corrección por rigidez

$$\xi_{qr} = \exp \left\{ \left[\left(-4.4 + \left(\frac{B}{L} \right) \right) \tan \phi \right] + \left[(3.07 * \sin \phi) * \left(\frac{(\log_{10} 2 * I_{rr})}{(1 + \sin \phi)} \right) \right] \right\} \quad (86)$$

$$\xi_{cr} = \xi_{qr} - \left[\frac{(1 - \xi_{qr})}{(N_c * \tan \phi)} \right] \quad (87)$$

$$\xi_{\gamma r} = \xi_{qr} \quad (88)$$

Factores de corrección por inclinación de la carga

$$\xi_{ci} = \xi_{qi} - \left[\frac{(1 - \xi_{qi})}{(N_c * \tan \phi)} \right] \quad (89)$$

$$\xi_{\gamma i} = \left\{ 1 - \left[\frac{T}{(N + (B' L' * c * \cot \phi))} \right] \right\}^{n+1} \quad (90)$$

$$\xi_{qi} = \left\{ 1 - \left[\frac{T}{(N + B' L' * c * \cot \phi)} \right] \right\}^n \quad (91)$$

Otro parámetro que se debe determinar es n.

$$n = \left[\left(\left(\frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \right) * (\cos \theta)^2 \right) + \left(\left(\frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \right) * (\sen \theta)^2 \right) \right] \quad (92)$$

Mayerhof y Hanna (1981) presentan las siguientes ecuaciones para determinar los factores de corrección por inclinación:

$$\xi_{ci} = \xi_{qi} = \left[1 - \frac{\beta^o}{90^o} \right]^2 \quad (93)$$

$$\xi_{\gamma i} = \left[1 - \frac{\beta}{\phi'} \right] \quad (94)$$

En estas ecuaciones β corresponde al ángulo de inclinación de la carga sobre la cimentación respecto de la vertical. Esto se puede visualizar en la figura 38.

En los análisis de los factores de inclinación de la carga, se deben evaluar la presencia de deslizamientos, determinar B' y L'. Para ello se debe calcular e_L y e_B , previamente debe considerarse las cargas últimas y momentos generados a nivel de la cimentación por la estructura de la torre.

$$e_B = \frac{M_y}{Q_{ult}} \quad (95)$$

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{ult}} \quad (96)$$

$$B' = B - 2 * e_B \quad (97)$$

$$L' = B - 2 * e_L \quad (98)$$

Factores de corrección por inclinación de la superficie del cimient

$$\xi_{qt} = \xi_{\gamma t} = (1 - (\alpha * \tan \phi))^2 \quad (99)$$

$$\xi_{ct} = \left[\frac{(1 - \xi_{qt})}{N_c * \tan \phi} \right] (1 - (\alpha * \tan \phi))^2 \quad (100)$$

Se debe evaluar posible falla por deslizamiento, un ángulo $\alpha < 45$ grados.

Factores de corrección por superficie de terreno pendiente

$$\xi_{qg} = (1 - (\alpha * \tan \omega))^2 \text{ donde } \omega \text{ debe estar en radianes} \quad (101)$$

El límite $\omega < 45$ y $\omega < \phi$. Cuando $\omega \geq \frac{\phi}{2}$ Se debe chequear estabilidad de taludes.

$$\xi_{\gamma g} = \xi_{qg} \quad (102)$$

$$\xi_{qg} = \left[\frac{(1 - \xi_{qg})}{(N_c * \tan \phi)} \right] \quad (103)$$

Los esfuerzos efectivos deben evaluarse dentro de la zona de corte, o con mayor precisión a profundidades oscilantes a $D + \frac{B}{2}$. T no debe superar la resistencia máxima a deslizamientos y se determina con el componente de carga axial (N) y con el ángulo de fricción de interfaz suelo – cimiento (δ).

$$T = N * \tan \delta \quad (104)$$

Los valores de δ , están dados por:

- concreto en sitio $\delta = \phi$,
- aceros lisos $\delta = \phi/2$
- aceros corrugados $\delta = 3\phi / 4$

Los factores de corrección por rigidez dependen de la geometría y valores friccionantes del depósito. Incluyen la misma geometría y ϕ términos, más el índice de rigidez del suelo (I_r), que se calcula a partir del módulo de corte (G), la cohesión (c), el esfuerzo efectivo vertical (σ'_0), la profundidad de $D + \frac{B}{2}$ y el ángulo de fricción del suelo (ϕ).

$$I_r = \frac{G}{c + [\sigma'_0 * \tan \phi]} \quad (105)$$

El módulo de corte está dado a partir del módulo de elasticidad de Young (E), la relación de Poisson (ν) y el esfuerzo efectivo vertical (σ'_0), de tal forma que para depósitos de suelo evaluados en condiciones drenadas ($c = 0$) puede obtenerse el índice de rigidez a partir de:

$$I_r = \left[\left(\frac{E}{2 * (1 + \nu)} \right) \left(\frac{1}{\sigma * \tan \phi} \right) \right] \quad (106)$$

El módulo de elasticidad de Young se evalúa a partir de pruebas de laboratorio y ensayos de campo, correspondiente a las condiciones de esfuerzos a profundidad de $D + \frac{B}{2}$, o en su defecto a partir de correlaciones empíricas. Algunas de estas correlaciones empíricas se obtienen a partir del número de penetración estándar, como se ilustra en la tabla 47.

Tabla 47. Correlaciones para determinación módulo elasticidad de Young a partir del ensayo de penetración estándar. Donde N debe estar corregido por energía y confinamiento previamente

	Limos y limos arenosos	E(MPa)=5N
Meigh y Nixon (1961)	Arenas finas	E(MPa)=8N
	Arenas normalmente consolidadas	$E \frac{kg}{cm^2} = 215 + (10.6N_{SPT})$
D' Apolonia et al. 1970	Arenas preconsolidadas	$E \frac{kg}{cm^2} = 540 + (13.5N_{SPT})$
	material granular	$E (MPa) = 7N_{SPT}^{0.5}$
Denver 1982		
Wrench y Nowastzki (1986)	Gravas	$E (MPa) = 2.22N_{SPT}^{0.888}$
	Gravas y arenas $N_{SPT} > 15$	$E \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = 40 + [12(N_{SPT} - 6)]$
Beguermann (1974)	Gravas y arenas $N_{SPT} < 15$	$E \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = 12[(N_{SPT} + 6)]$
	Arenas en general	$E \left(\frac{kg}{cm^2} \right) = 10[7.5 + (0.5N_{SPT})]$

Fuente: (Echarri & Vaca, 2014).

Algunas de las correlaciones existentes para determinar el módulo de elasticidad de Young, son las presentadas en la tabla 46. En cuanto a la relación de Poisson, esta se encuentra entre los valores de 0.1 y 0.4 para suelos granulares (IEE-691. 2001), lográndose estimar a partir del ángulo de fricción relativo (ϕ_{rel}) que tiene valores entre 0 y 1. Este ángulo se determina a partir del ángulo de fricción.

$$\phi_{rel} = \frac{\phi - 25^\circ}{20^\circ} \quad (107)$$

$$v = 0.1 + (0.3 * \phi_{rel}) \quad (108)$$

Posterior a la evaluación de la rigidez, se debe evaluar el índice de rigidez reducido (I_{rr}), con base en la deformación volumétrica (Δ).

$$I_{rr} = \frac{I_r}{(1 + (\Delta * I_r))} \quad (109)$$

La deformación volumétrica se puede evaluar con el ángulo de fricción relativo y el esfuerzo efectivo vertical dado en toneladas a profundidad de desplante, más la mitad del ancho del cimiento, con la ecuación planteada por de Vesic, Trautmann y Kulhawy (1987).

$$\Delta \approx 0.005[\sigma(1 - \phi_{rel})] \quad (110)$$

Luego, se debe determinar el índice de rigidez crítico (I_{rc}) con base en las dimensiones de ancho (B), longitud (L) y ángulo de fricción (ϕ).

$$I_{rc} = 0.5 \exp \left[\left[3.30 - \left(\frac{0.45B}{L} \right) \right] \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (111)$$

Al comparar el índice de rigidez reducido y el índice de rigidez crítico, podemos concluir:

$I_{rr} > I_{rc}$ Comportamiento del suelo de material plástico rígido, conlleva a falla general de corte, por ello $\zeta_{cr} = \zeta_{\gamma r} = \zeta_{qr} = 1$

$I_{rr} < I_{rc}$ Se presenta en el suelo rigidez de suelo baja, local o punzante, lo cual produce fallo de corte. Por tanto, $\zeta_{cr}, \zeta_{\gamma r}$ y $\zeta_{qr} < 1$, se deben calcular para afectar la capacidad de carga final.

Para evaluar la capacidad de carga cuanto tenemos suelos no drenados, se evalúa la capacidad de carga última, a partir de considerar:

$$\phi = 0N_c = 5.14N_\gamma = 0N_q = 1 \quad (112)$$

$$\zeta_{qs} = \zeta_{qd} = \zeta_{qr} = \zeta_{qt} = \zeta_{qg} = 1 \quad (113)$$

Con estas consideraciones, la ecuación de capacidad última con la carga máxima (Q), dimensiones reducidas (B', L'), resistencia promedio al corte sin drenar desde una profundidad D hasta llegar a $D + (B * S_u)$, esfuerzo de sobre carga a un nivel de desplante D (q), se reduce a:

$$q_{ult} = \frac{Q}{B'L'} = 5.14s_u \zeta_{cs} \zeta_{cd} \zeta_{cr} \zeta_{ci} \zeta_{ct} \zeta_{cg} + \zeta_{qi} \quad (114)$$

Para evaluar el componente de carga lateral (T), previamente debe evaluarse la resistencia máxima al deslizamiento. Esta carga se determina con la adherencia reducida del suelo (c_a).

$$T_{max} = c_a * B' * L' \quad (115)$$

Para interacción de:

- Concreto fundido en sitio $c_a \approx s_u$.
- Acero liso $c_a \approx s_u/2$
- Acero corrugado $c_a \approx 3s_u/4$

Para determinar los parámetros de relación de Poisson y módulo de elasticidad, se deben realizar un ensayo de laboratorio triaxial. Sin embargo, el ensayo de compresión inconfiada también arroja parámetros muy útiles a precios más económicos.

Para suelos no drenados, el módulo de elasticidad se puede determinar en el ensayo de compresión no confinada. En esta curva se determina la deformación unitaria (ϵ) y el esfuerzo (σ). La deformación unitaria se comprueba con la longitud final (L_f) y la longitud inicial (L_o).

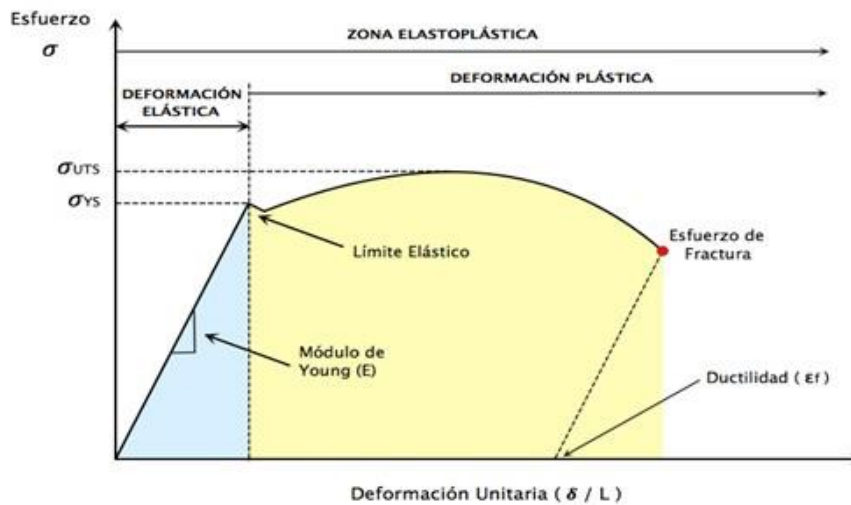


Figura 36. Gráfica esfuerzo deformación
Fuente: Autor

$$\varepsilon = \frac{L_F - L_0}{L_0} \quad (116)$$

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (117)$$

Con base en la Ley de Hooke, se puede determinar el módulo de elasticidad de Young (E).

La relación de Poisson se puede estimar a partir de:

$$\nu = \frac{\varepsilon_{lateral}}{\varepsilon_{longitudinal}} \quad (118)$$

En la tabla 48 se indica la manera de determinar la relación de Poisson a partir de algunos parámetros fáciles de identificar en campo como ϕ' (Leal, 2009).

Una relación para el módulo de Young no drenado en arcillas sobre consolidadas, es el presentado por Butler (1974):

$$E_u = 400 * S_u \quad (119)$$

Tabla 48. Correlaciones para determinación relación de Poisson.

Fundamento teórico	Expresión	Resultado ν'
Ley generalizada de Hooke	$\varepsilon_3 = \frac{1}{E'}$	0,482*
Coefficiente de presión de tierras en reposo (Jaki, 1944)	$Ko \approx 1 - \sin \phi'$ $\nu' = \frac{Ko}{1 + Ko} \approx \frac{1 - \sin \phi'}{2 - \sin \phi'}$	0,455
Relación elástica	$E' = 2G(1 + \nu')$	0,333*

Fuente: (Leal, 2009, pág. 11).

Una relación para el módulo edométrico de Young (E_m) y la resistencia al corte no drenado es dada por Butler (1974):

$$E_m = 100 * S_u \quad (120)$$

Una vez se obtiene esta información se procede a determinar el módulo de rigidez del suelo, pero en términos de la resistencia al corte. Para ello, se considera:

$$I_r = \frac{G}{S_u} = \frac{E}{[2*(1+\nu)]} * \frac{1}{S_u} = \frac{E}{3*S_u} = I_{rr} \quad (121)$$

Usualmente, en suelos cohesivos, la relación de Poisson es igual a 0.5, por tanto, el índice de rigidez reducida es igual al índice de rigidez, dada la inexistencia de tensiones volumétricas. Una vez calculado el índice de rigidez se procede a calcular el índice de rigidez crítico:

$$I_{rc} = 0.5 \exp \left[3.30 - \left(0.45 \frac{B}{L} \right) \right] \quad (122)$$

El valor del índice de rigidez crítico varía, para:

- Base cuadrada o circular ($B=L$) presenta valores entre 8.64 – 13.56
- Para longitud infinita: Si $I_{rr} > I_{rc}$, el depósito tendrá un comportamiento rígido plástico conduciendo a una falla general de corte, y el valor de $\zeta_{cr} = 1$
- $I_{rr} < I_{rc}$, indica una rigidez de suelo baja, esto produce una falla de corte local, con $\zeta_{cr} < 1$. Es importante calcularlo para reducir la carga final.

Los factores de corrección pueden ser evaluados como:

- Factores por forma

$$\xi_{cs} = 1 + \left[0.20 * \frac{B}{L} \right] \quad (123)$$

$$\xi_{\gamma S} = 1 + \left[0.4 * \left(\frac{B}{L} \right) \right] \quad (124)$$

$$\xi_{qs} = 1 + \left[0.33 * \tan^{-1} \frac{D}{B} \right] \quad (125)$$

Para ξ_{qs} se debe evaluar en radianes.

- Factores de profundidad

$$\xi_{qd} = 1 \quad (126)$$

$$\xi_{cd} = 1 + \left[0.33 \left(\tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \right) \right] \quad (127)$$

Para ξ_{cd} se debe evaluar en radianes.

- Factores de corrección por rigidez

$$\xi_{qr} = 1 \quad (128)$$

$$\xi_{cr} = 0.32 + \left[\left(0.12 * \frac{B}{L} \right) + (0.60 \log_{10} I_{rr}) \right] \quad (129)$$

- Factores de corrección por inclinación de la carga

Cuando se evalúan estos factores, se debe realizar la evaluación por deslizamiento, para ello se debe calcular n:

$$n = \left[\left(\frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \right) (\cos \theta)^2 \right] + \left[\left(\frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \right) \sin \theta \right] \quad (130)$$

El ángulo θ , es la inclinación de la carga. Calculado n y T, se procede a determinar los factores de corrección, es importante el cálculo de la tensión máxima lateral (T), N la carga normal.

$$\xi_{ci} = \left\{ \frac{n*T}{[5.14*s_u*(B'L)]} \right\} \quad (131)$$

$$\xi_{qi} = \left(1 - \left(\frac{T}{N} \right) \right)^n \quad (132)$$

- Factores de corrección por inclinación de la superficie de apoyo de la estructura

El ángulo $\alpha < 45$ grados, dados en radianes. De igual forma para $\omega < 45$ radianes, para cuando $\omega > 45$, se debe chequear deslizamiento.

Para $0.5 B\gamma N\gamma\xi$ es necesario para suelos cargados no drenados, en los cuales $\omega > 0$ y $N\gamma = -2 * \text{sen}\omega$ en degradados. Por ello,

$$\xi_{\gamma s} = 1 - \left(0.4 \frac{B}{L} \right) \quad (133)$$

$$\xi_{\gamma i} = \left[1 - \left(\frac{T}{N} \right) \right]^{n+1} \quad (134)$$

$$\xi_{\gamma d} = \xi_{\gamma r} = \xi_{\gamma g} = 1 \quad (135)$$

Con base en esta información, se determinan los factores de corrección.

$$\xi_{ct} = 1 - \left[\frac{2*\alpha}{(\pi+2)} \right] \quad (136)$$

$$\xi_{qt} = 1 \quad (137)$$

5.2.2. Cálculo de los asentamientos superficiales

Las deformaciones que puede experimentar un depósito de suelo son inmediatas y por consolidación. Las deformaciones inmediatas se presentan con los asentamientos inmediatos, producidas al aplicar las cargas sobre la masa de suelo. Estos asentamientos no son elásticos, pero para su análisis se consideran modelos elásticos. Para arcillas saturadas o casi saturadas se pueden determinar con los parámetros de esfuerzo aplicado a la cimentación (q), I_w , relación de Poisson, módulo de elasticidad de Young y el ancho de la cimentación, con la ecuación:

$$S_i = \frac{I_w * q * B(1 - \nu^2)}{E} \quad (138)$$

Para arcillas saturadas la relación de Poisson se asume igual a 0.5. de tal forma que para arcillas. Luego $0.85 \leq I_w \leq 0.95$. De tal forma que la ecuación de asentamientos inmediatos, será:

$$S_i = \frac{I_w * q * B(1 - 0.25)}{E} \quad (139)$$

Para suelos granulares, los parámetros elásticos dependen de la presión de confinamiento y se puede emplear el método propuesto por Schmertmann (1978) aplicable por capas con parámetros de Factor de corrección para dar reducción a esfuerzos de compresión producidos por la cimentación (C_1 , Esfuerzos efectivos a la profundidad de la cimentación (σ'_0), coeficiente de aumento proporcional al tiempo (t =años) de las deformaciones para suelos carentes de cohesión (C_2),

$$C_1 = \left[1 - \left(0.5 * \frac{\sigma'_0}{q} \right) \right] \geq 0.5 \quad (140)$$

$$C_2 = \left[1 + \left(0.2 * \left(\log_{10} \left(\frac{t}{0.1} \right) \right) \right) \right] \quad (141)$$

Para suelos granulares, los parámetros elásticos dependen de la presión de confinamiento y se puede emplear el método propuesto por Schmertmann, aplicable por

capas con parámetros de factor de corrección para dar reducción a esfuerzos de compresión producidos por la cimentación (C_1), esfuerzos efectivos a la profundidad de la cimentación (σ'_0), coeficiente de aumento proporcional al tiempo (t =años) de las deformaciones para suelos carentes de cohesión (C_2). I_z depende de la influencia de los esfuerzos, los cuales dependen de la relación de Poisson y de la ubicación del punto de aplicación de estos. Los valores de I_w se consideran en intervalos así:

$$\text{a } 2.0 \text{ para } \rightarrow \frac{Z}{B} = 0$$

$$0.6 \text{ para } \rightarrow \frac{Z}{B} = 0.5$$

Los valores de Z_1 se suman para valores $0 \leq Z \leq 2B$

Los valores de E , previamente se ha indicado como ser determinado:

$$S_i = C_1 C_2 = \sum_{i=1}^n \left[\Delta_{zi} * \left(\frac{I_z}{E} \right) \right] \quad (142)$$

Para suelos en condición no drenada se deben determinar los asentamientos por consolidación. Estos asentamientos se producen por depósitos sometidos a condiciones de carga constantes. La compresibilidad en depósitos de suelo arcillosos o de suelos en condición no drenada está directamente relacionado con la historia de esfuerzos a los cuales ha estado sometido. Con base al historial de esfuerzos, se deben calcular los asentamientos que pueden ir desde normalmente consolidados hasta consolidados. Se afirma que las arcillas son normalmente consolidadas cuando los esfuerzos efectivos son equivalentes a los esfuerzos máximos que el suelo ha estado sometido en el pasado. Los asentamientos totales de consolidación se evalúan a partir de la relación de vacíos inicial (e_{0i}), espesor de la capa (H), esfuerzo efectivo inicial en la capa (σ'_0), incremento de esfuerzos en la capa i , debido a la carga del cimiento ($\Delta\sigma$), índice de compresibilidad obtenido del ensayo edométrico (C_c), C_e corresponde al índice de recompresión de la capa i . Estos se determinan en pruebas de laboratorio inalteradas.

Tabla 49. Correlaciones para determinación del índice de compresión.

	$C_c = 0.009 * (\%LL - 10)$, donde LL= límite líquido
Skempton 1944	$C_c = 0.007 * (\%LL - 10)$, para arcillas remoldeadas
Rendon – Herrero 1983	$C_c = 0.141 * G_s^{1.2} * \left(\frac{1 + e_0}{G_s}\right)^{2.38}$
Nagaraj y Murty (1985)	$C_c = 0.2343 * G_s * \left[\frac{\%LL}{100}\right]$
Wroth y Wood 1978	$C_c = 0.50 * G_s * \left[\frac{\%IP}{100}\right]$
Kulhawy y Mayne 1990	$C_c = \left[\frac{\%IP}{74}\right]$
Azzouz 1976	$C_c = 0.37[e_0 + (0.003 * LL) + (0.0004 * \omega_n) - 0.34]$
Koppula 1981	$C_c = 0.0093 * \omega_n$
Koppula 1986	$C_c = (0.009 * \omega_n) + (0.005 * LL)$
Nakase 1988	$C_c = 0.046 + (0.0104 * IP)$
Nagaraj y Murty (1986)	$C_c = 0.0023 * G_s * \%LL$
Nishida 1956	$C_c = 1.15(e_0 - 0.35)$
Al – Khafaji and Andersland	$C_c = -0.156 + (0.411 * e_0) + (0.00058 * \%LL)$
Universidad de los Andes 2001	$C_c = 0.0091 * (\%LL - 15)$, donde LL= límite líquido. Para cenizas volcánicas

Fuente: (Molina, 2012, pág. 3).

Se afirma que las arcillas son normalmente consolidadas cuando los esfuerzos efectivos son equivalentes a los esfuerzos máximos que el suelo ha estado sometido en el pasado. Los asentamientos totales de consolidación se evalúan a partir de relación de vacíos inicial (e_{0i}), espesor de la capa (H), esfuerzo efectivo inicial en la capa (σ'_0), incremento de esfuerzos en la capa i debido a la carga del cimientto ($\Delta\sigma$), índice de compresibilidad obtenido del ensayo edométrico (C_c), C_c corresponde al índice de recompresión de la capa i. Estos se determinan en pruebas de laboratorio inalteradas.

El índice de compresión se puede determinar a partir de la relación de vacíos al inicio y al final de la recta en la curva edométrica (e_1 y e_2), al igual que los esfuerzos efectivos en estos puntos (σ'_1 a σ'_2):

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right)} \quad (143)$$

Existen correlaciones presentadas por varios autores para el cálculo de índice. Con estos parámetros evaluados se procede a calcular los asentamientos por consolidación.

$$\delta_c = \sum_{i=1}^N \left[\left[\frac{C_{ci}}{(1+e_{0i})} \right] * \log_{10} \left[\frac{(\sigma'_0 + \Delta\sigma)}{\sigma'_0} * H_i \right] \right] \quad (144)$$

Otra evaluación que se efectúa es el cálculo de consolidación a partir de arcillas sobre consolidadas, y es donde el esfuerzo efectivo es menor que el esfuerzo de consolidación. El cálculo de deformaciones por consolidación se evalúa discretizado (en capas). De tal forma que para estas arcillas donde:

$$\sigma'_c - \sigma'_0 \leq \Delta\sigma:$$

$$\delta_c = \sum_{i=1}^N \left[\left[\frac{(H_i)}{(1+e_{0i})} * C_e * \left[\log_{10} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \right) \right] \right] + \left[C_c * \left[\log_{10} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_c} \right) \right] \right] \right] \quad (145)$$

$$\sigma'_c - \sigma'_0 \geq \Delta\sigma:$$

$$\delta_c = \sum_{i=1}^N \left[\left[\frac{(H_i)}{(1+e_{0i})} \right] + \left[C_c * \left[\log_{10} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_c} \right) \right] \right] \right] \quad (146)$$

Algunas correlaciones existentes en documentos técnicos presentan las siguientes correlaciones:

Mesri, 81973), para varios suelos:

$$C'_\alpha = 0.0001 * \omega_n$$

Mesri y Godlewski (1977):

Limos y arcillas inorgánicos

$$C_\alpha = 0.04 * C_c$$

Arcillas y limos orgánicos

$$C_\alpha = 0.05 * C_c$$

Turbas

$$C_{\alpha} = 0.075 * C_c$$

Al presentarse disipación del exceso de presión de poros, debido a la aplicación de cargas se cumple la consolidación primaria. Luego se produce la consolidación secundaria, que produce la velocidad más lenta indefinidamente en el tiempo calculado, a partir del espesor de la capa (H), el coeficiente de compresión secundaria (C_{α}), tiempo de que comience la compresión secundaria (t_i) y el tiempo sobre el cual se calcula la deformación (Δt), con la siguiente ecuación:

$$\delta_s = H * C_{\alpha} * \log\left(\frac{t_i + \Delta t}{t_i}\right) \quad (147)$$

Para determinar el índice de compresión secundaria (C_{α}), se consideran los parámetros tomados del ensayo edométrico (tiempo de inicio y finalización de ensayo - t_1 a t_2) y la deformación de la capa de suelo durante el ensayo (ε).

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta \varepsilon}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \quad (148)$$

- **Ejemplo 1**

Determinar los esfuerzos netos admisibles aplicando un factor de seguridad de 3 y las cargas de las tablas 36 y 39, con el empleo del siguiente perfil de suelo. El nivel de desplante se debe considerar a -1.50 metros y nivel freático a -2.00 metros.

Tabla 50. Perfil del suelo (ejemplo 1)

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	INDICES DE CONSISTENCIA					γ (Ton/m ³)	Coeficientes		e ₀	q_u - compresión inconfiada		cu	Calculo ponderado E			
		USCS	W _h %	LL %	LP %	finos		Cc	Cs		Kg/cm ²	kN/m ²		kN/m ²	kPa	Mpa	ton/m ²
0,05	1,00	Limo organico color negro	ML	93,9		15	100%	1,75	1,45	0,29	1,99	1,20	117,68	58,84	14709,98	14,71	1476,30
1,00	2,00	Arcilla de alta plasticidad; color marron.	CH	129,8	171	31	100%	1,27	1,45	0,29	3,87	1,60	156,91	78,46	19613,30	19,61	1968,40
2,00	3,00	Arcilla de alta plasticidad; color marron.	CH	46,9	72	32	100%	1,65	0,56	0,11	1,40	1,70	166,72	83,36	20839,13	20,84	2091,43
3,00	4,00	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	105,9	115	38	100%	1,43	0,95	0,19	2,88	1,20	117,68	58,84	14709,98	14,71	1476,30
4,00	5,00	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	100,8	116	44	100%	1,53	0,95	0,19	2,54	1,30	127,49	63,75	15935,81	15,94	1599,33
5,00	6,00	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	100,9	114	20	100%	1,31	0,94	0,19	3,14	1,60	156,91	78,46	19613,30	19,61	1968,40
6,00	7,50	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	87,0	98	44	100%	1,31	0,79	0,16	2,86	1,40	137,30	68,65	17161,64	17,16	1722,35
7,50	9,00	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	93,3	116	41	100%	1,32	0,95	0,19	2,95	1,60	156,91	78,46	19613,30	19,61	1968,40
9,0	10,5	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	125,0	141	50	100%	1,35	1,18	0,24	3,50	1,50	147,11	73,55	18387,47	18,39	1845,38
10,5	12,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	124,0	161	42	100%	1,31	1,36	0,27	3,60	1,60	156,91	78,46	19613,30	19,61	1968,40

Fuente: Autor

• **Solución:**

Aplicando las ecuaciones de la 75 a la 157, se obtienen las siguientes resistencias a esfuerzos admisibles netos, al evaluarlo con factor de seguridad 3, se obtienen los resultados que se presentan a continuación para diferentes tamaños de zapata que no superan el espaciamiento libre del 40% para no producir traslapos en los bulbos de presión a profundidad de desplante de -1.50 metros.

Tabla 51. Capacidad portante en ton/m² (ejemplo 1)

CAPACIDAD PORTANTE EN T/M2 (ESFUERZO NETO ADMISIBLE σ_{ns})						
LARGO (L)	ANCHO (B)					
	1,4	1,6	1,8	2	2,2	2,4
1,4	66,8					
1,6	64,6	69,2				
1,8	62,8	67,1	67,1			
2	61,4	65,4	65,3	65,5		
2,2	60,3	64,1	63,8	63,9	64,2	
2,4	59,4	63,0	62,6	62,6	62,7	63,1
Infinito	53,5	56,0	54,9	54,1	53,5	53,1

Cimiento Aislado $** \sigma_{ns} = \sigma_{nu} / FS = 59,4 \text{ ton/m}^2$

Fuente: Autor.

5.2.3. Momentos en las cimentaciones

Para este análisis de cimentaciones superficiales se consideran la rigidez infinita y el suelo es linealmente plástico. El supuesto fundamental en el método simplificado es que la losa de cimentación es infinitamente rígida y que el subsuelo del suelo es linealmente elástico. Para el cálculo de la tensión debajo de la base, las ecuaciones de la estática son suficientes, ya que las dos suposiciones implican que la distribución de la tensión sería plana.

En la figura 40 se ilustra un cimiento sometido a momentos biaxiales (M_x, M_y), fuerzas cortantes (Q_x, Q_y) y fuerza Axial (Q_z) y una reacción vertical de la cimentación (Q_v). Esta se determina a partir de la carga vertical aplicada a la cimentación (Q_z), el peso efectivo de la cimentación (W_f) y el peso efectivo del relleno vertical por encima de la losa del cimiento (W_{vs}).

$$Q_v = Q_z + W_f + W_{vs} \quad (149)$$

Para determinar la excentricidad tanto en x como en y, para un Q_v , se debe considerar la fricción a ambos lados de la losa igual a cero. Para esto se consideran las presiones pasivas a un tercio de la superficie (A_x, A_y) y las presiones a un tercio de la base del relleno pasivo de suelo (B_x, B_y). Las cantidades P_1, Q_x, Q_y y D (nivel de desplante) se ilustran en la figura 41.

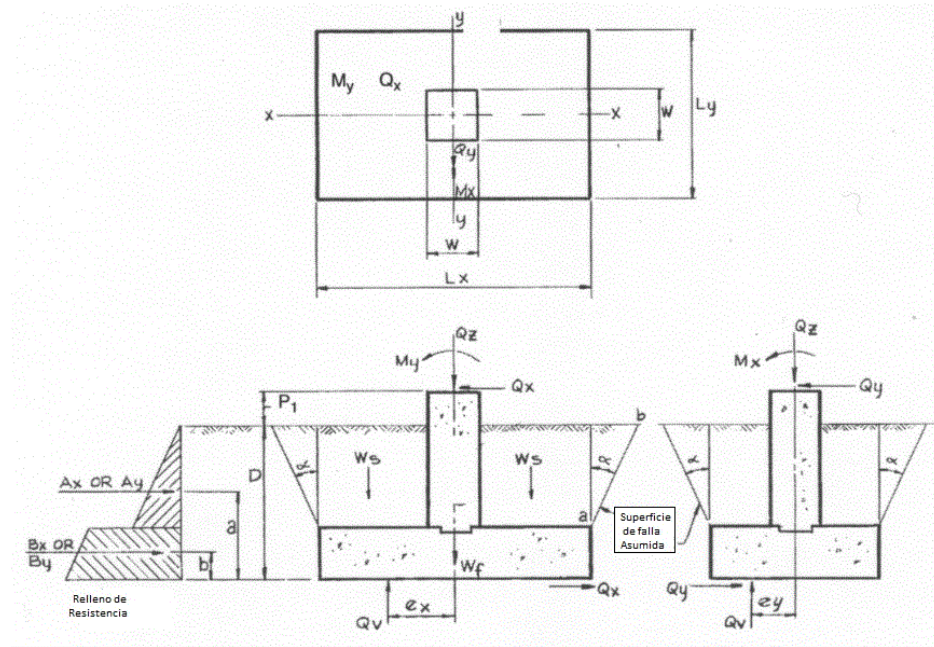


Figura 37. Cimentación sometida a fuerza axial, cortante y momentos de flexión.
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 121)

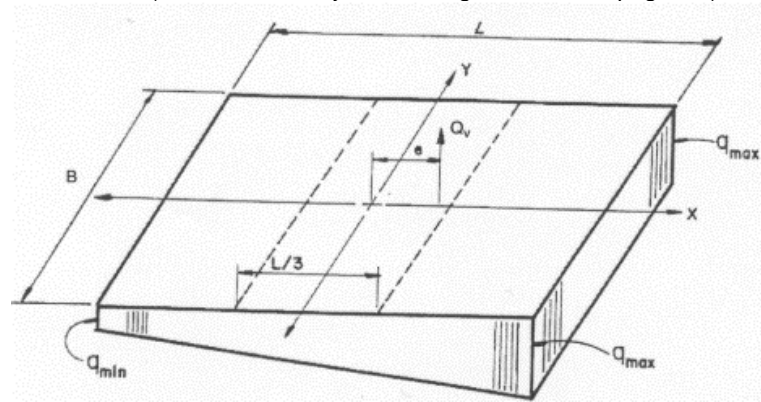


Figura 38. Distribución de los esfuerzos bajo el cimiento en una dirección.
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 48).

A nivel conservador se ignora la resistencia pasiva como un aspecto de mayor seguridad al calcular la cimentación. Distribución del esfuerzo debajo de la base con excentricidad en una dirección:

$$e_x = \frac{[M_y + (Q_x * (P_1 + D))] - (A_x * a) - (B_x * b)}{Q_v} \quad (150)$$

En la ecuación anterior, es importante definir:

P_1 : Distancia entre el suelo y el borde superior del pedestal. (Ver figura 41)

a: Altura actuante presión activa

b: Altura actuante presión pasiva

Al considerar que la excentricidad se produce en unos de los ejes (x ó y), se asume que los esfuerzos bajo la cimentación varían linealmente en la dirección del eje de la excentricidad. De tal forma que el esfuerzo máximo se genera en el borde más cercano a la base aplicada y viceversa al lado contrario del esfuerzo será mínima. La carga Q_v se ubica en un tercio de la cimentación y se evalúa como:

$$q_{max,min} = \frac{Q_v}{B*L} \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{L} \right) \right] \quad (151)$$

Cuando la carga resultante está por fuera del tercio medio de la placa, el esfuerzo bajo la cimentación de la losa puede reducirse a cero. Es importante que la carga este ubicado en este sector para un diseño conservador.

$$q_{max} = \frac{2*Q_v}{\left[3*L \left[\frac{B}{2-e} \right] \right]} \quad (152)$$

Para momentos y cortantes en ambos ejes:

$$q_{max} = \frac{R_A * Q_v}{[L_x * L_y]} \quad (153)$$

Donde:

$$\frac{e_x}{L_x} \leq \frac{e_y}{L_y} \quad (154)$$

$$a = \frac{e_x}{L_x}, b = \frac{e_y}{L_y} \quad (155)$$

La figura 42 nos permite evaluar a y b sobre la gráfica de la figura 41 hallamos c y d, con esos valores se halla sobre la gráfica 43, R_A .

Cuando:

$$\frac{e_x}{L_x} \leq \frac{e_y}{L_y} \quad (156)$$

$$a = \frac{e_x}{L_x}, b = \frac{e_y}{L_y} \quad (157)$$

Con estos valores en la figura 39, se determina c y d, con la figura 40 se determina R_A , sobre la figura 43.

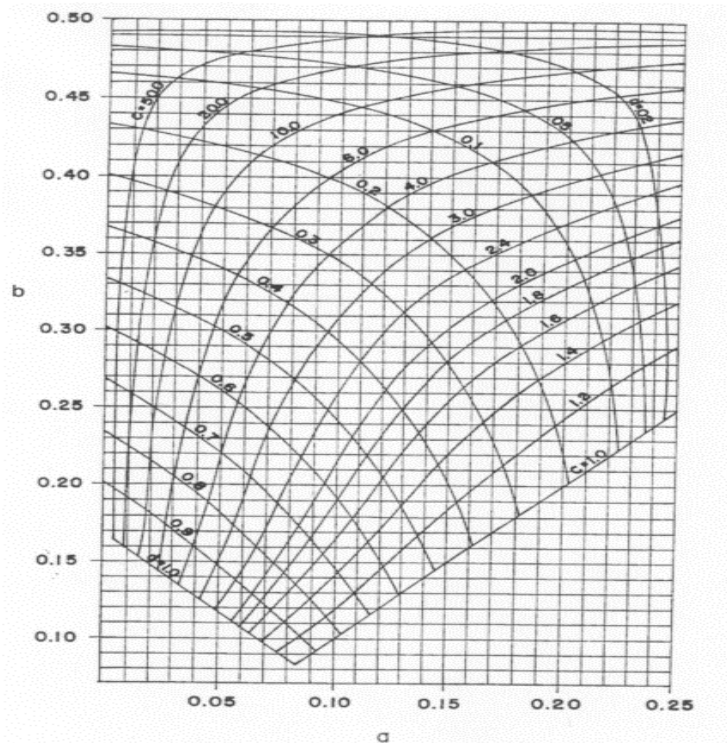


Figura 39. Gráfico A.

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 51.).

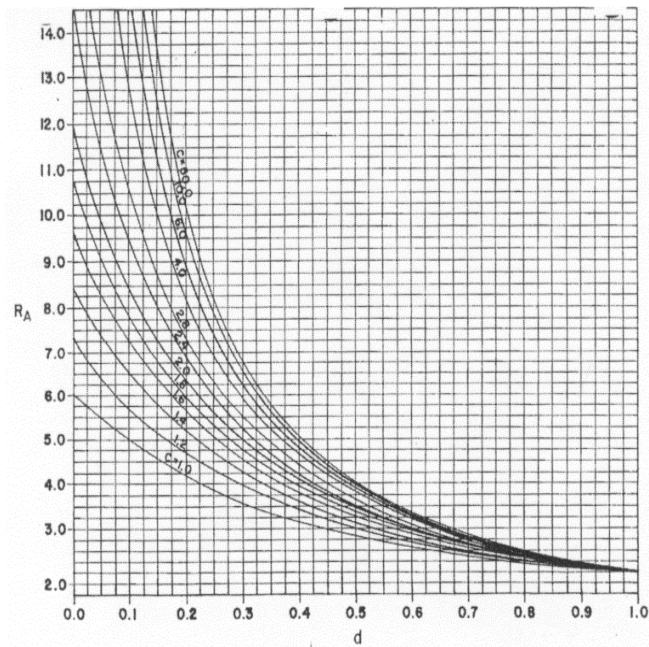


Figura 40. Gráfico B.

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 52).

- **Ejemplo 2**

Con la información del ejemplo 1, calcular los momentos experimentados por la cimentación, para una profundidad de desplante de -1.50 m.

- **Solución:**

Aplicando las ecuaciones 149 a 157 se obtienen las siguientes:

		$t_{base} = 0,4 \text{ m}$ $D = 1,5 \text{ m}$ $\gamma_{rell} = 2,2 \text{ Ton/m}^3$ $B_{col} = 0,5 \text{ m}$ $L_{col} = 0,5 \text{ m}$ $W_s = 8,25 \text{ ton}$ $\gamma_{con} = 2,4 \text{ ton/m}^3$ $W_f = 4,632 \text{ ton}$	CÁLCULO EMPUJE ACTIVO Ó PRESIÓN DE TIERRAS PESO UNITARIO (T/M3): 1,43 ÁNGULO DE FRICCIÓN 15° Aa: 0,18 (°): Altura muro, H (m) = 1,5 Sobrecarga muro, q (t/m2) = 3,0 $K_A = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \implies K_A = 0,589$ $E_A = \frac{1}{2} \gamma K_A H^2 + K_A qH \implies E_A = 3,599 \text{ ton}$
$M_y = 0,33 \text{ ton}\cdot\text{m}$ $Q_x = 3,73 \text{ Ton}$ $Q_z = 42,88 \text{ ton}$ Ancho (Lx) = 2,00 m Largo (Ly) = 2,00 m $Q_v = 55,76 \text{ ton}$ P1 1 m	$b = 0,2 \text{ m}$ $a = 0,7667 \text{ m}$ $\gamma_s = 1,50 \text{ ton/m}^3$ $q_u = 1,51 \text{ kg/cm}^2$ $15,11 \text{ ton/m}^2$ $c_u = 7,56 \text{ ton/m}^2$	CÁLCULO EMPUJE PASIVO Altura suelo pasivo, h 0,4 $K_P = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \implies K_P = 1,70$ $E_P = \frac{1}{2} \gamma K_P H^2 \implies E_P = 0,195 \text{ ton}$	

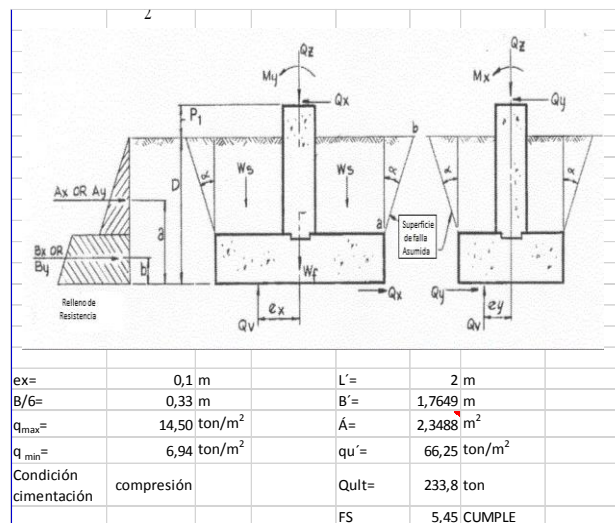


Figura 44. Solución del ejemplo 2
Fuente: Autor

Como se puede ver, la cimentación cumple. Es importante tener en cuenta que si el factor de seguridad no cumple se requerirá evaluar el incremento en la dimensión del cimiento, siempre y cuando esta no genere traslapeo de los bulbos de presión (es decir, con un espaciamiento mínimo entre cimientos aislados de 40%). En caso de no cumplir con los factores de seguridad con incremento de las dimensiones del cimiento se requiere implementar el análisis de cimientos profundos.

5.3. Métodos de diseño tradicionales para análisis de levantamientos

En los métodos tradicionales la resistencia al levantamiento de la cimentación se asume que la genera el peso del suelo y la base dentro del cono o la cuña. Cuando el ángulo que forma el cono es cero, se considera la geometría como un cilindro, así, el método parte a ser límite inferior, al ignorar tensiones, esfuerzos y resistencia del depósito. Para considerar el cono superior en el cimiento, se evalúan los parámetros del suelo, geometría del cimiento y profundidad de desplante, los cuales son variables y requieren un análisis para cada uno.

La capacidad de resistencia ante el levantamiento del cimiento está determinada para superficies curvas, por el peso dentro de la curva, adicionada la resistencia al corte a lo largo de esta superficie. Es útil en suelos de consistencia media a densa y estados de esfuerzo de consolidados a ligeramente sobre consolidados. En estos métodos se tiende a subestimar suelos densos altamente consolidados y sobreestimar la capacidad de suelos sueltos.

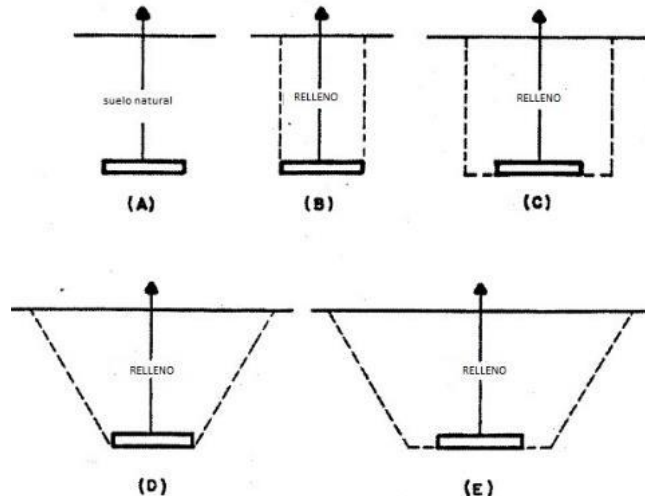


Figura 45. Variaciones constructivas de cimientos superficiales
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 54).

En las cimentaciones superficiales sometidas a tracciones, la falla se da en corte vertical tipo cilindro o rectángulo, dependiendo de la geometría de la cimentación. La resistencia lateral del suelo está dada por el suelo débil del relleno y el suelo natural. Para suelos

duros y llenos bien compactados se producen fallos en cuña. Cuando se presentan llenos relativamente sueltos o niveles de desplante superficiales, se presenta interfaz relleno–suelo natural rígida en comparación con el relleno de la cimentación, se genera una falla de punzonamiento.

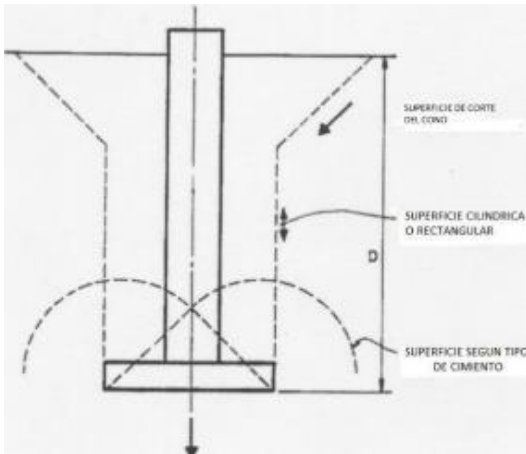


Figura 46. Falla en el levantamiento de cimentación superficial para un modelo cilíndrico. suelo débil y relleno compactado

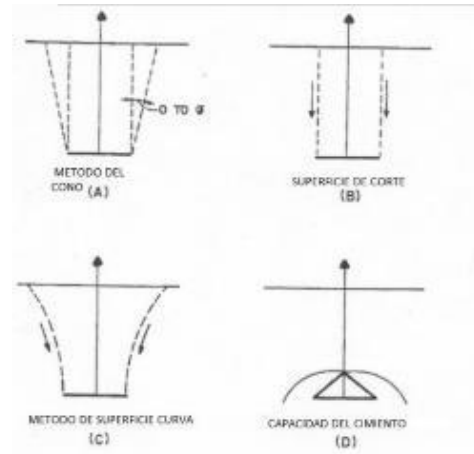


Figura 47. Modelos típicos de capacidad de soporte al levantamiento. suelo natural con lleno suelto

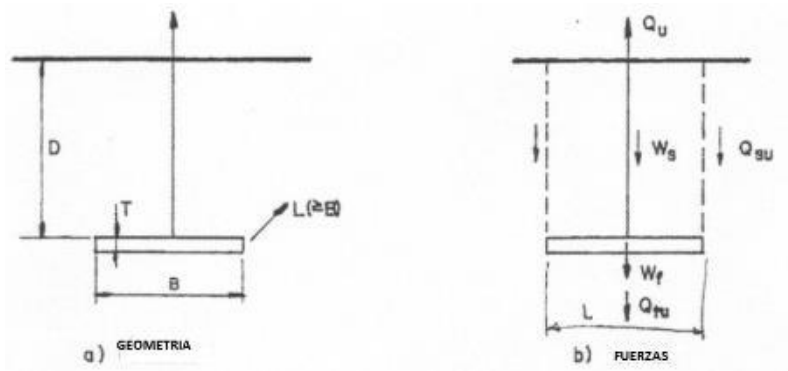


Figura 48. Resistencia al levantamiento de la cimentación. Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, págs. 55 -58)

La resistencia a la elevación para el modelo cono rectangular

$$W = W_f + W_s = \gamma_s(B * L * D). \quad (158)$$

Donde:

W_f Peso del cimiento

W_s Peso del suelo de relleno

Q_{su} Resistencia lateral

Q_{tu} Resistencia de la punta

$$Q_u = Q_{su} + Q_{tu} + W \quad (159)$$

En suelos no cohesivos y para suelos cohesivos, la resistencia a la carga en condiciones drenadas, con $c=0$ y comportamiento no lineal para ϕ con esfuerzos a nivel de la cimentación.

La resistencia en condiciones drenadas se produce en la mayoría de las condiciones de carga en suelos de grano grueso, como las arenas, y para la carga sostenida a largo plazo de suelos de grano fino, como las arcillas. Para suelos drenados, la resistencia del suelo normalmente se caracterizará por $c = 0$ y un no lineal con nivel de tensión. La ecuación (152) se usa para evaluar la capacidad de levantamiento para el modo de corte cilíndrico/rectangular, como se describe a continuación. El peso efectivo para la carga drenada se da sobre el nivel freático y el peso flotante bajo este.

La resistencia de la punta, (Q_{tu}), se da a partir de la punta en el cimiento al suelo o roca, que está por debajo y se determina con parámetros de área del cimiento (Q_{tu}) y la resistencia de la tracción del suelo (S_t). Normalmente la resistencia de la punta (Q_{tu}) es cero.

$$Q_{tu} = A * S_t \quad (160)$$

La resistencia lateral (Q_{su}) se calcula a partir de:

σ_{vz} Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad de desplante

K_z Coeficiente de esfuerzo horizontal (en reposo) con la profundidad. (Tabla 52)

δ_z Ángulo de fricción de la interfaz con la profundidad, para suelo – suelo El término δ para suelos de relleno $\delta = \phi/3$ a $2\phi/3$

$$\beta = K * \tan \delta, \quad (161)$$

diespesor de la capa

K y δ se evalúan a la mitad del estrato.

$$Q_{su} = 2(B + L) \sum_{i=0}^i \overline{\sigma}'_0 K_i \tan \delta_i d_i \quad (162)$$

$$\delta = \bar{\phi} \left(\frac{\delta}{\phi} \right)$$

$$\sigma_v = \gamma_{rell} * D \quad (163)$$

Tabla 52. Coeficientes de esfuerzo del suelo horizontal para carga drenada (K).

Condición del suelo y del relleno	K
Suelo natural y relleno en el respaldo	$K_a = (\tan(45 - \phi/2))^2$
Suelo natural con relleno moderadamente compactado. Requiere cuidadosa supervisión en el proceso constructivo.	0,5 a 1 K_0 in - situ
Suelo natural con relleno bien compactado.	$K_0 = 1 - \sin \phi$
Relleno ligeramente compactado	1* K_0 in - situ
Relleno moderadamente compactado	1- $\sin \phi$
Relleno bien compactado	2/3 a 1
Relleno muy bien compactado. Requiere supervisión técnica	≥ 1
	2

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 59).

Para calcular K_0 , se parte de la evaluación del coeficiente de in situ de esfuerzos horizontales del suelo

$$K_0 = 1 - \sin \phi \text{ para suelos normalmente consolidados.} \quad (164)$$

Se determina igualmente un modificador para procedimientos de construcción $\left(\frac{K_0}{K_0}\right)$ como se puede evaluar en la tabla 50, en:

$$K = K_0 \frac{K_c}{K_0} \quad (165)$$

En la tabla 50, se pueden visualizar algunas ecuaciones para determinar el coeficiente del suelo horizontal para carga drenada. Si el promedio de β sobre la profundidad de la cimentación es mayor que 1 y $\frac{D}{B} < 6$, es posible la falla del cono – cuña. Para estos parámetros Q_{su} se reduce:

$$Q_{su \text{ reducido}} = \frac{2+\beta}{3*\beta} Q_{su} \quad (166)$$

Este valor se reemplaza en la determinación Q_u .

Al analizar en condición de límite superior para la capacidad a compresión de la cimentación ante carga drenada. Debe evaluarse que Q_u pueda controlar el levantamiento de la cimentación. Para esto se consideran los parámetros previamente analizados en este documento con las siguientes salvedades:

$$q = \sigma_v \text{ sera igual al relleno evaluado a } \frac{B}{2} \therefore \text{ Nivel de desplante } D - t - B/2$$

Para calcular ζ_{qd} se debe emplear $\frac{(D - t)}{B}$, en vez de $\frac{D}{B}$

$$Q_{um} = A_{tip} \left[\bar{\sigma}'_0 N_q \zeta_{qr} \zeta_{qs} \zeta_{qd} \right] + \bar{W}_f + Q_{tu} \quad (167)$$

Los esfuerzos efectivos se evalúan a la mitad del estrato sobre la zarpa del cimientto.

Si Q_{um} es menor que Q_u de la ecuación (36), Q_{um} es la capacidad de elevación de diseño.

Si $Q_{um} < Q_u$ en la ecuación , se toma Q_m como capacidad de arrancamiento de la cimentación.

$$Q_u = Q_{su} + Q_{tu} + W \quad (168)$$

Para suelos no drenados $\phi=0$, $c' \geq 0$, y consideración de la presión de poros. Se emplea para su análisis la ecuación 152.

$$W_s = \gamma * [B * L * (D - t)] \quad (169)$$

W_s = Peso total del suelo
 γ = Peso unitario del suelo de lleno
 B = Ancho de la cimentación.
 L = Longitud del cimiento
 t = Espesor del cimiento.
 D = Profundidad de desplante

La resistencia de la punta, Q_{tu} , puede desarrollarse a partir de la unión de la punta del cimiento, como se indica anteriormente, o puede desarrollarse a partir de la succión en el suelo saturado de grano fino durante la carga sin drenar. La resistencia de la punta de la succión está dada por:

S_s Esfuerzos de succión del cimiento
 A_{tip} Área del cimiento
 u_i Presión de poros inicial en la base del cimiento
 W Peso de cimiento y del suelo.

$$S_s \approx \frac{W}{A} - u_{i \leq 1 \text{ Atmosfera}} \quad (170)$$

Con estos parámetros establecidos se determina el valor de la resistencia en la base

$$Q_{tu} = A * S_s \quad (171)$$

Es importante destacar que los esfuerzos de succión son inversamente proporcionales en el tiempo al proceso de consolidación.

$$Q_u = Q_{su} + Q_{tu} + W \quad (172)$$

Si el promedio $\frac{\alpha s_u}{\gamma D}$, sobre la profundidad del cimiento es mayor que 1 y $\frac{D}{B} < 6$, para el cono en cuña es posible la falla. Aunque no se ha desarrollado un procedimiento definitivo para abordar esta reducción, La aproximación razonable para esta reducción es la siguiente:

$$Q_{su(\text{reducido})} = \frac{[2 + (\frac{\alpha s_u}{\gamma D})]}{3 [\frac{\alpha s_u}{\gamma D}]} Q_{su} \quad (173)$$

Algunos modelos tradicionales de diseño son:

- Método de diseño del cono de arena

Este método, basado en procedimientos y experiencias empíricas, se emplea para cimientos cuadrados y circulares. En este método se asume que la capacidad de elevación final (T_u) se origina en el peso de la cimentación y del peso del suelo dentro del cono o pirámide. Para establecer T_u partimos del peso del cimiento (W_f) y el peso de la masa del suelo dentro de la superficie de falla (W_s).

$$T_u = W_f + W_s \quad (174)$$

Para cono/pirámide de falla bajo la tabla de agua, el peso sumergido de la cimentación al igual que del suelo se emplean para determinar la capacidad de levantamiento. Para cimiento de poca profundidad este método subestima la capacidad de elevación. Es importante que se determine ψ en campo,

$$\psi = 45 + \frac{\phi}{2} \quad (175)$$

La capacidad máxima de levantamiento del suelo para una base cuadrada se puede calcular con base en:

V_0 Volumen de la cimentación bajo la superficie del suelo

V_1 Proyección del área de la base por la profundidad de desplante D

B Ancho de la cimentación

γ Peso unitario del suelo

El ángulo es de $45+(\phi/2)$

$$T_u = W_f + [\gamma(V_1 - V_0)] + \left[\frac{1}{6} * \gamma * D^2 * \tan \psi * ((9 * B) + (2 * D * \tan \psi)) \right] \quad (176)$$

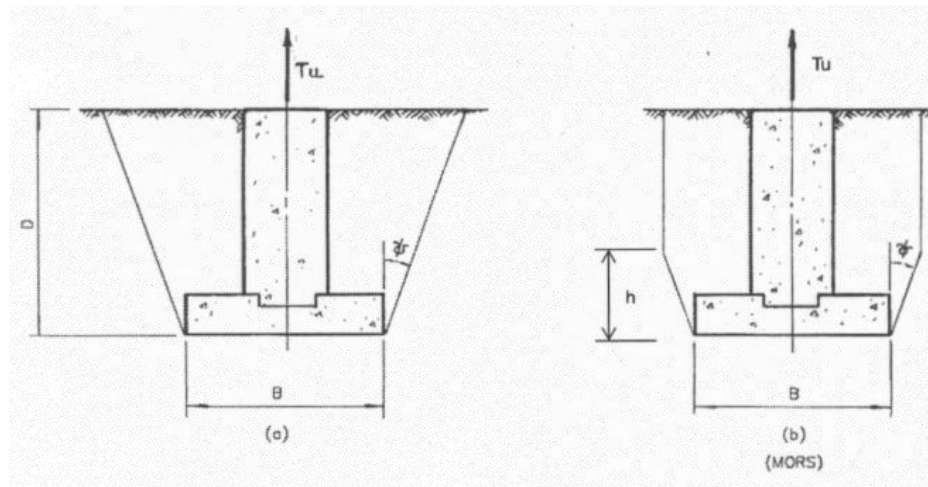


Figura 49. Método del cono de arena.
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 67)

Este método ignora cualquier resistencia de elevación proporcionada por la movilización de la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla; en consecuencia, para cimentaciones poco profundas, se reconoce generalmente que subestima la capacidad de elevación. Sin embargo, para un nivel de desplante más profundo, la resistencia al arrancamiento calculada aumenta rápidamente con la profundidad. Esta diferencia entre los valores observados y calculados sugiere que el método no modela con precisión la influencia de la profundidad de empotramiento en la capacidad de elevación. Por lo tanto, sería mejor determinar ψ mediante pruebas *in situ*. En condiciones de saturación del suelo con tabla de agua en la superficie debe evaluarse la flotabilidad del cimiento.

- Método del cono de Bonneville

En este método se considera la deflexión de 2.54 cm para sus cargas calculadas y no la capacidad de arrancamiento. Supone un ángulo de cono de 30 grados, peso unitario del suelo de 14.4 kN/m^3 , profundidad máxima de 4.6 metros y presión de elevación en el área de la parrilla de 359.1 kN/m^2 .

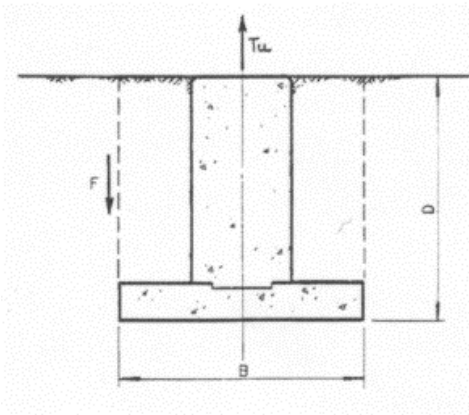


Figura 50. Método de la superficie de corte.
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 69)

- Método de superficie de corte

Este método supone que la superficie de falla se extiende verticalmente hacia arriba desde el cimiento. La resistencia al levantamiento se produce en la fricción de la superficie de falla (F), el peso del cimiento y el peso del suelo sobre el cimiento. Para determinar F , se parte de la cohesión, el ángulo de fricción:

$$F = [(4 * c * B * D) + (2 * k * \gamma * B * D^2 * \tan \phi)] \quad (177)$$

Es importante tener claro que K debe tomarse en reposo y es el correspondiente al relleno.

$$T_u = W_f + W_s + F \quad (178)$$

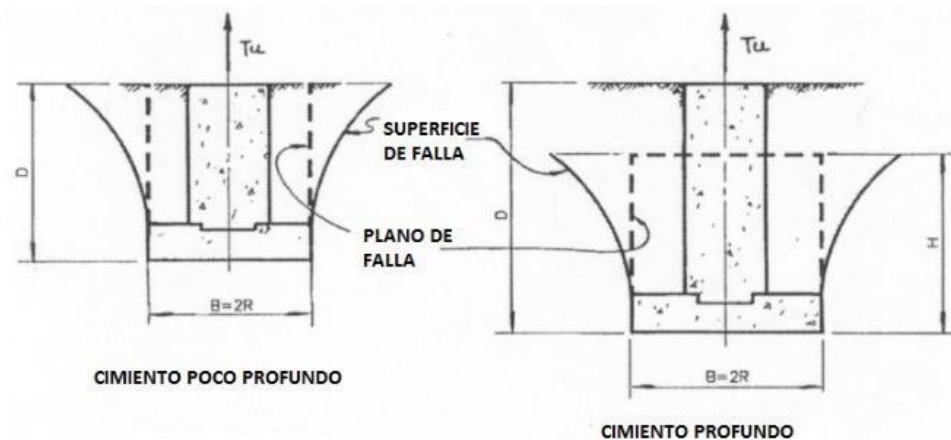


Figura 51. Método de Mayerhof y Adam
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 69)

- Método de cimientos circulares

En este método, al igual que en los anteriores, el modo de falla está definido por la profundidad del cimiento. Para determinar la capacidad de carga por levantamiento (T_u) se evalúa con base en la cohesión del suelo, factor de forma por presión pasiva de la tierra lateral del cilindro (S_f), coeficiente de elevación nominal de la presión de tierra en la superficie de rotura vertical (K_u).

$$K_u = 0.496 * \phi^{0.18}, \text{ el valor de } \phi \text{ es en grados.} \quad (179)$$

S_f se determina a partir de la expresión,

$$S_f = 1 + \frac{M * D}{B} \leq 1 + \frac{H}{B} M \quad (180)$$

M está en función del ángulo de fricción y puede ser tomado de la tabla 53.

Con esta información se determina la resistencia al levantamiento T_u

$$T_u = W_f + W_s + (\pi * c * B * H) + \left[S_f * \left(\frac{\pi}{2} \right) * \gamma * B * (2D - H) * H * K_u * \tan \phi \right] \quad (181)$$

Para cimentaciones poco profundas se establece

$$N_u = \frac{2 * D}{B} \leq 9 \quad (182)$$

$$T_u = \left[\frac{\pi * B^2}{4} (c * N_u) \right] + W_f + W_s \quad (183)$$

Para determinar las cimentaciones para fundaciones rectangulares, se determinan con la ecuación:

$$T_u = [2 * c * H * (B + L)] + \left[\gamma * H * ((2 * D) - H) * \left((2 * s_f * B) + L - B \right) * K_u * \tan \phi \right] + W_s + W_f \quad (184)$$

Para niveles freáticos a profundidad de desplante de la cimentación debe evaluarse la flotación del material.

- Método de cimientos rectangulares

$$K_{u1} = 0.496 * \phi^{0.18}, \text{ el valor de } \phi \text{ es en grados.} \quad (184 \text{ a})$$

S_f se determina a partir de la expresión,

$$S_f = 1 + M \frac{D}{B} \quad (185)$$

Tabla 53. Parámetros fundamentales para los cimientos rectangulares. (f)

B	$\phi = 20^\circ$			$\phi = 30^\circ$			$\phi = 40^\circ$			$\phi = 48^\circ$		
	H	M(m)	Sf max	H	M(m)	Sf max	H	M(m)	Sf max	H	M(m)	Sf max
m	m			m			m			m		
1,0	2,5	0,05	1,12	4,0	0,15	1,6	7,0	0,35	3,45	11	0,6	7,6
1,2	3	0,06	1,344	4,8	0,18	1,92	8,4	0,42	4,14	13,2	0,72	9,12
1,4	3,5	0,07	1,568	5,6	0,21	2,24	9,8	0,49	4,83	15,4	0,84	10,64
1,6	4	0,08	1,792	6,4	0,24	2,56	11,2	0,56	5,52	17,6	0,96	12,16
1,8	4,5	0,09	2,016	7,2	0,27	2,88	12,6	0,63	6,21	19,8	1,08	13,68
2,0	5	0,1	2,24	8,0	0,3	3,2	14,0	0,7	6,9	22	1,2	15,2
2,2	5,5	0,11	2,464	8,8	0,33	3,52	15,4	0,77	7,59	24,2	1,32	16,72
2,4	6	0,12	2,688	9,6	0,36	3,84	16,8	0,84	8,28	26,4	1,44	18,24
2,6	6,5	0,13	2,912	10,4	0,39	4,16	18,2	0,91	8,97	28,6	1,56	19,76
2,8	7	0,14	3,136	11,2	0,42	4,48	19,6	0,98	9,66	30,8	1,68	21,28
3,0	7,5	0,15	3,36	12,0	0,45	4,8	21,0	1,05	10,35	33	1,8	22,8
$\phi = 25^\circ$			$\phi = 35^\circ$			$\phi = 45^\circ$						
1,0	3	0,1	1,3	5,0	0,25	2,25	11	0,5	5,5			
1,2	3,6	0,12	1,56	6,0	0,3	2,7	13,2	0,6	6,6			
1,4	4,2	0,14	1,82	7,0	0,35	3,15	15,4	0,7	7,7			
1,6	4,8	0,16	2,08	8,0	0,4	3,6	17,6	0,8	8,8			
1,8	5,4	0,18	2,34	9,0	0,45	4,05	19,8	0,9	9,9			
2,0	6	0,2	2,6	10,0	0,5	4,5	22	1	11			
2,2	6,6	0,22	2,86	11,0	0,55	4,95	24,2	1,1	12,1			
2,4	7,2	0,24	3,12	12,0	0,6	5,4	26,4	1,2	13,2			
2,6	7,8	0,26	3,38	13,0	0,65	5,85	28,6	1,3	14,3			
2,8	8,4	0,28	3,64	14,0	0,7	6,3	30,8	1,4	15,4			
3,0	9	0,3	3,9	15,0	0,75	6,75	33	1,5	16,5			

Table 4.30 Design Parameters for Meyerhof-Adams Theory.

ϕ in degrees	20	25	30	35	40	45	48
Limiting H/B	2.5	3.0	4.0	5.0	7.0	9.0	11.0
m	0.05	0.10	0.15	0.25	0.35	0.50	0.60
S_{fMax}	1.12	1.30	1.60	2.25	3.45	5.50	7.60

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 70).

$$T_u = W_s + W_f + [2cD(B + L)] + \left[\left(\gamma D^2 \left((2s_f B) + L - B \right) \right) K_u \tan \phi \right] \quad (186)$$

K_u = Coeficiente de arrancamiento nominal de la presión en la superficie de ruptura vertical. Se toma de la ecuación

$$K_u = 0,004\phi^2 - 0,199\phi + 2,9978 \quad (187)$$

S_f = Factor de forma sobre la superficie cilíndrica de falla de tierra. Se toma de la ecuación 176 y tabla 53.

Para cimientos sometidos a arrancamiento de corto tiempo en arcillas, la ecuación se reescribe como:

$$T_u = BLcN_u + W_f + W_s \quad (188)$$

Para cimentaciones profundas rectangulares, la ecuación se reescribe como:

$$S_f = 1 + \frac{H}{B}M \quad (189)$$

$$T_u = [2cH(B + L)] + [\gamma H(2D - H) * ((2s_f B) + L - B) K_u \tan \phi] + W_s + W_f \quad (190)$$

Para niveles freáticos a profundidad de desplante de la cimentación debe evaluarse la flotación del material.

Finalmente, el grado de compactación es definitivo en la capacidad de resistir la cimentación al levantamiento; por tanto, se debe verificar que el peso unitario del material instalado sea igual, como mínimo, al del contemplado en el diseño. Las capas de material a compactar previo al proceso no pueden ser superiores de 15 cm. Para suelos granulares se debe emplear un compactador mecánico y para suelos cohesivos, compactadores neumáticos. Para placas metales o rejillas se debe instalar elementos de protección para la corrosión.

Debe tenerse especial cuidado en lutitas, ya que estas son susceptibles de fallas en las zonas de contacto, y tienden a levantar los cimientos ante la presencia de aguas. En sectores con presencia de piedra caliza, puede presentarse disolución, tubificación y carcavamiento.

- **Ejemplo 3**

Con base en los parámetros de suelo y el nivel de desplante del ejemplo 1, para una carga de arrancamiento de 13.62 ton y dimensiones de 1.00 metros por 1.00 metros con profundidad de desplante de -1.50 metros, se debe evaluar:

- a) Análisis de arrancamiento mediante el método de cono.

b) Análisis de arrancamiento mediante el método de superficie de corte.

• **Solución:**

Para el análisis del método de cono:

Tabla 54. Analisis metodo del cono (ejemplo 3)

METODO DEL CONO	$T_u = W_f + [\gamma(V_1 - V_0)] + \left[\frac{1}{6} * \gamma * D^2 * \tan \psi * ((9 * B) + (2 * D * \tan \psi)) \right]$						
$\Psi =$	45						
Tu=	7,9 ton						
Tu adm=	5,27 ton						
FS	0,58 NO CUMPLE						

Fuente: Autor.

Al ser menores las sollicitaciones de tracción a las resistencias que se obtienen con el suelo y las dimensiones del cimiento, esta edificación no cumple, por tanto debe considerarse otra geometría para cimientos superficiales o implementar una cimentación profunda.

Análisis método de superficie de corte

Tabla 55. Analisis metodo de superficie de corte (ejemplo 3)

METODO DE SUPERFICIE DE CORTE			
	$F = [(4 * c * B * D) + (2 * k * \gamma * B * D^2 * \tan \phi)]$		
F=	10,9 ton		
	$T_u = W_f + W_s + F$		
W _f =	1,75 ton		
W _s =	21,928104 ton		
T _u =	34,55 ton		
T _{uadm} =	23,04 ton		
Q _{arran} =	13,62 ton		
FS	2,5 CUMPLE		

Fuente: Autor.

Como se puede apreciar, el método de superficie de corte considera aspecto de carga del suelo y fricciones del suelo, lo que permite implementar cimentaciones más económicas. Este método es muy acertado cuando se tienen la garantía de un muestreo suficientemente amplio y apropiado. La variación de la resistencia es cuatro veces la

presentada por el método del cono. Este último método debe ser empleado solo como una metodología de análisis preliminar.

5.4. Pilas pre excavadas

La resistencia al arrancamiento de las pilas es el resultado del análisis de equilibrio de fuerzas entre las cargas aplicadas, el peso de la pila, la resistencia del fuste y de la punta de la pila. Los modelos más empleados son el modelo de cono truncado, el modelo de corte cilíndrico tradicional y método analítico. Se debe garantizar el factor de seguridad contra arrancamiento de mínimo 1.5. En la figura 52 se ilustran las variables de análisis para pilas.

5.4.1. Cargas a compresión en pilas y cargas permitidas con base en los desplazamientos

La capacidad de carga gravitacional (compresión) de una pila tiene dos componentes: resistencia por punta y resistencia por fuste. Para evaluar la capacidad de carga a la compresión de la pila, debe considerarse la resistencia por punta a la compresión (Q_p), la resistencia por fuste (Q_s) y el peso de la base (W).

a) Cálculo Resistencia por punta de la pila.

$$N_q = [\exp(\pi * \tan \bar{\phi})] * \left(\tan \left(45 + \frac{\bar{\phi}}{2} \right) \right)^2 \quad (191)$$

$$N_\gamma = 2 * [N_q + 1] * \tan(\bar{\phi}) \quad (192)$$

Se calculan el índice de rigidez y rigidez crítica, con base en $\bar{\phi}$, E y ν ,

$$I_{rc} = 0.5 * \exp \left[\frac{2.85}{\tan \left(45 - \frac{\bar{\phi}}{2} \right)} \right] \quad (193)$$

Para realizar la evaluación del índice de rigidez modificado, debe calcularse el ángulo de fricción relativo, luego la relación de Poisson (ν); la sobrecarga efectiva (\bar{q}), cuyo valor máximo no debe superar 10 Tonf, y el coeficiente de índice de rigidez modificado (Δ).

$$\bar{\phi}_{rel} = \frac{(\bar{\phi} - 25^\circ)}{(25^\circ)} \quad (194)$$

$$\bar{\phi}_{rel} = \frac{(\bar{\phi} - 25^\circ)}{(25^\circ)} \quad (195)$$

Los valores para el $\bar{\phi}$ oscilan entre 0 y 1.

$$\nu = 0.1 + (0.3 * \bar{\phi}) \quad (196)$$

$$I_r = \frac{E}{2 * (1 + \nu) * \bar{q} * \tan \bar{\phi}} \quad (197)$$

$$\Delta = 0.05 * \bar{q} * (1 - \bar{\phi}_{rel}) \quad (198)$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + (I_r * \Delta)} \quad (199)$$

Los factores de corrección se determinan como se ilustra a continuación:

$$\zeta_{\gamma r} = \exp[-3.8 * (\tan \bar{\phi})] + \left\{ \frac{[(3.07 * \sin \bar{\phi}) * (\log_{10}(2 * I_{rr}))]}{(1 + \sin(\bar{\phi}))} \right\} \quad (200)$$

Para $\zeta_{\gamma r} \leq 1$,

$$\zeta_{qr} = \zeta_{\gamma r} \quad (201)$$

$$\zeta_{qs} = 1 + \tan \bar{\phi} \quad (202)$$

$$\zeta_{qd} = 1 + \left[2 * \tan \bar{\phi} * (1 - \sin \bar{\phi})^2 * \left(\tan \left(\frac{D}{B} \right) \right)^{-1} \right] \therefore$$

$$\text{Donde } \left(\tan \left(\frac{D}{B} \right) \right)^{-1} \text{ se evalua en radianes} \quad (203)$$

Para determinar la resistencia por punta, se halla el q_{ult} y el área de la base:

$$q_{ult} = \left(0.5 * \bar{\gamma}_s * B * N_\gamma * \zeta_{\gamma r} * \zeta_{\gamma s} * \zeta_{\gamma d} \right) + \left(\bar{q} * N_q * \zeta_{qr} * \zeta_{qs} * \zeta_{qd} \right) \quad (204)$$

En suelos cohesivos no drenados, q_{ult} puede determinarse a partir del factor de carga para suelos cohesivos y esfuerzos totales de la sobrecarga a una profundidad D, como se muestra a continuación:

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \phi \quad (205)$$

$$q_{ult} = \left(N_c * S_u * \zeta_{cr} * \zeta_{cs} * \zeta_{cd} \right) + (q) \quad (206)$$

Para pila circular, y determinar el esfuerzo último, $N_c=5.14$ y $\zeta_{cs} = 1.2$, por tanto:

$$\zeta_{cr} = 0.44 + (0.6 * \log_{10} I_{RR}) \quad (207)$$

Para $I_{rr} < 1$, se emplean las ecuaciones

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + (I_r * \Delta)} \quad (208)$$

$$I_r = \frac{E}{2 * (1 + \nu) * \bar{q} * \tan \bar{\phi}} \quad (209)$$

$$\zeta_{cd} = 1 + \left(0.33 * \left(\tan \frac{D}{B} \right)^{-1} \right) \quad \therefore \left(\tan \frac{D}{B} \right)^{-1} \text{ se expresa en radianes.} \quad (210)$$

Para determinar que no se presente falla local o de punzonamiento, se evalúa el índice de rigidez crítica. En cimientos circulares y $\phi=0$, $I_{rc}=8.64$. Sin embargo, dado que la relación de Poisson para arcillas saturadas en carga sin drenar, la expresión se puede simplificar para:

$$I_r = \frac{E}{2 * (1 + \nu) * S_u} \quad (211)$$

Como la relación de Poisson para arcillas puede ser considerada con magnitud de 0.5, I_r será:

$$I_r = \frac{E}{3 \cdot S_u} \quad (212)$$

Para tensiones iguales a cero, $\zeta_{cr} < 1$ si $I_{rc} < 8.64$

Finalmente determinamos el esfuerzo último como:

$$q_{ult} = (6.17 \cdot S_u \cdot \zeta_{cr} \cdot \zeta_{cd}) + q \quad (213)$$

B= Diámetro de la pila

$$A_p = \text{Área de la punta} = 0.25\pi B^2 \quad (214)$$

$$Q_p = q_{ult} \cdot A_p \quad (215)$$

b) Otro método de calcular la carga por punta (Das, 2011) es:

$$I_r = \frac{E_s}{3c_u} \text{ Índice de rigidez del suelo.} \quad (216)$$

$$N_c^* = 1.33 \left[(1 + (\ln(I_r))) \right] \quad (217)$$

$$A_p = \text{Área de la punta} = 0.25\pi B^2$$

$Q_p =$ Carga por punta

$$Q_p = A_p c_u N_c^* = 0.3325\pi B^2 c_u \left[1 + \ln \left(\frac{E_s}{3c_u} \right) \right] \quad (218)$$

$Q_u =$ Capacidad de carga del pilote

c) Cálculo resistencia por fuste

Se debe tener en cuenta que esta resistencia está dada por la superficie lateral de la pila, para ello se determina:

$p =$ Perímetro de la pila

$$= \pi B$$

P_a = Presión atmosférica =100kN/m²=10.2 ton/m²

$$\alpha = 0.21 + [0.25(P_a/c_u)] \leq 1 \quad (219)$$

c_u = Cohesión del suelo

ΔL = Diferencial de longitud de la pila

$$Q_s = \sum_{L=0}^{L=L_1} \alpha * c_u p \Delta L \text{ Cálculo resistencia por Fuste.} \quad (220)$$

Se procede a determinar la carga por diferencial de profundidad del fuste. Una vez calculadas estas dos cargas se determina la resistencia a carga total de la pila (Q_u)

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (221)$$

5.4.2. Capacidad de carga a compresión para suelos no cohesivos

En suelos no cohesivos, para el cálculo de la pila se considera: resistencia de la punta (Q_p), y resistencia del fuste (Q_s). Para suelos no cohesivos o drenados $c_u=0$, (Das, 2012), por tanto:

$$\tan^{-1} \frac{L}{B}$$

Debe trabajarse en radianes

$$\xi_{qd} = 1 + \left[[2(\tan \phi)(1 - \sin \phi)^2] \left[\tan^{-1} \frac{L}{B} \right] \right] \quad (222)$$

Para determinar ξ_{qd} debe remitirse a la ecuación 195 y para determinar ξ_{qs} , debe calcularlo con las ecuaciones 186, 190 y 192. Luego se procede a calcular la resistencia por punta.

$$Q_p = A_p \left[\left(\sum_{n=0}^{n=L} ((\gamma_s \Delta_z) - (\gamma_w \Delta_z)) \right) (N_q - 1) (\xi_{qs} \xi_{qd} \xi_{qc}) \right] \quad (223)$$

Para estimar el valor de N_q se interpola de la tabla 56. Q_p también puede ser estimado a partir de la ecuación de Berezantsev y colaboradores (1961), donde:

$$N_q^* = 0.21 e^{0.17\phi} \quad \text{Factor de capacidad de carga} \quad (224)$$

$$\epsilon = f \left(\frac{L}{B} \right) \quad \text{Factor de corrección} \quad (225)$$

$$Q_p = A_p \left[\sigma'_0 \right] \left[(\epsilon N_q^*) - 1 \right] \quad (226)$$

Tabla 56. Variación de los parámetros N_q con respecto al ángulo de fricción drenado

Ángulo de fricción del suelo, ϕ' (grados)	N_q (tabla 3.3)	F_{ω} [ec. (12.6)]	C [ec. (12.8)]	I_{ω} [ec. (12.9)]	μ_s [ec. (12.13)]	n [ec. (12.15)]
25	10.66	1.466	0.311	43.84	0.100	0.00500
26	11.85	1.488	0.308	47.84	0.115	0.00475
27	13.20	1.510	0.304	52.33	0.130	0.00450
28	14.72	1.532	0.299	57.40	0.145	0.00425
29	16.44	1.554	0.294	63.13	0.160	0.00400
30	18.40	1.577	0.289	69.63	0.175	0.00375
31	20.63	1.601	0.283	77.03	0.190	0.00350
32	23.18	1.625	0.276	85.49	0.205	0.00325
33	26.09	1.649	0.269	95.19	0.220	0.00300
34	29.44	1.675	0.262	106.37	0.235	0.00275
35	33.30	1.700	0.255	119.30	0.250	0.00250
36	37.75	1.727	0.247	134.33	0.265	0.00225
37	42.92	1.754	0.239	151.88	0.280	0.00200
38	48.93	1.781	0.231	172.47	0.295	0.00175
39	55.96	1.810	0.223	196.76	0.310	0.00150
40	64.20	1.839	0.214	225.59	0.325	0.00125
41	73.90	1.869	0.206	259.98	0.340	0.00100
42	85.38	1.900	0.197	301.29	0.355	0.00075
43	99.02	1.933	0.189	351.22	0.370	0.00050
44	115.31	1.966	0.180	412.00	0.385	0.00025
45	134.88	2.000	0.172	486.56	0.400	0.00000

Fuente: (Braja M. D., 2011, pág. 649).

Los esfuerzos efectivos σ'_0 aumentan solo hasta $15B$, siendo B el diámetro del fuste. Luego se mantiene constante. El ángulo δ' tiene un valor que varía entre $\phi/3$ y $2\phi/3$. f es la resistencia unitaria por fricción y se evalúa como:

$$f = \left[\sigma'_0 \right] \tan \delta (1 - \sin \phi) \quad (227)$$

$$Q_s = \pi B (1 - \sin \phi) \left[\sum_{n=0}^{n=L} \left[\sigma'_0 \tan \delta' \Delta z \right] \right] \quad (228)$$

Para determinar la resistencia última neta:

$$Q_u = Q_p + Q_s - \bar{W} \quad (229)$$

Con \bar{W} , correspondiente al peso de la cimentación.

Y finalmente para determinar la resistencia última admisible.

$$Q_{uadm} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_s}{2.2} - \bar{W} \quad (230)$$

Está bien documentado que, aunque las capacidades de corte lateral de las pilas generalmente se desplazan completamente con menos de 13 mm (0.5 in), la capacidad de la punta presenta un desplazamiento considerablemente mayor, que usualmente es del 10% del diámetro del eje.

Los desplazamientos diferenciales de esta magnitud son mayores de lo que la mayoría de las estructuras de líneas de transmisión pueden tolerar y, por lo tanto, la capacidad de la punta debe reducirse para reflejar la resistencia ofrecida en los desplazamientos tolerables.

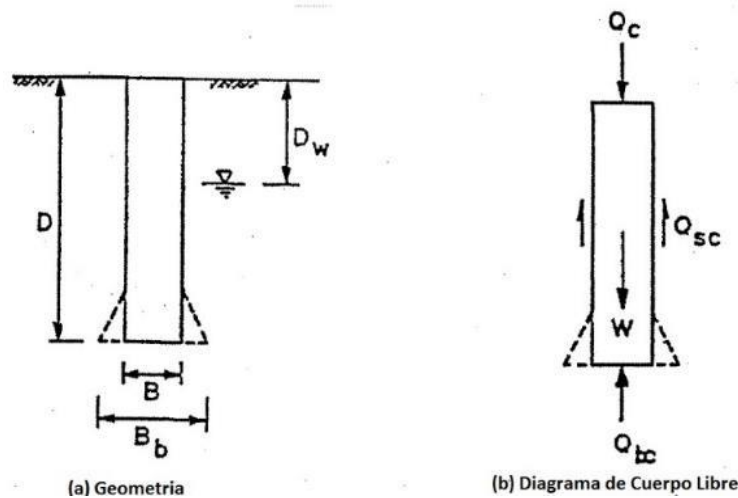


Figura 52. Diagrama de cuerpo libre
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 94).

Se puede utilizar la aproximación lineal conservadora que se muestra en la figura 52, en la que la capacidad de la punta se estima a lo largo de una secante dibujada entre el origen y el punto en el que se desarrolla la capacidad de carga máxima. Para fines prácticos, se puede suponer que los términos de peso y resistencia lateral se desarrollan con el inicio del desplazamiento. En consecuencia, la capacidad de compresión total viene dada por:

$$Q_c = \left[\left(\frac{10 \cdot d_{allow}}{B} \right) * ((Q_{tc} - W) + Q_{sc}) \right] \quad (231)$$

d_{allow} = Asentamiento total de la pila permitido

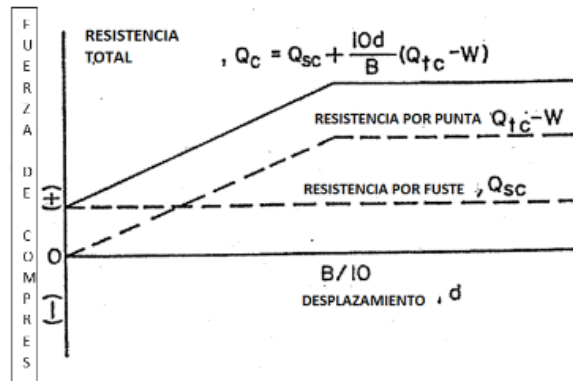


Figura 53. Términos de capacidad para cargas a compresión
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 98).

Para calcular los asentamientos en pilas para cargas a compresión se puede evaluar a partir del asentamiento elástico causado por la pila (S_{e1}), el asentamiento de la pila causado por la carga en la punta de la pila (S_{e2}) y el asentamiento causado por la carga transmitida a lo largo del fuste (S_{e3}).

$$S_{e1} = [(Q_{tc} + (0.5 \cdot Q_{sc})) / (A_p \cdot E_p)] \quad (\text{Braja M. D., 2011}) \quad (232)$$

Donde:

E_p = Módulo de elasticidad del concreto a emplear para el pilote.

A_p = Área de la punta del pilote

$$S_{e2} = [((Q_t * B * (1 - \nu_s^2)) * 0.85) / (A_p * E_s)] \quad (\text{Braja, 2011}) \quad (233)$$

Donde:

ν Relación de Poisson

E_s Módulo de Young.

$I_{ws} = 2 + (0.35 * \sqrt{L/D})$ Factor de Influencia

Donde D es el nivel de desplante y L la longitud de la pila.

$$S_{e3} = [(Q_{sc}/p * L) * (D/E_s) * (1 - \nu_s^2)] * [2 + (0.35 * \sqrt{L/D})] \quad (234)$$

$$S_e = S_{e1} + S_{e2} + S_{e3} \quad (235)$$

Los cálculos por consolidación se determinan a partir de:

σ'_{consol} se puede determinar gráficamente en la curva del ensayo de consolidación, o bien, mediante, (Stas & Kulhawy, 1984), para

P_a = Presión atmosférica = 100kN/m²

IL = Índice de liquidez = $\frac{\omega_n - LP}{LL - LP}$

ω_n = Contenido de humedad natural

LP = Límite plástico

LL = Límite líquido

$$\frac{\sigma'_c}{P_a} = 10^{(1.11 - (1.62 IL))} \quad (236)$$

O bien, (Nagaraj, Murthy, & Joshi, 1990):

$$\sigma'_{consol} = \sigma'_0 \left[10^{(1 - (2.5IL) - (1.25 \log \frac{\sigma'_0}{P_a}))} \right] \quad (237)$$

Arcillas normalmente consolidadas $\sigma'_0 = \sigma'_{consol}$

$$\Delta e = c_c \log \left[\frac{(\pi B^2 \sigma'_0) + (4Q_z)}{\sigma'_0 \pi B^2} \right] \quad (238)$$

Arcillas sobre consolidadas, donde $\left(\sigma'_0 + \frac{4Q_z}{\pi B^2} \right) \leq \sigma'_{consol}$

$$\Delta e = c_s \log \left[\frac{(\pi B^2 \sigma'_0) + (4Q_z)}{\sigma'_0 \pi B^2} \right] \quad (239)$$

Arcillas sobre consolidadas con $\sigma'_0 < \sigma'_{consol} < \left(\sigma'_0 + \frac{4Q_z}{\pi B^2} \right)$

$$\Delta s_c = \sum_{i=1}^n \Delta s_{ci} = \sum_{i=0}^n \left[H_i \left(\frac{\Delta e_i}{1+e_{0i}} \right) \right] \quad (240)$$

Una vez calculados los asentamientos por consolidación se determina el asentamiento total, con:

$$S_t = S_e + \Delta S_c \quad (241)$$

5.4.3. Capacidad de carga lateral, momentos y desplazamientos en pilas

El suelo de apoyo de la pila debe ser seguro contra el colapso total (capacidades estructurales y geotécnicas finales) y el movimiento excesivo (deflexión y / o rotación del eje).

Las deformaciones bajo la pila son elasto plásticas; al aumentar la carga, el componente plástico de la deflexión aumenta hasta alcanzar la máxima capacidad de apoyo de la base y equilibrio estático bajo la aplicación de las cargas finaliza de tal forma que no puede aplicarse una carga más alta a la pila.

A medida que aumentan los niveles de carga, el componente plástico de la deflexión total aumenta hasta que se alcanza la capacidad máxima de la base (carga plástica

máxima) y el equilibrio estático bajo la carga aplicada ya no puede mantenerse, si se aplica una carga más alta al eje. En este punto, el comportamiento de deflexión del eje perforado es totalmente plástico y la carga aplicada a la base se conoce como la capacidad geotécnica final.

En la figura 54, se observan las cargas laterales y de momento aplicadas a la parte superior de la pila perforada, y que estos son resistidos por una combinación de fuerzas que incluyen:

- Fuerzas laterales que actúan perpendicularmente y tangencial a la superficie del eje.
- Fuerzas de corte laterales verticales que actúan sobre la superficie del eje.
- Una fuerza de corte que actúa paralela a la superficie de la base del eje.
- Una fuerza de base que actúa hacia arriba perpendicular a la base del eje.

La figura 54 ilustra el diagrama de fuerzas y momentos que experimentaría una pila de cimentación para torres de transmisión. En la proporción que el eje se desplaza bajo el sistema de cargas laterales y los momentos aplicados, pueden evidenciarse las presiones activas y pasivas actuantes. En el centro de la rotación la superficie del eje entra en contacto alejándose en la parte posterior. Bajo el centro de rotación la presión pasiva se genera en la parte posterior del eje y la presión activa en el lado frontal de la pila.

Como el eje tiende a moverse debajo del sistema de cargas laterales y de momento aplicadas, se puede imaginar que las presiones activas y pasivas actúan en lados opuestos del eje. Por encima del centro de rotación, la superficie del eje se presiona contra el suelo en la parte frontal del eje (movilizando la resistencia pasiva del suelo) y se aleja del suelo en la parte trasera (reduciendo la presión del suelo hacia la condición de presión activa de la tierra).

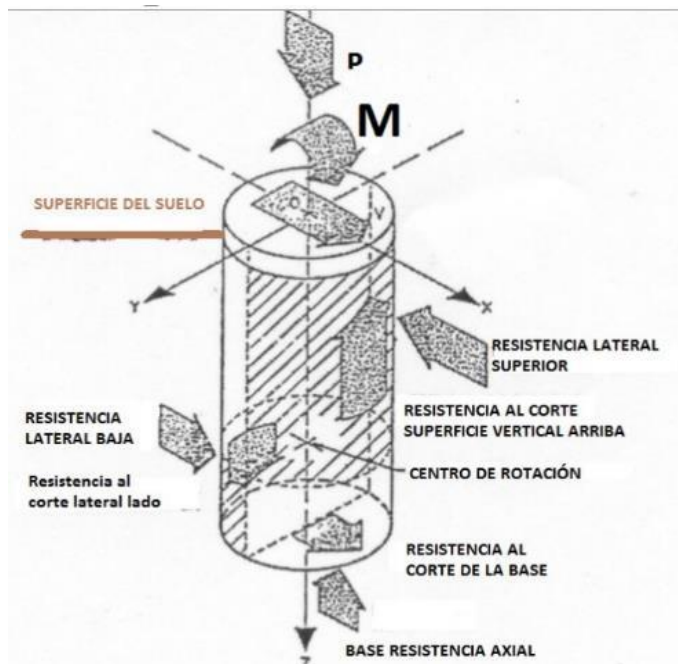


Figura 54. Fuerzas actuantes en la base de una pila
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 99).

Sin embargo, cabe señalar que, en general, las fuerzas pasivas son mucho más grandes que las fuerzas activas. Además, según los resultados de las pruebas de carga a gran escala realizadas en ejes perforados en suelos cohesivos y granulares, se tiende a desarrollar un espacio por encima del centro de rotación en la parte posterior del eje y se supone que ocurre debajo del centro de rotación en el lado frontal del eje.

La fuerza resistente lateral desarrollada en la parte frontal del eje y por encima del centro de rotación, al igual que la fuerza resistente lateral desarrollada en la parte posterior del eje y debajo del centro de rotación, se pueden calcular como la suma de las contribuciones de esfuerzos de compresión radial y del componente de los esfuerzos de corte horizontal, sobre la cara del eje.

Los cortantes laterales y en la base se presentan debido al movimiento del eje en relación con los suelos circundantes. A medida que el eje gira, su superficie se desliza hacia abajo en el lado frontal en relación con el suelo, generando cortantes hacia arriba en la parte delantera y por encima del centro de rotación, y cortantes hacia abajo en la parte posterior y debajo del centro de rotación del eje. De manera similar, la base de la

pila se desplaza hacia atrás en la dirección opuesta de las cargas aplicadas y se produce un cortante en la base que actúa en la misma dirección que las cargas aplicadas. Existen métodos para calcular la resistencia final lateral.

a) Modelo de cono truncado

La figura 55 ilustra la geometría del cono truncado, en ella, la resistencia al arrancamiento de la pila depende del peso de esta y de la resistencia por fricción del fuste. Cuando la pila está sumergida bajo el nivel freático, se adicionan al modelo el peso efectivo del caisson y del suelo. Generalmente se ignora la succión de contacto del caisson contra el suelo.

- γ_c Peso unitario del concreto
- $\bar{\gamma}_c$ Peso unitario efectivo del concreto
- γ_s Peso unitario del suelo.
- D Profundidad de desplante
- D_w Profundidad del nivel freático
- B Ancho o diámetro cimienta
- θ Ángulo de la superficie de falla entre el suelo y el fuste de la pila.

El valor oscila entre $\frac{\theta}{2}$ y $\frac{2\theta}{3}$

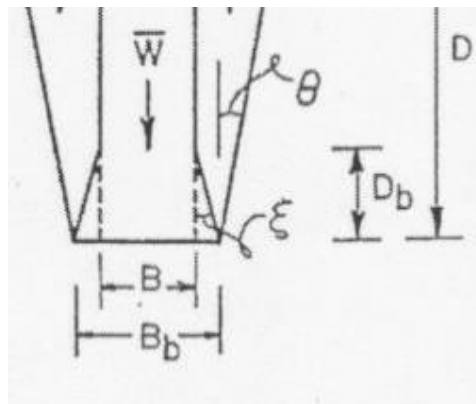


Figura 55. Modelo del cono truncado para cargas de levantamiento
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 82).

\bar{W} = *Peso efectivo de la pila (caisson)*

Para análisis con nivel freático D_w y sin nivel freático $D_w=0$,

$$\bar{W} = \left[0.25\pi * B^2 * \left[(\gamma_c * D_w) + (\bar{\gamma}_c * (D - D_w)) \right] \right] \quad (242)$$

$$\bar{W} = \left[0.25\pi * B^2 * \left[(\bar{\gamma}_c * (D)) \right] \right] \quad (243)$$

Para condición, drenada, $c=0$,

$$\bar{Q}_{sw} = (\pi * \bar{\gamma}_s * D) * \left[(0.5B^2) + (0.5B * D * \tan \theta) + \left(\frac{D^2 * (\tan \theta)^2}{3} \right) \right] \quad (244)$$

Para realizar el análisis en condición no drenada

$$\bar{Q}_{sw} = (\pi * \bar{\gamma}_s * D) * \left[(0.5B^2) \right] \quad (245)$$

Con esta información se calcula la resistencia al arrancamiento.

$$Q_u = \bar{W} + \bar{Q}_{sw} \quad \therefore \quad (246)$$

Para el cálculo con caisson acampanados, se adiciona el diámetro de la sección de la campana (B_b), se tiene la ecuación:

$$Q_{sw} = \pi * \bar{\gamma}_s * D \left[(0.5 * B_b^2) + (0.5 * B_b * D * \tan \theta) + \left(\frac{1}{3} D^2 * (\tan \theta)^2 \right) + \left(0.25 * (B_b^2 - B^2) \right) \right] \quad (247)$$

Entendiéndose ξ como el ángulo entre cilindro y la campana.

$$\Delta \bar{W} = \pi * (\bar{\gamma}_c - \bar{\gamma}_s) * D_b^2 * \left[(0.5 * B * \tan \xi) + \left(\frac{1}{3} D_b (\tan \xi)^2 \right) \right] \quad (248)$$

b) Modelo tradicional del cilindro de corte

El modelo de cilindro de corte para eje perforado recto supone la generación de la superficie de falla entre la interfaz y el suelo, al lado del eje y el eje del cilindro. Para ejes acampanados se considera una superficie de falla con interfaz suelo – concreto con diámetro igual a la campana. Adicional al peso se considera la resistencia al corte que se produce en el desarrollo de la superficie del eje (Q_{su}) ignorando la succión de la base en suelos drenados.

$$Q_U = W + Q_{su} \quad (249)$$

La resistencia a la tracción (levantamiento o elevación) del cimiento en condición no drenada, se da en términos del factor de adherencia y la resistencia al corte no drenado (c_u):

$$\alpha^{**} = 0.21 + \left[0.27 \frac{pa}{c_u} \right] \quad (250)$$

$$Q_u = \alpha^{**} * c_u * (\pi * B * D) \quad (251)$$

Las correlaciones entre α y c_u se muestran en la figura 29 (b). Al discretizar el suelo por estratos (ti) se puede considerar esta ecuación como:

$$Q_{su} = \pi * B * \sum_{i=1}^n c_u * D_i \quad (252)$$

Para cargas drenadas, si se considera un suelo homogéneo, se asume:

$$\bar{Q}_{su} = (\bar{\gamma}_s * K * \tan \delta) [0.5 * \pi * B * D^2] \quad (253)$$

$$Q_u = \bar{W} + \bar{Q}_{su} \quad (254)$$

En suelos drenados homogéneos, se expresa en términos de coeficiente horizontal del suelo (K), ángulo entre el material y el suelo circundante (δ), la ecuación del modelo cilíndrico se expresa como:

$$\bar{Q}_{su} = \frac{(\bar{\gamma}_s * K * \tan \delta)}{(0.5 * \pi * B * D^2)} \quad (255)$$

$$Q_u = \overline{W} + \overline{Q_{su}} \quad (256)$$

Para analizar sistemas multi estratos, suelos heterogéneos, se evaluarán parámetros del suelo para cada estrato, y los esfuerzos efectivos en el centro de cada estrato. K_0 puede evaluarse como $K_0 = 1 - \sin \phi$, para suelos normalmente consolidados. Es considerado un poco subestimado para estratos superficiales consolidados. Autores como (Kulhawy et al, 1983), presenta las siguientes consideraciones para los valores de K:

- En pilas o pilotes se puede asignar un valor de $K = 0.66K_0$ para construcción con lechada y $K = K_0$ para construcción en seco.
- Para construcción en seco de pilas y pilotes $\delta = \phi$,
- Para construcción en concreto liso (en suspensión) $0.7\phi \leq \delta \leq 0.9\phi$
- Para superficies en contacto de arena/ acero $0.5\phi \leq \delta \leq 0.7\phi$
- Para superficies en contacto de arena/ madera $0.8\phi \leq \delta \leq 0.9\phi$

Ahora las variables a considerar son:

$\frac{K}{K_0}$ Relación entre relación de coeficiente de trabajo y coeficiente de reposo del suelo.

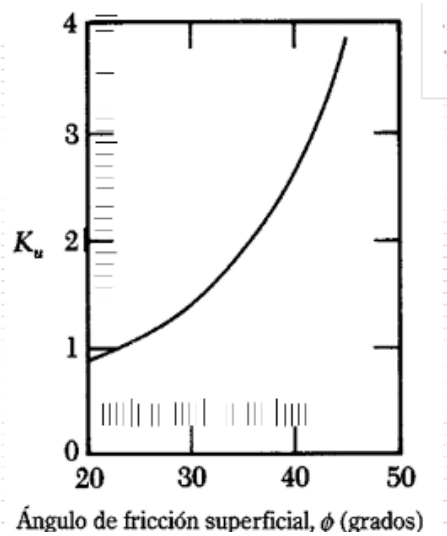
Sus valores son del orden de 0.66 para lechada y de 1 para construcción en seco. Para construcción en lodos $K = \left(\frac{2}{3}\right) * K_0 = \left(\frac{2}{3}\right) * (1 - \sin \phi)$

$$\overline{Q_{su}} = \pi * B * \frac{K}{K_0} * \sum_{i=1}^n [K_{\phi i} * \overline{\sigma}_{\phi i} * \tan[\delta]] \quad (257)$$

c) Modelo de un cilindro sometido a fricción

El modelo asume para la falla la formación de un cilindro vertical de tierra sobre la campana, con diámetro equivalente a esta. Para pilas acampanadas con $\frac{L}{B} < 5$, La superficie de cortante es vertical y paralela a la superficie proyectada de la campana.

Tabla 57. Valores de K_u respecto del ángulo de fricción drenado.



ϕ	K_u	ϕ	K_u
20	0,8	33	1,7
21	0,9	34	1,8
22	0,95	35	1,9
23	1	36	2,01
24	1,05	37	2,2
25	1,1	38	2,3
26	1,15	39	2,5
27	1,2	40	2,65
28	1,25	41	2,9
29	1,33	42	3,15
30	1,4	43	3,4
31	1,5	44	3,7
32	1,625	45	3,9

$$K_u = 0,004\phi^2 - 0,199\phi$$

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 70).

Para las pilas donde $\frac{L}{B} > 10$, la campana influye poco en la resistencia lateral. Por tanto, esta condición no es tan aconsejable. Para profundidades intermedias, la resistencia lateral para el diseño se puede aproximar mediante el uso de un diámetro interpolado. Resumiendo, estas observaciones:

Logrando realizar el análisis considerando que la pila es de lado recto.

Para su cálculo se considera en condición no drenada:

$$Q_u = \pi * B_b * \sum_{z=0}^L [(c_u * \Delta L) + W_s + W] \quad (258)$$

Para condición drenada la resistencia al arrancamiento está dado por:

$\bar{\sigma}_v$ Esfuerzos efectivos verticales efectivos, calculados a la profundidad Df de la campana. Es decir:

\bar{W}_s Peso efectivo del suelo contenido en la campana y el cilindro.

$$\bar{Q}_u = \pi * B_b * \sum_{z=0}^L [(K * \bar{\sigma}_v * \Delta L * \tan \phi)] + \bar{W}_s + W \quad (259)$$

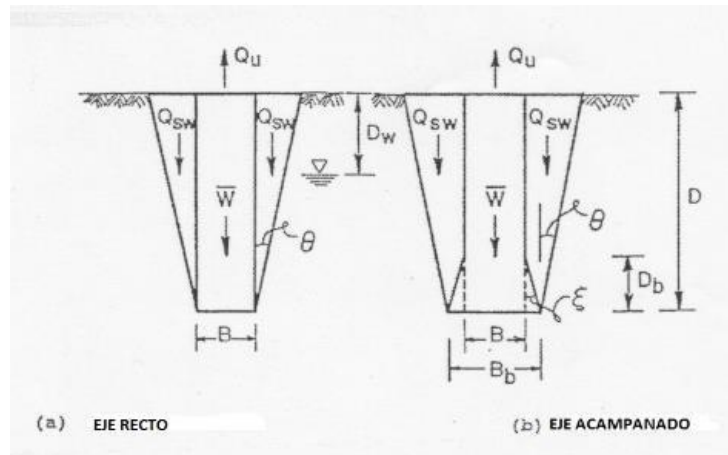


Figura 56. Modelo del cono truncado para cargas de levantamiento.
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 82).

d) Métodos de Hansen (1970)

Hansen, (1970) propone una ecuación para la resistencia lateral final (P_{ult}), a una profundidad dada que actúa sobre la pila (caisson), con variables como esfuerzos efectivos a la profundidad de la cimentación (σ'_{vo}), coeficiente de presión de tierras (K_q), cohesión (c) y coeficiente de presión de tierras para la cohesión (K_c), superiores a tres veces el diámetro de la pila, con un valor de $K_c=12$ y de 2 a nivel de superficie. Según (Hansen B. , 1970):

(260)

$$K_q = \left[e^{\left(\left(\frac{1}{2}\pi\right)+\phi\right)\tan\phi} \left(\cos\phi * \left(\tan(45^\circ + (0.5 * \phi)) \right) \right) \right] - \left[\cos\phi * \left(\tan(45^\circ - 0.5\phi) \right) * \left(e^{-((0.5\pi-\phi)*\tan\phi)} \right) \right]$$

$$K_c = \left[\left(\left(\left(e^{(0.5\pi+\phi)*\tan\phi} \right) * \cos\phi \right) * \cos\phi * \tan(45^\circ + 0.5\phi) \right) - 1 \right] * \cot\phi \quad (261)$$

Estas ecuaciones son consolidadas en la figura 57.

$$P_{ult} = [(\sigma'_{v0} * K_q * B) + (c * K_c * B)] \quad (262)$$

K_q y K_c , están en función del ángulo de fricción del suelo, la profundidad y el diámetro de la pila en el punto de análisis. En condiciones no drenadas ($\phi = 0$).

$$P_{ult} = (c * K_c * B) \quad (263)$$

En la figura 55 se pueden encontrar los valores de K_c a partir el ángulo de fricción. Los coeficientes de presión de la tierra K_q y K_c están en el ángulo de fricción del suelo (ϕ), así como la relación de profundidad a diámetro del eje en el punto en cuestión. Los gráficos para K_q y K_c se presentan en la figura 57 de este manual.

Debe tenerse en cuenta en condiciones no drenadas, el primer término se convierte en cero ya que $K_q = 0$ cuando $\phi = 0$ y c se reemplaza por la resistencia al corte sin drenaje del suelo, s_u . Las ecuaciones de Hansen son directamente aplicables a los perfiles de suelo de varias capas, como se muestra en la figura 53. La capacidad lateral y de momento final para una pila (caisson) puede hallarse para las ecuaciones de equilibrio.

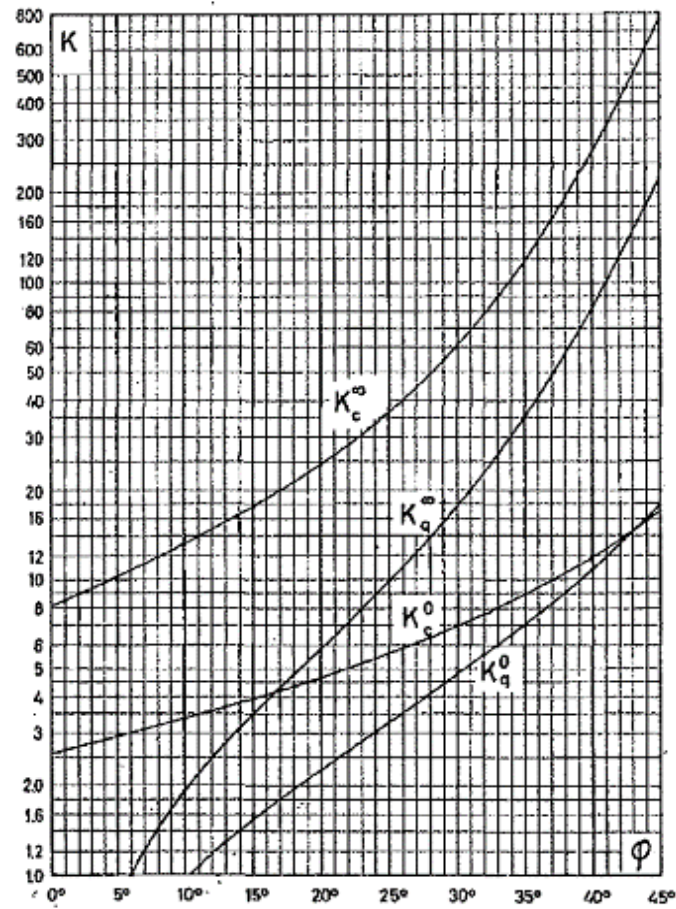


Figura 57. Fuerzas actuantes en la base de una pila
Fuente: (Hansen B. , 1970, pág. 2).

$$p_{ult}^- = \sigma'_0 K_q B + c K_c B \quad (264)$$

para arcillas $\phi' = 0$

$$p_{ult} = c K_c B \quad (265)$$

Para suelos drenados $c = 0$

$$p_{ult}^- = \sigma'_0 K_q B \quad (266)$$

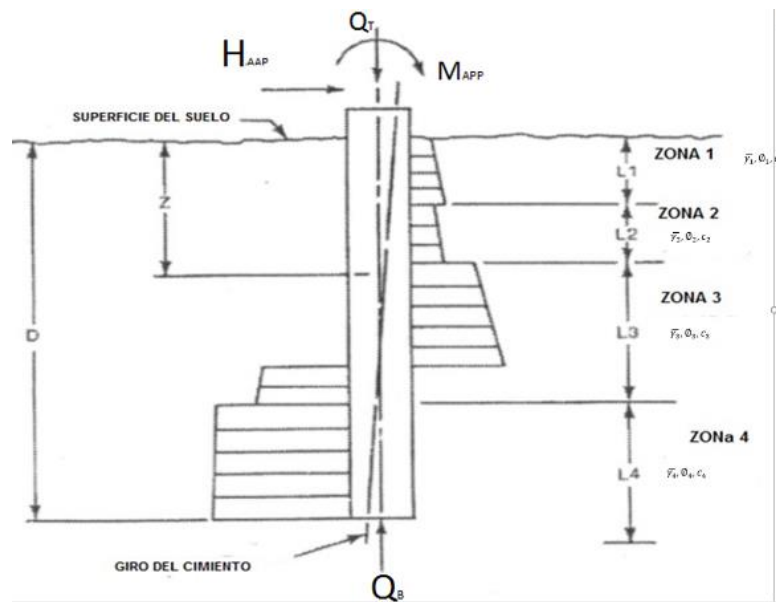


Figura 58. Presión lateral máxima para un perfil de subsuelo de varias capas. Método de Hansen.
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 101).

e) Método de Reese (1979)

Este método se emplea para evaluar la resistencia lateral final (P_{ult}), exclusivamente para suelos cohesivos no drenados, $\phi = 0$, definiendo esta resistencia última lateral para profundidades. Para este fin Matlock planteó la siguiente ecuación para resistencia lateral final a una profundidad de estudio (z):

$$P_{ult} = [(\bar{q} * B) + (3 * c * B) + (0.5 * z * c)] \leq 9 * c * B \quad (267)$$

Para arenas, Parker y Reese (1979), recomiendan emplear la más baja de las siguientes ecuaciones para el cálculo de P_{ult} :

$$p_{ult} = \bar{\gamma}_s * z * [B * (K_p - K_a)] + [z * K_p * (\tan \bar{\alpha} * \tan \bar{\beta})] + [z * K_0 * \tan \bar{\beta} * (\tan \bar{\phi} - \tan \bar{\alpha})]$$

$$p_{ult} = \bar{\gamma}_s * z * B * [K_p^3 + (2 * K_p^2 * K_0 * \tan \bar{\phi}) - K_a + (2 * K_0 * \tan \bar{\phi})] \quad (269)$$

$\bar{\gamma}_s$ = Peso unitario medio por encima del estrato al cual se instalara la pila

K_p = Coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine

K_a = Coeficiente de presión activo de tierras de Rankine

K_0 = Coeficiente de presión de tierras en reposo

ϕ = Ángulo de fricción en suelos drenados

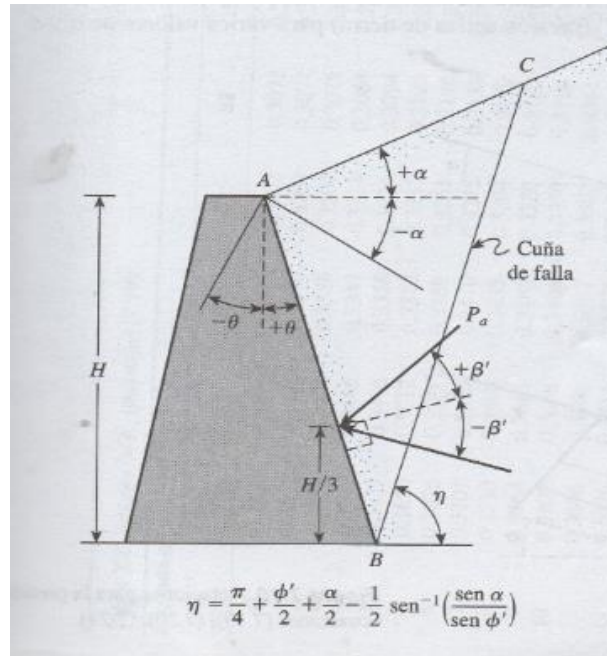


Figura 59. Localización y dirección de la fuerza activa de Rankine.
Fuente: (Braja M. D., 2011, págs. 334-335).

Para ello, se requiere determinar:

Coeficiente de presión pasiva de Rankine (K_p):

$$K_p = \left[\tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right]^2 \quad (270)$$

Coeficiente de presión activa de Rankine (K_a)

(271)

$$K_a = \frac{\left[\cos(\alpha - \theta) \sqrt{1 + (\sin \phi)^2 - (2 \sin \phi \cos \psi_a)} \right]}{(\cos \theta)^2 \left[\cos \alpha + \sqrt{((\sin \phi)^2 - (\sin \alpha)^2)} \right]} \quad (272)$$

$$K_a = \frac{\left[\cos(\alpha - \theta) \sqrt{1 + (\sin \phi)^2 - (2 \sin \phi \cos \psi_a)} \right]}{(\cos \theta)^2 \left[\cos \alpha + \sqrt{((\sin \phi)^2 - (\sin \alpha)^2)} \right]}$$

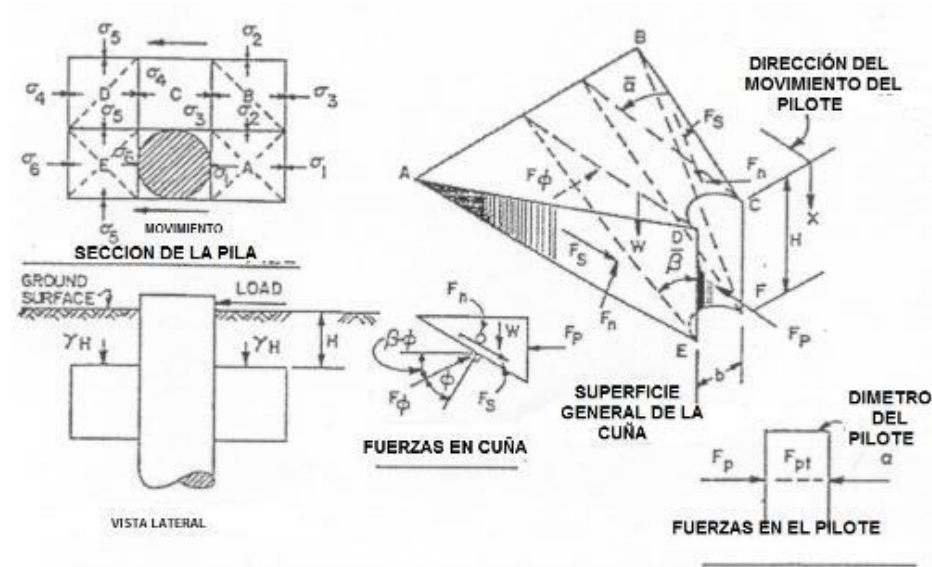


Figura 60. Ubicación y dirección de la fuerza activa de Rankine.
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 103).

Se debe determinar el coeficiente de presión lateral en reposo K_0 , el cual para suelos normalmente consolidados es:

$$K_0 \approx 1 - \sin \phi \quad (273)$$

Para suelos sobre consolidados

$$K_0 = (1 - \sin \phi) * OCR^{\sin \phi} \quad (274)$$

Correspondiendo OCR a la relación de sobre consolidación.

En la figura 60 se pueden apreciar α y β que representan la geometría de los mecanismos de falla.

Recomendaciones constructivas

- Se recomienda el uso de concretos expansivos, ya que aumentan la resistencia lateral en un 50% sobre el uso de concretos tipo I, por el incremento de los esfuerzos normales en la interfaz de la pila y el suelo.
- Las pilas acampanadas son más recomendables en suelos cohesivos con capa superior sobre consolidada, ya que en profundidad dan menor aporte a la tracción debido a que los suelos son más blandos. En suelos granulares este tipo de pila es menos recomendable por sus dificultades constructivas.
- En el caso de pilas hincadas, se debe realizar la reducción de los parámetros de resistencia en el diseño, debido a que en la zona de interacción suelo-pila se genera un ablandamiento de suelo, debilitándolo con el proceso de hincado.
- Se debe tener especial cuidado con suelos y/o rocas expansivas, toda vez que producen empujes en la pila cuando absorben agua y succión al presentar desecado. Ante esta situación, se debe realizar tratamiento con los materiales disponibles en el mercado.

- **Ejemplo 4**

Con base en los parámetros de suelo, nivel de desplante del ejemplo 1, para una carga de arrancamiento de 13.62 ton y longitud de 4.00 metros con diámetros hasta 2.4 metros. Para cálculo de pilas determinar:

- a. Resistencia a cargas verticales, para diámetros desde 1.00 metros hasta 2.40 metros.
- b. Deformaciones.
- c. Análisis de arrancamiento mediante el método de tradicional.
- d. Análisis de arrancamiento mediante el método de pila recta.
- e. Análisis de arrancamiento mediante el método de cono truncado.

- **Solución:**

- a. Análisis de resistencia a cargas verticales, mediante la formulación indicada en las ecuaciones 222 a 241 se evalúa la resistencia a soporte de cargas verticales:

Tabla 58. Análisis de resistencia a cargas verticales (ejemplo 4)

$Q_p = A_p c_u N_c^* = 0.3325 \pi B^2 c_u \left[1 + \ln \left(\frac{E_s}{3c_u} \right) \right]$						
FS punta NSR10	3		Qmax=	42,88 ton		
FS fuste	2					
Q_p=		15,39 ton				
B	Q _p	Q _{su}	W	Q _c	Q _{u adm}	FS
m	ton	ton	ton	ton	ton	
1	7,21	29,18	7,54	28,85	14,5	0,3
1,1	15,39	32,09	9,12	38,36	18,1	0,4
1,2	18,31	35,01	10,86	42,47	20,0	0,4
2,4	73,26	70,02	43,43	99,85	45,0	1
φ =	0					
Q _{su} =	41,77 ton					
W=	6,88 ton					
(γ _{con})	2,4 ton/m ³					
$\bar{\gamma}_{con}$	2,45 ton/m ²					
D=	3,00 m					
D _w =	2,30 m					
	$\bar{W} = \frac{\pi B^2}{4} \{ \gamma_c D_w + \bar{\gamma}_c (D - D_w) \}$					
	$Q_s = \left[\sum_{n=0}^{n=L} [\alpha c_u \pi B \Delta L] \right]$					
	$\alpha_* = 0,21 + \left[0,25 \left(\frac{p_a}{c_u} \right) \right]$					
\bar{W}	6,88 ton					
$Q_c = Q_{tc} + Q_{sc} - W$						

Fuente: Autor.

c. Análisis de arrancamiento mediante el método tradicional:

Tabla 60. Análisis de arrancamiento mediante el método tradicional (ejemplo 4)

$\bar{W} = \left[\left(\frac{\pi \cdot B^2}{4} \right) \cdot (\gamma_c \cdot D_w) + (\bar{\gamma}_c \cdot (D - D_w)) \right]$						
B=	1,1 m					
γ_c =	2,4 ton/m ³					
D_w =	2,3 m					
$D_f=D=Lz$ =	4 m					
\bar{W} :	6,88 ton.					
$\bar{Q}_{sw} = (\pi \cdot \bar{\gamma}_{s \cdot D}) \cdot \left[\left(\frac{B^2}{2} \right) + \left(\frac{B \cdot D \cdot \tan \theta}{2} \right) + \left(\frac{D^2 \cdot (\tan \theta)^2}{3} \right) \right]$						
γ_s =	1,43 ton/m ³					
γ_{rell} =	2,2 Ton/m ³					
θ =	0					
Q_{sw} =	10,90 ton					
$Q_u = \bar{W} + \bar{Q}_{sw} \therefore \bar{W}$						
Q_u =	17,777 ton					
$Q_{u adm}$ =	11,851 ton					
Q_{arran} =	13,62 ton					
FS=	0,8702					
B	L	W pila	Qsw	Tu	Tu adm	CUMPLE
m	m	ton	ton	ton	ton	
1	4	7,54	1,80	9,34	6,23	REVALUAR
1,1	4	9,12	2,18	11,30	7,53	REVALUAR
1,2	4	10,86	2,59	13,45	8,97	REVALUAR
2,4	4	43,43	10,37	53,80	35,87	SI

Fuente: Autor.

d. Análisis de arrancamiento mediante el método de pila recta

Tabla 61. Análisis de arrancamiento mediante el método de pila recta (ejemplo 4)

Modelo Cilindrico para pila recta						
$Q_u = W + Q_{su}$			$Q_{su} = \pi B \sum_{i=1}^n s_{ui} t_i$			
B	L	W_{pila}	Q_{su}	T_u	$T_u \text{ adm}$	CUMPLE
m	m	ton	ton	ton	ton	
1	4	7,54	26,43	33,97	22,65	SI
1,1	4	9,12	29,07	38,20	25,46	SI
1,2	4	10,86	31,72	42,57	28,38	SI
2,4	4	43,43	63,43	106,86	71,24	SI

Fuente: Autor.

e. Análisis de arrancamiento mediante el método de cono truncado

Tabla 62. Análisis de arrancamiento mediante el método de cono truncado (ejemplo 4)

CALCULO A ARRANCAMIENTO CONO TRUNCADO						
$\phi =$	18°	$V_{ctrun} = \left(\frac{\pi L}{3}\right) \left[\left(\frac{B}{2}\right)^2 + \left(\frac{B_{mayor}}{2}\right)^2 + \left(\frac{B}{2} * \frac{B_{mayor}}{2}\right) \right]$				
	$\phi/3$					
$\delta =$	6°					
	0,1047 R					
B	L	ϕ	B_{mayor}	V_{ctrun}	V_{pila}	V_{lleno}
m	m	°	m	m^3	m^3	m^3
1	4	18	1,80	18,38	3,14	15,24
1,1	4	18	1,85	19,86	3,80	16,06
1,2	4	18	1,90	21,40	4,52	16,87
2,4	4	18	2,50	44,77	18,10	26,67
B	W_{pila}	W_{suelo}	T_u	$T_u \text{ adm}$	Q_{arranc}	CUMPLE
m	Ton	ton	ton	ton	ton	
1	7,5398	33,53	41,07	27,38	13,62	SI
1,1	9,1232	35,33	44,45	29,63	13,62	SI
1,2	10,857	37,12	47,98	31,99	13,62	SI
2,4	43,429	58,68	102,11	68,08	13,62	SI

Fuente: Autor.

5.5. Cimentaciones con pilotes

Estas cimentaciones están dadas por:

- Solicitaciones de carga.
- Resistencias del suelo/roca.
- Costos de construcción.
- Costo de los materiales.

- Tipos de pilotes:

Los pilotes para torres se instalan en suelos blandos o arenas sueltas, sometidos a esfuerzos producidos por cargas vivas constituidas por los cables, aisladores, viento y gravitacionales, que producen esfuerzos de compresión, tensión y corte. Los pilotes pueden ser en madera, acero, concreto y compuestos; por el mecanismo de transferencia de carga con el que trabajan, se clasifican en fricción, por punta y por la combinación de los dos anteriores, y según el proceso constructivo, pueden ser hincados (por golpeo – presión) y pre excavados.

5.5.1. Pilote individual en suelo drenado

La capacidad de carga máxima del pilote (Q_u) está dada por la adición de la capacidad de carga por punta (Q_t) y la capacidad de carga por fricción (Q_s)

$$Q_u = Q_t + Q_s \quad (275)$$

La capacidad de carga por punta se determina a partir del peso unitario efectivo (γ'), el área de la punta del pilote (A_t), los factores de carga (N_γ , N_c y N_q), los factores de forma (S_γ , S_c y S_q), el esfuerzo vertical efectivo hasta la punta del pilote (σ'_0) y la resistencia al corte no drenado (c_u):

$$Q_t = (\gamma' b N_\gamma S_\gamma + c_u N_c S_c + \sigma'_0 N_q S_q) A_t \quad (276)$$

Tabla 63. Valores interpolados de N_q^* con base en la teoría de Mayerhof

Ángulo de fricción del suelo, ϕ en grados	N_q^*	Ángulo de fricción del suelo, ϕ en grados	N_q^*	Ángulo de fricción del suelo, ϕ en grados	N_q^*	Ángulo de fricción del suelo, ϕ en grados	N_q^*
20	12.4	27	34.0	34	115.0	41	420.0
21	13.8	28	39.7	35	143.0	42	525.0
22	15.5	29	46.5	36	168.0	43	650.0
23	17.9	30	56.7	37	194.0	44	780.0
24	21.4	31	68.2	38	231.0	45	930.0
25	26.0	32	81.0	39	276.0		
26	29.5	33	96.0	40	346.0		

Fuente: (Braja M. D., 2011, pág. 558).

Para suelos no cohesivos, se elimina el segundo término de la ecuación y se obtiene como resultado la expresión:

$$Q_t = A_t \sigma' N_q S_q \quad (277)$$

Con el aumento de la profundidad del pilote, se reducen los esfuerzos efectivos. Por tanto, la resistencia de la punta disminuye con la profundidad del pilote. Vesic establece la siguiente ecuación:

$$Q_t = A_t \sigma'_0 N_q^* \quad (278)$$

En esta ecuación se requiere previamente determinar el esfuerzo efectivo vertical a nivel de la punta (σ'_0) de la pila que se evalúa con el coeficiente de presión de suelos en reposo (K_0):

$$\sigma'_0 = \frac{1+2K_0}{3} = \frac{1+(2*(1-\sin \phi))}{3} = \frac{1+(2-2 \sin \phi)}{3} = \frac{3-2 \sin \phi}{3} \quad (279)$$

$$\sigma'_0 = \frac{3+2 \sin \phi}{3} \quad (280)$$

A_t Área de la punta del pilote

σ' Esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

σ'_0 Esfuerzo vertical medio normal a profundidad de la punta del pilote

$$N_{\sigma}^* = \frac{3 \cdot N_q^*}{3 - (2 \cdot \sin \phi)} \quad (281)$$

$$Q_t = A_t \sigma'_0 N_{\sigma}^* = A_t \left[\frac{3 + 2 \sin \phi}{3} \right] \left[\frac{3 \cdot N_q^*}{3 - (2 \cdot \sin \phi)} \right] \quad (282)$$

Para calcular N_q^* , se toman valores interpolados de la tabla 64, a partir del ángulo de fricción interno del suelo.

Tabla 64. Ángulos de fricción zona interacción suelo estructura

ÁNGULO DE FRICCIÓN DE LA ZONA DE INTERACCIÓN	
INTERFAZ DE LOS MATERIALES	δ/ϕ
Arena / Concreto rugoso	1.0
Arena / concreto liso	0.8–1.0
Arena / acero crudo	0.7–0.9
Arena / acero liso	0.5–0.7
Arena / madera	0.8–0.9

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 129).

Para determinar la resistencia última en arenas (Q_s) se parte de la ecuación 227.

$$Q_s = A_s f_s = A_s K \tan \delta \quad (283)$$

Donde:

A_s Área del fuste del pilote.

K_0 Coeficiente de presión lateral de tierra.

La resistencia lateral (f_s) de pilotes en arena se evalúa a partir del área de la superficie del pilote, el esfuerzo vertical efectivo (σ'_0), el coeficiente de fricción

entre el pilote y el suelo natural ($\tan \delta$) y el coeficiente de presión lateral de tierras (K_0).

Para determinar δ , se puede apoyar en la tabla 64. Para determinar K , se puede tomar la tabla 65 propuesta por (Kulhawy F. H., 1978). Con base en lo anterior, se determina la resistencia del pilote por fricción.

$$Q_s = A_s f_s = A_s K_0 \tan \delta \quad (284)$$

Tabla 65. Determinación del coeficiente de presión de tierras.

Foundation and method of installation	K/K_0
Pilote inyectado	0.5–0.67
Pilote perforado	0.67–1
Pilote hincado de bajo desplazamiento	0.75–1.25
Pilote hincado de largo desplazamiento	1–2

Fuente: I (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 129).

K_0 es el valor del coeficiente de presión lateral de tierras inalterado. Una aproximación de este es un valor de 0.5. Este valor para pilotes perforados o hincados de bajo desplazamiento oscila entre 0.4 – 0.6. Para pilotes de gran desplazamiento $0.5 \leq K_0 \leq 1.0$.

K_0 también puede ser evaluado a partir de la ecuación 210.

5.5.2. Pilote individual en suelo cohesivo no drenado

En este tipo de depósitos de suelo la capacidad de carga del pilote se fundamenta en la resistencia al corte no drenado del suelo. La capacidad por

punta del pilote puede evaluarse por la resistencia a la cohesión y el área de la punta (Q_t)

$$Q_t = 9 * c_u * A_p \quad (285)$$

Luego se determina la resistencia del pilote por fuste (Q_s), para calcularla se puede emplear el método α , donde para pilotes pre excavados $0.4 \leq C \leq 0.5$, para pilotes hincados $C \geq 0.5$, el perímetro del pilote (p), el esfuerzo efectivo vertical promedio ($\bar{\sigma}'_0$) y la resistencia al corte no drenado (c_u).

Para estimar esta resistencia por fricción lateral, los métodos analíticos más comunes son:

- a) Método Lamba: Desarrollado por Vijayvergiya y Focht (1972) citado en (Braja D. M., 2012).

Tabla 66. Determinación de lamba con la longitud de empotramiento

Longitud de empotramiento, L (m)	λ
0	0.5
5	0.336
10	0.245
15	0.200
20	0.173
25	0.150
30	0.136
35	0.132
40	0.127
50	0.118
60	0.113
70	0.110
80	0.110
90	0.110

Fuente: (Braja D. M., 2012, pág. 576).

L = Longitud de empotramiento

c_u = Resistencia al corte no drenada ($\phi=0$)

$\bar{\sigma}'_0$ = Esfuerzo eféctivo vertical medio para L (286)

$$\bar{\sigma}'_0 = \frac{[0.5c_{u1}\bar{\sigma}'_{01} + [(c_{u2} - c_{u1})\left(\frac{\bar{\sigma}'_{01} + \bar{\sigma}'_{02}}{2}\right)] + [(c_{u3} - c_{u2})\left(\frac{\bar{\sigma}'_{03} + \bar{\sigma}'_{02}}{2}\right)] + \dots]}{L} \quad (287)$$

$$c_u = \frac{\sum_{n=0}^{n=i} c_{ui} \Delta L_i}{\sum_{n=0}^{n=i} \Delta L_i} \quad (288)$$

$$f_{prom} = \lambda[\bar{\sigma}'_0 + (2c_u)] \quad (289)$$

B = Ancho o diámetro

L_y = Dimensión de profundidad para pilote rectangular

Para pilote circular

$$Q_s = \pi B L f_{prom} \quad (290)$$

Para pilote cuadrado

$$Q_s = 4 B L f_{prom} \quad (291)$$

Para pilote rectangular

$$Q_s = 2 L f_{prom} (B + L_y) \quad (292)$$

b) Método alfa para cálculo resistencia lateral

C = Constante $0.4 \leq C \leq 0.5$ y $C \geq 0.5$

α = Factor empírico de cohesión

$$\alpha = C \left[\left(\frac{\bar{\sigma}'_0}{c_u} \right)^{0.45} \right] \quad (293)$$

c_u = Resistencia al corte no drenado

Para pilote redondo:

$$Q_s = [\sum_{n=0}^{n=L} [\alpha c_u \pi B \Delta L]] \quad (294)$$

Para pilote cuadrado:

$$Q_s = [\sum_{n=0}^{n=L} [4\alpha c_u B \Delta L]] \quad (295)$$

Para pilote rectangular:

$$Q_s = [\sum_{n=0}^{n=L} [2\alpha c_u \pi B L_x \Delta L]] \quad (296)$$

$$Q_s = \sum \left[\left(C * \left(\frac{\sigma'_0}{c_u} \right)^{0.45} \right) * c_u * p * (\Delta L) \right] \quad (297)$$

Con base en lo anterior Q_u es de la forma:

$$Q_u = [9 * c_u * A_p] + \left[\sum \left[\left(C * \left(\frac{\sigma'_0}{c_u} \right)^{0.45} \right) * c_u * p * (\Delta L) \right] \right] \quad (298)$$

Para determinar la resistencia última, se calcula con:

$$Q_u = Q_t + Q_s \quad (299)$$

Para cualquiera de los dos métodos de resistencia lateral, la resistencia última permisible:

$$Q_{u_{perm}} = \frac{Q_t}{3} + \frac{Q_s}{2} \quad (300)$$

5.5.3. Capacidad de carga y asentamientos de grupo de pilotes

Usualmente, los pilotes transfieren su carga a $\frac{2}{3}L$ del pilote. Adicionalmente, en el grupo de pilotes se debe evaluar la compresión elástica del pilote para lo cual, se considera la longitud del pilote (L), la carga axial del pilote (P), el área del pilote (A) y el módulo de elasticidad de este (E).

$$\Delta L = \frac{P * L}{A * E} \quad (301)$$

En suelos granulares, cuando no existen estratos compresibles en la punta del pilote en área de influencia cargada, se ignoran sus deformaciones. La eficiencia del grupo de pilotes, según Tomlinson (2012) es igual a 1 en arcillas para distanciamiento mayor a 8 veces el diámetro. Ante espacios menores, se evalúa la capacidad última del grupo de pilotes, a partir de La profundidad (L), ancho del grupo (B_g) y longitud del grupo de pilotes (W), así como la resistencia al corte promedio no drenado del suelo, por unidad de área a lo largo de los pilotes (f_s) y factor de capacidad de carga (N_c), como:

$$Q_{ult} = \left[2L \left((W + B_g) f_s \right) \right] + \left[1.3 c_u N_c W B_g \right] \quad (302)$$

c_u Cohesión no drenada

Si el estrato de apoyo está subyacente por un depósito más débil dentro de una distancia igual a 1.5 veces el ancho promedio del grupo de pilotes, se debe considerar su resistencia al calcular la capacidad del grupo.

5.5.4. Pilotes ante cargas laterales

Los pilotes sometidos a cargas laterales presentan baja resistencia, si se considera la presencia de estas, deben ser evaluadas las resistencias a cargas de corte. En suelos arenosos, Winkler (2009) planteó considerar el pilote como una viga sujeta a carga lateral apoyada sobre una base elástica.

Tabla 67. Constante de módulo de reacción horizontal del suelo.

Tipo de suelo	n_h (kN/m ³)
Arena seca o humedad	Suelta: 1800–2200
	Medio: 5500–7000
	Densa: 15 000–18 000
Arena seca o húmeda	Suelta: 1000–1400
	Media: 3500–4500
	Densa: 9000–12 000
NOTE 1kN/m ³ = 6.36 lb/ft ³	

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 134).

De tal forma que para una carga lateral P_1 y un momento M , inicialmente se evalúa el módulo de reacción de la sub rasante horizontal n_h . Con el módulo de elasticidad del pilote y el momento de inercia de la sección del pilote (I_p) se determina la longitud característica del suelo pilote(T)

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (303)$$

Para obtener los valores de A_v , A_x , B_x , A_0 , B_0 , A_m , B_m , A_v , B_v , A_p , and B_p se ingresa a la tabla 68. Donde:

$$Z = \frac{z}{T}, \quad \text{Siendo } z \text{ la profundidad del pilote} \quad (304)$$

Los valores antes descritos se consideran para pilotes con cabeza libre, sin restricciones contra rotación en el tope de la pila. La restricción a este método se presenta porque emplea una sola capa de suelo, por lo cual se tienen en cuenta parámetros de suelo ponderados.

$$p_z(z) = (A_v P_1) + \left[B_p \left(\frac{M}{T^2} \right) \right] \quad (305)$$

Tabla 68. Valores de A y B para pilotes cargados lateralmente.

Z	A _x	A _θ	A _m	A _v	A _{p'}	B _x	B _θ	B _m	B _v	B _{p'}
0.0	2.435	-1.623	0.000	1.000	0.000	1.623	-1.750	1.000	0.000	0.000
0.1	2.273	-1.618	0.100	0.989	-0.227	1.453	-1.650	1.000	-0.007	-0.145
0.2	2.112	-1.603	0.198	0.956	-0.422	1.293	-1.550	0.999	-0.028	-0.259
0.3	1.952	-1.578	0.291	0.906	-0.586	1.143	-1.450	0.994	-0.058	-0.343
0.4	1.796	-1.545	0.379	0.840	-0.718	1.003	-1.351	0.987	-0.095	-0.401
0.5	1.644	-1.503	0.459	0.764	-0.822	0.873	-1.253	0.976	-0.137	-0.436
0.6	1.496	-1.454	0.532	0.677	-0.897	0.752	-1.156	0.960	-0.181	-0.451
0.7	1.353	-1.397	0.595	0.585	-0.947	0.642	-1.061	0.939	-0.226	-0.449
0.8	1.216	-1.335	0.649	0.489	-0.973	0.540	-0.968	0.914	-0.270	-0.432
0.9	1.086	-1.268	0.693	0.392	-0.977	0.448	-0.878	0.885	-0.312	-0.403
1.0	0.962	-1.197	0.727	0.295	-0.962	0.364	-0.792	0.852	-0.350	-0.364
1.2	0.738	-1.047	0.767	0.109	-0.885	0.223	-0.629	0.775	-0.414	-0.268
1.4	0.544	-0.893	0.772	-0.056	-0.761	0.112	-0.482	0.688	-0.456	-0.157
1.6	0.381	-0.741	.746	-0.193	-0.609	0.029	-0.354	0.594	-0.477	-0.047
1.8	0.247	-0.596	0.696	-0.298	-0.445	-0.030	-0.245	0.498	-0.476	0.054
2.0	0.142	-0.464	0.628	-0.371	-0.283	-0.070	-0.155	0.404	-0.456	0.140
3.0	-0.075	-0.040	0.225	-0.349	0.226	-0.089	0.057	0.059	-0.213	0.268
4.0	-0.050	0.052	0.000	-0.106	0.201	-0.028	0.049	-0.042	0.017	0.112
5.0	-0.009	0.025	-0.033	0.015	0.046	0.000	-0.011	-0.026	0.029	-0.002

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 136).

El momento del pilote a cualquier profundidad se expresa como:

$$M_z(z) = (A_m P_1 T) + (B_m M) \quad (306)$$

Ángulo de inclinación del pilote a cualquier profundidad:

$$\theta_z(z) = \left[A_\theta \frac{P_1 T^2}{E_p I_p} \right] + \left[B_\theta \frac{MT}{E_p I_p} \right] \quad (307)$$

Con lo anterior se puede determinar la deflexión a cualquier profundidad.

$$x_{z(z)} = \left[A_x * \left(\frac{P_1 * T^3}{E_p * I_p} \right) \right] + \left[B_x * \left(\frac{M * T^2}{E_p * I_p} \right) \right] \quad (308)$$

Para hallar los valores de los coeficientes $A_x, A_\theta, B_\theta, A_m, B_m, A_v, B_m, A_v, A_p, B_p$, se considera z/T , donde z es la profundidad evaluada en el subsuelo.

5.5.5. Pilotes ante cargas de tracción

Se aplica la misma formulación de las pilas sometidas a tracción (Das, 1982):

Tabla 69. Evaluación del parámetro α' , correspondiente al coeficiente de resistencia al corte en la interfaz suelo – pilote para pilotes en concreto

Cu	α	Cu	α	Cu	α	Cu	α
kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²		kN/m ²	
5	0,031	55	0,341	105	0,651	155	0,961
10	0,062	60	0,372	110	0,682	160	0,992
15	0,093	65	0,400	115	0,400	165	0,400
20	0,124	70	0,400	120	0,400	170	0,400
25	0,155	75	0,400	125	0,400	175	0,400
30	0,186	80	0,400	130	0,400	180	0,400
35	0,217	85	0,400	135	0,400	185	0,400
40	0,248	90	0,400	140	0,400	190	0,400
45	0,279	95	0,400	145	0,400	195	0,400
50	0,31	100	0,400	150	0,400	200	0,400

Fuente: Das y Seely 1992 calculado a partir de fórmula 9.71 y 9.72.

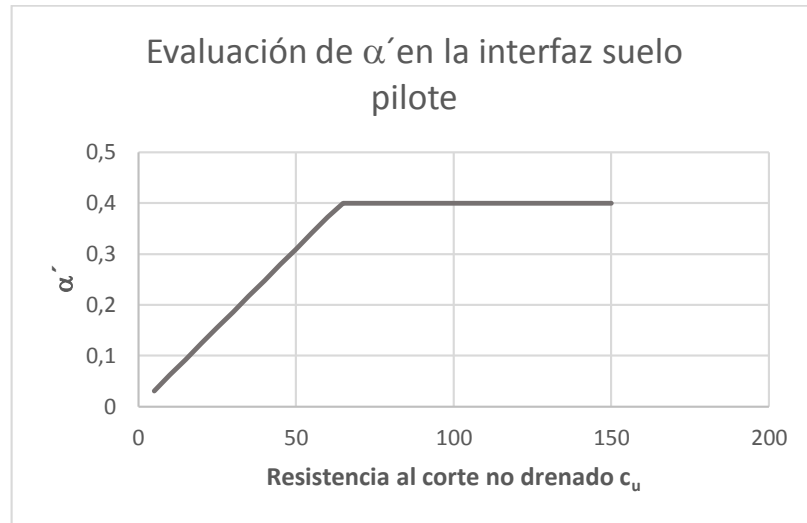


Figura 61. Relación α' & c_u , para pilotes fundidos en concreto In Situ.
Fuente: Autor.

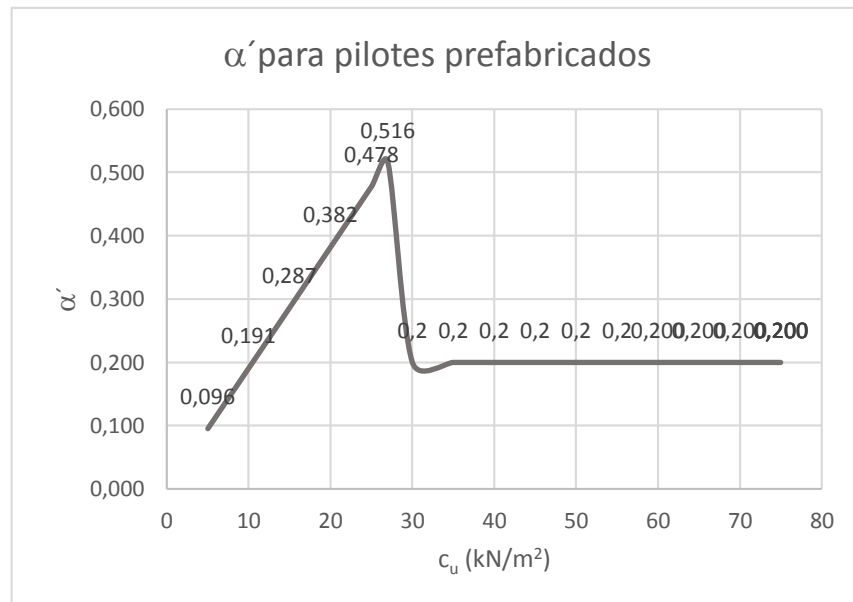


Figura 62. Relación α' & c_u , para pilotes prefabricados metálicos.
Fuente: Autor

Se inicia con el cálculo de la capacidad neta por levantamiento (T_{un}), para ello, se debe conocer la resistencia al corte no drenado (c_u =cohesión, $\phi = 0$), con

L = Longitud del pilote

B= Diámetro o ancho pilote

By= Dimensión profundidad pilote

γ_{con} = Peso unitario del concreto

Para pilote circular

$$W = 0.25\pi L\gamma_{con}B^2 \quad (309)$$

Para pilote rectangular

$$W = \gamma_{con}B(B_x)L \quad (310)$$

$$T_{un} = Lp\alpha' c_u \quad (311)$$

Luego se calcula la capacidad total por levantamiento

$$T_{ug} = T_{un} + W \quad (312)$$

Para pilotes y pilas se aplica un FS de 1.5 para determinar el arrancamiento (Levantamiento) neto admisible

$$T_{ug adm} = \frac{T_{ug}}{1.5} \quad (313)$$

Para pilotes en materiales drenados la fricción lateral se determina, considerando, la longitud

deducido de la figura 61.

$$K_u = 0,004\phi^2 - 0,199\phi + 2,9978 \quad (314)$$

γ_d = peso específico seco *in situ*

$\gamma_{d \text{ min}}$ = Peso específico seco en el estado más suelto, con relación de vacíos máxima.

$\gamma_{d \text{ máx.}}$ = Peso específico seco en el estado más denso, con relación de vacíos máxima.

Cr = Se define como compacidad relativa en suelos drenados.

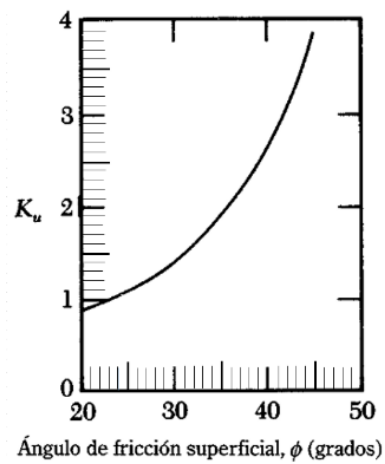


Figura 63. Valores de K_u a partir del ángulo de fricción interno ϕ' drenado
Fuente: (Braja M. D., 1999).

Tabla 70. Evaluación del parámetro α' , correspondiente al coeficiente de resistencia al corte en la interfaz suelo – pilote para pilotes en concreto

ϕ	Ku	ϕ	Ku
20	0,8	33	1,7
21	0,9	34	1,8
22	0,95	35	1,9
23	1	36	2,01
24	1,05	37	2,2
25	1,1	38	2,3
26	1,15	39	2,5
27	1,2	40	2,65
28	1,25	41	2,9
29	1,33	42	3,15
30	1,4	43	3,4
31	1,5	44	3,7
32	1,625	45	3,9

Fuente: Autor.

$$C_r(\%) = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d_{min}}}{\gamma_{d_{max}} - \gamma_{d_{min}}} \right] \left(\frac{\gamma_{d_{max}}}{\gamma_d} \right) 100 \quad (315)$$

Esta densidad relativa puede ser calculada a partir del número de penetración estándar de campo (N_{60}), (Meyerhof, 1957):

$$D_r = \left[\frac{N_{60}}{17 + \left[24 \left(\frac{\sigma'_0}{p_a} \right) \right]} \right]^{0.5} \quad (316)$$

Con la compacidad relativa se halla el cociente de $(L/D)_{cr}$. A partir de esta gráfica se construye la tabla 71. Con los valores tabulados de D_r y $(L/D)_{cr}$.

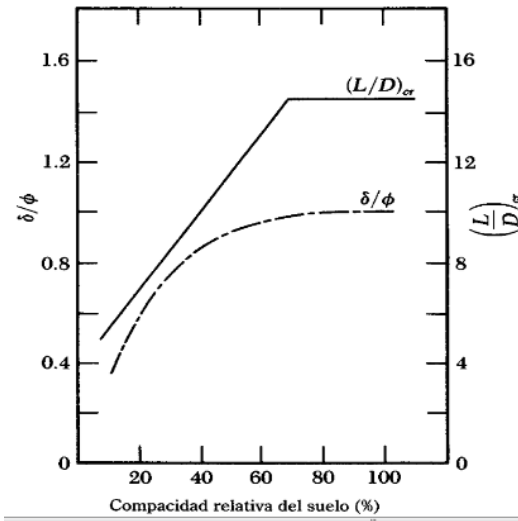


Figura 64. Variación de δ/ϕ y $(L/D)_{cr}$ con la compactación relativa de la arena

Fuente: (Braja M. D., 1999, pág. 621).

Tabla 71. Evaluación del parámetro $(D/L)_{cr}$, determinado a partir de la densidad relativa.

D_r (%)	$(D/L)_{cr}$	D_r (%)	$(D/L)_{cr}$
7	5	28	8,2
10	5,4	30	8,2
12	5,8	35	9
14	6,2	40	10
16	6,5	50	11,5
18	6,8	60	13
20	7	69	14,5
22	7,2	70	14,5
24	7,6	80	14,5
26	7,9	100	14,5

Fuente: Autor.

Esta relación para valores de densidad relativa menores a 69%, puede ser empleada la ecuación siguiente, resultante de la figura 64.

$$\left(\frac{L}{D}\right)_{cr} = 0.151 D_r(\%) + 3.944 \quad (317)$$

Para densidades relativas mayores a 69% esta relación tendrá un valor de 14.5.

$$\left(\frac{L}{D}\right)_{cr} = 14.5 \quad (318)$$

Con estos valores se determina la longitud crítica L_{cr}

$$L_{cr} = B * L \quad (319)$$

Para valores de $L \leq L_{cr}$

$$T_{un} = p \sum_{n=0}^{n=L} [\sigma'_0 K_u \tan \delta \Delta_z] \quad (320)$$

Para calcular δ , se emplea la figura 64, o en su defecto de la tabla 71 o la ecuación siguiente:

$$\delta = \phi [(-0.000(D_r)^2) + (0.0211D_r) + 0.2] \quad (321)$$

Los valores del ángulo de fricción entre el suelo y el pilote oscilan entre $\frac{\phi}{3} \leq \delta \leq \frac{3\phi}{2}$

Para longitudes de pilotes mayores a la longitud crítica $L > L_{cr}$

$$T_{un} = p \left[\left[\sum_{n=0}^{n=L_{cr}} \sigma'_0 * K_u * \Delta_z * \tan \delta \right] + \left[\sum_{n=L_{cr}}^{n=L} \sigma'_{0_{z_{\max L_{cr}}}} * K_u * \Delta_z * \tan \delta \right] \right] \quad (322)$$

Para suelos sin presencia de nivel freático a profundidad de proyección del pilote:

$$T_{un} = [0.5 * p * \gamma * L_{cr}^2 K_u \tan \delta *] + [p * \gamma * L_{cr} * K_u * (L - L_{cr}) \tan \delta] \quad (323)$$

Finalmente, para determinar la carga a levantamiento (arrancamiento) del pilote se emplea:

$$T_{ug} = T_{un} + W \quad (324)$$

Donde W es el peso del pilote.

Finalmente, comparamos la capacidad admisible del pilote ($T_{u adm}$) contra la carga de arrancamiento y este valor debe ser superior a 1.0

$$\frac{T_{u(adm)}}{T_{aranc}} > 1 \rightarrow \text{cumple} \quad (325)$$

- **Ejemplo 5**

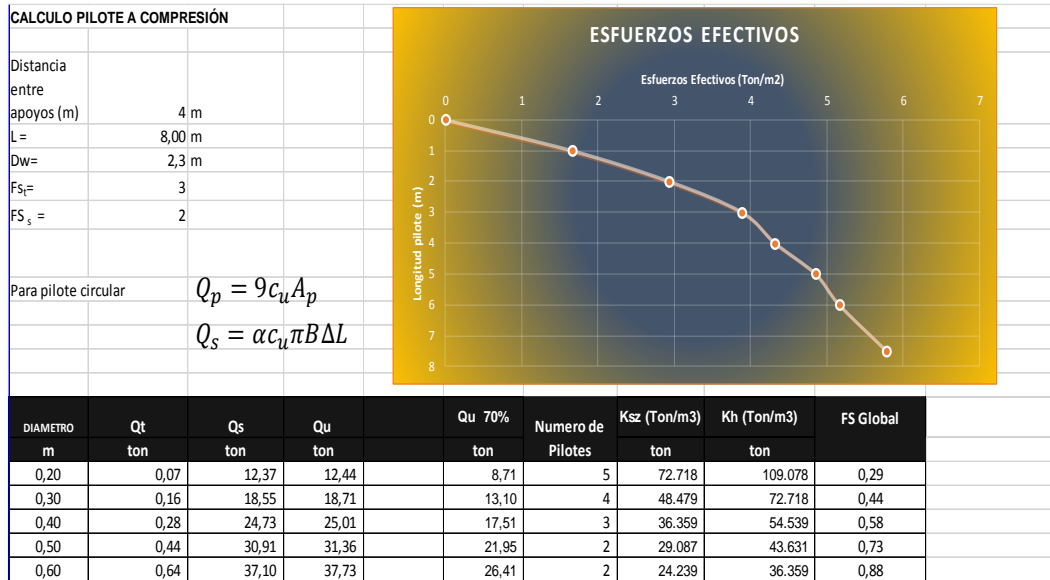
Con base en los parámetros de suelo, nivel de desplante del ejemplo 1, para una carga de arrancamiento de 13.62 ton y longitud de 8.00 metros con diámetros hasta 0.60 metros, calcular:

- a. Resistencia a cargas verticales, para diámetros desde 1.00 metros hasta 2.40 metros.
- b. Deformaciones
- c. Análisis de arrancamiento mediante el método de tradicional.
- d. Análisis de arrancamiento mediante el método de pila recta.
- e. Análisis de arrancamiento mediante el método de cono truncado.

- **Solución:**

- a. Análisis de resistencia a cargas verticales

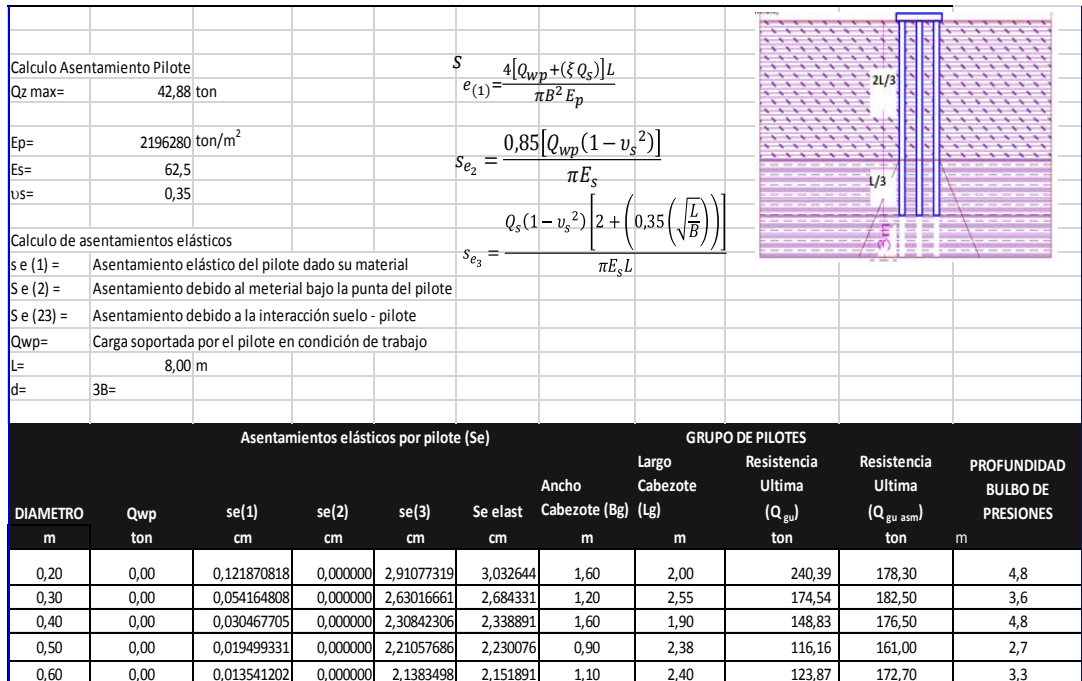
Tabla 72. Análisis de resistencia a cargas verticales (ejemplo 5)



Fuente: Autor.

b. Cálculo deformaciones.

Tabla 73. Cálculo deformaciones (ejemplo 5)



Fuente: Autor.

c. Análisis de arrancamiento mediante el método de tradicional.

Tabla 74. Análisis de arrancamiento mediante el método de tradicional (ejemplo 5)

$T_{un} = \sum Lp\alpha'c_u$		$T_{ug} = T_{un} + W_{g \text{ pilot}}$					
T_{un}	= Capacidad neta por levantamiento						
T_{ug}	= Capacidad total por levantamiento						
α'	= coeficiente de resistencia al corte en la interfaz suelo -pila						
c_u	= resistencia al corte no drenada						
FS=	1,5			EFICIENCIA=	80%		
PILOTES DE L= 6.00 metros							
B	d	W_{pilot}	(W_{cab})	W_{g pilotes}	T_{un}	T_{ug 80%}	T_{ug adm}
m	m	m ³	ton	ton	ton	ton	ton
0,20	0,6	0,26	3,84	7,36	8,52	15,77	10,51
0,30	0,9	0,57	3,672	9,33	13,29	21,03	14,02
0,40	1,2	1,01	3,648	10,69	15,91	24,19	16,13
0,50	1,5	1,58	2,565	10,42	16,95	23,95	15,96
0,60	1,8	2,27	3,168	12,22	20,05	28,35	18,90
Los elementos que contribuyen a contrarrestar el arrancamiento son la fricción del grupo de pilotes y el peso de los pilotes con el cabezal							

Fuente: Autor.

d. Análisis de arrancamiento mediante el método de pila pre excavada.

Tabla 75. Análisis de arrancamiento mediante el método de pila pre excavada (ejemplo 5)

METODO TRADICIONAL DEL CILINDRO DE CORTE ADAPTADO A GRUPO DE PILOTES							
$\alpha = 0,21 + \left(0,26 \frac{P_a}{c_u}\right)$		$Q_u = Q_{su} + W$					
$Q_{su} = \pi * B \sum_{i=1}^n [c_u * \Delta L] = B_g * L_g \sum_{i=1}^n [c_u * \Delta L]$							
B	Q arranc	Wg pilotes		Qsw	Qu	Tu adm 80%	CUMPLE
m	m	ton	ton	ton	ton	ton	
0,20	13,62	0,60	8,44	44,48	52,9	28,2	SI
0,30	13,62	1,36	13,57	42,53	56,1	29,9	SI
0,40	13,62	2,41	16,89	42,26	59,1	31,5	SI
0,50	13,62	3,77	18,85	29,71	48,6	25,9	SI
0,60	13,62	5,43	21,71	36,70	58,4	31,2	SI

Fuente: Autor.

e. Análisis de arrancamiento mediante el método de cono truncado.

Tabla 76. Análisis de arrancamiento mediante el método de cono truncado (ejemplo 5)

MODELO CONO TRUNCADO							
$\bar{Q}_{sw} = \pi \bar{\gamma}_s * D * \left[(0.5 * B^2) + (0.5B * D * \tan \theta) + \left(\frac{D^2 (\tan \theta)^2}{3} \right) \right]$							
Dw=	2,00	$\bar{W} = 0.25 * \pi * B^2 \left[(\gamma_{con} * D) + (\bar{\gamma}_{conc} * (D - D_w)) \right]$					
$\phi =$	18 °						
	$\phi/3$ °						
$\delta =$	6 °						
	0,1047198 R						
B	Q arranc	W _{pilite}		Qsw	Tu	Tu adm	CUMPLE
m	m	ton	ton	ton	ton	ton	
0,20	13,62	0,60	8,44	0,29	8,74	5,83	REVALUAR
0,30	13,62	1,36	13,57	1,45	15,02	10,01	REVALUAR
0,40	13,62	2,41	16,89	4,57	21,46	14,31	SI
0,50	13,62	3,77	18,85	11,17	30,02	20,01	SI
0,60	13,62	5,43	21,71	23,11	44,82	29,88	SI

Fuente: Autor.

5.6. Anclajes

Para el diseño de anclajes, deben conocerse las características del suelo y/o roca. En rocas debe conocerse la meteorización al igual que las foliaciones que la misma presente. Se deben realizar pruebas de extracción de anclajes a fin de evaluar las consideraciones de diseño. Cuando se diseñan anclajes, estos están considerados para sostener contra levantamiento la estructura de cimentación de la torre.

Se consideran para ello cinco interfaces críticas: (1) Masa de roca, (2) Adhesión entre la lechada y la roca, (3) Unión entre la lechada y el acero y (4) Tendón de acero o conexiones.

Dadas las variadas consideraciones a evaluar en masas de roca, una muy utilizada es determinar la capacidad de resistencia de un anclaje. Esta consiste en asumir que la masa de roca es igual al peso del suelo de la roca, contenida dentro del volumen específico de un cono que tiene el vértice en el extremo del anclaje hasta la parte

superior de la masa de roca. Adicionado a esto la resistencia al corte de la roca en longitud al considerarlo plano de falla.

5.6.1. Tipos de anclajes

5.6.1.1. Anclajes con lechada

Inicialmente, se debe evaluar la resistencia promedio por unidad de área de la superficie de contacto. La resistencia final entre la roca y la lechada es la función de los esfuerzos de corte relativos de la lechada o la roca, el que menor valor presente:

$$S_r = 2 a 3 \sqrt{\sigma'_c}, \sigma'_c \quad (326)$$

donde es la resistencia a la compresión simple

Para determinar la resistencia de tensión del anclaje T_u , debe calcularse:

$$T_u = \pi B_s L_s S_r \quad (327)$$

Donde:

L_s Longitud del anclaje

B_s = Diametro del anclaje

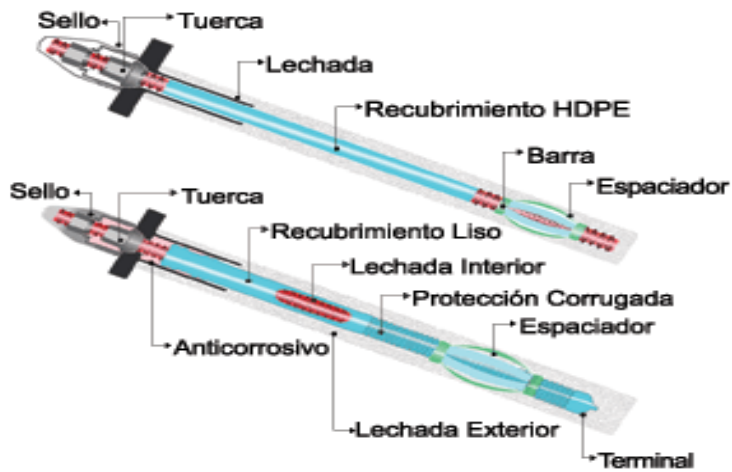


Figura 65. Anclajes con lechada.
Fuente: (Logismarket, 2017).

Tabla 77. Resistencia de algunos tipos de roca.

Tipo de Roca	# ensayo	Resistencia a la compresión inconfiada MPa (Psi)	Resistencia del eje movilizado s_r MPa /(psi)
Lodolita	50	0.35 a 110 (50 a 16000)	0.12 a 3 + (17 a 400 +)
Arenisca	8	(7 a 24 +) (1000 a 3500 +)	0.52 a 6.5 (75 a 950)
Roca caliza	17	1 a 7 +(150 a 1000 +)	0.12 a 2.8 + (17 a 418)
Ígneas	4	0.35 a 10.5 + (50 a 1500)	0.12 a 6.3 (18 a 920)
Metamórficas	8		0.47 a 2.3 + (68 a 273)
Nota Fallas de adherencia / adherencia de roca (resistencia del eje) [B78]			

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 146).

5.6.1.2. Tendones de acero

Los alambres, hilos, cables y barras de acero de refuerzo normal o de alta resistencia son los más utilizados para los tendones. A menudo, la elección del tipo de tendón está determinada por el método de instalación o la conveniencia de la construcción.

5.6.1.3. Unión de lechada con el acero

Las resistencias de unión de la boquilla de acero dependen del tipo de tendón de acero utilizado. Se discuten los siguientes sistemas de tendones de acero:

- Barra de acero deformada.
- Cable de alambre trenzado
- Barra de acero lisa.

La Tabla 78 y 79 enumeran las propiedades y dimensiones típicas de los alambres de acero, cables o hilos, y barras comúnmente utilizadas para los tendones de acero.

5.6.1.4. Barra de acero corrugada

Para barras deformadas se deben seguir los lineamientos en cuanto a longitudes de desarrollo de la ACI 318.

Tabla 78. Propiedades y dimensiones típicas de alambres de acero, cables y barras.

Tipo de Tendón	Diámetro (in)	Tamaño de la barra	Resistencia a la tracción f_u (ksi)	Límite elástico f_y (% f_u)	Carga máxima (kips)	Carga de trabajo (kips)
Cable ASTM A421	0.36		240	85 ^a	11.8	10.0
Cables o hilos ASTM A416 [B6]	0.25		250	85 ^a	9.0	7.7
	0.50		270	85 ^a	41.3	35.1
	0.60		270	85 ^a	58.6	49.8

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 147).

Para:

d_b Diámetro de la varilla

l_d Longitud de la barra embebida en el concreto

d_T Fuerza neta de extracción

u Esfuerzo promedio de adherencia

f_s Esfuerzo de adherencia

Con ello se procede a calcular d_T

$$d_T = \pi u d_b l_d \quad (328)$$

$$u = \frac{d_b f_s}{4l_d} \quad (329)$$

$$l_d = \frac{f_s d_b}{4u} \quad (330)$$

Tabla 79. Propiedades y dimensiones típicas de alambres de acero, cables y barras.

Tipo de tendón	Diámetro (in)	Resistencia a la tensión fu (ksi)	Límite elástico fy (% fu)	Carga última (kips)	Carga de trabajo (kips)
ASTM A322 [B9]	0.50	160	85	34.1	29.0
	0.625	230	85	70.6	60.0
	1.00	150	85	122.8	108.6
	1.00	160	85	136.3	115.9
	1.25	150	85	187.5	159.4
	1.25	160	85	200.0	170.0
	1.375	150	85	234.0	198.9
	1.25	132	85	165.0	140.2

Nota: 1 in = 24.5 mm¹; ksi = 6.898 N/mm²

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 149).

Aspectos para tener en las longitudes de desarrollo (l_d) de la ACI 318, contemplados en la tabla 4-1 de LA ACI 318 .

5.6.1.5. Cables trenzados

Estos cables deben cumplir con las longitudes especificados en la ACI 318. Estos cables pueden ser susceptibles de enroscados al final del cable.

5.6.1.6. Barras de acero liso

A este tipo de barras se les implementa un dispositivo (tuerca y arandela) que permite desarrollar el anclaje sin causar daños en la lechada.

5.6.1.7. Tendones no unidos y unidos

Pasan la carga a una placa o punto en el extremo del anclaje, transfiriéndose la carga a la lechada, lo que permite la unión entre la placa y la base del anclaje y no en el tendón y la zona del mortero. Cuando los tendones están unidos, la

transferencia de la carga se logra en la unión de lechada y el acero que actúa en la superficie del tendón. Los mecanismos de transferencia de carga están condicionados al tipo de anclaje y suelo. En la tabla 80 se resumen estos.

Tabla 80. Propiedades y dimensiones típicas de alambres de acero, cables y barras.

TIPO DE TENDON	Diámetro (in)	Denominación	Esfuerzo de tensión fu (ksi)	Límite elástico fy (% fu)	Carga última (kips)	Carga de trabajo
Barras (deformadas o planas) ASTM A615 [B10] Grade 40	0.75	6	70	57	30.8	17.6
	0.875	7	70	57	42.0	24.0
	1.00	8	70	57	55.3	31.6
	1.128	9	70	57	70.0	40.0
	1.27	10	70	57	88.9	50.8
	1.41	11	70	57	109.2	62.4
ASTM A616 [B11] ^b	1.693	14	70	57	157.6	90.1
	2.257	18	70	57	280.1	160.0
ASTM A615 [B10] Grade 60	0.75	6	90	67	39.6	26.4
	0.875	7	90	67	54.0	36.0
	1.00	8	90	67	71.1	47.4
	1.128	9	90	67	90.0	60.0
	1.27	10	90	67	114.3	76.2
	1.41	11	90	67	140.4	93.6
	1.693	14	90	67	202.5	135.0
	2.257	18	90	67	360.0	240.0
	1.41	11	100	75	156.2	117.1
	1.693	14	100	75	225.1	168.8
	2.257	18	100	75	400.1	300.1

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 148).

Tabla 81. Longitudes de desarrollo l_d especificadas en el artículo 12.2.2 de la ACI 312.

	Barras o alambres conformados No. 6 y menores	Barras No. 7 y mayores
<p>La separación libre entre las barras o alambres que se anclan o empalman es mayor o igual que d_b, el recubrimiento libre es mayor o igual que d_b y la cantidad de estribos o estribos cerrados a lo largo de ℓ_c es mayor que el mínimo indicado en el Código</p> <p>o bien</p> <p>La separación libre entre las barras o alambres que se anclan o empalman es mayor o igual que $2d_b$ y el recubrimiento libre es mayor o igual que d_b</p>	<p>(Ec. A)</p> $\left(\frac{f_y \alpha \beta \lambda}{25 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	<p>(Ec. B)</p> $\left(\frac{f_y \alpha \beta \lambda}{20 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
Otros casos	<p>(Ec. C)</p> $\left(\frac{3 f_y \alpha \beta \lambda}{50 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	<p>(Ec. D)</p> $\left(\frac{3 f_y \alpha \beta \lambda}{40 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 149).

5.6.2. Diseño de anclajes

En estos anclajes, las cargas son transmitidas desde las torres de transmisión hasta el suelo mediante la resistencia a fricción en la interfaz suelo–lechada-estructura y cimientos donde el anclaje presenta diámetros mayores que el diámetro inicial de la perforación. En la tabla 82 se resumen aplicaciones de tipo de anclajes con lechadas aplicables a diferentes tipos de suelo.

Los anclajes de suelo con diámetros superiores a 40.6 cm (16 pulgadas) pueden ser usados comúnmente en suelos cohesivos rígidos a muy duros. Para su instalación pueden ser usados sin fines en suelos de menor dureza. Los anclajes pueden ser de campana múltiple, de campana y rectos. La resistencia al levantamiento puede ser determinada mediante las fórmulas del método de cono truncado y el método tradicional de cilindro de corte contenidos en capítulos anteriores.

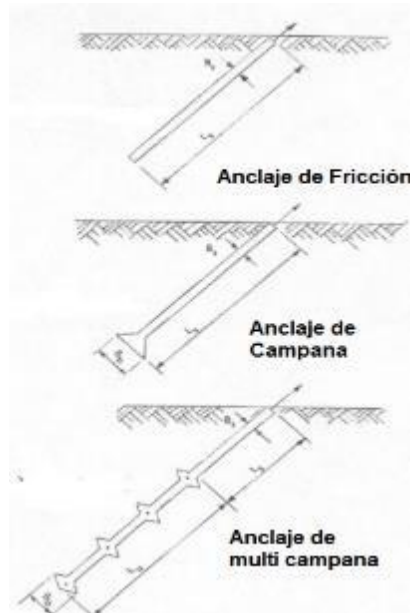


Figura 66. Anclaje típico de gran diámetro en lechada.
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 151).

Ante la presencia de suelos cohesivos medianamente rígidos, se puede incrementar el número de campanas para aumentar la resistencia al levamiento del cimiento (T_u). Para ello se debe contar con el diámetro del eje del anclaje (B_s), diámetro de la campana del anclaje (D_b), distancia desde la parte superior del anclaje a la primera campana (L_s), distancia desde la primera campana al extremo del anclaje (L_u), peso efectivo del anclaje (W'_f), factor de reducción de la resistencia al cortante ($0.75 \leq \omega \leq 1.0$), factor de reducción de la fuerza para la adhesión (α), longitud incremental del ancla (ΔL), resistencia al corte no drenado (S_u) y factor de carga por cohesión ($N_c=9$).

Tabla 82. Resumen de los tipos de anclaje con lechadas y los suelos a los cuales pueden ser aplicados

Método	Diámetro in cm (in)					
	Tipo de perforación	Tipo de campana	Concreto gravitacional	Presión de la lechada kN/m ² (psi)	Suelos adecuados para el anclaje	Mecanismo de transferencia de carga
Baja presión						
Fricción del eje recto (sin fin de	30 to 60 (12 to 24)	No aplica	Aplicable	NA	Se aplica en suelos muy rígidos como arcillas duras y	Fricción
Fricción de la perforación (sin fin de	15 to 45 (6 to 18)	NA	NA	200 to 1035 (30 to 150)	Muy rígido a arcillas duras. Arenas densas. Suelta a las	Fricción
Campana libre en la parte inferior	30 to 45 (12 to 18)	75 to 105 (30 to 42)	A	NA	Suelos muy cohesivos muy rígidos a duros. Arenas densas. Resaca	Mecanismos de fricción y fundaciones
Multi campana de bajo flujo	10 to 20 (4 to 8)	20 to 60 (8 to 24)	A	NA	Suelos muy cohesivos muy rígidos a duros. Arenas densas. Resaca	Fricción y soporte
Altas presión y diámetro pequeño.						
No inyectable c	7.5 to 20 (3 to 8)	NA	NA	1035 (150)	Arcillas duras. Playa. Formaciones de arena y grava. Depósitos de suelos	Fricción o fricción y esfuerzos admisibles en suelos
Inyectable d	7.5 to 20 (3 to 8)	A	NA	1380 to 3450 (200 to 500)	Los mismos suelos que para los anclajes no regulables más: arcilla dura a muy dura.	Fricción esfuerzos admisibles
NOTA Las presiones de lechada son típicas.						
^a NA no aplicable ^b A Aplicable ^c Fricción de la zona compactada que ha asegurado por los esfuerzos, se presenta por la penetración masiva de la lechada en arena / grava altamente permeable forma el anclaje del bulbo. ^d La penetración local de la lechada formará bulbos que actúan en el rodamiento o aumentan el diámetro efectivo.						

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 153).

$$T_u = [\pi B_s (\sum_0^{L_s} \alpha c_u (\Delta L))] + W'_f + \left[\pi \omega C_u \left[\left(\frac{1}{4} N_c (B_b^2 - B_s^2) \right) \right] + (B_b L_u) \right] \quad (331)$$

Donde:

B_s Diámetro del eje del anclaje

B_b Diámetro de la campana del anclaje

L_s Distancia desde la parte superior del anclaje a la primera campana

L_u Distancia desde la primera campana al extremo del anclaje

W'_f Peso efectivo del anclaje

ω Factor de reducción de la Resistencia debido a perturbaciones ($0.75 \leq \omega \leq 1.0$)

α Factor de reducción dado por la cohesión

ΔL Incremento de la longitud del anclaje

c_u Cohesión

N_c Factor de capacidad de carga = 9.00

$$T_u = [\pi B_s (\sum_0^{L_s} \alpha C_u (\Delta L))] + W'_f + \left[\pi \omega C_u \left[\left(\frac{9}{4} (B_b^2 - B_s^2) \right) \right] + (B_b L_u) \right] \quad (332)$$

5.6.2.1. Diseño de anclajes de pequeño diámetro con lechada

Los anclajes de diámetros pequeños trabajan a alta presión (presiones mayores a $1035 \text{ kN/m}^2 = 150 \text{ PSI}$). Uno de los procedimientos que se utiliza es la penetración sin lechada en el suelo. Para determinar la resistencia al arrancamiento se parte del diámetro del anclaje (B_s), la longitud del anclaje (L_s), el ángulo de fricción efectivo entre el suelo y la lechada ($\bar{\phi}$) y la presión de la lechada (P_i).

$$T_u = P_i \pi B_s L_s \tan \bar{\phi} \quad (333)$$

También se puede calcular a partir de la fórmula simplificada que sigue para $8.70 \leq n_i \leq 1.11$:

$$T_u = L_s n_i \tan \phi \quad (334)$$

5.6.2.2. Diseño de anclajes con lechada

En suelos circundantes permeables que permiten la penetración de la lechada, la resistencia al levantamiento (T_u) de los anclajes del suelo en diámetro pequeño se evalúa con respecto a: diámetro de penetración (B_p), esfuerzo vertical efectivo promedio sobre toda la longitud del anclaje $\bar{\sigma}_v$ ($1 \leq Pa \leq 2$), L_s distancia desde la parte superior del anclaje a la primera campana, ángulo de fricción efectivo entre el suelo y la lechada (ϕ), coeficiente de capacidad de carga ($0.71 \leq N_b = 0.71$ a $0.77 N_q \leq 0.77$) y presión de contacto entre la interfaz del suelo de anclaje dividida por la tensión efectiva:

$$T_u = (P_a \bar{\sigma}_v \pi B_p L_s \tan \bar{\phi}) + \left[N_b \bar{\sigma}_{v@end} \frac{\pi}{4} (B_p^2 - B_d^2) \right] \quad (335)$$

Para determinar T_u se requiere la longitud de eje del anclaje (L_s)

$$T_u = L_s N_2 \tan \phi \quad (336)$$

A relación de la dificultad para obtener B_p y P_a .

T_u se puede hallar para:

$$0.9 \leq L_s \leq 3.7 \text{ metros,}$$

$$380 \leq N_2 \leq 580 \frac{kN}{m^2},$$

$$480 \leq \text{diametro de penetración} \leq 610 \text{ mm}$$

$$12.2 \leq \text{profundidad del anclaje} \leq 15.1,$$

Si la permeabilidad del suelo o roca es menor a 10 cm/s, no se produce la infiltración del cemento y se requerirá el cálculo de T_u como penetración sin lechada.

5.6.2.3. Diseño de anclajes helicoidales

Para líneas de transmisión se recomienda una profundidad de hélice superior a 5 veces el diámetro de la hélice, por ello el análisis se realiza con base en cimientos profundos.

- **Hélice única en suelos sin cohesión**

Para evaluar la resistencia al levantamiento del cimiento de la torre (T_u), se fundamenta en el peso unitario efectivo (γ), la profundidad de la hélice (D), el factor de carga por elevación (N_q), el área de la hélice (A), el perímetro del eje (P_s), coeficiente de presión lateral de la tierra (K_u) y el ángulo de fricción interna (ϕ):

$$T_u = [\gamma D N_q A] + \left[P_s D \gamma \frac{D}{2} K_u \tan \phi \right] \quad (337)$$

- **Múltiples hélices en suelos sin cohesión**

El eje y las hélices interactúan como una gran columna cilíndrica, ofreciendo una resistencia al levantamiento (Q_a). Para esto se cuenta con el diámetro promedio de las placas de hélice bajo la hélice superior (B_{ave}), la profundidad sobre la hélice superior (D_b):

$$Q_a = \pi B_{ave} C_u D_b \quad (338)$$

- ***Determinación de la capacidad de levantamiento y el par de instalación para helicoidales de un solo paso***

$$T_u = 2\gamma A_s D \left[\frac{\tau}{\gamma A_s D p} \right] \quad (339)$$

Para la determinación de la resistencia al levantamiento (T_u) debemos contar con el peso unitario del suelo (γ), el área de la superficie superior de la hélice (A_s), la profundidad de la placa de hélice (D), el momento o torque leído (τ) y la inclinación del tronillo de anclaje (p).

Bibliografía

- Alcaldía Mayor de Bogotá D.C. (16 de diciembre de 2010). *Decreto 523*. Recuperado el 5 de agosto de 2019, de [sgc.org.co](http://www.sgc.org.co): <http://www.sgc.org.co/wp-content/uploads/DECRETO-523-DE-2010-MICROZONIFICACION-BOGOTA.pdf>
- American Society of Civil Engineers. (2000). *IEEE Guide For Transmission Structure Foundation Design and Testing*. New York, USA: IEEE Guide For Transmission Structure Foundation Design and Testing.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (1997). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Recuperado el 3 de julio de 2019, de [idrd.gov.co](http://www.idrd.gov.co): <https://www.idrd.gov.co/sitio/idrd/sites/default/files/imagenes/2titulo-b-nsr-100.pdf>
- Braja, D. M. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Edición 7. En *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Edición 7* (págs. 334-335). Mexico, D.F.: Cengage Editores, S.A. de C.V.
- Braja, M. D. (1999). *Principles of foundation engineering*.
- Braja, M. D. (2011). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 7ta Edición* –. California: International Thompson Editores .
- Broch, E., & Franklin, J. (1972). The point-load strength test. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol. 9 No. 6, 669-676.
- Brook, N. (1993). *The measurement and estimation of basic rock strength. Comprehensive rock engineering*. Oxford: Pergamon Press.
- Celsa. (2012). *Aisladores*. Recuperado el 15 de septiembre de 2019, de [celsa.com.co](http://www.celsa.com.co): <http://www.celsa.com.co/index.php/es/proteccion-y-maniobra/aisladores>
- Celsa. (2016). Catalogo de aisladores Celsa. *Catalogo de aisladores Celsa*, 5-16.
- Centelsa. (s.f.). *Especificaciones técnicas para cables ACAR* . Recuperado el 4 de agosto de 2019, de [centelsa.com.co](http://www.centelsa.com.co): http://www.centelsa.com.co/cables_acar/cables-acar/

- Centelsa. (s.f.). *Especificaciones técnicas para cables ACSR/AW*. Recuperado el 4 de agosto de 2019, de Centelsa.com.co: <http://www.centelsa.com.co/archivos/7572c0a5.pdf>
- Cifuentes Zaldúa, D. L. (2011). *Modelación de vulnerabilidad física de estructuras de uno y dos pisos, asociada a deslizamientos*. Colombia: Universidad Nacional.
- Das, B. M. (2011). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. Mexico: CENGAGE Learning.
- Echarri, J. T., & Vaca, J. F. (marzo de 2014). *Estudios Geotécnicos*. Recuperado el junio de 2019, de estudiosgeotecnicos.info: <http://www.estudiosgeotecnicos.info/index.php/spt-modulo-de-deformacion-correlacion/65/>
- EIB. (2019). *Catálogo*. Recuperado el 5 de septiembre de 2019, de EIB: <http://www.eiblda.pt/media/docs/Cabelte%20C.pdf>
- Engineers, A. S. (26 de Diciembre de 2001). *IEEE Guide For Transmission Structure Foundation Design and Testing*. Obtenido de IEEE Xplore Digital Library: <https://ieeexplore.ieee.org/document/979362>
- General Cable Company. (12 de junio de 2018). *Catálogo*. Recuperado el abril de 2019, de General Cable Company: <https://es.generalcable.com/na/us-can/products-solutions/energy/distribution-conductor-and-cable/overhead-conductor>
- General Cable Company. (s.f.). *Especificaciones técnicas para cables conductores Aleación 6201 (AAAC-6201)*. Recuperado el 2 de septiembre de 2019, de generalcable.com: [https://www.generalcable.com/getattachment/LATAM/CA/Products-Solutions/Power-And-Distribution-Energy/AF-Ficha-Tecnica-Cables-AAAC-\(1\).pdf](https://www.generalcable.com/getattachment/LATAM/CA/Products-Solutions/Power-And-Distribution-Energy/AF-Ficha-Tecnica-Cables-AAAC-(1).pdf)
- Grupo EPM. (9 de abril de 2018). *Especificaciones técnicas para cables AAC*. Recuperado el 25 de agosto de 2019, de epm.com.co: <https://www.epm.com.co/site/Portals/3/documentos/Energia/EspecificacionesTecnicas/Conductores/Aluminio/ET-TD-ME01-08%20CABLES%20AAC%20DESNUDOS.pdf?ver=2018-05-21-111552-763>
- Grupo EPM. (2018). *Especificaciones técnicas para cables ACSR*. Recuperado el 12 de septiembre de 2019, de epm.con.co: <https://www.epm.com.co/site/Portals/3/documentos/Energia/EspecificacionesTecnicas/Conductores/Aluminio/ET-TD-ME01-04%20CABLES%20ACSR-AW.pdf>

- Grupo TEI Mexico . (12 de Abril de 2018). *Grupo TEI Mexico: Aisladores de Porcelana Sintetico*.
Obtenido de Aisladores de Porcelana Sintetico:
https://grupoteimexico.com.mx/aisladores_de_porcelana_y_sinteticos.php
- Hansen, B. (1970). Excess demand, unemployment, vacancies and wages. *Quarterly Journal of Economics* 84, 1-23.
- Hansen, J. B. (1961). *The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces*.
Copenhagen: Danish Geotechnical Institute.
- Hansen, J. B. (1961). *The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces*.
Copenhagen: Danish Geotechnical Institute.
- Hoeke, B. E. (1985). *Excavaciones Subterráneas en Roca*. Mc. Graw-Hill Book.
- Instituto Nacional de Vías -INVIAS-. (2019). *Documentos Técnicos*. Recuperado el agosto de 2019, de [invias.gov.co](https://www.invias.gov.co): <https://www.invias.gov.co/index.php/informacion-institucional/139-documento-tecnicos>
- Instituto Nacional de Vías. (2007). *Norma INV E-170-07*. Recuperado el 8 de julio de 2019, de ani.gov.co: ftp.ani.gov.co › Auxiliar › normas Invias › Normas › Invias › Ensayos
- Kulhawy, F. H. (1978). Geomechanical Model for Settlement of Long Dams on Discontinuous Rock Masses. *International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering*.
- Kulhawy, F. H., Trautmann, C. H., Beech, J. F., O'Rourke, T. D., McGuire, W., Wood, W. A., y otros. (1983). *Transmission line structure foundations for uplift-compression loading*. Palo Alto: Report EL-2870, EPRI.
- Leal, A. N. (2009). Determinación de Modelos Elastoplásticos Mohr - Coulomb y Hardening Soil en Suelos Arcillosos. *Revista de Ingenierías Universidad de Medellín* ., 75-91.
- Logismarket. (2017). *Productos*. Recuperado el julio de 2019, de Mecalux logismarket: <https://www.logismarket.cl/lancuyen/anclajes-inyectados/4936500202-p.html>
- Macedo, R. A. (2017). Catalogo de Aislantes de Vidrios en Suspensión. *Catalogo de Aislantes de Vidrios en Suspensión*, 14-16.

- Martínez, U. M., & Martínez, E. J. (junio de 2017). Herramienta de uso didáctico para el cálculo mecánico y eléctrico de líneas de transmisión y distribución. *Tesis de Grado en Ingeniería Eléctrica*. El Salvador: Universidad de El Salvador.
- Mesri, G. (1973). Coefficient of Secondary Compression. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. ASCE, Vol. 99, No. SM1*, 123-137.
- Meyerhof, G. G. (1957). The ultimate bearing capacity of foundations on slopes. *Proc., 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 1.* , 384-386.
- Ministerio de Minas y Energía. (2015). Reglamento técnico de instalaciones eléctricas (RETIE). Colombia.
- Molina, G. (2012). Dterminación de la correlación entre el coeficiente de compresión y propiedades índice de expansión urbana de Pereira. *Avances en Investigación e Ingeniería, Unilibre de Pereira*, 72-79.
- Nagaraj, T. S., Murthy, B. S., & Joshi, R. C. (1990). Analysis of compressibility of sensitive soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(1), 105-118.
- Ramírez, O. P., & Alejano, M. L. (2004). *Mecánica de rocas : fundamentos e ingeniería de taludes*. Madrid: Red DESIR.
- Southwire. (2019). *Catálogo*. Recuperado el 5 de septiembre de 2019, de Southwire : <https://www.southwire.com/ProductCatalog/XTEInterfaceServlet?contentKey=prodcatsheet24>
- Stas, C. V., & Kulhawy, F. H. (1984). *Critical evaluation of design methods for foundations under axial uplift and compression loading*. Palo Alto: Report EL-3771, EPRI.
- Transmission Branch, E. S. (2007). *Desing Manual For High Voltage Transmission Lines*. New York: Transmission Branch, Electric Staf Division.
- United States Departament of Agriculture. (august de 2009). *Design Manual For High Voltage Transmission Lines*. United States.