



Universidad de San Carlos de Guatemala  
Facultad de Ingeniería  
Escuela de Ingeniería Civil

**MUROS DE RETENCIÓN, UTILIZANDO SISTEMA PLACA POSTE TIPO  
TABLESTACA PARA ALTURAS NO MAYORES A DOS METROS**

**Nataly Veraliz Guzmán Estrada**

Asesorado por el Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Guatemala, octubre de 2018

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**MUROS DE RETENCIÓN, UTILIZANDO SISTEMA PLACA POSTE TIPO  
TABLESTACA PARA ALTURAS NO MAYORES A DOS METROS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

**NATALY VERALIZ GUZMÁN ESTRADA**

ASESORADO POR EL ING. MARIO RODOLFO CORZO ÁVILA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

**INGENIERA CIVIL**

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2018

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Oscar Humberto Galicia Nuñez
VOCAL V	Br. Carlos Enrique Gómez Donis
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Claudio César Castañón Contreras
EXAMINADOR	Ing. Marco Antonio García Díaz
EXAMINADOR	Ing. Juan Ramón Ordóñez Hernández
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

## HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

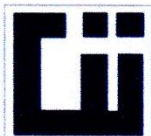
En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

### **MUROS DE RETENCIÓN, UTILIZANDO SISTEMA PLACA POSTE TIPO TABLESTACA PARA ALTURAS NO MAYORES A DOS METROS**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 06 de noviembre de 2017.



**Nataly Veraliz Guzmán Estrada**



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Guatemala, 30 de julio de 2018

Ingeniero  
José Gabriel Ordoñez Morales  
Jefe del Área de Materiales de Construcción  
Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos de Guatemala

Presente

Cumpliendo con lo resuelto con la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, se procedió a la asesoría y revisión del trabajo de graduación titulado: **MUROS DE RETENCIÓN, UTILIZANDO SISTEMA PLACA PÓSTE TIPO TABLESTACA PARA ALTURAS NO MAYORES A DOS METROS**, presentado por la estudiante Nataly Veraliz Guzmán Estrada, quien se identifica con carné 201213353.

Considero que el trabajo de graduación se ha desarrollado de manera satisfactoria, cumpliendo con los objetivos que motivaron la selección del tema, por lo tanto hago de su conocimiento la aprobación del mismo. Sin otro particular, atentamente.



Mario Rodolfo Corzo Avila  
Ingeniero Civil  
Colegiado 2089

**Mario Rodolfo Corzo A.**  
INGENIERO CIVIL  
Colegiado No. 2089



**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



Guatemala,  
27 de agosto de 2018

Ingeniero  
Hugo Leonel Montenegro Franco  
Director Escuela Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería  
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **MUROS DE RETENCIÓN, UTILIZANDO SISTEMA PLACA POSTE TIPO TABLESTACA PARA ALTURAS NO MAYORES A DOS METROS** desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Nataly Veraliz Guzmán Estrada quien contó con la asesoría del Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Civil José Gabriel Ordóñez Morales  
Coordinador del Área de Materiales y  
Construcciones Civiles



FACULTAD DE INGENIERIA  
AREA DE MATERIALES Y  
CONSTRUCCIONES CIVILES

**USAC**

/mrrm.



*Mas de 137 años de Trabajo y Mejora Continua*



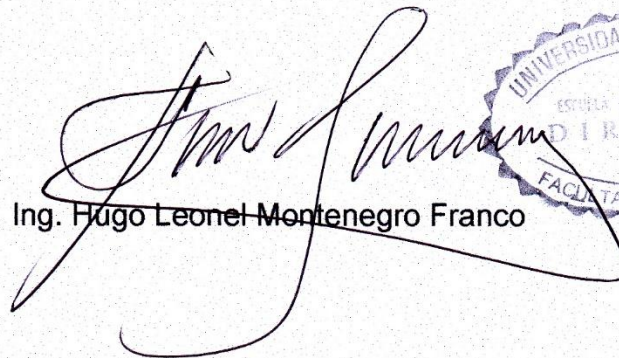
**USAC**  
TRICENTENARIA  
Universidad de San Carlos de Guatemala  
FACULTAD DE INGENIERÍA

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila y Coordinador del Departamento de Materiales y Construcciones Civiles Ing. José Gabriel Ordóñez Morales, al trabajo de graduación de la estudiante Nataly Veraliz Guzmán Estrada MUROS DE RETENCIÓN, UTILIZANDO SISTEMA PLACA POSTE TIPO TABLESTACA PARA ALTURAS NO MAYORES A DOS METROS da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, octubre 2018

/mrm.



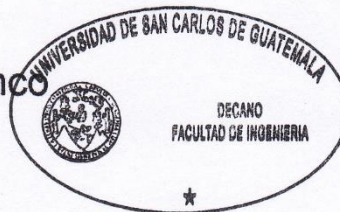
*Más de 138 años de Trabajo y Mejora Continua*



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil al trabajo de graduación titulado: **MUROS DE RETENCIÓN, UTILIZANDO SISTEMA PLACA POSTE TIPO TABLESTACA PARA ALTURAS NO MAYORES A DOS METROS**, presentado por el estudiante universitario: **Nataly Veraliz Guzmán Estrada**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

507/18  
Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco  
Decano



Guatemala, Octubre de 2018



## **ACTO QUE DEDICO A:**

### **La energía del TODO**

Porque he comprendido el significado de “Ser uno con la Creación” y a la vida misma por ser la experiencia para que en su tiempo alcance la iluminación, ser la fortaleza y energía en la búsqueda de inspiración, armonía y equilibrio espiritual, al estar presente en cada paso.

### **Mis padres**

Anibal Guzmán Álvarez y Veraliz Estrada Barrera por ser el padre y la madre, amigos y compañeros de la vida que amo y he necesitado, por el apoyo y amor incondicional que me brindan, la unidad y familia que hasta ahora nos caracteriza.

### **Mi hermano**

Anibal José Guzmán Estrada por compartir la vida, amistad, amor, compañerismo, anécdotas, por su apoyo y fortaleza incondicional.

### **Mis abuelos, tíos, primos y familia**

Hercilia Teresa Barrera Claveri y Julio César Estrada Álvarez (abuelos); por su amor incondicional, alegría, emoción, apoyo, y los cuidados que desde antes de mi nacimiento me han brindado de manera ilimitada.

**Amigos**

Por ser parte de mi vida, por su apoyo incondicional, las anécdotas, el presente, lo que aún falta por vivir, el cariño o el amor, porque el cruzar nuestros caminos ha sido enriquecedor y agradezco por su existencia; que en mi memoria están, en su momento nos reencontraremos.

**Personas pasajeras**

Por cumplir la misión prevista y haber formado parte del momento cuyo propósito haya sido cumplido.

**Los “obstáculos” en la vida**

Ya sean personas o circunstancias, me han dado la fortaleza y han sido parte de la inspiración para levantarme y continuar con el aprendizaje al superar los problemas, puliendo mi ser.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

<b>Universidad de San Carlos de Guatemala</b>	Por ser la base del conocimiento aprendido y la inspiración para el continuo estudio y formación en la vida y la aplicación de la ingeniería.
<b>Facultad de Ingeniería</b>	Por haber abierto sus puertas al ingenio, porque cada curso y experiencia es parte fundamental en la formación como profesional.
<b>Ingeniero Mario Corzo (SR)</b>	Por haber sido parte de mi crecimiento, por su apoyo, comprensión y dedicación, agradezco por el hecho de brindar conocimiento incondicional y ser pieza clave en la vida de muchos jóvenes. Por las valiosas anécdotas durante el tiempo ocurrido desde el primer día en el curso de Concreto II, hasta los agradecimientos en la tesis que ahora escribo y más. Siempre será una de las personas que ha inspirado el valor de la ingeniería y de la formación del ser. Gracias por todo.
<b>Sección de Estructuras CII y los Sabandijas</b>	Por los inolvidables recuerdos compartidos, su apoyo, alegría, experiencias en cada ensayo, cumpleaños, desayunos, entre otros). Por la existencia de cada uno y haber formado parte de la mía.

**Diana Rosío Morales  
García, Bertha Solís y  
Sedwin Aroldo Ramos  
Lemus**

Por su apreciable e inolvidable amistad, la calidad de seres humanos que he encontrado en ustedes, por su incondicional apoyo, las experiencias compartidas en los años universitarios y fuera de ellos, porque han sido de fortaleza durante este proceso, el cual han hecho agradable, lleno de alegría y armonía.

**Civil Friends**

Luis Padilla, Juan José Pineda, Faridi Góngora, Iris Rivera y Miguel Ajzip, por cada anécdota y aventura compartida, por su valiosa amistad y cariño.

**Amigos y compañeros  
universitarios**

Por cada curso compartido, grupo de trabajo, experiencia y apoyo durante el proceso.

**Amigos desde la  
infancia**

Alejandro Vázquez Vega, María Fernanda Luna, Lorena José Tucubal, Izabel Tánchez, entre otros; por haber sido parte de mi vida y apoyo brindado en algún momento de la misma.

## ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS .....	XIX
GLOSARIO .....	XXIII
RESUMEN.....	XXV
OBJETIVOS.....	XXVII
INTRODUCCIÓN .....	XXIX
1. ANTECEDENTES Y USO DEL SISTEMA PLACA POSTE.....	1
1.1. Descripción del sistema placa poste .....	1
1.1.1. Descripción de las unidades de placas de concreto armado .....	2
1.1.2. Descripción de poste (tipo pilote) .....	2
1.2. Estudios relacionados .....	4
1.2.1. Cimentación .....	4
1.2.2. Ventajas .....	4
1.2.3. Desventajas .....	5
1.3. Sistema placa y poste como muro de retención.....	5
2. ZONAS DE RIESGO DEL DEPARTAMENTO DE GUATEMALA .....	9
2.1. Artículo I y II del Diario de Centro América – 18 de mayo de 2 001 – número 63 .....	11
2.2. Análisis de amenazas y vulnerabilidad en laderas y taludes.....	11
2.2.1. Causas de los deslizamientos.....	12
2.2.2. Clasificación de los deslizamientos.....	12

2.2.3.	Vulnerabilidad en laderas .....	16
2.2.4.	Reducción de la vulnerabilidad .....	16
2.2.5.	Zonas susceptibles a deslizamientos en Guatemala – fuente INSIVUMEH y CONRED .....	16
2.2.6.	Zonas de menor susceptibilidad a deslizamientos – fuente INSIVUMEH .....	18
2.2.7.	Movimiento en laderas en la República de Guatemala .....	19
2.2.8.	Análisis del tipo de vivienda en Guatemala y material de elaboración .....	33
2.2.9.	Lixiviados y otros contaminantes en taludes y barrancos .....	42
2.2.9.1.	Materiales que producen lixiviados .....	42
2.2.9.2.	Afecciones a la salud causado por lixiviados .....	43
2.2.9.3.	Daños químicos por lixiviados en el concreto y acero.....	45
3.	GEOLOGÍA GENERAL DEL DEPARTAMENTO DE GUATEMALA.....	49
3.1.	Mapa geológico y edafológico.....	51
3.2.	Mapa sísmico.....	52
3.3.	Placas tectónicas y fallas geológicas.....	54
3.4.	Petrología de rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas del departamento de Guatemala .....	56
3.4.1.	Rocas PZM .....	56

3.4.2.	Rocas I .....	57
3.4.3.	Rocas Qv .....	59
3.4.4.	Rocas Qp .....	64
3.4.5.	Rocas Tv .....	65
3.5.	Morfología del suelo .....	65
4.	GENERALIDADES DE LOS SUELOS PARA EL DISEÑO DEL MURO DE RETENCIÓN COMO VARIACIÓN DEL TIPO TABLESTACA.....	71
4.1.	Suelos arenosos con limo y arcilla .....	78
4.2.	Capacidad de carga de los suelos .....	80
4.2.1.	Capacidad soporte- según AGIES NSE 2.1-10 Estudios geotécnicos y de microzonificación.....	80
4.2.2.	Prueba modificada del valor relativo de soporte para diferentes grados de compactación .....	81
4.2.3.	Método “SR” para determinar la capacidad de carga y realizar la estabilización del suelo	82
4.3.	Angulo de fricción interna.....	91
4.4.	Presión lateral de tierra .....	93
4.5.	Presión activa y pasiva del suelo .....	94
4.5.1.	Presión activa del suelo – caso generalizado de Rankine.....	94
4.5.2.	Presión pasiva del suelo .....	95
4.6.	Pendiente del terreno .....	96
4.7.	Suelo consolidado .....	96
4.8.	Densidad aparente .....	97

5.	SISTEMAS MUROS DE CONTENCIÓN .....	101
5.1.	Tipos de muros de retención .....	101
5.1.1.	Muros de gravedad .....	101
5.1.2.	Muros estructurales .....	106
5.1.3.	Muros de tierra armada y suelo reforzado ....	109
6.	MUROS TIPO TABLESTACA.....	117
6.1.	Muros de tablestaca en voladizo.....	119
6.2.	Estabilidad en taludes.....	123
6.2.1.	Fallas comunes en taludes .....	123
6.2.2.	Métodos mecánicos para la estabilidad de taludes .....	130
6.3.	Inestabilidad de muros de retención .....	132
7.	DESARROLLO EXPERIMENTAL.....	135
7.1.	Metodología del experimento.....	136
7.2.	Material y equipo.....	138
7.3.	Ensayo de flexión del muro de retención .....	139
7.3.1.	Datos de ensayo a flexión del sistema placa-poste .....	141
7.4.	Ensayo de flexión en placas lisas .....	145
7.4.1.	Datos de ensayo a flexión de placas lisas ....	147
7.5.	Ensayo de flexión y corte en postes (tipo pilote).....	148
7.5.1.	Datos de ensayo a flexión en poste #1 (tipo pilote) 149	
7.5.2.	Datos de ensayo a flexión en poste #2 (tipo pilote) 150	
7.5.3.	Datos de ensayo a corte en poste #2 (tipo pilote) 153	



8.	ANÁLISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS.....	155
8.1.	Resultados de ensayo de flexión del muro de retención .	155
8.2.	Resultados de ensayo de flexión en placas lisas .....	161
8.3.	Resultados de ensayo a corte en postes .....	167
8.4.	Resultados de ensayo de flexión en postes.....	170
8.5.	Análisis del muro tipo tablestaca (sistema placa-poste)..	176
8.5.1.	Cálculo de diagrama de presiones para el sistema placa-poste como muro de retención .....	177
8.6.	Cálculo del refuerzo de flexión para postes (tipo pilote)..	183
8.6.1.	Cálculo de acero, para cada condición de suelo a contener.....	185
8.6.2.	Calculo del refuerzo de acero longitudinal para el sistema placa-poste, utilizando el momento máximo, obtenido teóricamente ...	187
8.7.	Análisis y uso del sistema placa-poste como muro de retención .....	187
8.7.1.	Solera de corona .....	188
8.7.2.	Cálculo de momento máximo probable para el refuerzo de acero longitudinal del poste para el sistema de muro de retención, sin carga axial.....	190
8.7.3.	Sistema placa –poste como muro de retención en laderas y taludes .....	193
	CONCLUSIONES .....	195
	RECOMENDACIONES.....	197
	BIBLIOGRAFÍA.....	199



## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1.	Sistema de barda prefabricada de altura máxima igual a 3,00m. ....	1
2.	Placa lisa prefabricada utilizada en el sistema de estudio (medidas en cm) 2	
3.	Placa lisa prefabricada utilizada en el sistema de estudio (medidas en cm) 3	
4.	Refuerzo de acero para poste -tipo pilote (medidas en cm).....	3
5.	Elementos prefabricados – placas y postes que conformarán el sistema de ensayo .....	4
6.	Sistema placa poste como muro de retención en voladizo (cm) .....	6
7.	Colocación de postes sobre el marco de carga, para simular el empotramiento de los mismos .....	7
8.	Colocación de placas, deslizándolas entre los postes .....	7
9.	Colocación de placas en campo, deslizándolas entre los postes – vista en 3D .....	8
10.	Zonas de riesgo por deslizamientos e inundaciones (información CONRED) .....	10
11.	Amenaza por deslizamientos de la República de Guatemala .....	10
12.	Caída de roca en vía ruta al Atlántico (Rodamiento).....	13
13.	Deslizamiento en Loma Linda, Tierra Nueva I, Chinautla .....	13
14.	Derrumbe en zona 10 de la capital de Guatemala .....	14
15.	Alud que sepultó al Cambray 2, Santa Catarina Pínula .....	15
16.	Viviendas en zonas de alto riesgo e inundaciones.....	17
17.	Déficit de vivienda en Guatemala.....	17

18.	Mapa de susceptibilidad dinámica a deslizamientos y acumulación de flujos - CONRED.....	18
19.	Gráfica de porcentaje departamental de la cantidad de deslizamientos ocurridos en el país desde el año 1880 a 1991.....	20
20.	Gráfica de Índice departamental de la cantidad de deslizamientos por km2 en el país desde el año 1880 a 1991 .....	22
21.	Gráfica sobre el índice de habitantes por km2 en los departamentos del país en base al censo habitacional 2 011 .....	23
22.	Mapa de contabilidad de asentamientos humanos en la ciudad de Guatemala .....	24
23.	Análisis de departamentos con mayor densidad de deslizamientos/km2 y habitantes/km2. ....	25
24.	Mapa de orografía de Guatemala .....	26
25.	Gráfica sobre el análisis de densidades - habitantes/km2 vs. deslizamientos/Km2 de Guatemala .....	27
26.	Gráfica de la población afectada por deslizamientos en cada departamento.....	29
27.	Análisis de población guatemalteca afectada por deslizamientos en cada departamento .....	30
28.	Puntos identificados con amenaza por deslizamientos e inundaciones República de Guatemala - CONRED.....	31
29.	Amenaza por deslizamiento e inundaciones en el departamento de Guatemala .....	32
30.	Mayores porcentajes de viviendas guatemaltecas elaboradas con materiales inadecuados a nivel nacional .....	34
31.	Gráfica del porcentaje de habitantes según el tipo de vivienda y nivel de pobreza.....	35
32.	Gráfica del porcentaje de habitantes según el material de paredes en la vivienda y nivel de pobreza.....	36

33.	Gráfica del porcentaje de habitantes según el material de techo en la vivienda y nivel de pobreza. ....	37
34.	Gráfica del porcentaje de habitantes según el material de piso en la vivienda y nivel de pobreza .....	38
35.	Gráfica de porcentaje de habitantes según el tipo de vivienda a nivel nacional .....	40
36.	Gráfica de porcentaje de habitantes según el material de sus paredes a nivel nacional.....	40
37.	Gráfica de porcentaje de habitantes según el material de techo a nivel nacional .....	41
38.	Gráfica de porcentaje de habitantes según el material de piso a nivel nacional .....	41
39.	Basura en la ciudad de Guatemala .....	44
40.	Corrosión por ion cloruro.....	45
41.	Efecto de la carbonatación en el concreto .....	46
42.	Lixiviación en el concreto .....	47
43.	Pull apart basin – zona de subsidencia.....	50
44.	Mapa de fallas geológicas de Guatemala .....	50
45.	Mapa Geológico de Guatemala.....	51
46.	Localización automática de sismos INSIVUMEH .....	53
47.	Mapa de alerta del departamento de Guatemala – según la definición de alertas “vigilancia” .....	53
48.	Mapa de fracturas provocadas por el terremoto del año 1976 en el Valle de Guatemala.....	55
49.	Sección transversal del Valle de Guatemala (orientación E-W), atravesado por el sistema de fallas de Mixco.....	55
50.	Lahar del volcán Santiaguito .....	59
51.	Toba volcánica .....	60
52.	Taxonomía del suelo en el departamento de Guatemala.....	66

53.	Uso del suelo en el departamento de Guatemala.....	67
54.	Pendientes agrupadas en el departamento de Guatemala.....	68
55.	Intensidad de uso del suelo en el departamento de Guatemala .....	68
56.	Depósitos en ríos de Guatemala.....	72
57.	Depósitos de finos en el lago de Atilán Guatemala.....	73
58.	Depósitos marinos de arenisca.....	73
59.	Todos Santos Cuchumatanes – Huehuetenango .....	74
60.	Vista desde el volcán de Culma - Jutiapa .....	74
61.	Vista desde el volcán de Pacaya - Escuintla .....	77
62.	Vista desde el volcán de Fuego - Sacatepéquez, Escuintla y Chimaltenango.....	77
63.	Equipo para determinar la capacidad de carga, Método “SR” .....	82
64.	Colocación y nivelación del equipo .....	84
65.	Aplicación de carga por medio de un volumen de agua .....	84
66.	Lectura de hundimiento; área efectiva transversal de 1 <i>pulg</i> <sup>2</sup> .....	85
67.	Saturación del suelo en el área de ensayo .....	85
68.	Lectura de PH del suelo, sobre el área superficial húmeda.....	86
69.	Determinación del PH por medio de la escala de color. ....	86
70.	Estabilización utilizando suelo cernido más cal o cemento.....	87
71.	Apisonamiento de cada capa del nuevo material .....	88
72.	Humedecer cada capa de material para estabilización.....	88
73.	Ensayo de capacidad de carga al suelo estabilizado.....	89
74.	Gráfica carga (kg) vs. hundimiento (mm), ejemplo de un suelo de relleno en estado seco.....	90
75.	Empuje activo (a) y empuje pasivo (b) del suelo .....	96
76.	Muro de contención de concreto.....	101
77.	Muro de mampostería en seco .....	102
78.	Muro de escollera de 30 m de largo y 2,5 a 4,5 m de altura .....	103
79.	Muro de contención, elaborado con un sistema de gaviones .....	103

80.	Muro con contrafuerte (sistema de pantalla prefabricada y contrafuerte que aumentan la rigidez de la sección).....	104
81.	Criba (travesaños de concreto entrelazados formando un cajón) .....	104
82.	Muro de tierra reforzada (geomalla y bloques prefabricados de concreto) .....	105
83.	Muro de contención jardinera.....	105
84.	Muro en L, sin talón (uso en propiedad colindante) .....	106
85.	Muro en L, sin puntera (requiere de un gran volumen de tierra excavada, produciendo un bulbo de presiones altas sobre el terreno).....	107
86.	Muro en T, de gran talón y muro en T; con talón pequeño.....	107
87.	Muro de contrafuertes en trasdós (a) e intradós (b) .....	108
88.	Muro de bandejas .....	108
89.	Muro de retención de tierra reforzada .....	110
90.	Sujeción de taludes .....	112
91.	Protección control de erosión.....	112
92.	Geomalla a) uniaxial b) biaxial c) con aperturas triangulares.....	113
93.	Colocación de geomalla uniaxial .....	114
94.	Dirección en la tensión de la geomalla y estacas colocadas para mantener la tensión de la misma. ....	115
95.	Elevación de geomallas establecidas en el diseño de ingeniería.....	115
96.	Apertura de una geomalla, que permite el entrelazado del suelo circundante.....	116
97.	Representación de muro de tablestacas .....	118
98.	Naturaleza de cedencia lateral de un voladizo .....	119
99.	Tablestaca en voladizo que penetra arena .....	120
100.	Partes de un deslizamiento .....	126
101.	Distintos tipos de falla rotacional .....	127

102.	Falla de base del tipo traslacional, con un suelo de cimentación blando.....	127
103.	Falla limitada por un estrato firme del tipo traslacional .....	128
104.	Falla de bloque y falla en bloque propiciada por la estratificación del terreno natural, ambas del tipo traslacional .....	128
105.	Falla traslacional por desprendimiento superficial .....	129
106.	Detalle típico de las partes que conforman un muro de retención en voladizo.....	135
107.	Detalle del perfil representativo del ensayo a flexión del sistema placa-poste .....	136
108.	Sistema en planta de ensayo a flexión de muro de retención (medidas en cm) .....	137
109.	Ensayo de flexión de perfil - sistema placa-poste .....	140
110.	Preparación y nivelación del sistema placa-poste .....	143
111.	Ubicación de gatos hidráulicos con capacidad de 25 ton y deformímetros en cada poste .....	143
112.	Lectura de deformaciones a L/2 de la altura del poste por cada uno respectivamente.....	144
113.	Sistema de ensayo a flexión en placas lisas.....	145
114.	Aplicación de carga a placas lisas, paralela al empuje del suelo.....	146
115.	Análisis del comportamiento de las placas y el efecto que produce sobre la pestaña del poste que las contiene .....	146
116.	Vista en planta de ensayo a flexión de poste.....	148
117.	Lectura de deriva producida por la flexión y uso del dinamómetro para la lectura de carga (lb) .....	150
118.	Preparación de ensayo a flexión de postes .....	151
119.	Aplicación de carga y lectura de deriva, utilizando marcas de referencia.....	152
120.	Simulación de empotramiento del poste .....	153



121.	Aplicación de carga horizontal, directa sobre el poste, para producir un efecto cortante en la parte inferior de la altura libre .....	154
122.	Gráfica de carga y descarga (kg) vs. deformación (mm) de ensayo a flexión del sistema placa-poste .....	155
123.	Fisuras producidas en las pestañas del poste debido a la flexión.....	158
124.	Fisuración causada por compresión en la base del empotramiento del poste.....	158
125.	Deflexión máxima producida por el empuje horizontal.....	159
126.	Análisis de recuperación del sistema posterior a la deflexión máxima.....	159
127.	Análisis del refuerzo longitudinal del poste, posterior al ensayo del sistema.....	160
128.	Análisis del refuerzo transversal del poste, posterior al ensayo del sistema.....	160
129.	Gráfica carga (kg) vs. deformación (mm) de ensayo a flexión de placas.....	161
130.	Fisuras y grietas producidas por esfuerzos de flexión, paralelas al armado de acero .....	162
131.	Vista de grietas en el concreto producidas por la flexión en las placas.....	163
132.	Todas las placas presentaron el mismo patrón de agrietamiento .....	163
133.	Dirección de grietas, paralelas al lado corto sobre el refuerzo.....	164
134.	Pestaña del poste casi intacta posterior al trabajo ejercido por las placas.....	165
135.	Agrietamiento en las placas, aproximadamente a $L/3$ de la luz libre.	165
136.	Refuerzo de electromalla en las placas. Posterior al trabajo por flexión.....	166
137.	Vista completa de placa, posterior al análisis de los materiales.....	166
138.	Agrietamiento y aplicación de carga cortante.....	167

139.	Análisis del desplazamiento de la sección transversal del poste, paralela al corte .....	168
140.	Colapso del elemento por aplicación de esfuerzo cortante.....	169
141.	Análisis del acero longitudinal y transversal del poste .....	170
142.	Gráfica carga y descarga (kg) vs. deformación (mm) de ensayo a flexión de postes (tipo pilote) .....	170
143.	Fisuras en el empotramiento, posterior a la flexión del elemento .....	172
144.	Fisuras visibles en la zona de tensión del elemento a flexión.....	173
145.	Agrietamiento entre el límite del empotramiento y la luz libre .....	173
146.	Análisis del refuerzo longitudinal del poste, posterior al ensayo del elemento .....	174
147.	Vista desde el empotramiento de fisuras, grietas y deriva del elemento .....	174
148.	Apreciación de desplazamiento de la parte superior del poste por flexión.....	175
149.	Diagrama de presión de muro de retención – sistema placa-poste (tablestaca en voladizo que penetra arcilla, sin nivel freático) .....	176
150.	Diagrama de presiones (teórico) de muro de retención – sistema placa-poste (tablestaca en voladizo que penetra arcilla, sin nivel freático).....	182
151.	Sistema placa – poste más solera de corona .....	189
152.	Diagrama de deformación y esfuerzo equivalente del poste sometido a flexión .....	190
153.	Uso del sistema placa-poste en laderas (tipo escalonado).....	194

## TABLAS

I.	Deslizamientos históricos en la República de Guatemala, periodo (1 880 – 1 991); número de habitantes, área por departamento y porcentaje de viviendas elaboradas con materiales inadecuados; según censo efectuado en el año 2 011.....	19
II.	Deslizamientos en la República de Guatemala, densidad poblacional y densidad de deslizamientos según departamento .....	21
III.	Análisis y resultados de la población en riesgo por kilómetro cuadrado en cada departamento de Guatemala .....	28
IV.	Habitantes y porcentaje de viviendas elaboradas con materiales inadecuados a nivel nacional, porcentaje de vivienda INE 2011.....	33
V.	Número de habitantes según el tipo de vivienda y nivel de pobreza....	35
VI.	Número de habitantes según el material de paredes en la vivienda y nivel de pobreza. ....	36
VII.	Número de habitantes según el material de techo en la vivienda y nivel de pobreza .....	37
VIII.	Número de habitantes según el material de piso en la vivienda y nivel de pobreza .....	38
IX.	Enfermedades producidas por contaminantes - lixiviados .....	43
X.	Tipo de roca que forman el suelo del Valle de Guatemala.....	52
XI.	Rocas metamórficas (pzm) que forman el suelo del Valle de Guatemala.....	57
XII.	Rocas ígneas intrusivas (I) que forman el suelo del Valle de Guatemala.....	58
XIII.	Volcanes en la República de Guatemala – características físicas y de ubicación .....	61
XIV.	Volcanes en la República de Guatemala – tipo, composición e historia.....	62

XV.	Rocas ígneas (Qp) que forman el suelo del Valle de Guatemala .....	64
XVI.	Meteorización de las rocas .....	76
XVII.	Límites de tamaño de partículas de suelo .....	78
XVIII.	Relación de vacíos, % de saturación y peso específico de suelos típicos en estado natural .....	79
XIX.	Valores permisibles de capacidad de carga y presión lateral del suelo.....	81
XX.	Denominación y rango de pH en el suelo del departamento de agricultura de los Estados Unidos.....	87
XXI.	Valores de altura de agua (equivalente a la carga) y hundimiento. ....	89
XXII.	Valores reales de hundimiento y cálculo de carga (kg) y esfuerzo (g/cm <sup>2</sup> ).....	90
XXIII.	Valores de ángulo de fricción interna de los suelos .....	92
XXIV.	Valores típicos de ángulo de fricción drenado para arenas y limos .....	92
XXV.	Valores de $\Delta x$ para condición pasiva según el tipo de suelo .....	95
XXVI.	Esfuerzo permisible a flexión de diseño para tablestacas de acero....	118
XXVII.	Casos especiales para muros en voladizo que penetran el suelo .....	121
XXVIII.	Inestabilidad externa de muros de retención .....	133
XXIX.	Características de gatos hidráulicos utilizados en la aplicación de carga.....	138
XXX.	Relojes comparadores o deformímetros utilizados en la lectura de deformación. ....	138
XXXI.	Datos de primera carga – ensayo a flexión del sistema.....	141
XXXII.	Datos de primera descarga – ensayo a flexión del sistema .....	141
XXXIII.	Datos de segunda carga – ensayo a flexión del sistema .....	141
XXXIV.	Datos de segunda descarga – ensayo a flexión del sistema .....	142
XXXV.	Datos de tercera carga – ensayo a flexión del sistema.....	142
XXXVI.	Datos de tercera descarga – ensayo a flexión del sistema.....	142
XXXVII.	Datos de placas paralelas en el sistema 1A y 1B .....	147

XXXVIII.	Datos de placas paralelas en el sistema 2A y 2B .....	147
XXXIX.	Datos de placas paralelas en el sistema 3A y 3B .....	147
XL.	Datos de poste #1 a ensayo de flexión .....	149
XLI.	Datos de poste #2 a ensayo de flexión .....	150
XLII.	Datos de poste #1 a ensayo de corte.....	153
XLIII.	Valores de cohesión en base al ángulo de fricción igual a 0, para suelos con distinta plasticidad.....	178
XLIV.	Datos del sistema y densidad aparente de tres tipos de suelo en Guatemala, y el valor de diseño.....	183
XLV.	Presión activa producida por las tres condiciones de suelo y el valor de diseño.....	183
XLVI.	Empuje producido por las tres condiciones de suelo y el valor de diseño.....	184
XLVII.	Cálculo de momentos, para cada condición anterior .....	184
XLVIII.	Datos para el cálculo y especificaciones de los materiales utilizados	184
XLIX.	Cálculos realizados, para determinar el acero del poste.....	185
L.	Cálculos de acero para momento flexionante para $D_a$ mínima .....	185
LI.	Cálculos de acero para momento flexionante para $D_a$ promedio.....	185
LII.	Cálculos de acero para momento flexionante para $D_a$ máxima .....	185
LIII.	Cálculos de acero para momento flexionante para $D_a$ diseño .....	186
LIV.	Cálculo de acero para momento flexionante para $D_a$ diseño.....	187
LV.	Condiciones para $\beta_1$ en función de la resistencia del concreto .....	191
LVI.	Cálculos de acero para momento máximo probable en elementos a flexión.....	191



## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
<b>a</b>	Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos (cm).
<b>As</b>	Área de acero longitudinal del elemento (cm <sup>2</sup> )
<b>b</b>	Base del elemento (cm)
<b>C</b>	Distancia de la fibra extrema en compresión, hacia el eje neutro.
<b>D</b>	Distancia desde el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, hasta la fibra extrema en compresión del elemento estructural.
<b>D</b>	Profundidad de cimentación teórica
<b>D/km<sup>2</sup></b>	Valor de deslizamientos por departamento
<b>D real</b>	Profundidad de cimentación real
<b>D1, D2 y D3</b>	Deformación (mm) lectura del deformímetro
<b>DP</b>	Deformación promedio (mm)
<b>c</b>	Cohesión del suelo
<b>E</b>	Empuje horizontal (kg - m)
<b>e</b>	Relación de vacíos de un suelo (%)
<b>f 'c</b>	Resistencia especificada a la compresión del concreto (kg/cm <sup>2</sup> ).
<b>fy</b>	Resistencia especificada a la fluencia del acero no preesforzado (kg/cm <sup>2</sup> ).
<b>G</b>	Grado estructural de acero (Psi o lb/ plg <sup>2</sup> )
<b>H</b>	Altura libre del muro de retención

<b>Hab</b>	Valor de habitantes por departamento
<b><math>K_o</math></b>	Coeficiente de presión de tierra en reposo
<b><math>K_a</math></b>	Coeficiente de presión activa de tierra de Rankine
<b><math>K_p</math></b>	Coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine
<b>L</b>	Longitud de un miembro o elemento estructural
<b><math>L_1</math></b>	Longitud horizontal del sistema ensayado
<b><math>L_2</math></b>	Altura sobre la superficie del suelo o luz libre del sistema sin tomar en cuenta el empotramiento.
<b><math>L_4</math></b>	Distancia desde la base de la cimentación, hacia el punto de giro (m).
<b>M</b>	Momento generado por distintas condiciones de suelo (Kg - m).
<b><math>M_{máx}</math></b>	Momento máximo producido en un muro de retención
<b>Mpr</b>	Momento máximo probable para el refuerzo de acero longitudinal del poste
<b>n</b>	Porosidad del suelo
<b><math>P_a</math></b>	Presión activa del suelo
<b>Ps</b>	Carga equivalente del sistema
<b>Pe</b>	Capacidad de carga equivalente
<b>Pc</b>	Carga resistente del poste (kg por metro cuadrado)
<b>P dis.</b>	Carga de diseño del poste
<b>Pzm</b>	Rocas metamórficas del paleozoico
<b>pH</b>	Potencial de hidrógeno como medida de acidez o alcalinidad de una disolución.
<b><math>P_{1-a1}</math></b>	Fuerza de empuje arena densa uniforme ( $KN/m^2$ )
<b><math>P_{1-a2}</math></b>	Fuerza de empuje para arena limosa densa de grano angular ( $KN/m^2$ ).
<b><math>q_a</math></b>	Capacidad de soporte admisible del suelo



$q_f$	Capacidad de soporte última del suelo
<b>Qv</b>	Rocas volcánicas del cuaternario
$q_u$	Capacidad de carga ultima del suelo
<b>S%</b>	Porcentaje de saturación natural del suelo
<b>t</b>	Espesor del elemento
<b>T</b>	Tensión en el refuerzo longitudinal
<b>Tv</b>	Rocas volcánicas Mioceno-Plioceno
<b>Vs</b>	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Kg).
<b>Vn</b>	Resistencia nominal a cortante (Kg).
<b>Vc</b>	Resistencia nominal a cortante proporcionada por el Concreto (Kg).
<b>Xn</b>	Valor que representa la densidad de habitantes reales sobre los calculados.
$\beta_1$	Factor que relaciona la profundidad del bloque
$\Delta_x$	Valor requerido para desarrollar la falla bajo condición pasiva de Rankine.
$\Delta$	Flecha teórica (deflexión en mm)
$\varepsilon_c$	Deformación unitaria del Concreto (mm/mm)
$\varepsilon_s$	Deformación unitaria máxima del Acero (mm/mm)
$\varepsilon'_s$	Deformación unitaria del Acero en Compresión (mm/m)
$\gamma_d$	Peso específico seco del suelo ( $KN/m^3$ )
$\gamma_{d-a1}$	Peso específico de la arena densa uniforme ( $KN/m^3$ )
$\gamma_{d-a2}$	Peso específico de arena limosa densa de grano angular ( $KN/m^3$ )
$\rho$	Densidad de suelo (kg/m3) sistema sin tomar en cuenta el empotramiento
$\sigma_e$	Esfuerzo aplicado al sistema placa – poste

$\sigma_{2-a1}'$	Presión activa para arena densa uniforme ( $KN/m^2$ )
$\sigma_{2-a2}'$	Presión activa para arena limosa densa de grano angular ( $KN/m^2$ )
$\sigma_6$	Presión neta ( $KN/m^2$ )
$\sigma_7$	Presión resultante ( $KN/m^2$ )
$\tilde{z}$	Distancia desde aplicación de la fuerza de empuje por sobre la cimentación (m). Equivalente de esfuerzos con el eje neutro
$\phi$	Factor de reducción de resistencia
$\phi$	Ángulo de fricción interna del suelo
°	Grados sexagesimales

## GLOSARIO

<b>Amenaza</b>	Factor externo de riesgo, respecto a un sistema vulnerable, como una ocurrencia de algún suceso.
<b>Empotramiento</b>	Unión entre un sólido resistente y otro solido inmóvil, respecto a un sistema de referencia; eliminando la posibilidad de movimiento.
<b>Flexión</b>	Deformación que presenta un elemento estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal.
<b>Ladera</b>	Pendiente de una montaña o elevación del terreno en cualquiera de sus lados.
<b>Muro de Contención</b>	Estructura de contención rígida, de materiales como el suelo generalmente; que cumplen la función de cerramiento y soporte de los esfuerzos horizontales producidos por el empuje de tierras.
<b>Prefabricado</b>	Construcción cuyas partes se envían fabricadas al lugar de su emplazamiento.
<b>Preesforzado</b>	Esfuerzos permanentes en una estructura con el fin de mejorar su comportamiento y resistencia bajo

condiciones de servicio y esfuerzos internos, tensando el acero.

<b>Presión activa</b>	Ocurre cuando existe una relajación en la masa del suelo, permitiendo el movimiento hacia afuera, que se encontraba limitado por la tensión del mismo.
<b>Presión lateral</b>	Presión que el suelo ejerce en sentido horizontal contra una estructura.
<b>Presión pasiva</b>	Ocurre cuando la masa de suelo es sometida a una fuerza externa, llevándolo a una tensión límite de confinamiento.
<b>Riesgo</b>	Medida de la magnitud de daños frente a una amenaza, que dependerá de la vulnerabilidad.
<b>Tablestaca</b>	Estructura de contención flexible, tipo pantalla, formada por elementos prefabricados.
<b>Talud</b>	Inclinación que se da al suelo para que se sostenga, cuyo perfil está formado por un triángulo rectángulo.
<b>Voladizo</b>	Elemento estructural rígido, apoyado solamente en uno de sus extremos.
<b>Vulnerabilidad</b>	Susceptibilidad de los sistemas naturales, económicos y sociales al impacto de una amenaza de origen natural o antropogénico.

## RESUMEN

La situación de vivienda en Guatemala, orilla a parte de la población a establecerse en zonas de riesgo del tipo laderas y barrancos; se debe considerar que no solo las personas con bajos ingresos económicos buscan situarse en esas zonas. La falta de comunicación, educación, información e interés de los mismos guatemaltecos, le colocan en un alto grado de vulnerabilidad.

Por lo que se ha realizado el análisis de riesgo para deslizamientos ocurridos por departamento de Guatemala, juntamente con la población que se ve o verá afectada en algún momento, comparando los resultados obtenidos con la información proporcionada por CONRED.

La propuesta del sistema de muro de retención del tipo tablestaca, utilizando un sistema de placas y postes, analizando bajo condiciones críticas de suelo (arcilla y arena). Determinando las condiciones óptimas de trabajo (esfuerzos horizontales); el cálculo de acero a flexión necesario en los postes, determinar el esfuerzo cortante, en base a los ensayos realizados y el análisis teórico; respetando la limitación del sistema a trabajar bajo alturas menores a dos metros libres, considerando la implementación de una solera corona que proporcionará integración al sistema de tres postes como máximo, tomando en cuenta el uso de juntas sísmicas y el uso adecuado del sistema, como una alternativa para contrarrestar la vulnerabilidad en laderas y barrancos.



## **OBJETIVOS**

### **General**

Evaluar y proponer un muro de retención construido con un sistema placa poste, como variación del tipo tablestaca para alturas no mayores a los dos metros, con el objeto de reducir la el riesgo en zonas vulnerables dentro del área metropolitana del departamento de Guatemala.

### **Específicos**

1. Analizar la variación del tipo tablestaca para el diseño del Sistema placa poste y de su capacidad de respuesta bajo esfuerzos horizontales y el trabajo fuera del plano de carga en condiciones críticas.
2. Proponer un algoritmo o método de cálculo en la aplicación del sistema para contención de suelos arenosos, limosos y arcillosos (presentes en el área metropolitana).
3. Comprobar el comportamiento y capacidad teórica; mediante la realización de los ensayos respectivos para el sistema, como de los elementos que lo forman, demostrando su eficiencia como muro de retención.





## INTRODUCCIÓN

Desde la concepción y el desarrollo de éste informe de graduación se tenía en mente aportar una solución estructural para un grupo social de recursos económicos limitados y bajo condiciones de riesgo, debido a la ubicación de sus viviendas o albergues. La combinación de la misma lleva a desarrollar (como un aporte adicional a este informe de graduación), un procedimiento para estimar y proyectar la tendencia del incremento de la población en zonas de riesgo.

La presentación y desarrollo del informe está enfocado al uso de muros de retención tipo tablestaca, con la variación de utilizar un sistema conformado por Placas Lisas y columnas (tipo pilote/poste). Para ello se harán dos consideraciones relacionadas con el mismo: una a los suelos (endógenos), y todo lo concerniente de la superficie de la tierra hacia adentro, utilizando la geología del área metropolitana del departamento de Guatemala para suelos arenosos, limosos y arcillosos, y el otro los (exógenos), los que tienen que ver con el uso que se dará sobre la superficie terrestre con el objeto de reducir la vulnerabilidad en zonas de alto riesgo.

Se llevara a cabo la elaboración de un algoritmo para la memoria de cálculo y los ensayos de laboratorio que confirmaran el diseño del muro de retención; dentro de estos se encuentran: la evaluación del sistema en voladizo, mediante el ensayo de flexión al sistema, como a las partes del mismo (placas lisas y los poste o pilote), en ensayos de flexión y corte; como sistema se analizará su deformación y el cumplimiento del mismo con el máximo permisible para su uso en alturas no mayores a dos metros.

Lo anterior representa que será el punto de transición y específicamente en lo relacionado a la estabilización de los suelos para muros de retención de baja altura, como es el caso del sistema propuesto; considerando el diseño y análisis del comportamiento del mismo fuera del plano de carga axial, bajo un empuje horizontal en representación del suelo.

## 1. ANTECEDENTES Y USO DEL SISTEMA PLACA POSTE

El sistema constructivo prefabricado formado por postes (columnas tipo pilote) y placas lisas, es utilizado usualmente para la construcción de muros perimetrales o tapias, para cercado de lotes, fachadas residenciales, entre otros usos, no es diseñado para soportar cargas verticales.

Figura 1. **Sistema de barda prefabricada de altura máxima igual a 3,00m.**



Fuente: Multiblocks. *Bardas Prefabricadas*. Consulta: octubre de 2017.

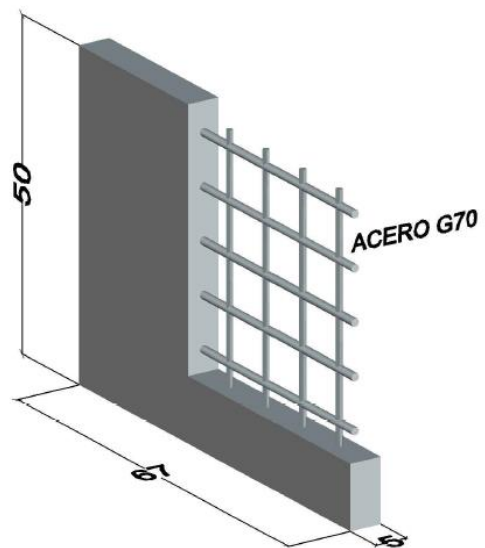
### 1.1. Descripción del sistema placa poste

Los elementos que conforman el sistema propuesto, son reforzados con acero de alta resistencia; la unión de las placas entre ellas es a tope, mientras que estas se ensamblan con los postes dentro de un canal vertical de estos últimos, por lo que el mecanismo de unión es solo para evitar el desplome de las placas fuera del plano longitudinal del muro, mientras que el poste absorbe los esfuerzos que inducen el volteo.

### 1.1.1. Descripción de las unidades de placas de concreto armado

- Altura = 0,5 metros
- Largo = 0,67 metros
- Espesor 0,05 metros
- Refuerzo de electro malla – Grado 70

Figura 2. Placa lisa prefabricada utilizada en el sistema de estudio  
(medidas en cm)

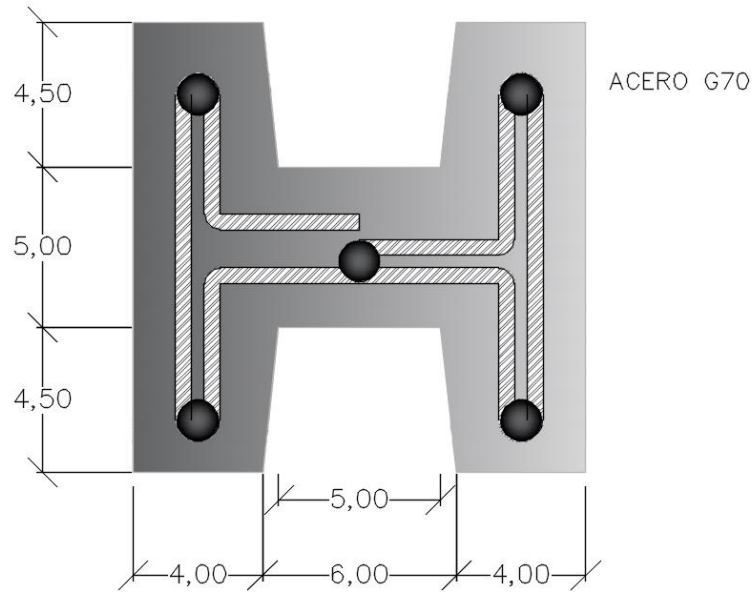


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 1.1.2. Descripción de poste (tipo pilote)

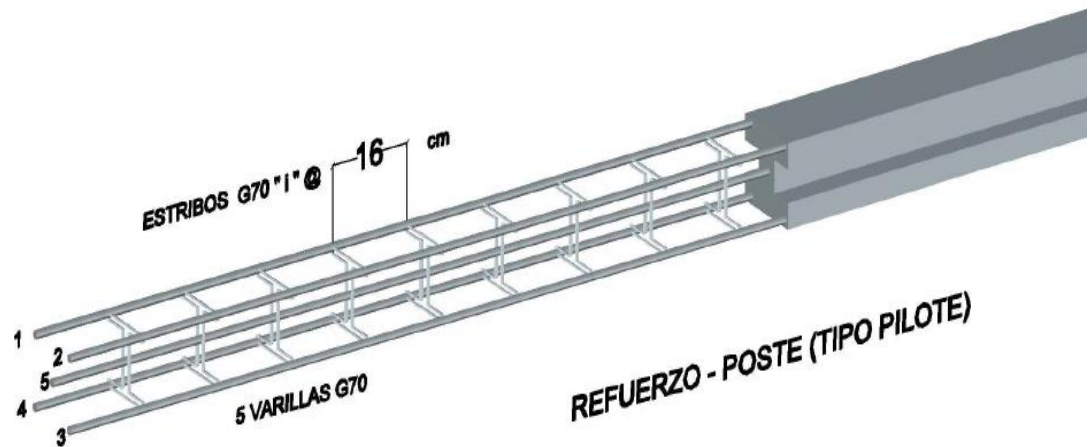
- Sección transversal 0,14 x 0,14 metros
- Longitud Total (L) = 3 metros
- Longitud de empotramiento = 1 metro
- Refuerzo longitudinal = 5 barras de acero G70
- Estribos = G70 a cada 16 cm.

Figura 3. Placa lisa prefabricada utilizada en el sistema de estudio  
(medidas en cm)



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 4. Refuerzo de acero para poste -tipo pilote (medidas en cm)



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

**Figura 5. Elementos prefabricados – placas y postes que conformarán el sistema de ensayo**



Fuente: elaboración propia en la Sección de Estructuras CII – USAC.

## **1.2. Estudios relacionados**

Los estudios a considerar del sistema propuesto, están relacionados a las siguientes características:

### **1.2.1. Cimentación**

La fundición de la cimentación será de acuerdo a las especificaciones de cada diseño y de las características del suelo. Para este sistema los pilotes se hincan en una cimentación de 0,4 x 0,4 x 1m de profundidad (L/3); elaborados con concreto 3 000 psi.

### **1.2.2. Ventajas**

De acuerdo a las características del sistema y su aplicación como muro de retención para alturas no mayores a dos metros, con este sistema se pretende atender al grupo social de recursos económicos limitados, como

ahorrar el costo de construcción por su rápida colocación y no necesita equipo especial para su instalación y la posibilidad de incorporar acabados lisos y texturados.

### **1.2.3. Desventajas**

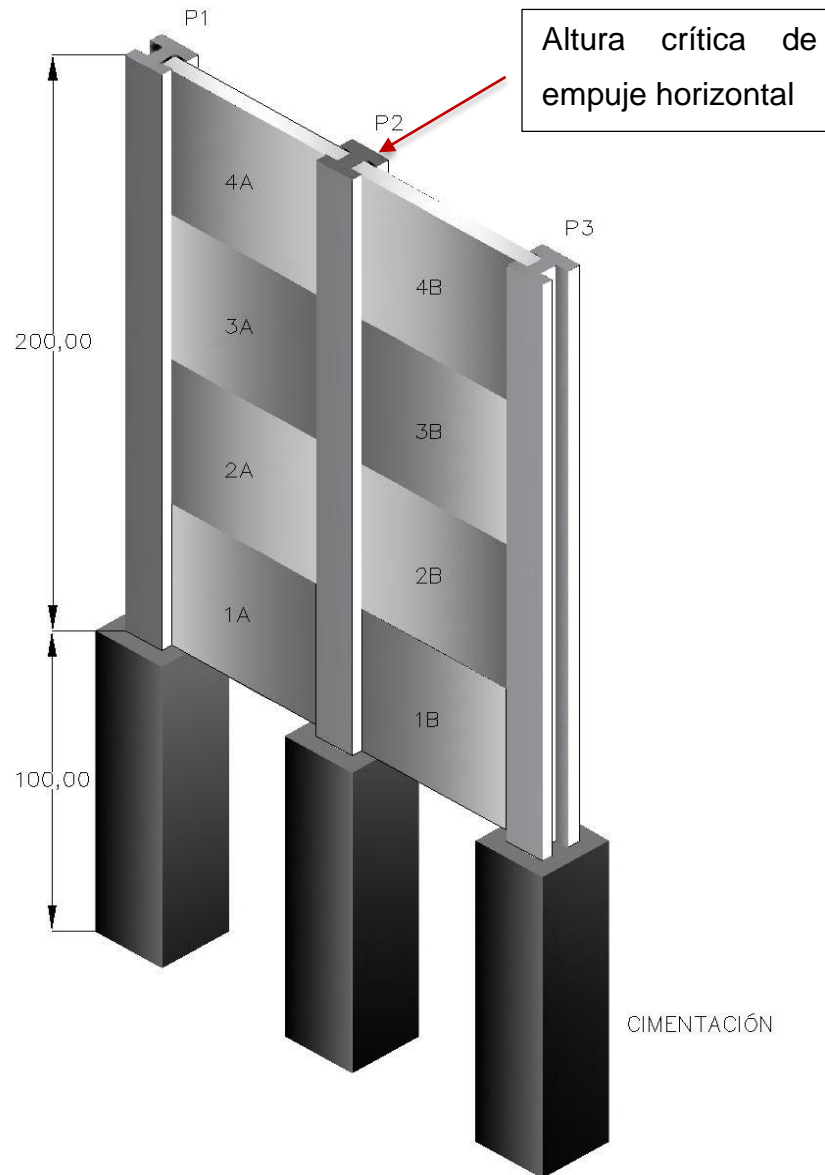
- Al no colocar solera de corona se evidencia el problema de vibración entre los elementos (placa - poste), por la acción de vientos fuertes (en caso de muros perimetrales), en el suelo por la acción de movimientos de las ondas superficiales (en caso del muro de retención).
- Lo planteado anteriormente, obliga a la colocación de la solera de corona, para generar la integración estructural del sistema.

### **1.3. Sistema placa y poste como muro de retención**

La evaluación del sistema como muro de retención, se considera sujeto a flexión, para soportar esfuerzos horizontales, principalmente por la acción perpendicular al plano de carga, producido por el empuje del suelo; siendo evaluado en su punto más crítico la línea de tierra, con una profundidad de empotramiento igual a 1 metro en su cimentación. Se considera los esfuerzos a corte, como efecto de los esfuerzos de volteo provocados por el empotramiento del poste en el suelo.

El diseño estructural del muro, se considera del tipo tablestaca en voladizo para muros de alturas moderadas, según el estudio de los principios básicos de la distribución de presión lateral neta sobre estos muros, las presiones, que pueden ser, hidrostáticas a cualquier profundidad en ambos lados del muro se cancelan entre sí, considerando solamente las presiones laterales efectivas del suelo (ver muros tipo tablestaca en el capítulo 6).

Figura 6. Sistema placa poste como muro de retención en voladizo  
(cm)



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- P# = poste que conforma el sistema de ensayo
- #A o #B = placa que conforma el sistema de ensayo
- Medidas en centímetros



**Figura 7. Colocación de postes sobre el marco de carga, para simular el empotramiento de los mismos**



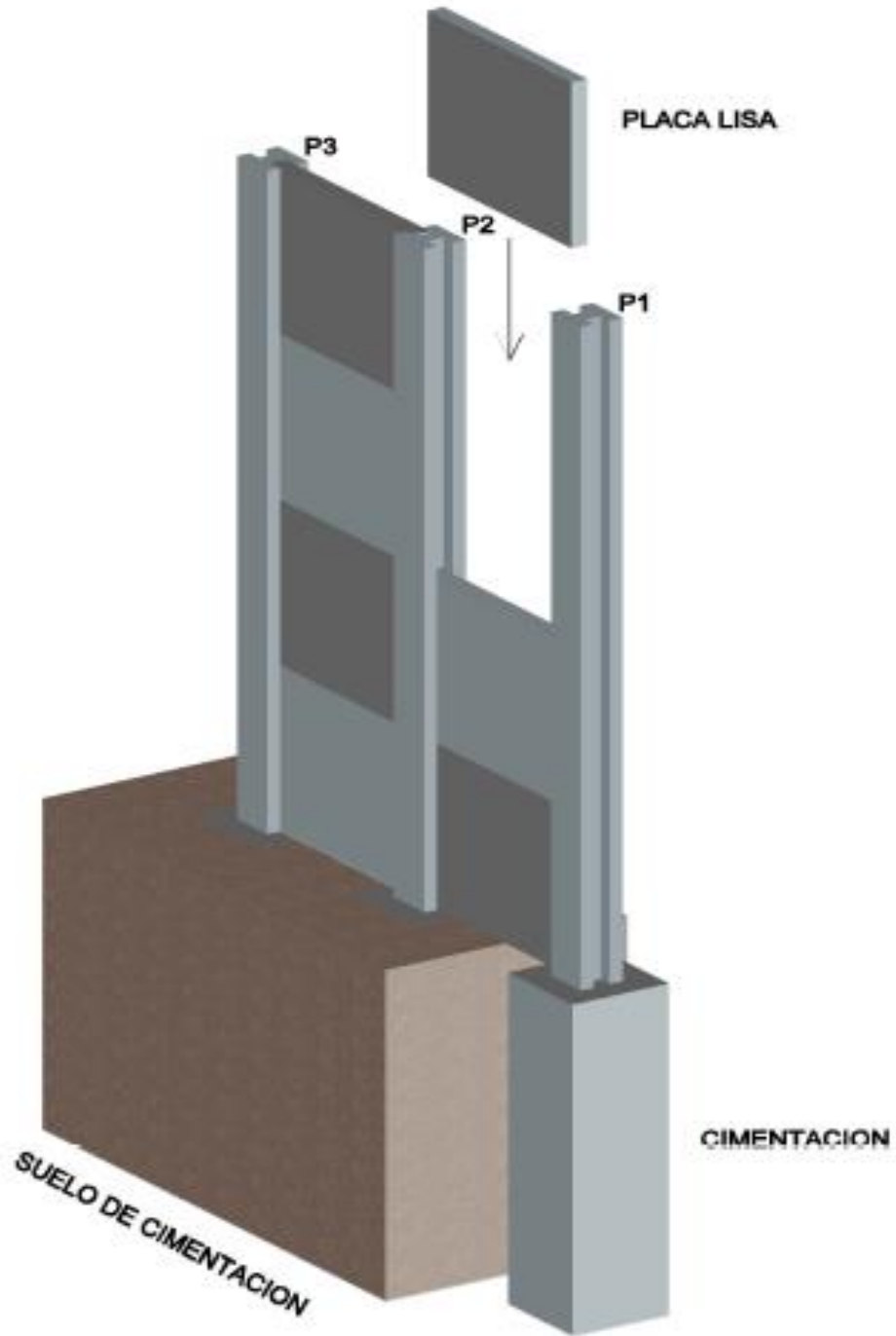
Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII – USAC.

**Figura 8. Colocación de placas, deslizándolas entre los postes**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII – USAC.

Figura 9. Colocación de placas en campo, deslizándolas entre los postes – vista en 3D



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

## **2. ZONAS DE RIESGO DEL DEPARTAMENTO DE GUATEMALA**

Para el presente trabajo las zonas vulnerables son aquellas que se encuentran expuestas a derrumbes o deslaves, ya sea por condiciones naturales o efectos de la acción climática y/o sísmica, como aquellas que sobrepasan sus capacidades por sobrepesos o uso inadecuado de sus características geotécnicas.

Una amenaza natural puede manifestarse en un lugar específico, en el caso de una amenaza geológica–exógena se hace referencia a los deslizamientos y erosión de sedimentos.

La vulnerabilidad se define como un factor interno de riesgo de una población, o sistema que este propenso a ser dañado.

Dentro de la información proporcionada por CONRED (Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres), y el estudio del área metropolitana, se detallara un listado de las zonas amenazadas por deslizamientos e inundaciones del departamento de Guatemala:

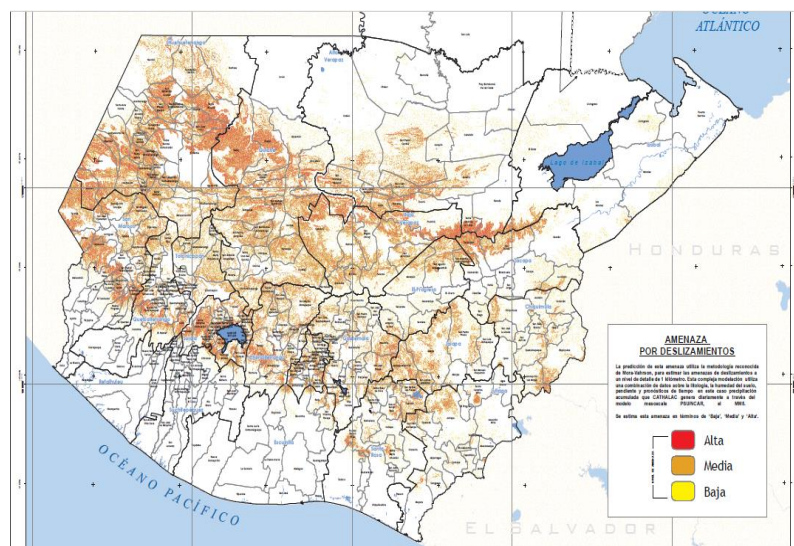
- Amatitlán
- Chinautla
- Chuarrancho
- Fraijanes
- Guatemala
- Mixco
- Palencia
- Petapa
- San Juan Sacatepéquez
- San Pedro Ayampuc
- San Pedro Sacatepéquez
- San Raimundo
- Santa Catarina Pínula
- Villa Canales y Villa Nueva
- San José Del Golfo
- San José Pínula

Figura 10. **Zonas de riesgo por deslizamientos e inundaciones (información CONRED)**



Fuente: Google Earth. *Mapa de zonas de riesgo del departamento de Guatemala.* Consulta: diciembre de 2017.

Figura 11. **Amenaza por deslizamientos de la República de Guatemala**



Fuente: CONRED. *Mapas geológicos.* Consulta: diciembre de 2017.

**2.1. Artículo I y II del Diario de Centro América – 18 de mayo de 2 001  
– número 63**

Se aprueba en su totalidad la declaración de los sectores de alto riesgo de la cuenca de:

- Amatitlán
- Villalobos
- Michatoya

Por lo que en base a este acuerdo no podrá desarrollarse ningún tipo de proyecto público o privado, hasta que la amenaza haya desaparecido.

De acuerdo al Artículo II los sectores declarados de alto riesgo comprenden las cuencas hidrográficas del Rio Villalobos, Lago de Amatitlán y Rio Michatoya delimitadas a una distancia de 100 metros horizontales a cada lado del rio, zanjón y quebrada; para el caso del Rio Villalobos será la zona de Aluvión y delta del rio, en los alrededores del municipio de Villa Nueva, San Miguel Petapa y Villa Canales.

**2.2. Análisis de amenazas y vulnerabilidad en laderas y taludes**

Los deslizamientos de tierra representan una fuerte amenaza a los asentamientos humanos y su infraestructura; siendo una variedad a los procesos que se relacionan al movimiento y descenso del suelo por la acción de la gravedad, pudiendo ocurrir a causa de sismos, inundaciones y erupciones volcánicas.

### **2.2.1. Causas de los deslizamientos**

Son causados como el resultado de cambios súbitos o graduales en la estructura de una ladera, siendo causados por:

- Vibraciones por sismos, explosiones, maquinaria, tráfico y estruendos
- Cambios en el contenido de agua debido a súbitas precipitaciones y niveles freáticos.
- Remoción del apoyo lateral causado por erosión, falla en las laderas, construcciones, excavaciones, deforestación o pérdida de vegetación.
- Exceso de peso a causa de lluvia, granizo, en el caso de Guatemala material volcánico, acumulación de roca y peso de edificaciones.
- Desgaste por acciones físicas y químicas que disminuyen la fuerza del material rocoso.

Los deslizamientos en áreas urbanas a menudo son causadas por acciones antrópicas:

- Interrupción en el curso del agua
- Construcciones que perjudican la estabilidad de las laderas

### **2.2.2. Clasificación de los deslizamientos**

Un deslizamiento de tierra puede clasificarse por su tipo y movimiento:

- Rodados: es una masa de roca u otro material que desciende por medio de una caída o rebote en el aire, comunes en acantilados, terraplenes y caminos empinados.

Figura 12. **Caída de roca en vía ruta al Atlántico (Rodamiento)**



Fuente: VELÁSQUEZ, Saray. *Caída de roca en vía ruta el Atlántico*. Publinews. Consulta: diciembre de 2017

- Deslizamientos: son el resultado de fallas de corte a lo largo de la superficie, el material puede romperse.

Figura 13. **Deslizamiento en Loma Linda, Tierra Nueva I, Chinautla**



Fuente: Youtube. *Deslizamiento en Loma Linda, Tierra Nueva I*. Conred GT. Consulta: diciembre de 2017

- Derrumbe: ocurre debido a las fuerzas derribadoras que causan la rotación de la roca, que pudo haberse estacionado en un ángulo inestable.

Figura 14. **Derrumbe en zona 10 de la capital de Guatemala**



Fuente: todanoticia.com. *Derrumbe en zona 10 de la capital*. Consulta: diciembre de 2017

- Propagación lateral: grandes bloques de tierra que se propagan en sentido horizontal fracturándose de su base original, por lo general ocurre en pendientes suaves, usualmente menores al 6%, propagándose de 3 a 5 metros, porque hay un rompimiento interno, formando grietas y acantilados.
- Aludes: estos suelen avanzar con un comportamiento líquido viscoso, rápido con capacidad de cubrir varios kilómetros, se forman luego de periodos de intensas lluvias. Un alud de lodo contiene por lo menos 50 por ciento de arena, sedimentos y partículas de arcilla. Dentro sus variaciones puede mencionarse el lahar (alud de lodo que se origina en la pendiente de un volcán).



Figura 15. **Alud que sepultó al Cambray 2, Santa Catarina Pínula**



Fuente: RAMOS, Jerson. Ald que sepultó al Cambray 2. Prensa Libre. Consulta: diciembre de 2017

El estudio de las características de la roca (composición, textura, tipo, entre otros), tienen influencia en el comportamiento del suelo que determina la permeabilidad, desgaste químico y físico que afecte la estabilidad. Deberá estudiarse aspectos estructurales como el tipo de estrato, planos, grietas, fallas, entre otros.

Uno de los factores importantes es la pendiente de una ladera, relacionada con la fuerza de sus materiales y aspecto, deberá estudiarse el origen de un posible movimiento del suelo. La vegetación juega un papel de suma importancia en las pendientes estabilizando con sus raíces (o bien puede suceder un efecto contrario fracturando en la superficie rocosa).

### **2.2.3. Vulnerabilidad en laderas**

Se consideran vulnerables todos los asentamientos construidos en laderas empinadas que presentan suelo débil, en la cima de acantilados o bien en la base de pendientes empinadas, y lugares donde se acumula material de aluviones, ocurriendo daño a las edificaciones.

### **2.2.4. Reducción de la vulnerabilidad**

Como parte de la reducción de la vulnerabilidad, los asentamientos humanos podrán situarse en terrenos estables, generados por la implementación del sistema de muro de retención propuesto bajo la condición de no sobrepasar la altura de contención equivalente a 2 metros (ver capítulo 8 de este documento), el diseño del sistema genera un aporte en la estabilidad de taludes y laderas. El área que se considere susceptibles y no apta para el asentamiento, podrá ser utilizada como área verde y deberá establecerse un control de la zona. Se deberá restringir la cantidad de edificaciones y actividades que produzcan un movimiento del suelo.

### **2.2.5. Zonas susceptibles a deslizamientos en Guatemala – fuente INSIVUMEH y CONRED**

- Antiguos deslizamientos
- A lo largo o en la base de taludes, laderas de montañas, orillas de barrancos, cuencas de drenaje menores u otras depresiones
- En el tope o en la base de antiguos taludes de relleno
- En el tope o en la base de cortes en taludes empinados

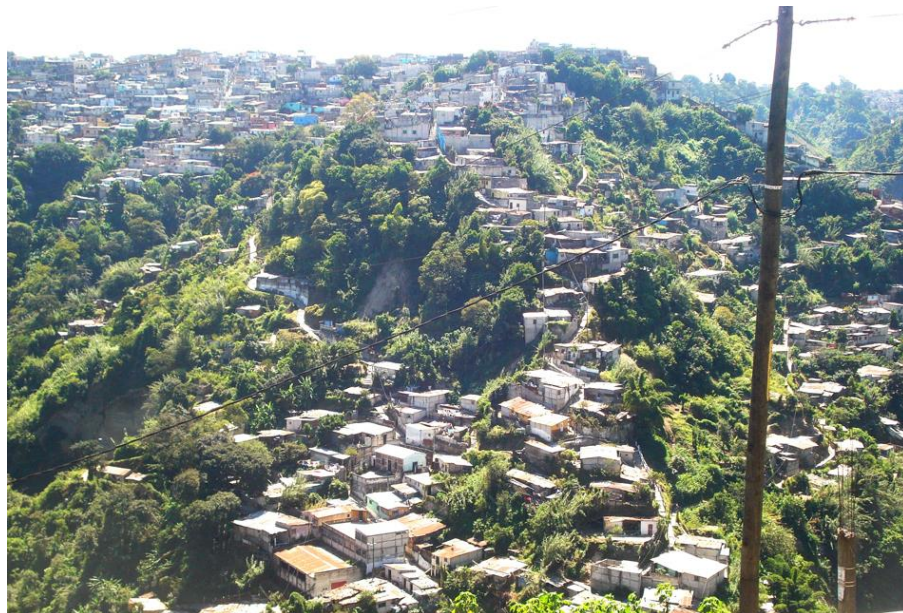
- En laderas desarrolladas donde se usen pozos sépticos u otras estructuras, de donde las aguas usadas se pueden filtrar.

Figura 16. **Viviendas en zonas de alto riesgo e inundaciones**



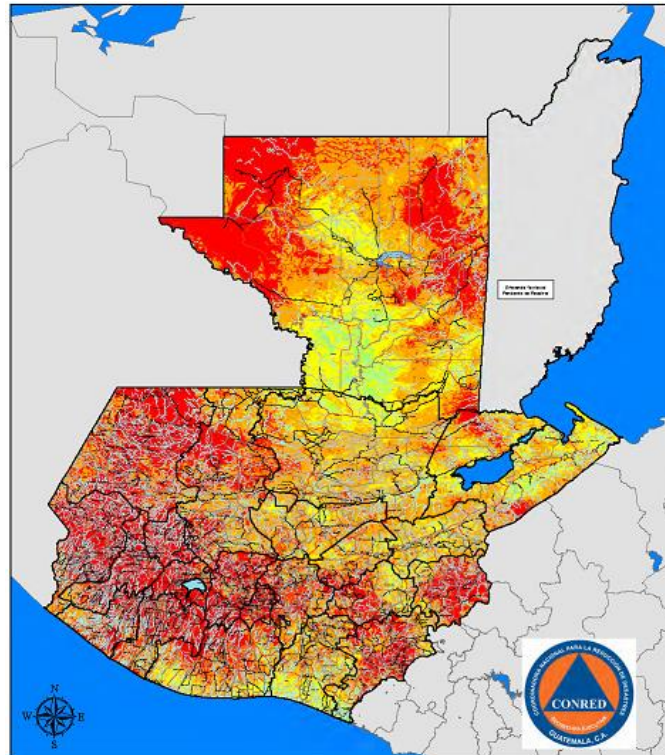
Fuente: Agencia EFE. *Viviendas en riesgo*. Prensa Libre. Consulta: diciembre de 2017.

Figura 17. **Déficit de vivienda en Guatemala**

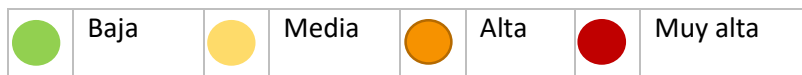


Fuente: Guateviviendas. *Déficit de viviendas*. Consulta: diciembre de 2017.

Figura 18. **Mapa de susceptibilidad dinámica a deslizamientos y acumulación de flujos - CONRED**



Fuente: Coordinadora Nacional Para la Reducción de Desastres 2 017.



### 2.2.6. Zonas de menor susceptibilidad a deslizamientos – fuente INSIVUMEH

- Superficies de roca masiva, libres de grietas y sin historial de movimiento o deslizamientos.
- Terrenos llanos que se encuentren lejos de taludes o cambios súbitos en los ángulos de las pendientes.
- A lo largo de la cima de montañas, lejos de bordes de pendientes.

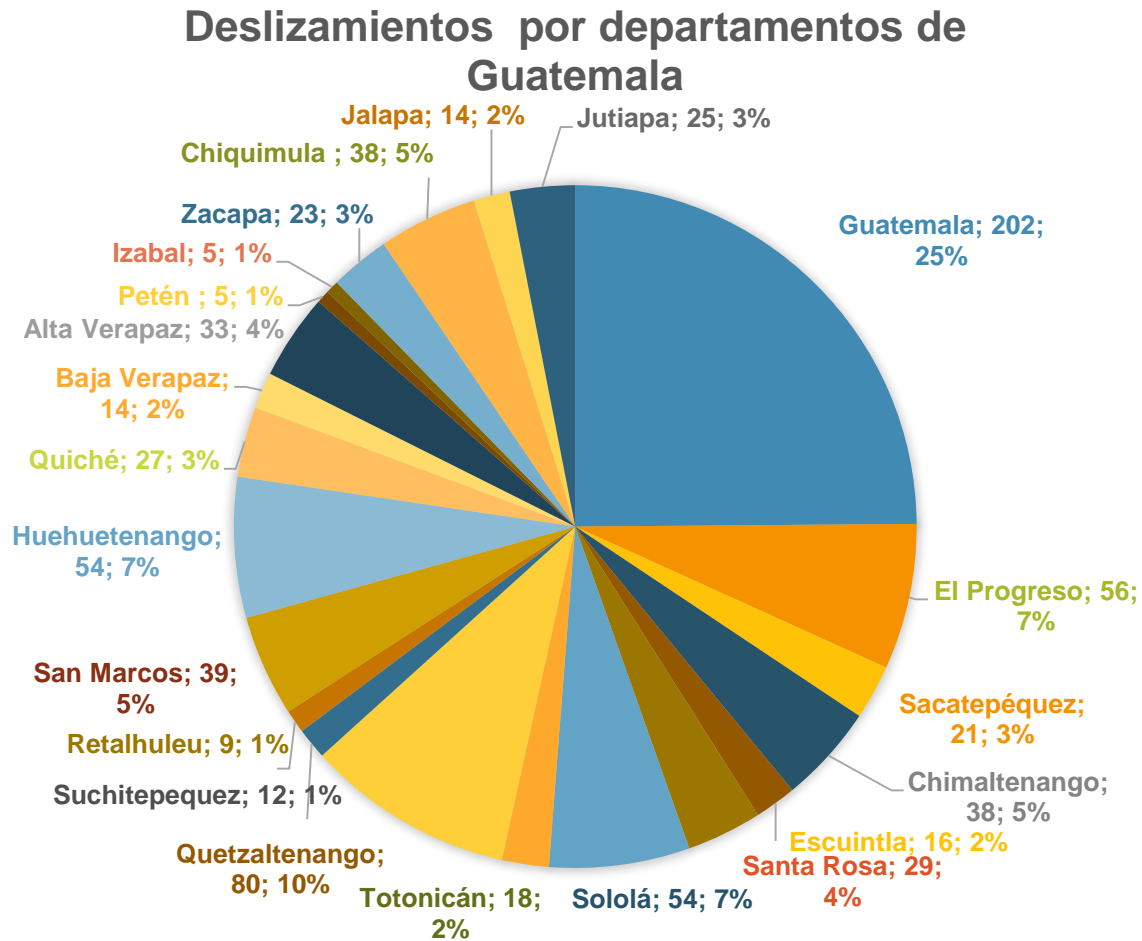
## 2.2.7. Movimiento en laderas en la República de Guatemala

Tabla I. **Deslizamientos históricos en la República de Guatemala, periodo (1 880 – 1 991); número de habitantes, área por departamento y porcentaje de viviendas elaboradas con materiales inadecuados; según censo efectuado en 2 011**

Departamento	Total	Área	Deslizamientos	Viviendas Materiales inadecuados
	Hab.	km2	Numero	%
Guatemala	3 134 276	2 126	202	33,9
El Progreso	157 490	1 922	56	33,5
Sacatepéquez	316 676	465	21	32,1
Chimaltenango	606 009	1 979	38	36,8
Escuintla	702 507	4 384	16	25,2
Santa Rosa	344 915	2 955	29	44,0
Sololá	430 573	1 061	54	42,0
Totonicán	472 614	1 061	18	59,0
Quetzaltenango	792 387	1 953	80	33,3
Suchitepequez	482 612	2 510	12	37,6
Retalhuleu	303 009	1 856	9	48,6
San Marcos	1 021 997	3 791	39	46,9
Huehuetenango	1 150 480	7 400	54	56,2
Quiché	955 705	8 378	27	70,2
Baja Verapaz	268 560	3 124	14	54,0
Alta Verapaz	1 119 823	8 686	33	77,2
Petén	628 383	35 854	5	54,4
Izabal	410 765	9 038	5	53,6
Zacapa	221 364	2 690	23	40,0
Chiquimula	367 998	2 376	38	60,6
Jalapa	314 095	2 063	14	70,1
Jutiapa	434 249	3 216	25	40,0

Fuente: deslizamiento, con base en los datos de INSIVUMEH, INE 2011.

Figura 19. Gráfica de porcentaje departamental de la cantidad de deslizamientos ocurridos en el país desde el año 1880 a 1991



Fuente: elaboración propia, datos de tabla I.

Interpretación de gráfica: la mayor cantidad de deslizamientos a nivel del país ocurren en el departamento de Guatemala (25 %), con un porcentaje menor, pero que representa el segundo puesto es el departamento de Quetzaltenango (10 %), ambos con menos del 69 % de viviendas “estables” por lo que el resto de la población que habita en las viviendas inestables, tienen mayor vulnerabilidad bajo este tipo de amenaza, considerando la ubicación en la que se encuentran.

Tabla II. **Deslizamientos en la República de Guatemala, densidad poblacional y densidad de deslizamientos según departamento**

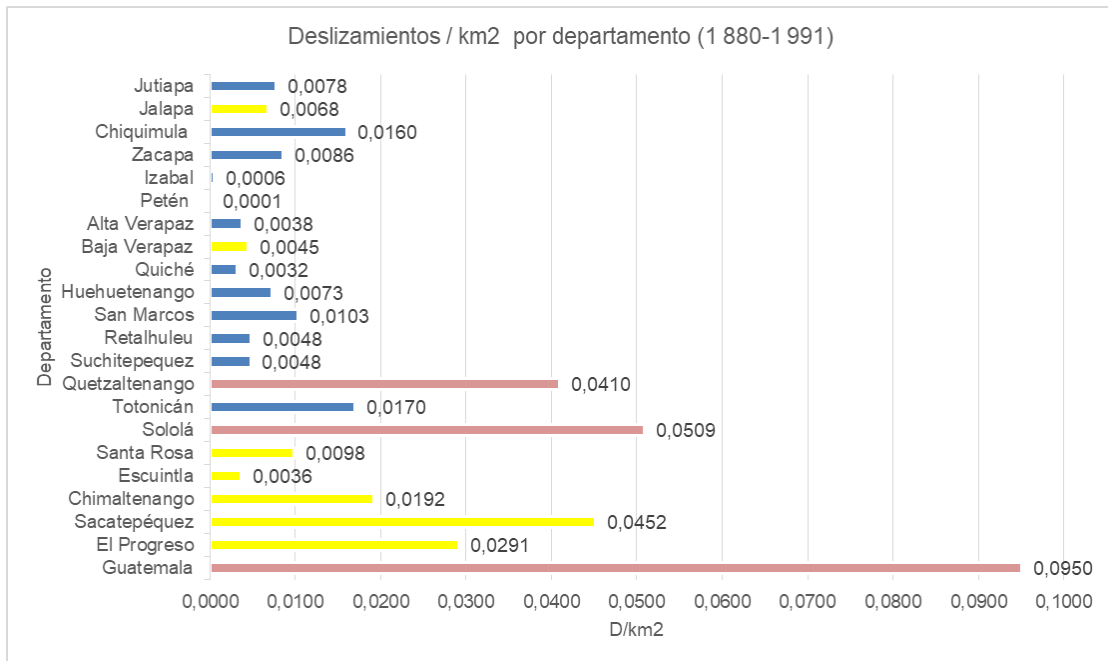
Departamento	D/km <sup>2</sup>	Hab./km <sup>2</sup>
Guatemala	0,0950	1 474,26
El Progreso	0,0291	81,94
Sacatepéquez	0,0452	681,02
Chimaltenango	0,0192	306,22
Escuintla	0,0036	160,24
Santa Rosa	0,0098	116,72
Sololá	0,0509	405,82
Totonicán	0,0170	445,44
Quetzaltenango	0,0410	405,73
Suchitepequez	0,0048	192,28
Retalhuleu	0,0048	163,26
San Marcos	0,0103	269,59
Huehuetenango	0,0073	155,47
Quiché	0,0032	114,07
Baja Verapaz	0,0045	85,97
Alta Verapaz	0,0038	128,92
Petén	0,0001	17,53
Izabal	0,0006	45,45
Zacapa	0,0086	82,29
Chiquimula	0,0160	154,88
Jalapa	0,0068	152,25
Jutiapa	0,0078	135,03

Fuente: elaboración propia.

Donde:

- D / km<sup>2</sup> = se refiere a la cantidad de deslizamientos por kilómetro cuadrado de cada departamento.
- La cantidad “D” fue obtenida de la tabla I.

Figura 20. **Gráfica de Índice departamental de la cantidad de deslizamientos por km<sup>2</sup> en el país desde el año 1880 a 1991**



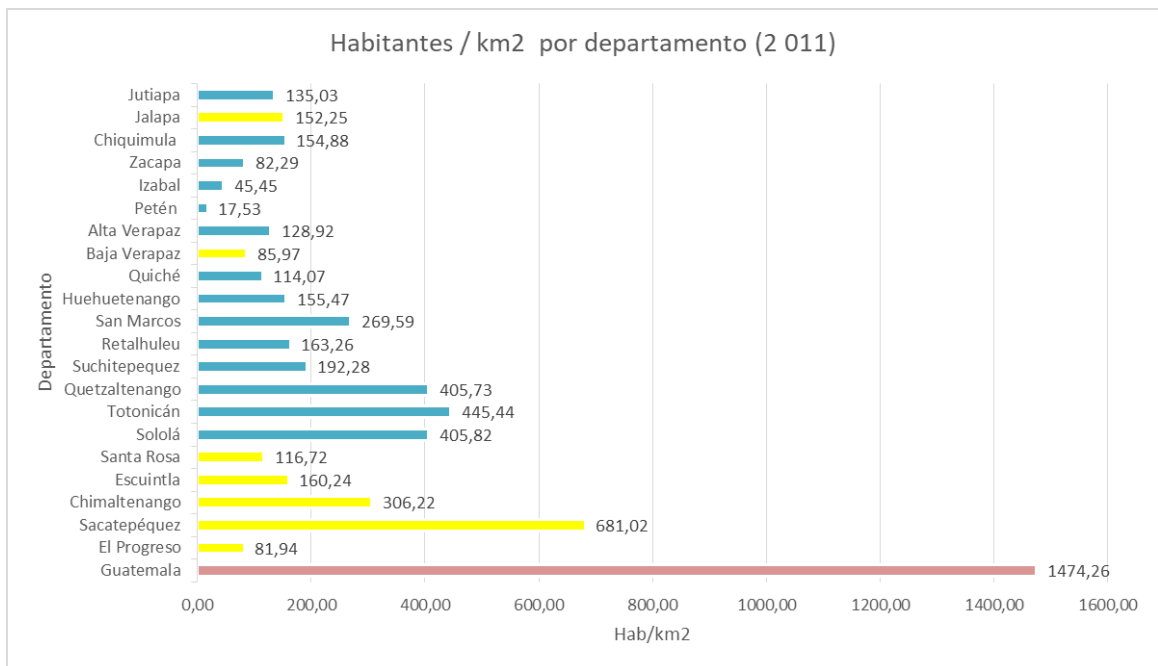
Fuente: elaboración propia, con base a los datos de la tabla II.

Interpretación de gráfica 2: al obtener una densidad de deslizamientos, es notorio que el departamento de Guatemala y Quetzaltenango siguen encabezando junto al departamento de Sololá, una cantidad de deslizamientos por kilómetro cuadrado, representando el riesgo a deslizamientos en áreas de asentamientos humanos, laderas y barrancos. Las barras en color amarillo representan a los departamentos que se destacan por rodear al departamento de Guatemala, con el fin de analizar el comportamiento alrededor del área de estudio de esta investigación. Debe tomarse en cuenta la ubicación de los mayores índices, ya que se relaciona con las estructuras geológicas del país (fallas y volcanes).



Parte del riesgo incluye la cantidad de habitantes vulnerables, el hacinamiento de guatemaltecos que buscan fuentes de empleo, o se ven en la necesidad económica de establecerse en zonas no aptas como lo son los asentamientos en laderas y barrancos, por lo que se analizará si existe o no coincidencia entre D/km<sup>2</sup> y Hab. /km<sup>2</sup>.

**Figura 21. Gráfica sobre el índice de habitantes por km<sup>2</sup> en los departamentos del país en base al censo habitacional 2 011**

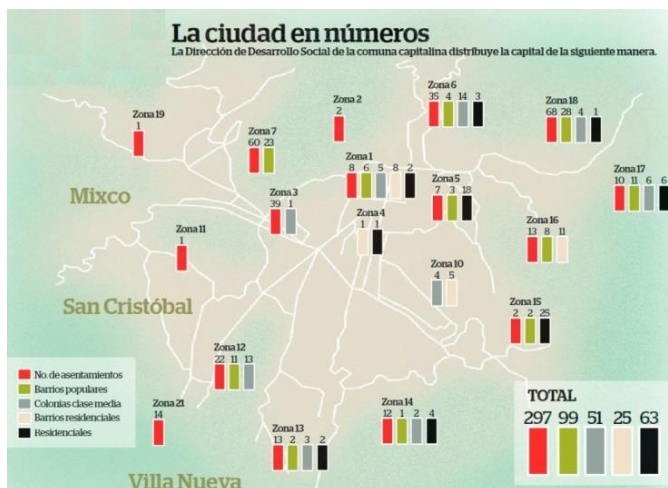


Fuente: elaboración propia, con base a los datos de tabla II.

Interpretación de gráfica 3: el departamento de Guatemala se destaca por el incremento de su población, según la historia luego de la caída del General Jorge Ubico, fortaleció la libre movilización de la población según el censo poblacional de 1 950, evidenciando movimientos migratorios internos entre departamentos contiguos, ya que se vio impulsado el desarrollo industrial concentradas en la ciudad de Guatemala. En 1 964 un tercio de la población migraba al departamento de Guatemala, asentándose principal mente en las

zonas 5, 6 y 8, cerca del centro de la ciudad y en áreas consideradas de bajo ingreso siendo zona 7, 11 y 18. Dentro de los resultados se determinó que la tasa de crecimiento demográfico, agudizó el problema de acceso a vivienda por causas de desempleo, por lo que la invasión en laderas y barrancos aumento en las zonas 3, 5 y 6.

Figura 22. **Mapa de contabilidad de asentamientos humanos en la ciudad de Guatemala**

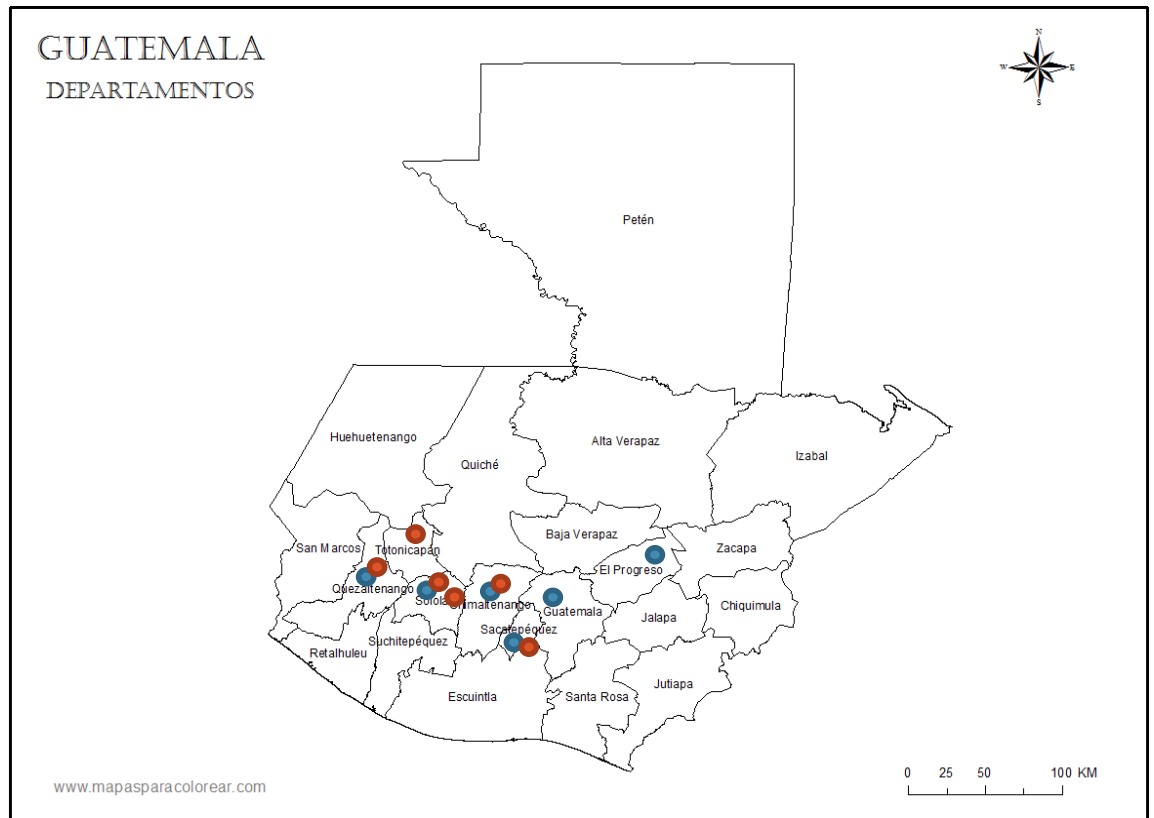


Fuente: MÉNDEZ, Claudia. *La capital registra 297 asentamientos precarios*. El Periódico. Consulta: diciembre de 2017.



De acuerdo a lo mencionado, la migración de las personas originarias de los departamentos aledaños, puede ser evidente en base a los resultados de densidad obtenidos en la figura 21, los 297 asentamientos representan el 55,5% de la distribución de vivienda en la ciudad capital.

Como parte del análisis de riesgo se tomaron seis datos representativos de densidad de deslizamientos y habitantes, ubicándolos sobre un mapa, evaluando la relación que existe con el riesgo en el caso de estar situados en zonas geológicas vulnerables.

Figura 23. **Análisis de departamentos con mayor densidad de deslizamientos/km<sup>2</sup> y habitantes/km<sup>2</sup>.**



Fuente: elaboración propia, con base al mapa obtenido en Mapas para colorear.com, *Guatemala*. Consulta: diciembre de 2017.

	Mayor # de Habitantes / km <sup>2</sup>
	Mayor # de Deslizamientos / km <sup>2</sup>

Los departamentos con resultados representativos son Guatemala, Sacatepéquez, Chimaltenango, Sololá, Totonicapán, Quetzaltenango y El Progreso, coincidentemente, la ubicación de estos en la zona montañosa del centro, y siendo atravesado por la Sierra Madre; lo que indica ser zonas vulnerables a deslizamientos, derrumbes, aludes y caídas de material rocoso.

Guatemala está sometida a constantes sismos y erupciones volcánicas, en el siguiente mapa puede observarse la orografía del país, se incluye la anterior mencionada “Sierra Madre”.

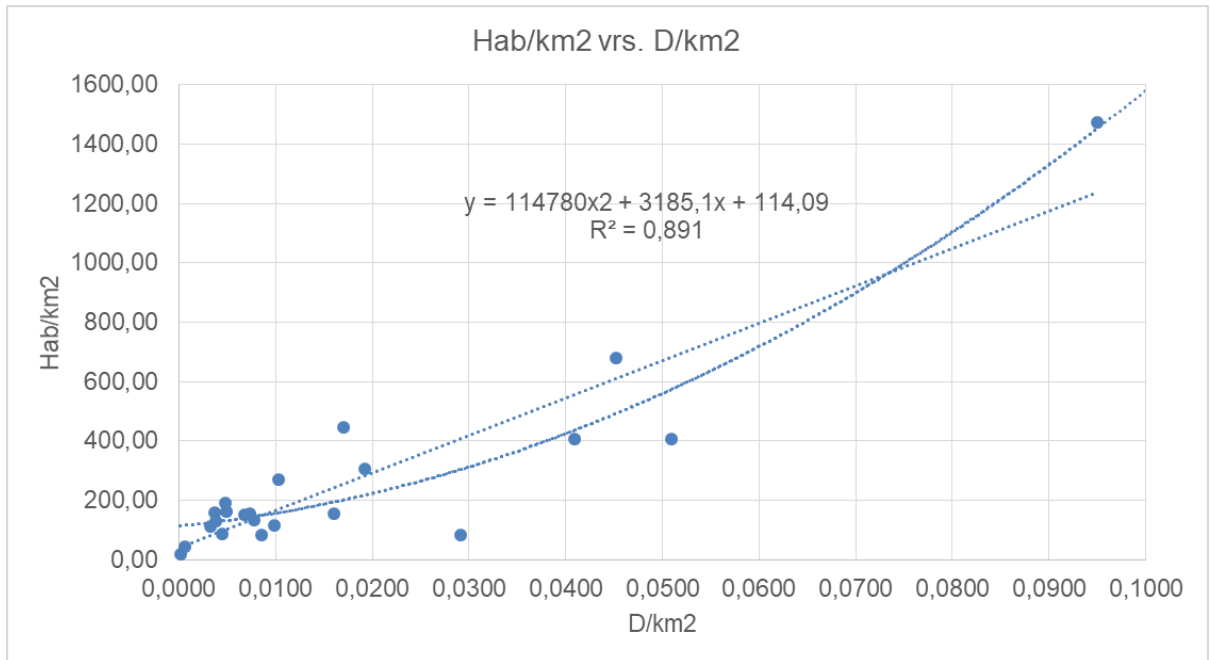
Figura 24. **Mapa de orografía de Guatemala**



Fuente: MAGDALENO, Fernando. *Orografía*. Consulta: febrero de 2017.

Mediante el análisis de las densidades habitantes y deslizamientos sobre kilómetro cuadrado, de cada departamento del país, se obtiene la gráfica polinómica de segundo orden con variaciones entre sus datos, con el fin de obtener una ecuación que permita determinar un porcentaje de habitantes en riesgo.

Figura 25. **Gráfica sobre el análisis de densidades - habitantes/km<sup>2</sup> vs. deslizamientos/Km<sup>2</sup> de Guatemala**



Fuente: elaboración propia, con base a los datos de la tabla II.

De acuerdo a la ecuación polinómica de segunda orden obtenida:

$$y = 114\,782x^2 + 3\,185,1x + 114,09 \text{ (Ecuación \#1)}$$

Donde:

- y es la densidad Habitantes / km<sup>2</sup>
- x es la densidad Deslizamientos/km<sup>2</sup>

Con un valor de R<sup>2</sup> igual a 0,89 siendo el más próximo al entero, se considera válida esta ecuación; evaluando los valores en “x” obtenidos del INSIVUMEH, obtenemos un valor calculado de Habitantes sobre kilómetro cuadrado, se obtiene la relación de Hab. /km<sup>2</sup> reales sobre Hab. /km<sup>2</sup> calculados, de la sumatoria de estos valores, se obtiene un porcentaje que determinará la cantidad de habitantes en riesgo de cada departamento del país.

Tabla III. **Análisis y resultados de la población en riesgo por kilómetro cuadrado en cada departamento de Guatemala**

Departamento	Polinómica	Hab./Hab.	Rel. Hab./Hab.	Población afectada
	Hab./km <sup>2</sup>		%	
Guatemala	1 452,92	1,0147	4,64	145 385,84
El Progreso	304,33	0,2692	1,23	1 938,46
Sacatepéquez	492,03	1,3841	6,33	20 037,14
Chimaltenango	217,57	1,4075	6,43	38 991,29
Escuintla	127,24	1,2593	5,76	40 443,38
Santa Rosa	156,40	0,7463	3,41	11 767,21
Sololá	573,52	0,7076	3,23	13 927,85
Totonicán	201,16	2,2144	10,12	47 841,57
Quetzaltenango	437,15	0,9281	4,24	33 619,40
Suchitepequez	131,94	1,4573	6,66	32 150,97
Retalhuleu	132,23	1,2346	5,64	17 101,80
San Marcos	159,00	1,6955	7,75	79 211,49
Huehuetenango	143,44	1,0838	4,95	57 002,45
Quiché	125,55	0,9086	4,15	39 696,60
Baja Verapaz	130,67	0,6579	3,01	8 077,01
Alta Verapaz	127,85	1,0084	4,61	51 622,36
Petén	114,54	0,1530	0,70	4 395,61
Izabal	115,89	0,3922	1,79	7 364,29
Zacapa	149,71	0,5497	2,51	5 562,25
Chiquimula	194,39	0,7968	3,64	13 403,68
Jalapa	140,99	1,0799	4,94	15 505,43
Jutiapa	145,79	0,9262	4,23	18 386,45

Fuente: elaboración propia, con base en los datos INE 2011.

La relación Hab.R /Hab.C Representa el porcentaje de población afectada en cálculos numéricos, determinado a partir de las estadísticas de deslizamientos, población y el análisis de datos geográficos de Guatemala. La población afectada se grafican de manera comparativa, ubicando los datos representativos sobre el mapa geográfico del país.

El porcentaje de la población afectada por deslizamientos se calcula de la siguiente forma:

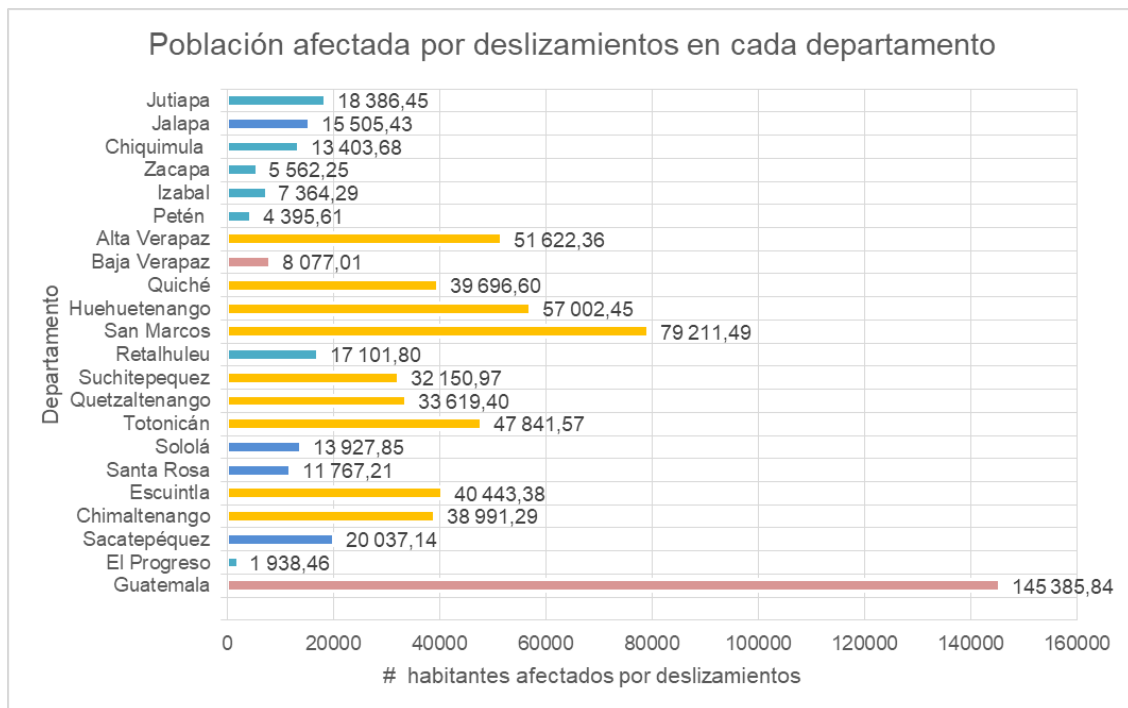
- Se dividen la densidad de habitantes reales sobre la densidad de habitantes calculados por medio de la ecuación Polinómica de segundo grado que se obtuvo de la figura 25; y se obtiene un valor “ $x_n$ ”.

$$\frac{Hab.R/km^2}{Hab.C /km} = "x_n"$$

- El valor de " $x_n$ " se divide dentro de la sumatoria de todos los valores obtenidos de " $x_n$ " de los departamentos del país, resultando el porcentaje de población afectada por deslizamientos.

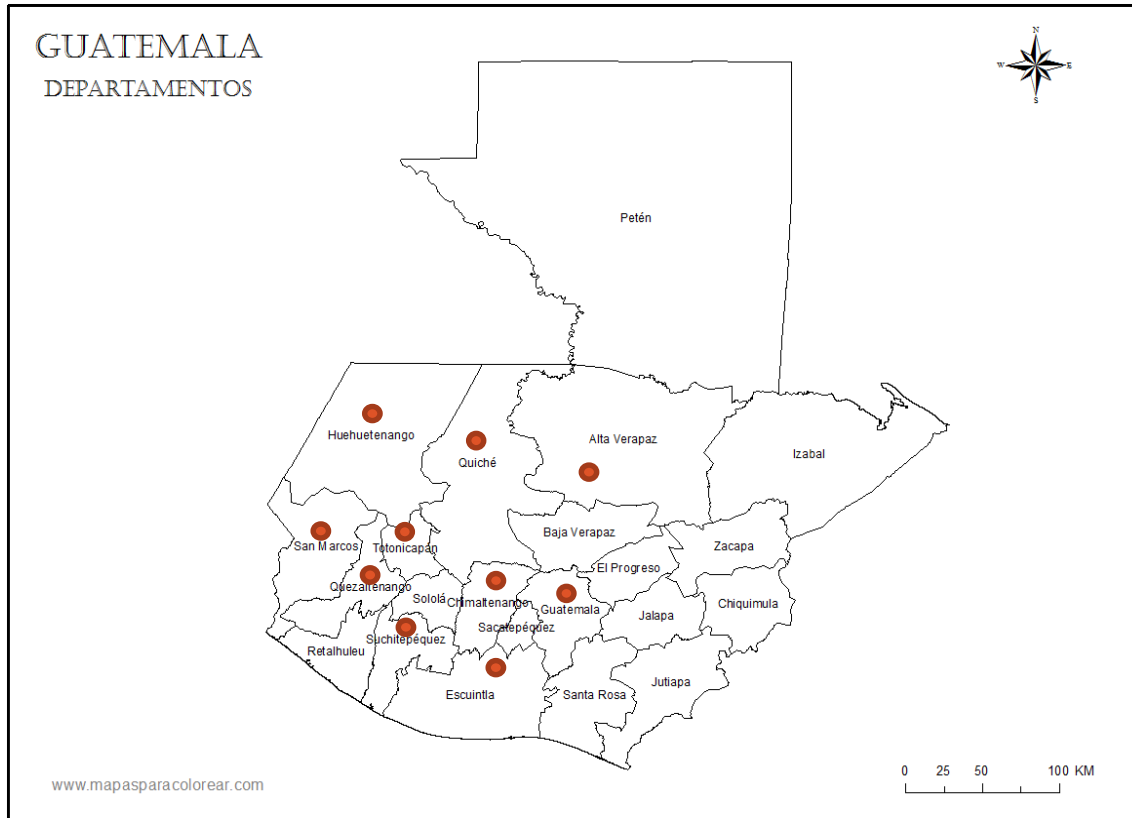
$$\frac{x_n}{\sum x_{1-22}} = \% \text{ de Población afectada por departamento}$$

Figura 26. **Gráfica de la población afectada por deslizamientos en cada departamento**

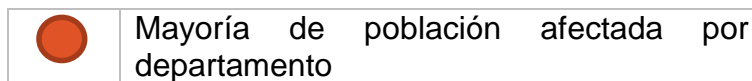


Fuente: elaboración propia, con base a los datos de la tabla II y III.

Figura 27. **Análisis de población guatemalteca afectada por deslizamientos en cada departamento**



Fuente: elaboración propia, con base al mapa obtenido en Mapas para colorear.com, *Guatemala*. Consulta: diciembre de 2017.

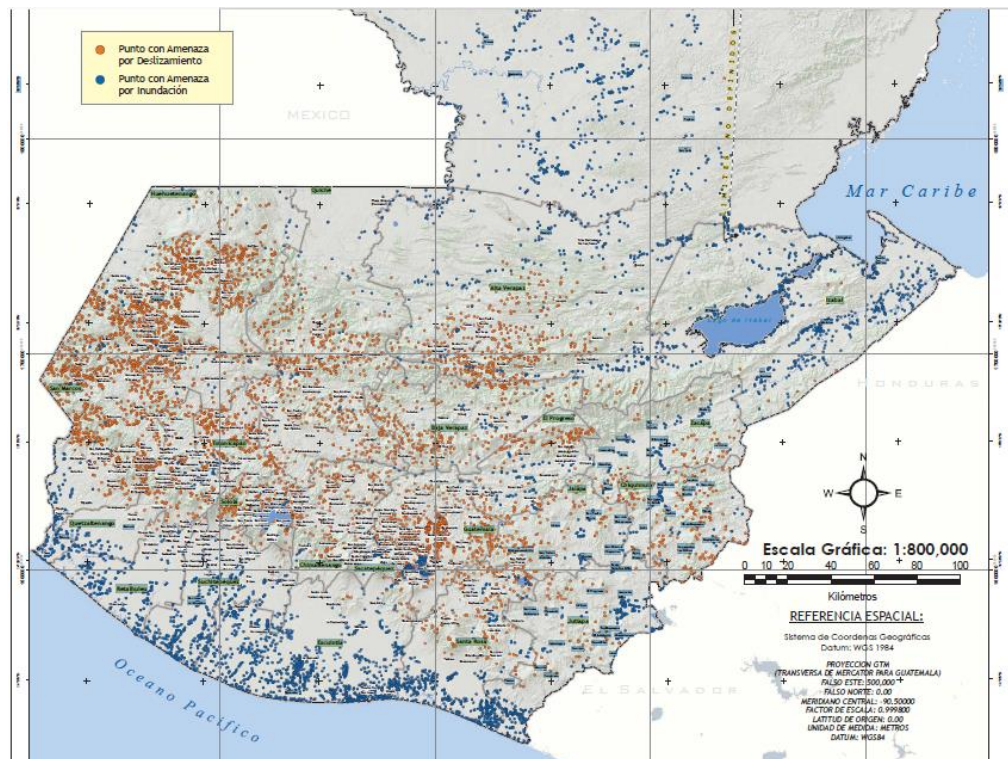


El departamento de Guatemala se coloca en el primer puesto de vulnerabilidad debido a la migración interna y que habita en zonas de laderas y barrancos, seguida por el departamento de San Marcos, Huehuetenango, Quiché, Alta Verapaz, Totonicapán, Quetzaltenango, Suchitepéquez, Escuintla y Chimaltenango. Los resultados del análisis anterior, reflejan una coincidencia de estos resultados (departamentos) en el Sistema de la Sierra Madre: Sierra de Chuacús, Montañas de San Juan y el Sistema de los Cuchumatanes: Sierra de Chamá.





A continuación los datos obtenidos cuantitativamente serán comparados con la información obtenida en el Mapa de Puntos identificados con amenaza por deslizamientos e inundaciones República de Guatemala de CONRED.

**Figura 28. Puntos identificados con amenaza por deslizamientos e inundaciones República de Guatemala - CONRED**

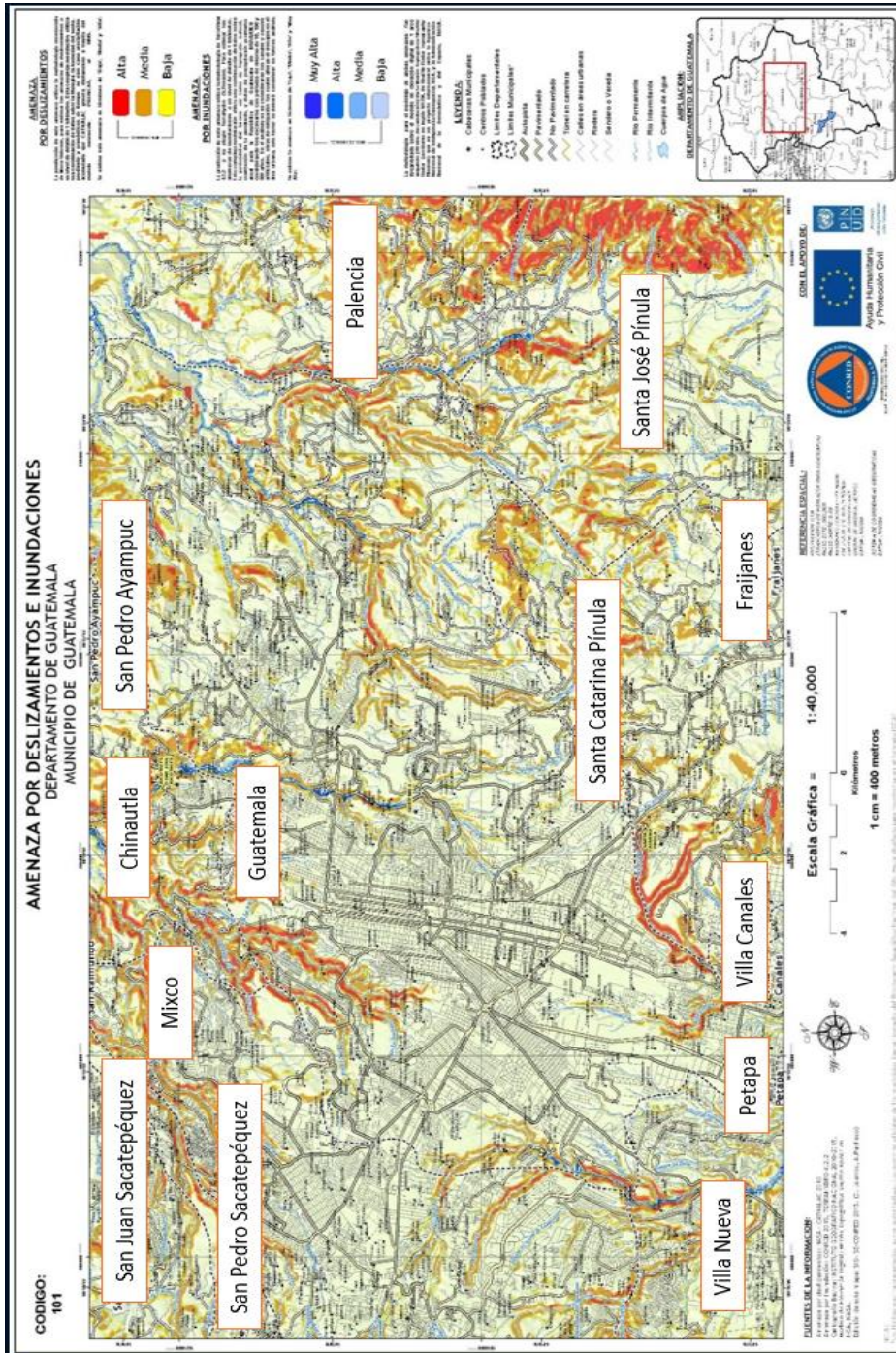


Fuente: Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres. Consulta: febrero de 2017.

	Punto con amenaza por deslizamiento
	Punto con amenaza por inundación

La coincidencia de puntos con amenaza de deslizamiento en los departamentos con mayoría de población afectada es evidente y observable en la figura 27.

Figura 29. Amenaza por deslizamiento e inundaciones en el departamento de Guatemala



Fuente: elaboración propia, con base a el mapa de la Coordinadora Nacional para la Reducción de Desastres CONRED. Consulta: febrero de 2017.

## 2.2.8. Análisis del tipo de vivienda en Guatemala y material de elaboración

Como parte del análisis de riesgo, se obtiene el porcentaje de viviendas con material inadecuado, en base a los datos obtenidos del cuadro 12 del censo poblacional 2 011. (Mostrados en la tabla I de este documento).

Tabla IV. **Habitantes y porcentaje de viviendas elaboradas con materiales inadecuados a nivel nacional, porcentaje de vivienda INE 2011**

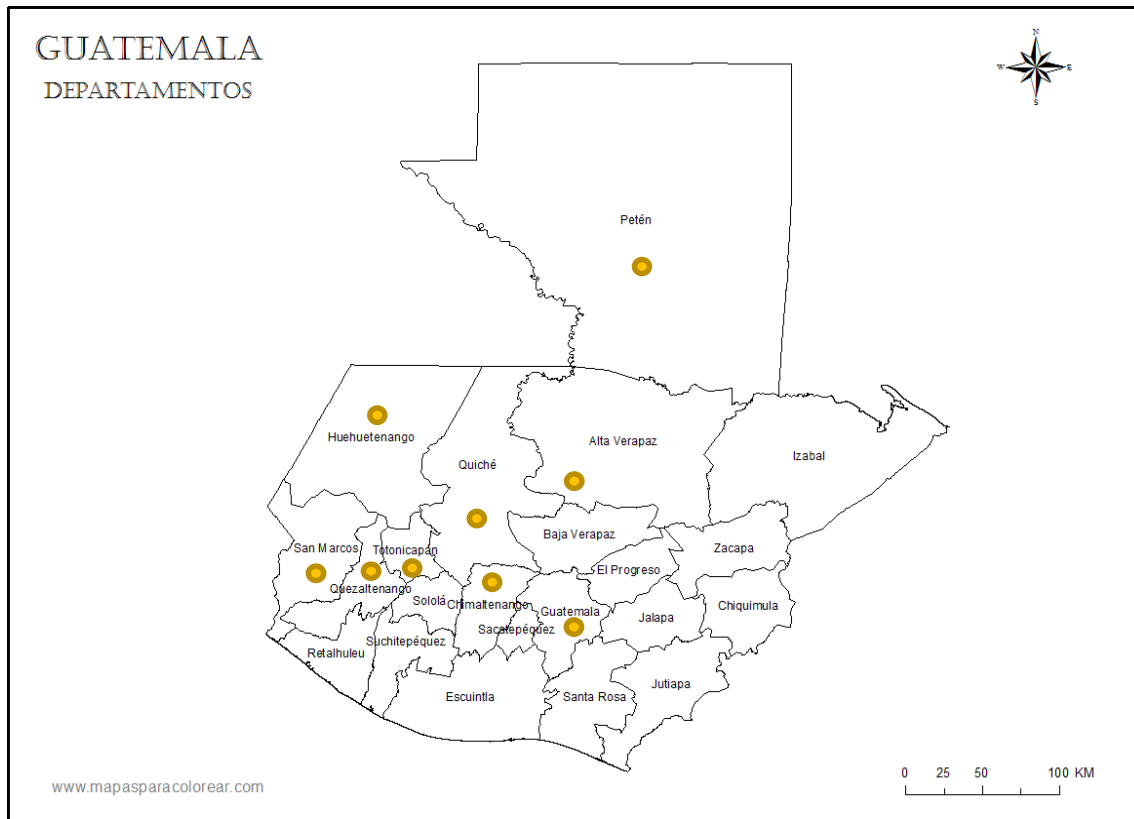
Departamento	Total	Viviendas Materiales inadecuados	# de Viviendas	# Viviendas con materiales inadecuados	% a nivel nacional
	Hab.	%			
Guatemala	3 134 276	33,9	626 855,20	212503,91	7,26%
El Progreso	157 490	33,5	31 498,00	10 551,83	0,36%
Sacatepéquez	316 676	32,1	63 335,20	20 330,60	0,69%
Chimaltenango	606 009	36,8	121 201,80	44 602,26	1,52%
Escuintla	702 507	25,2	140 501,40	35 406,35	1,21%
Santa Rosa	344 915	44,0	68 983,00	30 352,52	1,04%
Sololá	430 573	42,0	86 114,60	36 168,13	1,24%
Totonicán	472 614	59,0	94 522,80	55 768,45	1,91%
Quetzaltenango	792 387	33,3	158 477,40	52 772,97	1,80%
Suchitepequez	482 612	37,6	96 522,40	36 292,42	1,24%
Retalhuleu	303 009	48,6	60 601,80	29 452,47	1,01%
San Marcos	1 021 997	46,9	204 399,40	95 863,32	3,27%
Huehuetenango	1 150 480	56,2	230 096,00	129 313,95	4,42%
Quiché	955 705	70,2	191 141,00	134 180,98	4,58%
Baja Verapaz	268 560	54,0	53 712,00	29 004,48	0,99%
Alta Verapaz	1 119 823	77,2	223 964,60	172 900,67	5,91%
Petén	628 383	54,4	125 676,60	68 368,07	2,34%
Izabal	410 765	53,6	82 153,00	44 034,01	1,50%
Zacapa	221 364	40,0	44 272,80	17 709,12	0,60%
Chiquimula	367 998	60,6	73 599,60	44 601,36	1,52%
Jalapa	314 095	70,1	62 819,00	44 036,12	1,50%
Jutiapa	434 249	40,0	86 849,80	34 739,92	1,19%

Fuente: elaboración propia, con base en los datos INE 2011.


Nota: se asumió una cantidad de cinco habitantes por vivienda.

Volvemos al mapa de Guatemala, ubicando a los departamentos con mayor porcentaje de viviendas elaboradas con materiales inadecuados:

Figura 30. **Mayores porcentajes de viviendas guatemaltecas elaboradas con materiales inadecuados a nivel nacional**



Fuente: elaboración propia, con base al mapa obtenido en Mapas para colorear.com, *Guatemala*. Consulta: diciembre de 2017.

	Porcentaje de viviendas guatemaltecas elaboradas con materiales inadecuados.
---	--

Existe una coincidencia con el mapa que muestra los mayores índices de deslizamiento debido a la vulnerabilidad en la población solamente por el tipo de material de construcción que utilizan en su vivienda; añadiendo que los métodos constructivos no sean los adecuados; considerando la ubicación en

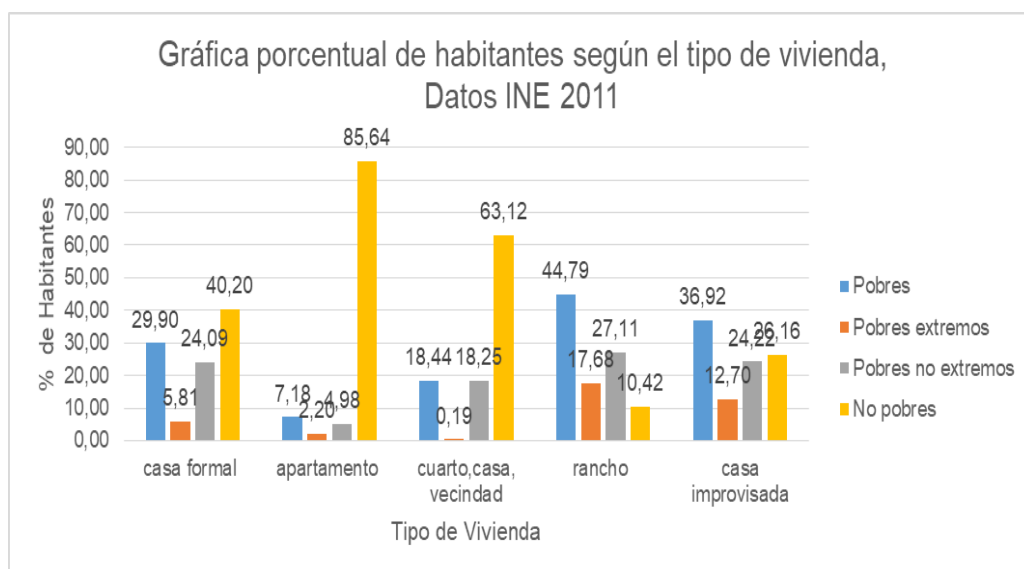
asentamientos de laderas y barrancos. Para el análisis de los materiales los datos obtenidos del tipo de material y la cantidad de población según su capacidad económica, se obtuvieron de la tabla total nacional; Características de la vivienda y el hogar; por condición de pobreza; según características seleccionadas; en cifras absolutas (referencia anexos, página 31, censo del 2011).

Tabla V. **Número de habitantes según el tipo de vivienda y nivel de pobreza**

Tipo de vivienda	Pobres	Pobres extremos	Pobres no extremos	No pobres	Σ
Casa formal	1 118 308	217 339	900 969	1 503 456	3 740 072
Apartamento	3 320	1 016	2 304	39 598	46 238
Cuarto casa Vecindad	18 231	186	18 045	62 402	98 864
Rancho	53 480	21 110	32 370	12 436	119 396
Casa improvisada	100 848	34 683	66 165	71 464	273 160

Fuente: elaboración propia, con base en los datos INE 2011.

Figura 31. **Gráfica del porcentaje de habitantes según el tipo de vivienda y nivel de pobreza**



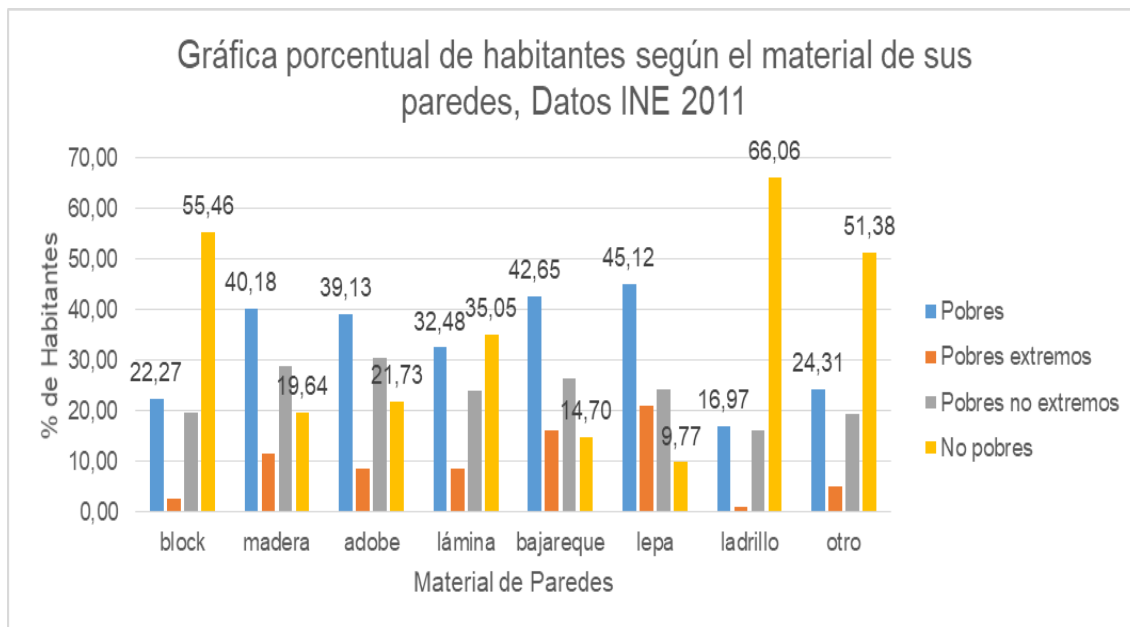
Fuente: elaboración propia, con base en los datos INE 2011 y tabla V.

Tabla VI. **Número de habitantes según el material de paredes en la vivienda y nivel de pobreza**

Material de paredes	Pobres	Pobres extremos	Pobres no extremos	No pobres	Σ
Block	486 507	58 327	428 180	1 211 645	2 184 659
Madera	272 533	77 632	194 901	133 252	678 318
Adobe	357 900	78 469	279 431	198 738	914 538
Lámina	69 179	17 899	51 280	74 650	213 008
Bajareque	30 070	11 389	18 681	10 361	70 501
Lepa	60 357	27 913	32 444	13 066	133 780
Ladrillo	5 825	327	5 498	22 674	34 324
Otro	11 816	2 378	9 438	24 970	48 602

Fuente: elaboración propia, con base en los datos INE 2011..

Figura 32. **Gráfica del porcentaje de habitantes según el material de paredes en la vivienda y nivel de pobreza**



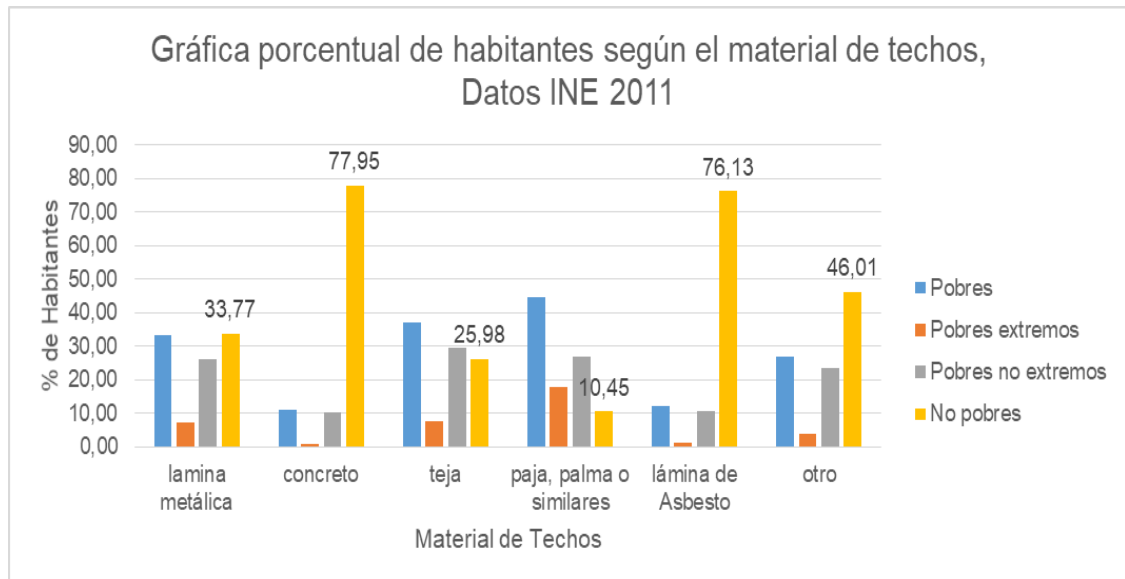
Fuente: elaboración propia, con base en los datos INE 2011 y tabla VI.

Tabla VII. **Número de habitantes según el material de techo en la vivienda y nivel de pobreza**

Material de techo	Pobres	Pobres extremos	Pobres no extremos	No pobres	Σ
Lámina metálica	1 057 678	226 690	830 988	1 078 678	3 194 034
Concreto	70 250	4 157	66 093	496 800	637 300
Teja	105 133	21 235	83 896	73 793	284 057
Paja, palma o similares	53 406	21 279	32 127	12 458	119 270
Lámina de Asbesto	3 095	334	2 761	19 745	25 935
Otro	4 625	639	3 986	7 882	17 132

Fuente: elaboración propia, empleando hoja de cálculo de Microsoft Excel 2 013 y Censo poblacional 2 011.

Figura 33. **Gráfica del porcentaje de habitantes según el material de techo en la vivienda y nivel de pobreza.**



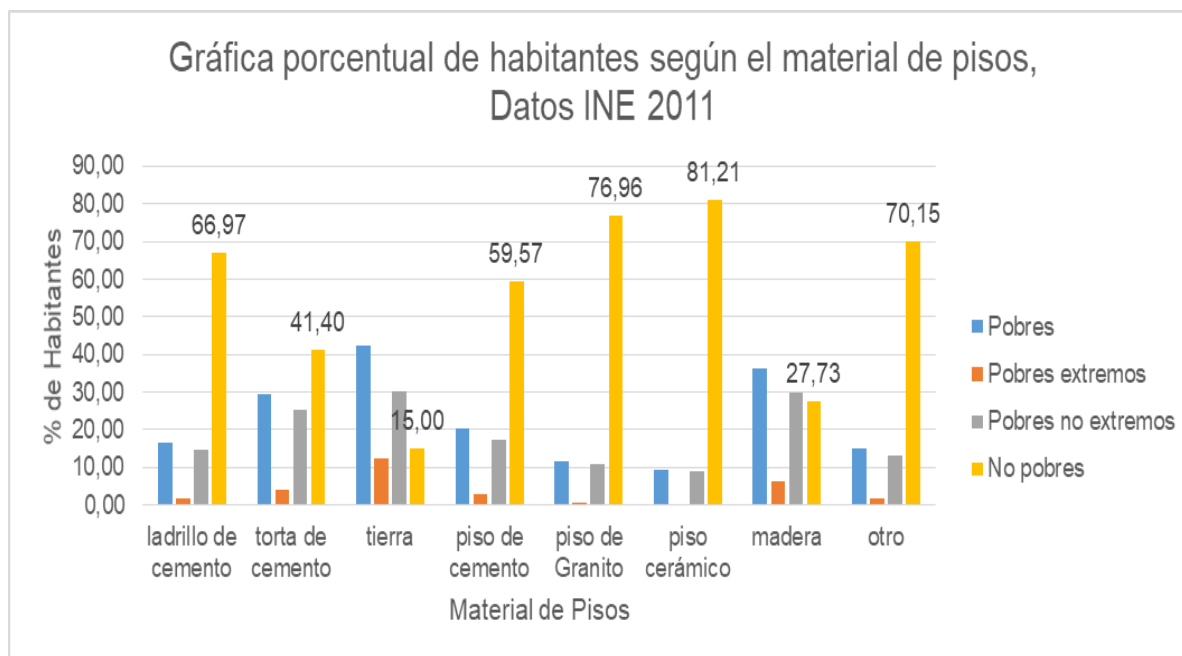
Fuente: elaboración propia, empleando hoja de cálculo de Microsoft Excel 2013 y tabla VII.

Tabla VIII. **Número de habitantes según el material de piso en la vivienda y nivel de pobreza**

Material de piso	Pobres	Pobres extremos	Pobres no extremos	No pobres	Σ
Ladrillo de cemento	32 849	3 639	29210	133 224	198 922
Torta de cemento	457 449	64 800	392 649	646 459	1 561 357
Tierra	670 677	193 255	477 422	236 620	1 577 974
Piso de cemento	62 299	8 584	53 715	183 617	308 215
Piso de Granito	33 751	1 422	32 329	225 529	293 031
Piso cerámico	29 490	1 366	28 124	254 932	313 912
Madera	6 892	1 171	5 721	5 289	19 073
Otro	780	97	683	3 666	5 226

Fuente: elaboración propia, con base en los datos INE 2011.

Figura 34. **Gráfica del porcentaje de habitantes según el material de piso en la vivienda y nivel de pobreza**



Fuente: elaboración propia, con base en los datos INE 2011 y tabla VIII.

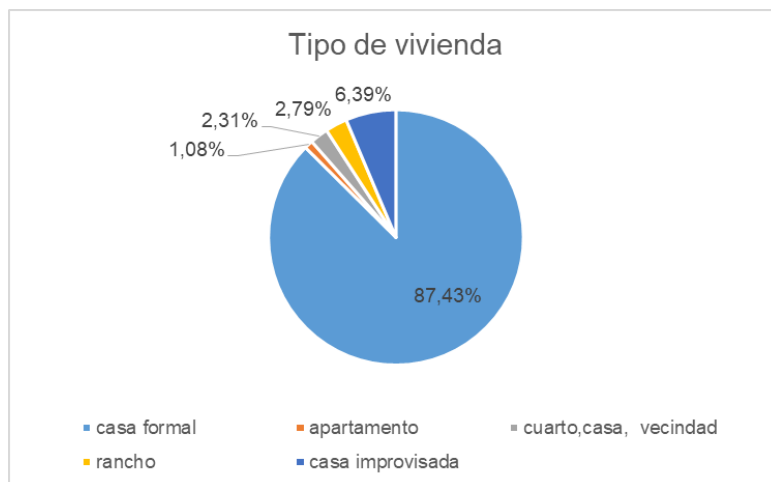
- Para el caso del tipo de vivienda, el 40,20% de las personas clasificadas como “No pobres” habitan en casas formales, el 85,64% ocupan



apartamentos, un 63,12% habita en cuarto, casa o vecindad; para el caso de habitar en rancho o casa improvisada las estadísticas dan un giro, colocando con un 44,79% de personas “Pobres” como mayoría en habitar en rancho, como un 36,92% habitan en casa improvisada, seguidas de la clasificación “pobres extremos” con un 27,11% y 24,22% respectivamente. Aunque personas “No pobres ocupan el 26,16% en la vivienda del tipo improvisada.

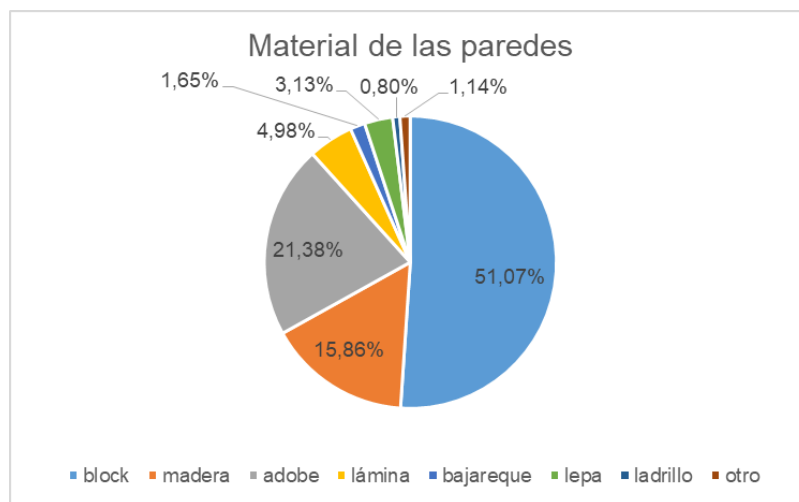
- El material que predomina en las paredes de las personas “pobres” es la lepa (45,12%), bajareque (42,65%), madera (40,18%) y adobe (39,13%); para los “pobres extremos” e bajareque (24,25%)| adobe con un (21,73%) y lepa (24,25%), para los “No pobres” los materiales más utilizados son el ladrillo (66,06%), block (55,46%) y otro (51,38%), los porcentajes son respecto al total de población (integrando todas la clases económicas con respecto al tipo de material).
- La lámina metálica es utilizada en un 33,77% por los “no pobres” y un 26,02% por los “pobres extremos”; el concreto en un 77,95% por los “No pobres”; la teja en un 37,01% por los “Pobres”; la paja, palma o similares en un 44,78% por los “Pobres” y un 26,94% por “pobres extremos”; la lámina de asbesto en un 76,13% por los “No pobres” y entre otros materiales el 46,01% es utilizado por No pobres.
- Para pisos de ladrillo de cemento el 66,97% corresponde a “no pobres”, la torta de cemento un 41,40% son “no pobres”, el 42,50% de “pobres” tiene piso de tierra, el 59,57% que tiene piso de cemento es para personas “no pobres”, el 76,96% de las personas con piso de Granito, el 81,21% de piso cerámico pertenece a los “no pobres”; en el piso de madera el 36,13% como mayoría es utilizado por personas “pobres”; predominan el uso de otros materiales por personas “no pobres” con un 70,15%. para las personas “pobres extremos” predomina la tierra, torta de cemento y madera.

Figura 35. **Gráfica de porcentaje de habitantes según el tipo de vivienda a nivel nacional**



Fuente: elaboración propia, con base en los datos INE 2011.

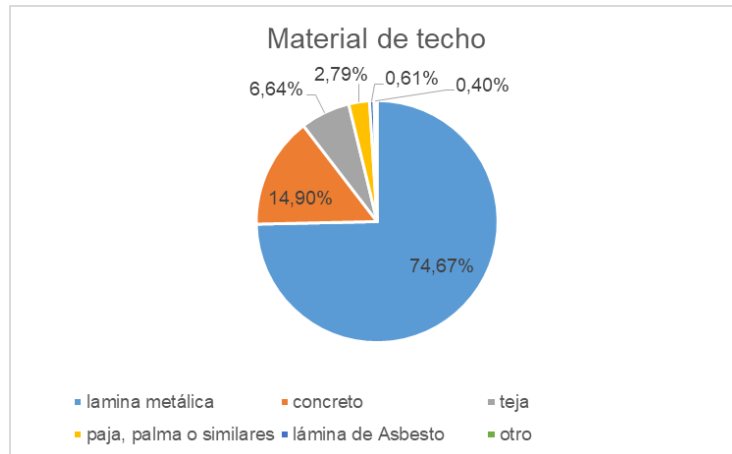
Figura 36. **Gráfica de porcentaje de habitantes según el material de sus paredes a nivel nacional**



Fuente: elaboración propia, datos tabla VI, con base en los datos INE 2011.

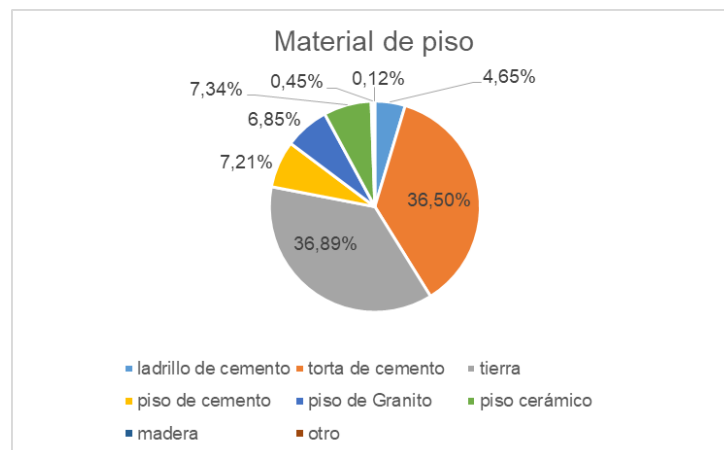
El tipo de vivienda más utilizada en Guatemala es del tipo casa formal con un 87,43%, seguida del tipo vivienda improvisada con el 6,39%; el material de sus paredes es de block para un 51,07%, seguida del adobe con 21,38%.

Figura 37. **Gráfica de porcentaje de habitantes según el material de techo a nivel nacional**



Fuente: elaboración propia, datos tabla VII, con base en los datos INE 2011.

Figura 38. **Gráfica de porcentaje de habitantes según el material de piso a nivel nacional**



Fuente: elaboración propia, datos tabla VIII, con base en los datos INE 2011.

En mayoría, los techos en las viviendas es de lámina metálica en un 74,67% y un 14,90% de concreto; por último el material predominante de piso en las viviendas es de tierra 36,89%, seguida de un 36,50% que indica ser torta de cemento.

### **2.2.9. Lixiviados y otros contaminantes en taludes y barrancos**

La acumulación de basura en “vertederos no controlados” refiriéndose a barrancos, áreas verdes, alcantarillas, incluso la calle por donde el ser humano camina en su día a día, son el producto de la falta de lógica y la visión hacia el futuro sin la idea de “reducir, reutilizar y reciclar”, puesto que mientras no se vean afectados a corto plazo, simplemente no se preocupan por ello. Para este caso se analizarán *grosso modo* los vertederos en barrancos y taludes.

Los lixiviados son el resultado de la filtración lenta de agua a través de un material poroso, producto de la descomposición (degradación por calor, viento, humedad), de los materiales desechados, llevando consigo los compuestos disueltos, que además se mezclan con nitratos y fosfatos que existen en el suelo; por medio de la percolación. Los lixiviados no son biodegradables, solubles, ni combustibles.

#### **2.2.9.1. Materiales que producen lixiviados**

Es casi inevitable que estos aparezcan en la acumulación de basura, especialmente en climas templados y tropicales, y dependerán de la zona, el suelo y el tipo de basura que se desecha y proporción de basura orgánica, y los líquidos presentes en envases de plástico o metálicos, detergentes que varían en grados de toxicidad. Los lixiviados suelen tener concentraciones altas de nitrógeno, hierro, cloruros, fenoles y manganeso, metales pesados, pesticidas y solventes; contaminando el ecosistema y las aguas superficiales y/o subterráneas; clasificándose de manera definitiva como un tóxico. Los lixiviados son el resultado de la degradación de materia orgánica con una concentración alta de sales minerales y otros derivados.

Se debe tomar en cuenta la producción de gases del tipo metano (ataca al acero) y dióxido de carbono (ataca al concreto), mezclándose con el aire circundante en el ambiente.

### 2.2.9.2. Afecciones a la salud causado por lixiviados

Por la concentración de materia orgánica organismos patógenos como la Escherichia Coli (E. Coli), Citribactger Freundi, Hafnia Alveli, sustancias como el arsénico, plomo (proveniente de la batería de vehículos, aparatos electrónicos y plásticos), mercurio, entre otros.

Tabla IX. **Enfermedades producidas por contaminantes - lixiviados**

<b>Contaminante</b>	<b>Enfermedad relacionada</b>
<b>Escherichia Coli (E. Coli)</b>	Diarrea del viajero Diarrea hemorrágica Insuficiencia renal Muerte
<b>Citribactger</b>	Infección urinaria. Meningitis neonatal. Abscesos cerebrales. Destruyen las microvellosidades formando lesiones denominadas de adherencia y eliminación.
<b>Hafnia Alveli</b>	Meningitis Infecciones en el tracto urinario Abscesos cutáneos Gastroenteritis Neumonía Infección en heridas, entre otros.
<b>Arsénico</b>	Irritación de estómago e intestino. Disminución de la producción de glóbulos rojos y blancos.

Continuación de Tabla IX.

	<p>Irritación de los pulmones.                  Lesiones en la piel.                  Diabetes.                  Posibilidad de cáncer de piel, pulmón, riñones e hígado.                  Infertilidad y aborto (mujeres).                  Daño cerebral y problemas cardiacos.</p>
<b>Plomo</b>	<p>Ataca al cerebro y el sistema nervioso central, provocando estado de coma, convulsiones e incluso la muerte.                  Los sobrevivientes pueden padecer secuelas como retraso mental o trastornos del comportamiento (niños).                  Puede causar anemia, hipertensión, disfunción renal, toxicidad reproductiva.                  Se cree que los efectos neurológicos y de conducta asociados al plomo son irreversibles.</p>
<b>Mercurio</b>	<p>Para la OMS el mercurio es uno de los principales 10 químicos que presentan problemas a la salud pública. Problemas en el desarrollo intrauterino y primeras etapas de la vida (provoca daño cerebral).                  Tóxico para el sistema nervioso e inmunitario, aparato digestivo, piel, pulmones, ojos y riñones</p>

Fuente: elaboración propia.

Figura 39. **Basura en la ciudad de Guatemala**



Fuente: Diario La Hora. *Basura incontrolable en la ciudad de Guatemala*. Consulta: febrero de 2017.

### 2.2.9.3. Daños químicos por lixiviados en el concreto y acero

El concreto es de naturaleza alcalina, siendo vulnerable ante sustancias ácidas del entorno. Su resistencia al ataque químico dependerá de la permeabilidad y distribución del poro. La formación de sales solubles y extracción de las mismas son parte de la agresión química.

- Corrosión por cloruros: la importancia del recubrimiento del concreto, radica en la protección que proporciona al acero la alcalinidad necesaria para evitar la corrosión, pero debido a la acción que se lleva a cabo en un ambiente marino, sales de deshielo, etc. los cloruros penetran el recubrimiento alcanzando al acero, debido a la formación de sales pueden producirse roturas y puntos débiles en la superficie del acero.

Figura 40. Corrosión por ion cloruro



Fuente: MORENO, José. *Patología en la Edificación*. Consulta: febrero de 2017.

- Daños por carbonatación: dependiendo de su exposición al dióxido de carbono, un cemento Portland ordinario (40 – 50) %; la cal libre del concreto se vuelve vulnerable al disolverse en los poros del mismo y al mezclarse con agua crea carbonato cálcico; disminuyendo el pH ( $\leq 9$ ), llegando a la armadura desprotegida por la reducida alcalinidad, produciéndose así corrosión y desprendimiento del recubrimiento de concreto.

Figura 41. **Efecto de la carbonatación en el concreto**



Fuente: 360 grados. *Concreto*. Consulta: febrero de 2017.

- Eflorescencia por Lixiviación: esta consiste en el depósito de sales que son lixiviadas fuera del concreto, que se cristalizan y posterior a la evaporización del agua e interacción del dióxido de carbono, sales como sulfatos y carbonatos (sodio, potasio y calcio), indican el incremento de la porosidad del concreto, disminuyendo su resistencia, aumentando la



permeabilidad y volviéndolo vulnerable a ataques de otros químicos. La lixiviación es mayor si agua pasa a través del concreto, reduciendo el pH.

Figura 42. **Lixiviación en el concreto**



Fuente: HUSNI, Raúl. *Acciones sobre las estructuras de hormigón*. Consulta: febrero de 2017.



### 3. GEOLOGÍA GENERAL DEL DEPARTAMENTO DE GUATEMALA

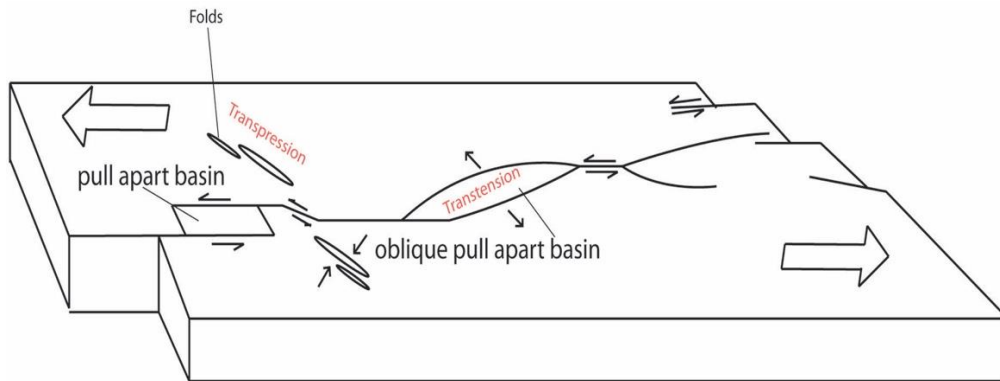
La formación del valle de Guatemala como una zona de distensión, siendo el conducto del ascenso del magma, relacionado a la intersección provocada por el movimiento de las fallas de transcurrentes Motagua y Jalpatagua, dio lugar a la falla de Mixco, siguiendo el contorno de la estructura del volcán Pínula, que provoca mediante desplazamientos verticales la subsidencia del valle y los conos volcánicos, otras estructuras se encuentran dentro del área metropolitana siendo la falla “El Trébol”, el cerro “El Naranjo” (formación posterior al volcán Pínula), que surge de una cámara magmática pequeña y coincide con el plano de la falla de Mixco.

La ciudad de Guatemala se considera una depresión de origen tectónico del tipo Graben, cuyos límites son las fallas de gran ángulo paralelas con orientación norte-este: Mixco y Pínula, en base a la información obtenida de la referencia (8) el relieve actual, desnivel de los bloques elevados y el Graben es de 500 metros, relleno por material piro clástico, al norte se encuentran rocas intrusivas y metamórficas, delimitado al Sur por los volcanes de Agua y Pacaya.

En base al estudio del modelo tectónico de acuerdo a la referencia (29), interpreta la estructura del Valle de Guatemala, mediante “*Pull apart basin*” limitado al oeste por la falla de Mixco.

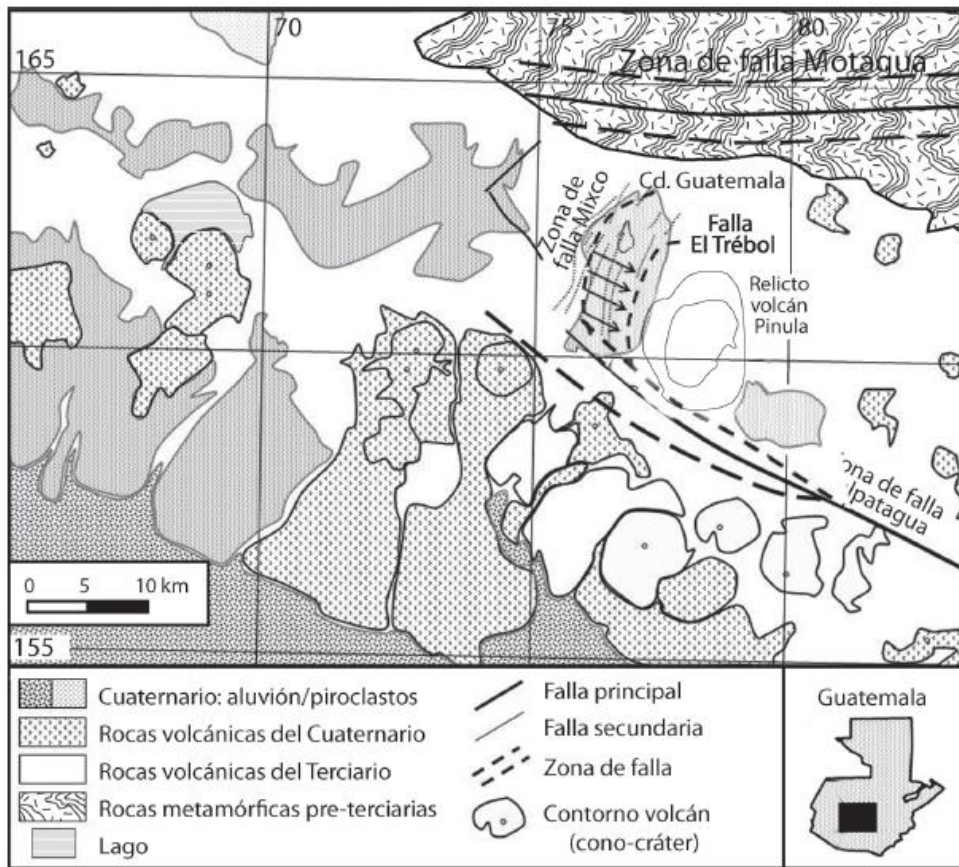
Un Pull apart basin, se refiere en geología a la región donde se genera un sector de subsidencia como alojamiento para la deposición de sedimentos, las fallas crean un área sometida a tensión, provocando un hundimiento en la zona.

Figura 43. Pull apart basin – zona de subsidencia



Fuente: Wikipedia. *Pull apart basin*. Consulta febrero de 2018.

Figura 44. Mapa de fallas geológicas de Guatemala

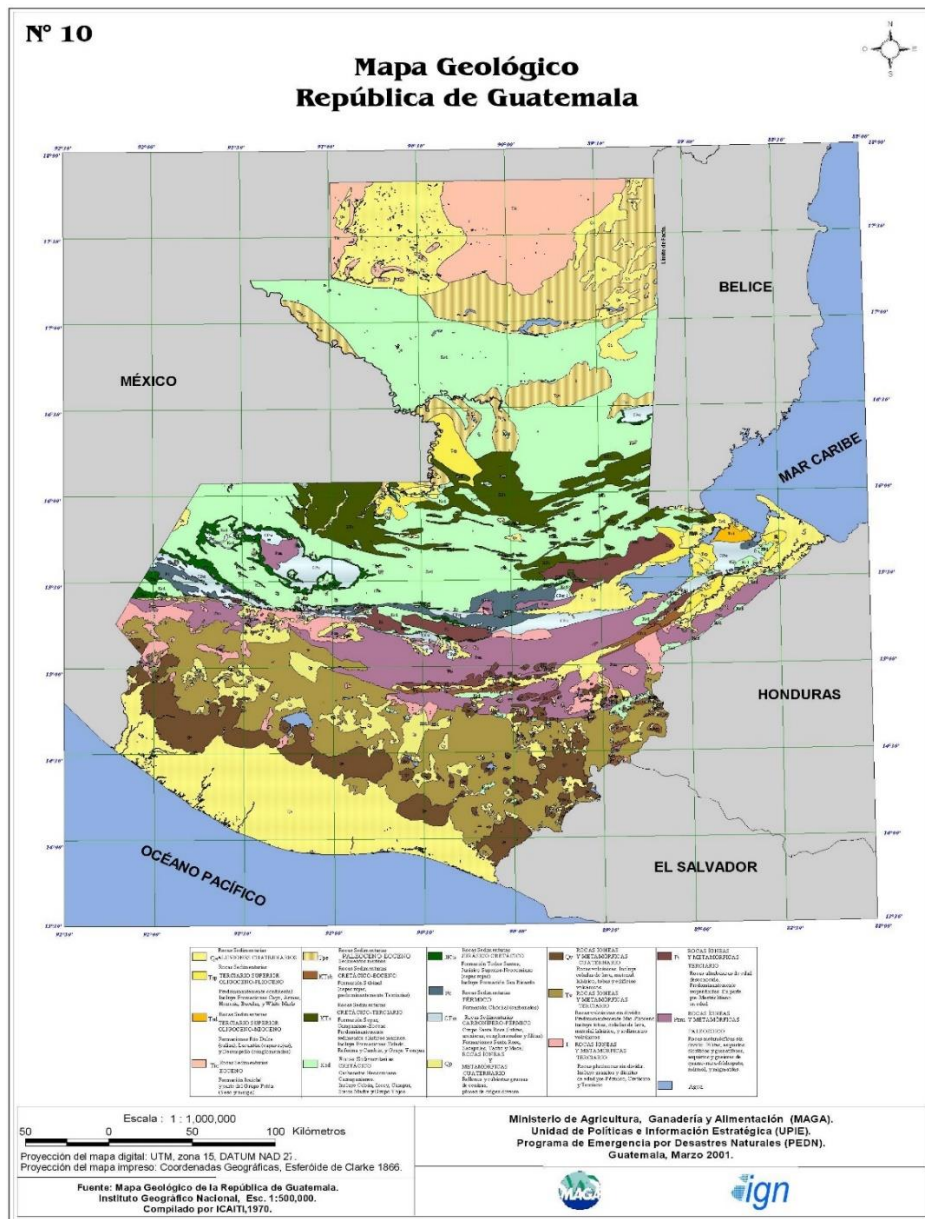


Fuente: *Estructura geológica del valle de La Ciudad de Guatemala interpretada mediante un modelo de cuenca por distensión*. Consulta: febrero de 2018.

### 3.1. Mapa geológico y edafológico

Se presenta de manera gráfica la composición del suelo del territorio nacional.






Figura 45. Mapa Geológico de Guatemala



Fuente: Geology of the area. <https://riosuerte.files.wordpress.com/2011/02/mapa-geologico-guatemala.jpg>. Consulta: febrero de 2 018.

El Valle de Guatemala, según el mapa mostrado en la figura 45, se caracteriza por el siguiente tipo de rocas:

Tabla X. **Tipo de roca que forman el suelo del Valle de Guatemala**

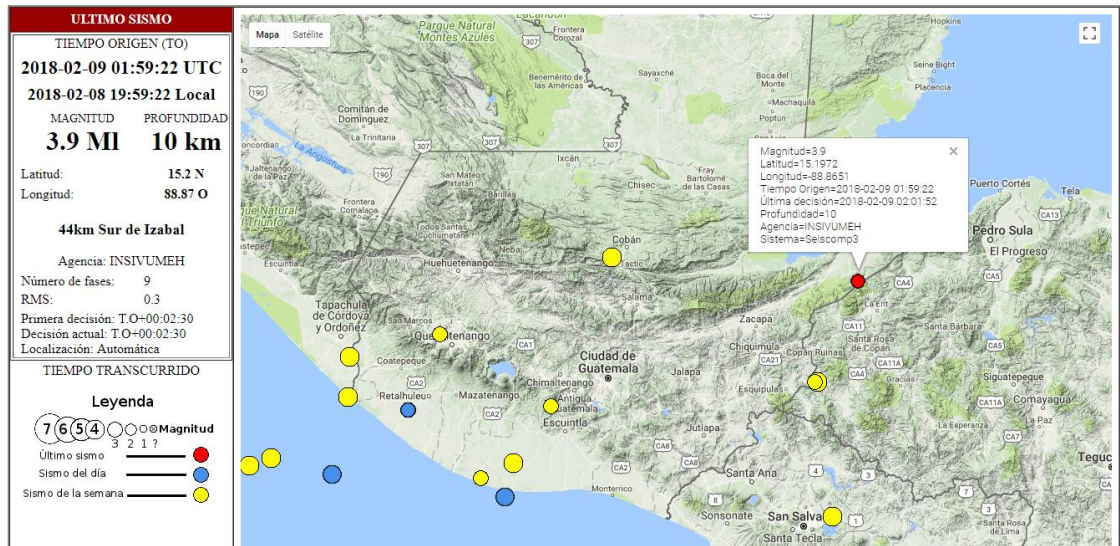
Color	Roca	Era/descripción
pzm 	Ígneas y metamórficas	Paleozoico/rocas metamórficas sin dividir. Filitas, esquistos cloríticos y granatíferos, esquistos y gneises de cuarzo-mica-feldespato, mármol, y migmatitas
I 	Ígneas y metamórficas	Terciario/rocas plutónicas sin dividir; incluye granitos y dioritas de edad pre-Pérmico, Cretácico y Terciario.
Qv 	Rocas Ígneas y metamórficas	Cuaternario/rocas volcánicas. Incluye coladas de lava, material, laharico, tobas y edificios volcánicos
Qp 	Metamórficas	Cuaternario/rellenos y cubiertas gruesas de cenizas, pómez de origen diverso.
Tv 	Ígneas y metamórficas	Terciario/rocas volcánicas sin dividir. Predominan Mio-Plioceno. Incluye tobas, coladas de lava, material laharico y sedimentos volcánicos

Fuente: Mapa Geológico de la República de Guatemala, Instituto Geográfico Nacional.

### 3.2. Mapa sísmico

Un mapa es la representación gráfica de un territorio sobre una superficie en dos dimensiones con propiedades métricas; en este caso se muestra en tiempo real la actividad sísmica terrestre. No puede predecirse un sismo, pero el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), muestra el estudio de amenaza sísmica por región metropolitana; además de mostrar la localización automática de sismos que muestra el tiempo de origen, magnitud, profundidad, coordenadas geográficas, entre otras características.

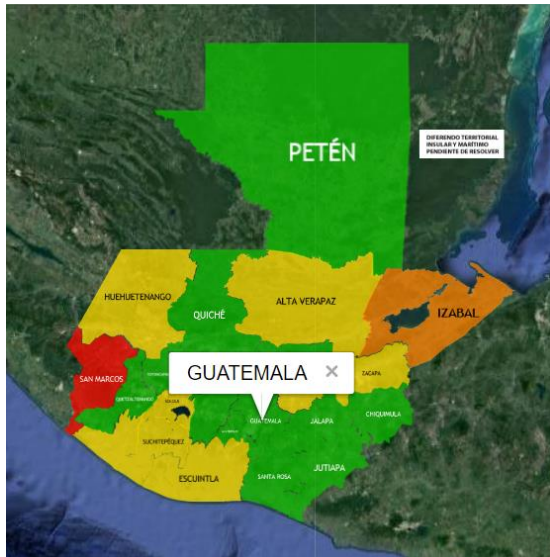
Figura 46. Localización automática de sismos INSIVUMEH



Fuente: INSIVUMEH. Último sismo registrado.

<http://www.insivumeh.gob.gt:8064/mapa/index1.php>. Consulta: 8 de febrero de 2 018.

Figura 47. Mapa de alerta del departamento de Guatemala – según la definición de alertas “vigilancia”



Fuente: CONRED. Mapa de Alerta departamentales e Institucionales.

<https://conred.gob.gt/site/Alertas-departamentales-institucionales>. Consulta: febrero de 2018.

### **3.3. Placas tectónicas y fallas geológicas**

Guatemala se asienta sobre dos placas tectónicas continentales “Norteamérica y Caribe” y una placa oceánica “Cocos”. La interacción de las placas Cocos y Caribe se lleva a cabo a lo largo de la Fosa Mesoamericana, donde la placa oceánica (Cocos) subduce bajo la continental (Caribe), en una zona de convergencia dando lugar a la actividad volcánica al Sureste del país, además la placa de Norteamérica y Caribe, cuya transcurrencia dio origen a las fallas Polochic-Motagua y San Agustín.

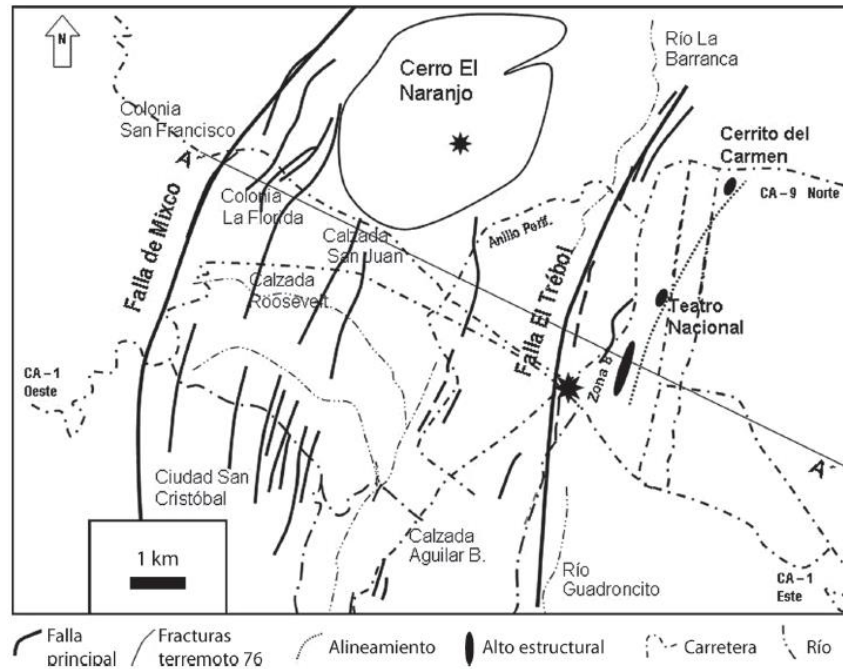
Los sistemas plegados se encuentran situados a lo largo de la Cordillera Central, en las Verapáces y Huehuetenango; además existe una gran cantidad de fallas de menor dimensión formadas por esfuerzos de tensión en la corteza debido al desplazamiento de las principales fallas, dando origen a las Fallas de Mixco, Santa Catarina Pínula, Falla de Zunil, Jalpatagua, Olinstepeque, entre otras.

El resultado del fallamiento de la corteza terrestre, es la formación de estructuras del tipo “Graben” en donde se ubica la ciudad de Guatemala, y calderas debido al colapso de edificios volcánicos.

Según el autor de la investigación Carlos L. Pérez de la Revista Geológica de América Central; fueron cartografiadas luego del sismo/terremoto de 1 976, las trazas de fallas secundarias de Mixco y analizando su ubicación, se determinó que están presentes desde el centro hasta la parte oeste del Valles, en sectores definidos como Ciudad San Cristóbal, Colonia la Florida, Colonia San Francisco y como límite Cerro “El Naranjo”. Para la parte este se concluyó que estos son sectores circulares, paralelos a los contornos definidos.

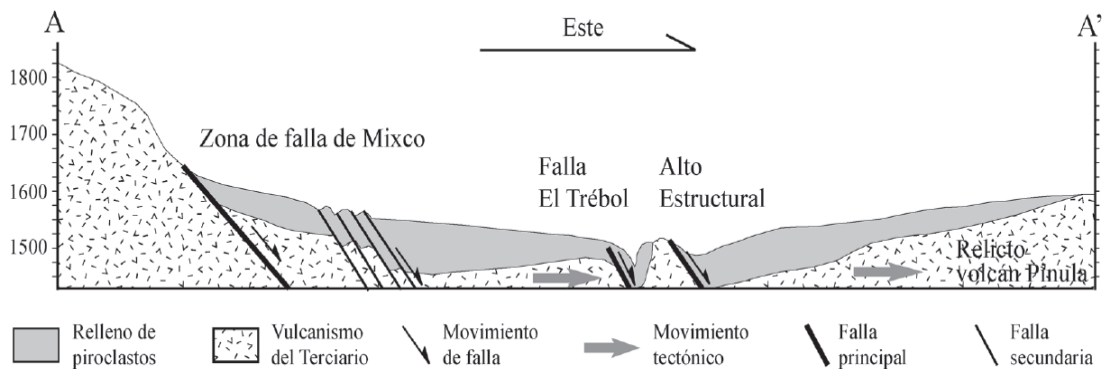


Figura 48. **Mapa de fracturas provocadas por el terremoto del año 1976 en el Valle de Guatemala**



Fuente: *Estructura geológica del valle de La Ciudad de Guatemala interpretada mediante un modelo de cuenca por distensión.* Consulta: febrero de 2 018.

Figura 49. **Sección transversal del Valle de Guatemala (orientación E-W), atravesado por el sistema de fallas de Mixco**



Fuente: *Estructura geológica del valle de La Ciudad de Guatemala interpretada mediante un modelo de cuenca por distensión.* Consulta: febrero de 2 018.

### **3.4. Petrología de rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas del departamento de Guatemala**

En base a la información obtenida de la tabla X, se realiza la descripción por medio del estudio las propiedades físicas, químicas, mineralógicas, cronológicas, y del proceso responsable de la formación de las rocas que componen el suelo del departamento de Guatemala.

#### **3.4.1. Rocas PZM**

- Filita: roca que representa una gradación de metamorfismo entre la pizarra y esquisto, posee un brillo satinado y estructura laminar planar u ondulada, muestra porosidad; compuesta por cristales de moscovita y clorita, y otros minerales como micas, cuarzo, talco y albita.
- Esquistos cloríticos y granatíferos: constituidos por minerales laminares, favoreciendo su fragmentación como la mica, clorita, talco, hornblenda, grafito, etc. es común la presencia de cuarzo intercalado con feldespato. Regularmente procede de arcillas y lodos.
- Gneis: compuesta por cuarzo, feldespato y mica, con capas alternas de minerales claros y oscuros, producto del metamorfismo de rocas ígneas.
- Mármol: roca metamórfica compacta formada a partir de roca caliza, alcanza un alto grado de cristalización, cuyo componente básico es el carbonato de cálcico (mayor a 90%).
- Migmatitas: roca metamórfica cuyos componentes se disponen en forma de vetas, generada a partir de la fusión de una roca silicatada.

Tabla XI. **Rocas metamórficas (pzm) que forman el suelo del Valle de Guatemala**

 <p>Filita</p>	 <p>Esquisto</p>
 <p>Gneis</p>	 <p>Mármol</p>
 <p>Migmatita</p>	

Fuente: Wikipedia y Geología Online. *Rocas metamórficas*. Consulta: febrero de 2018.

### 3.4.2. Rocas I

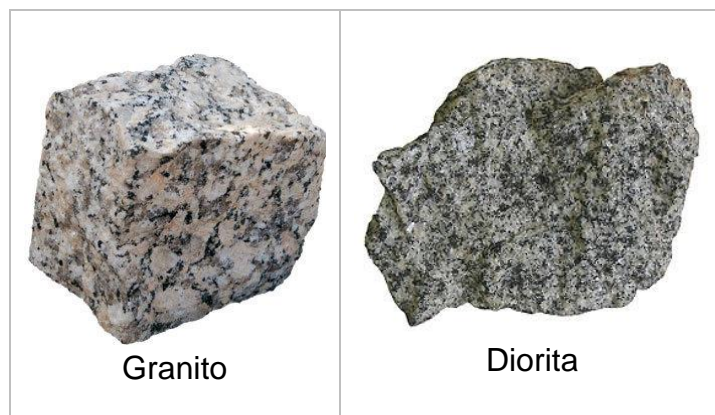
- Granito: roca ígnea intrusiva formada por cuarzo (20-60) %, feldespato alcalino, plagioclasas y mica, abarca rocas de aspecto granular y colores claros; se denomina “granito de feldespato alcalino”, si más del 90% de feldespatos son alcalinos, “sienogranito”, si la proporción es mayor al 65% de feldespatos alcalinos y “monzogranito”, con hasta una proporción

igual entre feldespatos alcalinos y plagioclasas. Se forman a partir de magmas solidificados, provenientes de distintos tipos de magma, clasificándose por las letras I (Ígneo), S (Sedimentario), A (Anorogénico) y M (Manto). Estos ascienden a la corteza terrestre debido a una densidad menor al material que les rodea.

- Diorita: roca ígnea intrusiva compuesta por dos terceras partes de feldespatos del grupo plagioclasas y un tercio de minerales oscuros (generalmente contiene hornblenda, a veces biotita y piroxeno); son comunes en zonas de orogénesis. Las dioritas provienen de magmas ricos en agua, la cantidad de plagioclasas se encuentra entre un 50% a 65%; la diferencia entre una diorita y el gabro es que este último varía con plagioclasas ricas en calcio.

La Diorita con feldespato potásico se llama “monzodiorita”, la diorita con cantidades no menores de cuarzo se denomina “diorita de cuarzo”, por último la diorita con cuarzo y feldespato potásico corresponde a granodiorita.

Tabla XII. **Rocas ígneas intrusivas (I) que forman el suelo del Valle de Guatemala**



Fuente: Wikipedia. *Rocas ígneas*. Consulta: febrero de 2 018.

### 3.4.3. Rocas Qv

- Coladas de lava: se refiere a las masas fundidas de magma, con compuestos basálticos a riolíticas, clasificándose según la morfología en su superficie; las lavas se diferencian por su color, viscosidad que aumenta según la cantidad de dióxido de silicio (SiO<sub>2</sub>). En el caso de Guatemala el Volcán de Pacaya produce lavas fluidas, seguidas por el Volcán de Fuego y el Volcán Santiaguito, las temperaturas medidas en ríos de lava van de los 900°C a 1 200°C. los principales gases liberados por actividad volcánica son dióxido de azufre (SO<sub>2</sub>), monóxido de carbono (CO) y sulfuro de hidrógeno (HS); el material piroclástico puede incluir: bombas volcánicas, escoria o trefa, lapilli y ceniza.
- Material laharico: se define como un flujo de sedimento y agua que se moviliza desde las laderas volcánicas, generalmente contienen bloques angulosos de roca, arrasando todo a su paso. Los depósitos de lahar tienen mala estratificación. Ocurren debido a la acumulación de material volcánico depositado en las faldas (combinación de explosiones y lluvias).

Figura 50. **Lahar del volcán Santiaguito**



Fuente: Boletín Informativo No. 3994. *Latente riesgo de lahares en volcanes Santiaguito y de Fuego*. Consulta: febrero de 2 018.

- Tobas: la Toba volcánica es el producto de erupciones violentas, que producen esta formación rocosa, considerada una roca ígnea extrusiva, se caracteriza por su consistencia porosa y liviana. La conforman granos cristalinos, vítreos o cenizos, puede contener en su interior augita, biotita, plagioclasas y leucita, variando en su color y textura.

Figura 51. **Toba volcánica**



Fuente: MERINO, Francisco. *Toba volcánica*. Consulta: febrero de 2 018.

- Formaciones volcánicas: son es resultado de procesos complejos en el que el magma asciende a la superficie, creando una estructura geológica que expulsa lava y gases provenientes del interior de la tierra, por medio del cráter o caldera. Dentro de las formas más comunes en Guatemala se encuentran:
  - Cono de escorias: montículo cónico formado por fragmentos volcánicos que se acumulan alrededor y bajo la chimenea volcánica.
  - Escudo: volcán de grandes dimensiones, formado por capas sucesivas de erupciones basálticas fluidas.

- Cono Cinerético: se forma por la acumulación alrededor del cráter de piroclastos.
- Estratovolcán: es una estructura volcánica de apariencia cónica, compuesta por múltiples capas de lava endurecidas a través del tiempo, depósitos de piroclastos y ceniza, emitidos por medio de la chimenea principal, resultando una monumental altura.
- Domo: también llamado domo tapón, es un montículo “circular” que se origina al producirse una erupción lenta de lava viscosa, pueden alcanzar alturas de cientos de metros, sus lados están formados por trozos inestables de roca, pudiendo colapsar provocando fluidos piroclásticos.

Tabla XIII. **Volcanes en la República de Guatemala – características físicas y de ubicación**

Volcán	Latitud N	Longitud W	Altura (msnm)	Altura relativa (m)	Departamento
Culma	14°17'50''	89°52'40''	1 027	130	Jutiapa
Las Víboras	14°12'45''	89°43'35''	1 100	500	Jutiapa
Cerro Redondo	14°22'55''	90°25'50''	1 220	120	Santa Rosa
Monte Rico	14°31'55''	89°38'20''	1 285	200	Jutiapa
Ixtepeque	14°25'25''	89°41'00''	1 292	500	Jutiapa
Amayo	14°18'15''	89°59'40''	1 600		Jutiapa
Ipala	14°33'25''	89°38'25''	1 650	800	Chiquimula-Jutiapa
Moyuta	14°01'40''	90°02'25''	1 662	500	Jutiapa
Cruz Quemada	14°09'35''	90°16'55''	1 690		Santa Rosa
Tahual	14°26'05''	89°54'15''	1 716	500	Jalapa- Jutiapa
Chingo	14°07'00''	89°43'35''	1 775	900	Jutiapa
Tobón	14°47'40''	89°54'50''	1 800		Jalapa
Jumaytepeque	14°20'20''	90°16'15''	1 815	800	Santa Rosa
Tecuamburro	14°09'45''	90°25'15''	1 840	700	Santa Rosa
Suchitán	14°23'50''	89°46'45''	2 042	1 200	Jutiapa
Alzatate	14°29'00''	90°02'15''	2 045	350	Jalapa
Jumay	14°39'25''	89°59'35''	2 176	600	Jalapa
Santiaguito	14°44'33''	91°34'13''	2,500	370	Quetzaltenango
Pacaya	14°22'50''	90°36'00''	2,552	1 000	Escuintla-

Continuación de tabla XIII

Lacandón	14°48'55''	91°42'20''	2,747		Quetzaltenango
Chicabal	14°47'13''	91°39'22''	2,900	900	Quetzaltenango
San Pedro	14°39'21''	91°15'57''	3,020		Sololá
Tolimán	14°36'45''	91°11'20''	3,150	1 600	Sololá
Cerro Quemado	14°47'45''	91°31'07''	3,197	800	Quetzaltenango
Siete Orejas	14°49'00''	91°37'00''	3,370		Quetzaltenango
Santo Tomás	14°42'37''	91°28'43''	3,505		Sololá
Atilán	14°34'57''	91°11'11''	3,537	2 000	Sololá
Zunil	14°44'20''	91°26'56''	3,542		Quetzaltenango
Fuego	14°28'54''	90°52'54''	3,763	2 400	Chimaltenango- Sacatepéquez- Escuintla
Agua	14°27'52''	90°44'33''	3,766	2 400	Sacatepéquez- Escuintla
Santa María	14°45'23''	91°33'06''	3,772	1 500	Quetzaltenango
Acatenango	14°30'02''	90°52'32''	3,976	2 500	Chimaltenango- Sacatepéquez
Tacána	15°07'54''	92°06'30''	4,092	2 300	San Marcos
Tajumulco	15°02'33''	91°54'14''	4,220	1 200	San Marcos

Fuente: INSIVUMEH. *Volcanes de Guatemala*. Consulta:

Tabla XIV. **Volcanes en la República de Guatemala – tipo, composición e historia**

<b>Volcán</b>	<b>Tipo de volcán</b>	<b>Composición</b>	<b>Erupciones significativas históricas</b>
Culma	Cono de escorias	Basalto	-
Las Víboras	Escudo	Basalto	-
Cerro Redondo	Cono Cinerético	Basalto	-
Monte Rico	Cono de escorias	Basalto	-
Ixtepeque	Domo	Obsidiana	-
Amayo	Estratovolcán	Basalto	-
Ipala	Estratovolcán	Basalto	-
Moyuta	Estratovolcán	Andesita	-
Cruz Quemada	Cono de escorias	Basalto	-
Tahual	Estratovolcán	Basalto	-
Chingo	Estratovolcán	Basalto	-
Tobón	Cono de escorias	Basalto	-
Jumaytepeque	Escudo	Basalto	-
Tecuamburro	Estratovolcán	Basalto	0960



Continuación de tabla XIV

Suchitán	Estratovolcán	Basalto	1 469
Alzatate	Cono de escorias	Basalto	-
Jumay	Estratovolcán	Basalto	-
Santiaguito	Domo	Dacita	1 922, 1 929, 1 931, 1 932, 1 954, 1 973, 1 988, 1 990, 2 000, 2 001, 2 002, 2 003, 2 004, 2 005, 2 010, 2 011, 2 012, 2 014
Pacaya	Estratovolcán	Basalto	1 565, 1 623, 1 651, 1 655, 1 664, 1 668, 1 671, 1 674, 1 678, 1 687, 1 690, 1 693, 1 699, 1 775, 1 805, 1 846, 1 885, 1 961, 1 965, 1 990, 2 000, 2 001, 2 002, 2 004, 2 006, 2 010, 2 014
Lacandón	Estratovolcán	Andesita	-
Chicabal	Estratovolcán	Andesita	-
San Pedro	Estratovolcán	Andesita	-
Tolimán	Estratovolcán	Andesita	-
Cerro Quemado	Domo	Andesita	0 800, 1 765, 1 785, 1 818, 1 823, 1 891
Siete Orejas	Estratovolcán	Andesita	-
Santo Tomás	Estratovolcán	Andesita	-
Atitlán	Estratovolcán	Andesita	1 020, 1 469, 1 505, 1 579, 1 663, 1 717, 1 826, 1 827, 1 833, 1 837, 1 843, 1 852, 1 853, 1 856
Zunil	Estratovolcán	Andesita	-
Fuego	Estratovolcán	Andesita	0 590, 0 900, 0 970, 1 524, 1 531, 1 541, 1 542, 1 551, 1 581, 1 585, 1 586, 1 587, 1 614, 1 617, 1 620, 1 623, 1 629, 1 685, 1 686, 1 699, 1 702, 1 705, 1 706, 1 710, 1 717, 1 730, 1 732, 1 737, 1 799, 1 826, 1 829, 1 855, 1 856, 1 857, 1 860, 1 880, 1 896, 1 932, 1 944, 1 947, 1 959, 1 953, 1 955, 1 957, 1 962, 1 963, 1 966, 1 967, 1 971, 1 973, 1 974, 1 975, 1 977, 1 987, 1 999, 2 002, 2 012, 2 013, 2 015
Agua	Estratovolcán	Andesita	-
Santa María	Estratovolcán	Andesita	1 902-1 903
Acatenango	Estratovolcán	Andesita	1 450, 1 924, 1 926, 1 972
Tacána	Estratovolcán	Andesita	1 855, 1 878, 1 900-1 903, 1 949- 1 950, 1 986, 1 987
Tajumulco	Estratovolcán	Andesita	1 821, 1 863

Fuente: INSIVUMEH. *Volcanes de Guatemala*. Consulta: marzo de 2018.

#### 3.4.4. Rocas Qp

- Ceniza volcánica: se origina en erupciones, se compone de partículas de roca y minerales finos (menores a 2 mm de diámetro). Existen tres tipos de formación: magmática, freatomagmática (entra en contacto con el agua subterránea, produciéndose un enfriamiento y fragmentación explosiva del magma) y freática. Los suelos de ceniza comprenden el 0,84% de la superficie terrestre sobre el nivel del mar.
- Pumita: también conocida como “piedra pómez” es una roca ígnea extrusiva vítrea de baja densidad, porosa, de color blanco-gris. Su formación se debe a la desgasificación de la lava proyectada al aire que sufre descompresión. Contiene feldespato potásico, cuarzo y plagioclasas, cristales de biotita forman fenocristales; en las erupciones del tipo vesubiano es común la formación de pumita.

Tabla XV. Rocas ígneas (Qp) que forman el suelo del Valle de Guatemala



Fuente: Alibaba.com. *Piedra pómez pumita*. Consulta: febrero 2018.

### **3.4.5. Rocas Tv**

- Sedimentos volcánicos: las partículas expulsadas durante una erupción volcánica forman depósitos por decantación, clasificándose en depósitos de caída, flujos piroclásticos y oleadas piroclásticas. Se determina el espesor de la capa, el tamaño del grano máximo y la clasificación de los granos según el tamiz.
- Material laharico: contienen fragmentos de roca volcánica, que se mueven pendiente abajo formando un flujo de lodo, arrastrando a su paso escombros volcánicos fríos y calientes (dependiendo del origen del material); con un 40 a 80% de sedimento el flujo es de escombros; si la proporción de fragmentos de roca se incrementa con gravas y arcilla el flujo turbulento pasa a ser laminar.

### **3.5. Morfología del suelo**

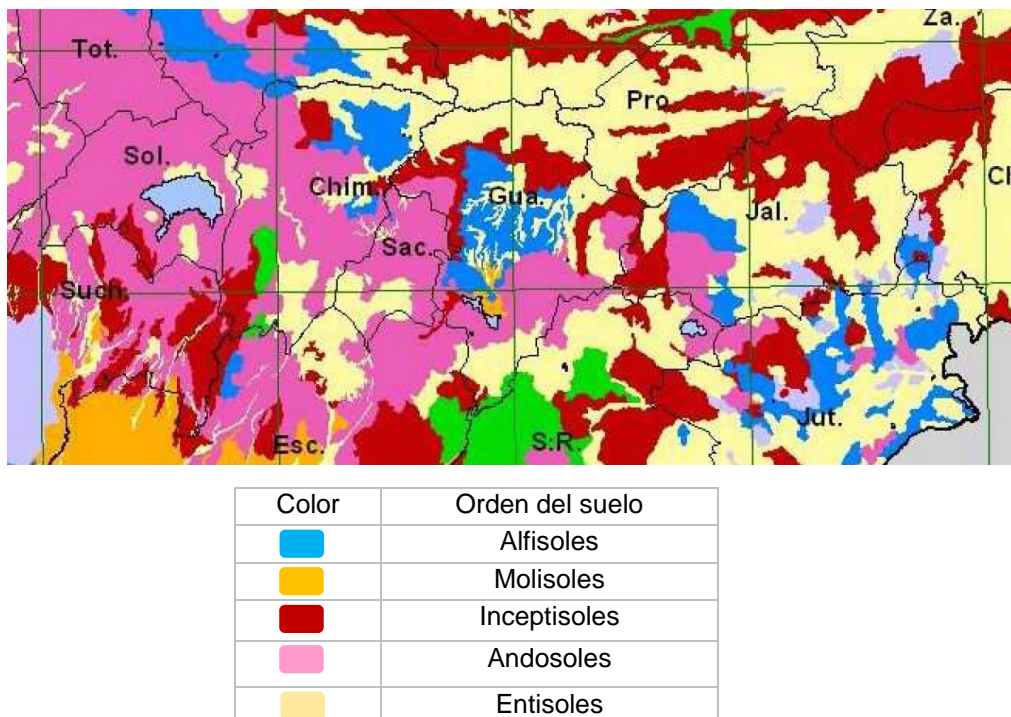
El departamento de Guatemala, con base en la información obtenida en el mapa de clasificación taxonómica de suelos primera aproximación República de Guatemala (No.9), está compuesto por suelos del orden:

- Alfisoles: son suelos minerales con un porcentaje de saturación de bases de medio a alto, formados en superficies jóvenes como para contener reservas de minerales primarios, arcillas, entre otras, han permanecido estables, libres de erosión y perturbaciones edáficas.
- Molisoles: se forma en áreas semiáridas a semihúmedas, bajo una cobertura de pasto típicamente; su material parental generalmente es la calcita, loess o areniscas.
- Inceptisoles: se refiere a suelos cuyas características son poco definidas, no presentan intemperización extrema, se desarrollan en climas

húmedos; poseen gran contenido de materia orgánica, con una baja tasa de descomposición con un pH ácido, acumulación de arcillas amorfas, son suelos volcánicos recientes.

- Andosol: se refiere a suelos de origen volcánico de colores oscuros y porosos, se desarrollan a partir de cenizas y materiales volcánicos ricos en elementos vítreos, contienen alrededor de un 20% de materia orgánica, con gran capacidad de retención de agua.
- Entisoles: se define como los suelos que no muestran un desarrollo definido de perfiles, en su mayoría son de material parental regolito (capa de materiales no consolidados, como fragmentos de roca, granos, minerales y depósitos superficiales) inalterado.

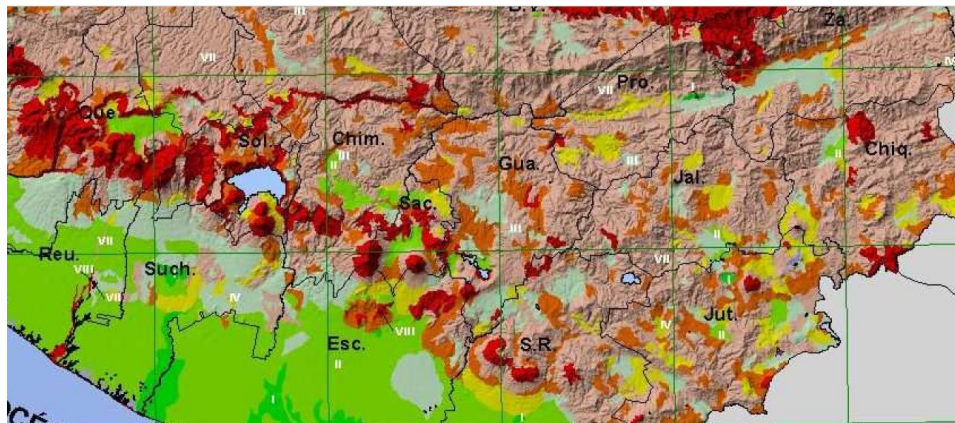
Figura 52. **Taxonomía del suelo en el departamento de Guatemala**



Fuente: Maga; INAB 2002. *Mapa de clasificación taxonómica de suelos primera aproximación República de Guatemala*; consulta: febrero 2018.

En cuanto al uso del suelo, en base a la información obtenida del mapa de capacidad de uso de la tierra República de Guatemala, en el departamento de Guatemala en su mayoría observable se clasifican como “VII” tierras no cultivables, aptas solamente para fines de producción forestal, relieve quebrado con pendientes muy inclinadas; “VI” tierras no cultivables, salvo para cultivos perennes, para producción forestal, con factores limitantes severos de relieve ondulado fuerte o quebrado y fuerte, profundidad y rocosidad. Y en pequeños porcentajes “III” tierras cultivables, medianas limitaciones para producción agrícola, relieve plano a ondulado o suavemente inclinado; “VIII” tierras no aptas para cultivo, solamente para parques nacionales, recreación y vida silvestre, para protección de cuencas hidrográficas, con relieve muy quebrado, escarpado o playones.

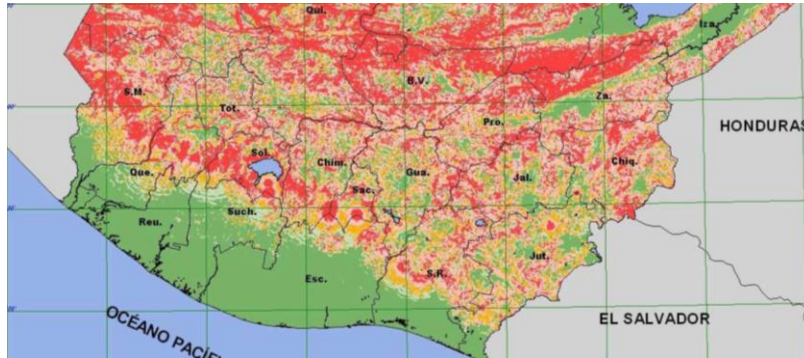
Figura 53. **Uso del suelo en el departamento de Guatemala**



Color	Uso del suelo
	VII
	VI
	III
	VIII

Fuente: Maga; INAB 2002. *Mapa de capacidad de uso de la tierra República de Guatemala No. 11.* Consulta: febrero de 2018.

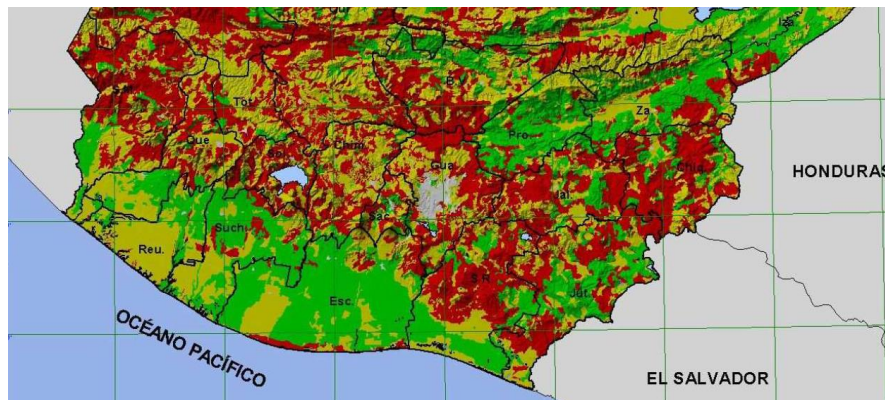
Figura 54. **Pendientes agrupadas en el departamento de Guatemala**



Color	Rango de pendiente	Descripción
■ Verde	0 – 4%	Plano
■ Amarillo	8 – 16%	Moderadamente inclinado
■ Rojo	Mayor 32%	Fuertemente inclinado

Fuente: Maga; INAB 2002. *Mapa de pendientes agrupadas según la metodología de USDA República de Guatemala No.2.* Consulta: febrero de 2 018.

Figura 55. **Intensidad de uso del suelo en el departamento de Guatemala**



Color	Uso del Suelo
■ Amarillo	Uso correcto
■ Gris	Áreas urbanas
■ Rojo	Sobre utilizado

Fuente: Maga; INAB 2002. *Mapa de intensidad de uso de la tierra República de Guatemala No.12;* 2 018.

Predominan el tipo de pendientes moderadamente inclinadas del 8 al 16%, tomando en cuenta que en ellas se encuentran áreas urbanas; sobre la parte noreste del departamento puede observarse pendientes mayores al 32%, indicando en la figura 54. La ubicación noreste del departamento de Guatemala corresponde a suelos sobre utilizados. Mostrando un porcentaje menor de uso correcto sobre pendientes del 0 al 4%.





#### **4. GENERALIDADES DE LOS SUELOS PARA EL DISEÑO DEL MURO DE RETENCIÓN COMO VARIACIÓN DEL TIPO TABLESTACA**

Antes de hablar sobre generalidades, primero vamos a conocer lo que es el suelo. Dentro de las definiciones preliminares encontramos que el suelo es el material en el que las plantas apoyan sus raíces, también se agrega el hecho de ser la descomposición de las rocas según antiguos estudiosos. Una definición general del suelo se refiere a la parte superficial en la corteza terrestre, proveniente de la desintegración o la alteración física y/o química de las rocas. La formación puede ser por deposición eólica, sedimentación, meteorización, deposición de material orgánico. Desde el punto de vista en la ingeniería el suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta como partículas sólidas, junto a la parte líquida y gaseosa que ocupan los vacíos entre partículas (según Braja M, Das).

La utilidad del suelo se refiere a ser parte fundamental de los materiales de construcción y soportar la cimentación de las estructuras. El suelo se define entonces como un conjunto con organización definida y propiedades vectoriales cambiando rápidamente en la dirección vertical más rápido que en la horizontal. El intemperismo produce un tipo de suelo, por la fractura y rompimiento de la roca, mediante procesos mecánicos y químicos, muchas veces como suelos residuales (cubren la superficie donde se generan). Los suelos intemperizados y no intemperizados se trasladan por medio de procesos físicos según el agente de transporte se clasifican como:

- Aluviales o fluviales: se produce escurrimiento de aguas en laderas de colinas, montañas debido a fuerzas gravitacionales, formando depósitos de talud en las faldas, los depósitos suelen ser heterogéneos, sueltos y de materiales gruesos. El escurrimiento de torrentes produce el arrastre de materiales de gran tamaño depositándose de forma graduada a lo largo de su curso, dejando los materiales más finos en la zona plana de los valles. Los ríos acarrean materiales de diversa granulometría que son depositados a lo largo de su perfil y dependiendo de la velocidad de su curso.

Figura 56. **Depósitos en ríos de Guatemala**



Fuente: Centro de medios independientes. <https://cmiguate.org/>. Consulta: marzo de 2018.

Los depósitos lacustres generalmente son de grano fino causado por las pequeñas velocidades con la que fluyen sus aguas en los lagos.

Figura 57. **Depósitos de finos en el lago de Atitlán Guatemala**



Fuente: viator. *Crucero turístico en el lago de Atitlán con traslado desde la Ciudad de Guatemala*. Consulta: marzo de 2 018.

Los depósitos marinos suelen ser estratificados reflejando las características de las costas.

Figura 58. **Depósitos marinos de arenisca**



Fuente: Región de Murcia digital. *Entorno de Cabo Cope (Águilas)*. Consulta: marzo de 2 018.

- **Glaciales:** los depósitos glaciales están formados por suelos heterogéneos, que van desde bloques, hasta minerales de gránulos finos, causados por grandes presiones y abrasión debido al movimiento de las masas de hielo.

Figura 59. **Todos Santos Cuchumatanes – Huehuetenango**



Fuente: dreamstime.com. *Todos santos Cuchumatanes*. Consulta: marzo de 2018.

- **Eólicos:** el viento puede arrastra partículas de limo hasta arenas gruesas, depositándolos a kilómetros desde su origen. El suelo del tipo “Loess” está constituido por una mezcla uniforme de arena fina cuarzosa, feldespatos y limos, de estructura abierta y cohesiva con presencia de carbonatos de calcio solubles y existencia de partículas arcillosas. Los médanos son aglomeraciones de arena suelta arrastrada por el viento a poca altura contienen arenas cuarzosas y mica.

Figura 60. **Vista desde el volcán de Culma - Jutiapa**



Fuente: MIJANGOS, Mynor. <https://www.linkedin.com/in/mmijangos/?originalSubdomain=gt>.

Consulta: marzo de 2 018.

- Turbas: se originan de la descomposición de elementos orgánicos en áreas de poca altura en donde el nivel freático está cercano o arriba de la superficie del terreno, ayudando al crecimiento de plantas acuáticas que luego se descompondrán; se encuentra comúnmente en zonas costeras y regiones glaciares, poseen un contenido natural de agua en el rango de 200% a 300% siendo altamente compresibles con grandes asentamientos.

La meteorización de los suelos se refiere a los cambios superficiales de las rocas debido a la acción de agentes atmosféricos, y la alteración se produce por los cambios internos debido a la hidratación pero conservando su individualidad e identificación geológica.

De los agentes químicos puede mencionarse:

- Oxidación: es la reacción química que puede ocurrir en las rocas al cuando reciben agua proveniente de la lluvia, debido a que el oxígeno del aire y la presencia de humedad reaccionan químicamente produciendo el fenómeno de oxidación, principalmente al contener hierro produciéndose un color rojizo.
- Carbonatación: se refiere al ataque del ácido carbónico (anhídrido carbónico) que efectúa sobre las rocas que contienen hierro, calcio, magnesio, sodio o potasio (ocurre mayormente en rocas ígneas); produciendo arcilla denominada caolinita.
- Hidratación: acción y efecto de combinar un cuerpo con agua formando hidratos; formando nuevos minerales.

Tabla XVI. **Meteorización de las rocas**



Oxidación



Carbonatación de rocas calizas



Hidratación

Fuente: Lindo paisaje e Historias del Cras. *Oxidación*. Consulta: marzo de 2 018.

Sabemos que la formación de la rocas, y en éste caso las que contienen elementos metálicos son de origen volcánico; para el caso de Guatemala, se ejemplificará con aquellos de mayor record de actividad.

Figura 61. **Vista desde el volcán de Pacaya - Escuintla**



Fuente: Palasan tour. *Tour volcán de Pacaya*. Consulta: marzo de 2 018.

Figura 62. **Vista desde el volcán de Fuego - Sacatepéquez, Escuintla y Chimaltenango**



Fuente: EFE. *El volcán de Fuego de Guatemala expulsa ceniza a 5.000 metros de altura*.  
Consulta: marzo de 2018.

De los agentes físicos puede mencionarse:

El sol: calienta el exterior de la roca más que su interior, provocando diferencias de expansión que resultan en el rompimiento de la capa superficial desprendiéndose; el proceso es conocido como exfoliación siendo diferente dependiendo de la altura sobre el nivel del mar, la época del año y el tipo de roca, produciendo un mayor efecto en las ígneas (riolita, andesita, granito) y menor en sedimentarias (caliza, dolomita, travertino). El agua: es un elemento importante de erosión, arrastrando los fragmentos angulosos de las rocas generando fricción y así redondeándolos. En forma de lluvia llena las cavidades de las rocas, abriendo grietas, también congelándose fracturando la roca y produciendo la desintegración; el olaje también es un causante de erosión. El viento: contribuye a la erosión del suelo en el caso de médanos y loess, afectando también a taludes arenosos, golpeándolos continuamente desprendiendo las partículas que posteriormente son acarreadas.

#### 4.1. Suelos arenosos con limo y arcilla

Comúnmente los suelos son llamados grava, arena, limo y arcilla con distinto tamaño de partículas y organización.

Tabla XVII. **Límites de tamaño de partículas de suelo**

Organización	Tamaño del grano			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
MIT	>2	2 a 0,06	0,06 a 0,002	<0,002
USDA	>2	2 a 0,05	0,05 a 0,002	<0,002
AASHTO	76,2 a 2	2 a 0,075	0,075 a 0,002	<0,002
Sistema unificado de clasificación de suelos	76,2 a 4,75	4,75 a 0,075	<0,075 (finos)	

Fuente: BRAJA M, Das. *Límites de tamaño de suelos separados. Fundamentos de Ingeniería*

*Geotécnica. p. 3.*



Las partículas de la arena están formadas de cuarzo y feldespatos principalmente. La arena de río usualmente contiene grandes proporciones de grava y arcilla; las arenas limpias no son plástica, ni se contraen al secarse.

Tabla XVIII. **Relación de vacíos, porcentaje de saturación y peso específico de suelos típicos en estado natural**

Tipo de suelo	Relación de vacíos (e)	Porcentaje de saturación natural (%)	Peso específico seco ( $\gamma$ ) en (kN/m <sup>3</sup> )
Arena suelta uniforme	0,8	30	14,5
Arena densa uniforme	0,45	16	18
Arena limosa suelta de grano angular	0,65	25	16
Arena limosa densa de grano angular	0,4	15	19
Arcilla firme	0,6	21	17
Arcilla suave	0,9 – 1,4	30 - 50	11,5 – 14,5
Loess	0,9	25	13,5
Arcilla orgánica suave	2,5 – 3,2	90 - 120	6 - 8
Tilita glacial	0,3	10	21

Fuente: BRAJA M, Das. *Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco para algunos suelos típicos en estado natural*. 2 001. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. p. 24.

Los limos son suelos de granos finos sin plasticidad, puede ser orgánico encontrado en los ríos o inorgánico producido en canteras. Los limos sueltos y saturados son inadecuados para soportar cargas utilizando zapatas, siendo considerados suelos pobres para la cimentación; pueden tener un color gris claro a oscuro.

La masa de las arcillas tiene la propiedad de plasticidad al mezclarse con agua, se define como un silicato de alúmina hidratado, en ocasiones contiene silicatos de hierro o magnesio hidratados; poseen una estructura cristalina cuyos átomos se disponen de forma laminar.

Las arcillas son suelos cohesivos, mientras que la arena y grava formadas por partículas de roca sin ninguna cimentación son no cohesivos

## **4.2. Capacidad de carga de los suelos**

La capacidad de carga o capacidad soporte de un suelo se muestra cuando este soporta una carga sin que se produzca una falla en su masa. Siendo la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno, sin falla por cortante del suelo y un asentamiento diferencial excesivo, que pueda dañar la estructura.

- Capacidad soporte límite: también es llamada “capacidad soporte admisible” ( $q_a$ ), y se define como la presión máxima que puede aplicarse en un suelo.
- Capacidad de soporte última: ( $q_f$ ); está definida como la mínima presión del suelo o presión mínima que puede causar fractura de cortante ubicado bajo el cimiento, como corte general, local y de penetración.

### **4.2.1. Capacidad soporte- según AGIES NSE 2.1-10 Estudios geotécnicos y de microzonificación**

Si el material del subsuelo es relativamente uniforme, los ensayos o procedimientos realizados por la mecánica de suelos para el cálculo de la capacidad de carga última son aceptados.

Tabla XIX. **Valores permisibles de capacidad de carga y presión lateral del suelo**

Tipo de Material	Capacidad de carga (presión vertical del cimientto) (lb/pie2)	Presión de soporte lateral debajo de gradación natural (lb/pie2)	Deslizamiento lateral	
			Coefficiente de fricción	Cohesión (lb/pie2)
Basamento cristalino	12 000	1 200	0,7	-
Roca sedimentaria foliada	4 000	400	0,35	-
Gravas arenosas	3 000	200	0,35	-
Arena, arena limosa, arena arcillosa, granolimsa y arcillosa	2 000	150	0,25	-
Arcilla, arcilla arenosa, arcilla limosa, limo, limo arenosos y arcillosos	1 500	150	-	130

Fuente: Tabla No.5.1 NSE 2-1.

#### 4.2.2. Prueba modificada del valor relativo de soporte para diferentes grados de compactación

Se refiere a una prueba de proyecto, los resultados obtenidos con ella al hacer la prueba en un material proveniente de bancos, préstamos o cortes; deberán ser verificados en el camino para comprobar los resultados y hacer las modificaciones procedentes. Tiene aplicación en suelos que son susceptibles de adquirir humedad, que pueda originar una disminución apreciable del valor relativo soporte; existen dos casos:

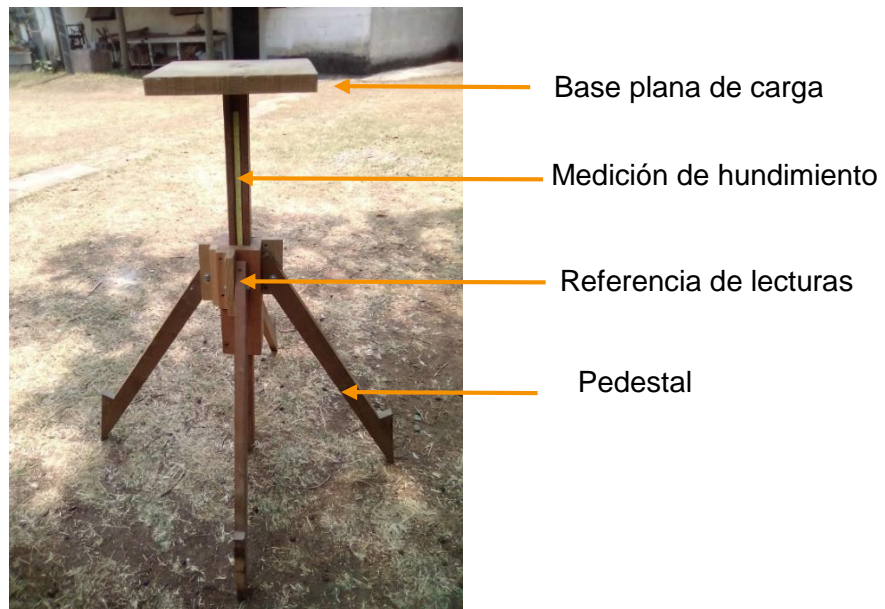
- Caso 1: suelos cuya estructura vaya a ser alterada por compactación o remoción, que además permita la incorporación uniforme del agua.
- Caso 2: suelos cuya estructura vaya a ser alterada por compactación o remoción, que además permita la incorporación y distribución uniforme del agua aumentando la humedad.

#### 4.2.3. Método “SR” para determinar la capacidad de carga y realizar la estabilización del suelo

El método fue elaborado por el Ingeniero Mario Corzo, jefe de la Sección de Estructuras y Fabio Sánchez ambos del Centro de Investigaciones de Ingeniería y además catedrático de los cursos de Concreto Armado II y Diseño de Estructuras e Mampostería; el cual consiste:

- Equipo de ensayo: formado por un pedestal de cuatro patas cuya forma les permite ser enterradas y nivelarse, la segunda parte conformada por una base plana sobre la cual se aplica carga vertical; perpendicular y céntrico a esta base un se observará un elemento vertical que distribuye la carga hacia el suelo y así medir la penetración o hundimiento provocado por medio de un flexo metro.

Figura 63. **Equipo para determinar la capacidad de carga, Método “SR”**



Fuente: elaboración propia.

- Procedimiento de ensayo
  - Preparación del área de excavación, se realiza una limpieza superficial y se procede a excavar un agujero de 30 x 30 x 10 a 15 centímetros de profundidad, eliminando la capa vegetal.
  - Colocar el aparato sobre el área del agujero, nivelar y restringir el movimiento del pedestal.
  - Se toma el primer dato inicial como referencia al hundimiento (sin carga).
  - Se aplica la primera carga, vertiendo un volumen proporcional de agua a cada 5 centímetros de tirante hasta cubrir los 30 cm de altura en una cubeta aforada. Con cada carga aplicada, se procede a tomar lectura de penetración en el suelo.
  - Al tener la carga completa, posterior a 2 minutos, se vierte el contenido de agua en el agujero; esperando su absorción y tomando el tiempo en llevarse a cabo.
  - Una vez el suelo saturado, debe medirse el PH del suelo, en este caso utilizando banditas especiales, al paso de 10 a 15 segundos puede retirarse y comparar el color obtenido para determinar el grado de acidez o alcalinidad del suelo.
  - Luego de la saturación, se realiza nuevamente el ensayo, obteniendo así una comparación entre el suelo seco y saturado.
  - Dependiendo el resultado obtenido en la prueba de PH, la estabilización del suelo consiste en obtener un nivel alcalino, de entre 11 a 12 (ver tabla XX. Nivel de pH); se prepara la mezcla de cal y suelo, vertiendo 3 capas en el agujero, apisonando cada una 20 veces, por último se esparce agua, mejorando la mezcla.

- Una vez compactado el material, se realiza el ensayo de capacidad de carga y obtener la comparación completa de todos los resultados.

Figura 64. **Colocación y nivelación del equipo**



Fuente: elaboración propia.

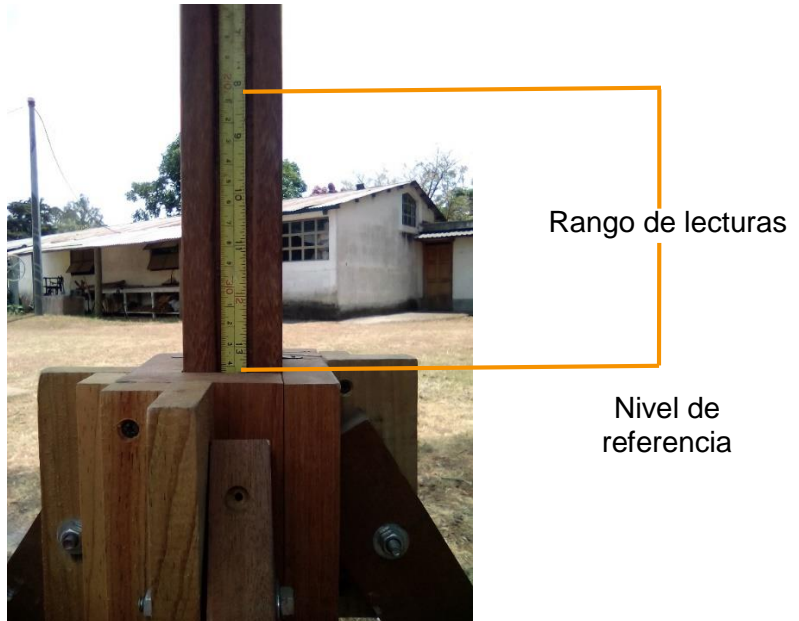
Figura 65. **Aplicación de carga por medio de un volumen de agua**



Aplicación de carga a cada 5cm correspondientes a la altura de la cubeta.

Fuente: elaboración propia.

Figura 66. **Lectura de hundimiento; área efectiva transversal de 1  $pulg^2$**



Fuente: elaboración propia.

Figura 67. **Saturación del suelo en el área de ensayo**



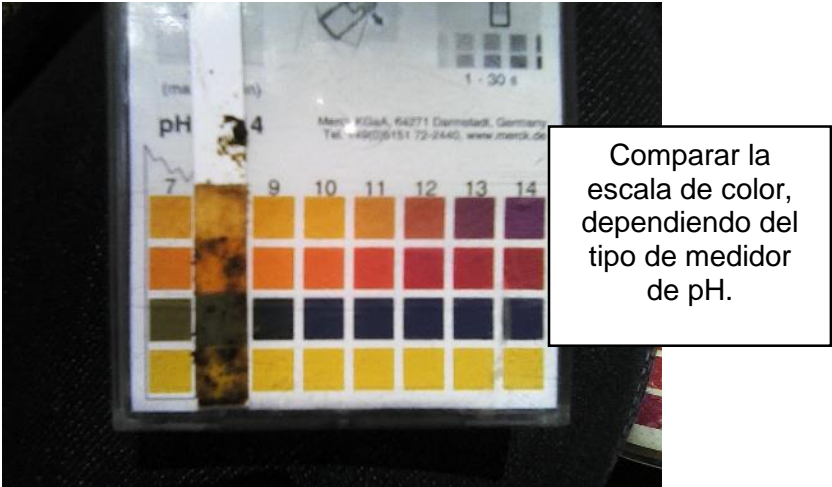
Fuente: elaboración propia.

Figura 68. **Lectura de PH del suelo, sobre el área superficial húmeda**



Fuente: elaboración propia.

Figura 69. **Determinación del PH por medio de la escala de color.**



Fuente: elaboración propia.



El pH del suelo es una medida de la acidez o alcalinidad en ellos; esto se define como el logaritmo de base negativa de la actividad de iones de hidrógeno en una solución. El índice varía de 0 a 14, donde 7 es el valor neutral, el pH por debajo de 7 es ácido y por encima de este valor es básico (alcalino).

Tabla XX. **Denominación y rango de pH en el suelo del departamento de agricultura de los Estados Unidos**

Denominación	Rango de pH	Denominación	Rango de pH
Ultra ácido	<3	Neutro	6,6 – 7,3
Extremadamente ácido	3,5 – 4,4	Ligeramente alcalino	7,4 – 7,8
Fuertemente ácido	4,5 – 5,5	Moderadamente alcalino	7,9 – 8,4
Moderadamente ácido	5,6 – 6,0	Fuertemente alcalino	8,5 – 9,0
Ligeramente ácido	6,1 – 6,5	Extremadamente alcalino	>9

Fuente: Departamento de Agricultura de los Estados Unidos. *Denominación y rango de pH en el suelo del departamento de agricultura de los Estados Unidos.*

[https://es.wikipedia.org/wiki/PH\\_del\\_suelo](https://es.wikipedia.org/wiki/PH_del_suelo). Consulta: febrero de 2017.

Figura 70. **Estabilización utilizando suelo cernido más cal o cemento**



Mezcla de suelo y cal para estabilizar el suelo (colocar 3 capas), aumentando así el nivel de pH (ver tabla XX).

Fuente: elaboración propia.

Figura 71. **Apisonamiento de cada capa del nuevo material**



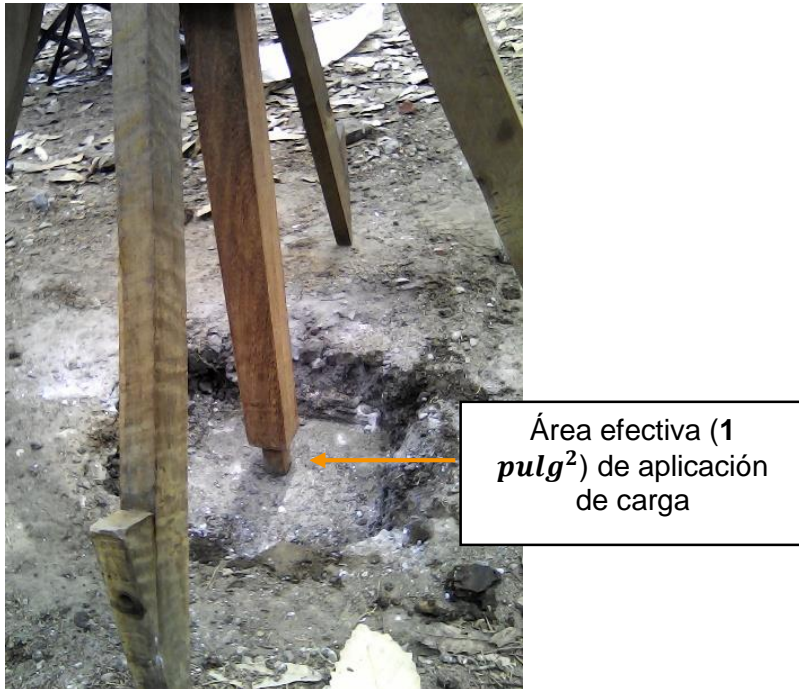
Fuente: elaboración propia.

Figura 72. **Humedecer cada capa de material para estabilización**



Fuente: elaboración propia.

Figura 73. **Ensayo de capacidad de carga al suelo estabilizado**



Fuente: elaboración propia.

- Datos obtenidos:

Tabla XXI. **Valores de altura de agua (equivalente a la carga) y hundimiento.**

H Agua (cm)	Profundidad (cm)
0	18,9
5	18,9
10	18,9
15	18,8
20	18,8
25	18,7
30	18,7
30	18,7

Fuente: datos tomados de ensayo de capacidad de carga- Método "SR" del Ingeniero Mario Corzo.

- Resultados y análisis del ensayo:

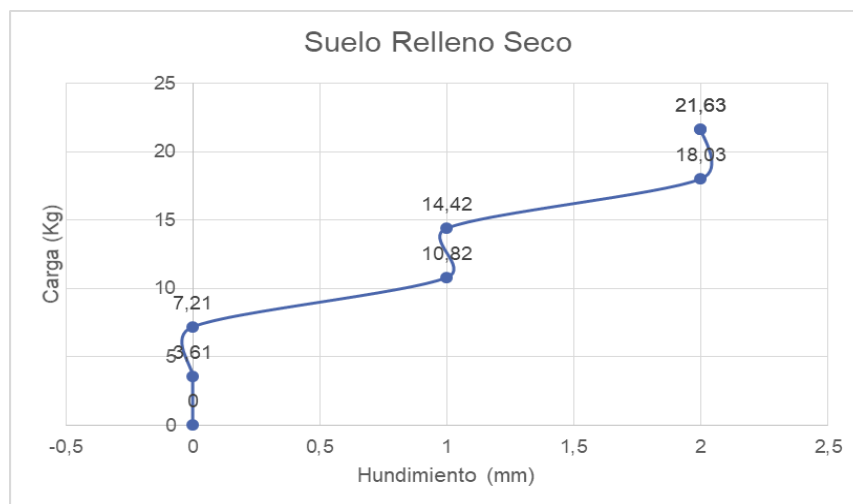
Tabla XXII. **Valores reales de hundimiento y cálculo de carga (kg) y esfuerzo (g/cm<sup>2</sup>)**

Hundimiento (mm)	Volumen Agua (cm <sup>3</sup> )	Carga (Kg)	Esfuerzo (gr/cm <sup>2</sup> )
0	0	0	0
0	3 605,34	3,61	558,83
0	7 210,68	7,21	1 117,66
1	10 816,02	10,82	1 676,49
1	14 421,36	14,42	2 235,31
2	18 026,70	18,03	2 794,14
2	21 632,04	21,63	3 352,97
2	21 632,04	21,63	3 352,97

Fuente: datos calculado de ensayo de capacidad de carga- Método "SR".

Utilizar 1 000 Kg/m<sup>3</sup> como peso específico del agua, para obtener la carga aplicada, el área circular de la cubeta es 0,00064516 m<sup>2</sup>.

Figura 74. **Gráfica carga (kg) vs. hundimiento (mm), ejemplo de un suelo de relleno en estado seco**



Fuente: elaboración propia, con base en los datos obtenidos en la tabla XII.

### 4.3. Ángulo de fricción interna

Mohr (1900) presentó una teoría sobre la ruptura de los materiales, afirmando que un material falla debido a la combinación crítica del esfuerzo normal y el esfuerzo cortante; la relación funcional sobre un plano de falla, se expresa de la siguiente forma:

$$T_f = f(\sigma) \quad (\text{Ecuación \#2})$$

Donde:

- $T_f$  = esfuerzo cortante sobre el plano de falla
- $\sigma$  = esfuerzo normal sobre el plano de falla

El esfuerzo cortante sobre el plano de falla, puede aproximarse como una función lineal del esfuerzo normal (según Coulomb, 1776); la siguiente ecuación se llama “*criterio de falla de Mohr-Coulomb*”.

$$T_f = c + \sigma \tan \phi \quad (\text{Ecuación \#3})$$

Donde:

- $c$  = cohesión
- $\phi$  = ángulo de fricción interna

El ángulo de fricción interna se define como una propiedad de los materiales granulares, relacionado con el ángulo de reposo o máximo ángulo para la pendiente de un conjunto de dicho material granular. Su tangente es igual al coeficiente de fricción inter granular, determinable en forma experimental.

Tabla XXIII. **Valores de ángulo de fricción interna de los suelos**

Material (condición)	Ángulo de reposo (sexagesimal)
Ceniza	40°
Arcilla (seca)	25–40°
Arcilla (húmeda excavada)	15°
Granito	35–40°
Grava (suelta y seca)	30–45°
Grava (natural con arena)	25–30°
Arena (seca)	34°
Arena (muy mojada)	15–30°
Arena (húmeda)	45°

Fuente: Wikipedia. *Ángulo de rozamiento interno*. Consulta: marzo de 2018.

El ángulo de fricción  $\phi$  es llamado también ángulo de fricción drenado. Para arcillas normalmente consolidadas, el ángulo de fricción varía entre 20° a 30°. Para arcillas pre consolidadas, la magnitud decrece.

Tabla XXIV. **Valores típicos de ángulo de fricción drenado para arenas y limos**

Tipo de suelo	Ángulo (sexagesimal)
Arena grados redondeados	
suelta	27°– 30°
Media	30° - 35°
densa	35° - 38°
Arena de granos granulares	
Suelta	30° - 35°
Media	35° - 40°
Densa	40°–45°
Grava con algo de arena	34° - 48°
limos	26° - 35°

Fuente: BRAJA M, Das. *Valores típicos del ángulo de fricción drenado para arenas y limos*. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Tabla 7.1. p. 211.

#### 4.4. Presión lateral de tierra

La fuerza lateral es causada por la presión lateral de la tierra, soportada en el caso de los muros de retención. Un elemento a cierta profundidad, está sometido a presiones efectivas vertical y horizontal  $\sigma'_o = \sigma_o$  y  $\sigma'_h = \sigma_h$  respectivamente para un suelo seco, no habiendo esfuerzo cortante. Si un muro se encuentra estático, la masa del suelo está en equilibrio estático, y la deformación unitaria horizontal es 0; el coeficiente de presión de tierra en reposo  $K_o$  se calcula:

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o} \quad (\text{Ecuación \#4})$$

Para suelos de grano grueso, el coeficiente de presión de tierra en reposo se estima por la relación empírica (Jaky, 1994).

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi \quad (\text{Ecuación \#5})$$

La magnitud de  $K_o$  varía entre 0.5 y 1.0, con valores mayores para arcillas fuertemente pre consolidadas. La fuerza total por unidad de longitud de muro  $P_o$  es igual al área del diagrama de presiones:

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 \quad (\text{caso de triángulo}) \quad (\text{Ecuación \#6})$$

Donde:

- H = altura del muro
- $\gamma$  = peso específico del suelo

A cualquier profundidad “z” debajo de la superficie del terreno, el esfuerzo subsuperficial vertical es:

$$\sigma'_o = q + \gamma z \quad (\text{Ecuación \#7})$$

Si la deformación horizontal es cero, la presión lateral a profundidad “z” se calcula como:

$$\sigma_h = K_o \sigma'_o + u \quad (\text{Ecuación \#8})$$

Donde:

- u = presión de poro del agua
- $K_o$  = coeficiente de presión en reposo de tierra

#### 4.5. Presión activa y pasiva del suelo

La presión lateral del suelo es la que se ejerce en un plano horizontal, y se clasifica de la siguiente manera:

##### 4.5.1. Presión activa del suelo – caso generalizado de Rankine

Dado que el suelo ejerce la presión contra el muro de contención, se denomina presión activa. La presión  $\sigma'_a$  estará inclinada a un ángulo  $\beta'$  con el plano trazado a un ángulo recto con la cara posterior del muro.

$$\beta' = \tan^{-1} \left( \frac{\text{sen } \phi' \text{ sen } \Psi_a}{1 - \text{sen } \phi' \text{ cos } \Psi_a} \right) \quad (\text{Ecuación \#9})$$

La fuerza activa  $P_a$  puede calcularse para una longitud unitaria del muro:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (\text{Ecuación \#10})$$

Donde:

- $K_a = \frac{\cos(\alpha - \theta) \sqrt{1 + \text{sen}^2 \phi' - 2 \text{sen } \phi' \text{ cos } \Psi_a}}{\cos^2 \theta (\cos \alpha + \sqrt{\text{sen}^2 \phi' - \text{sen}^2 \alpha})}$  ; se define como el coeficiente de presión activa de tierra de Rankine, para el caso generalizado.



Si el relleno de un muro de retención sin fricción es un suelo granular ( $c' = 0$ ) y sube un ángulo  $\alpha$  respecto a la horizontal, el coeficiente de presión activa de tierra, puede expresarse:

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} \quad (\text{Ecuación \#11})$$

#### 4.5.2. Presión pasiva del suelo

Cuando el muro de contención produce un empuje contra el relleno, se forma un plano idealizado cuyo ángulo respecto a la horizontal ( $45 + \frac{\phi'}{2}$ ), en la masa del suelo; la presión que se ejerce contra el muro como reacción se conoce como “Presión pasiva” coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine:

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\text{Ecuación \#12})$$

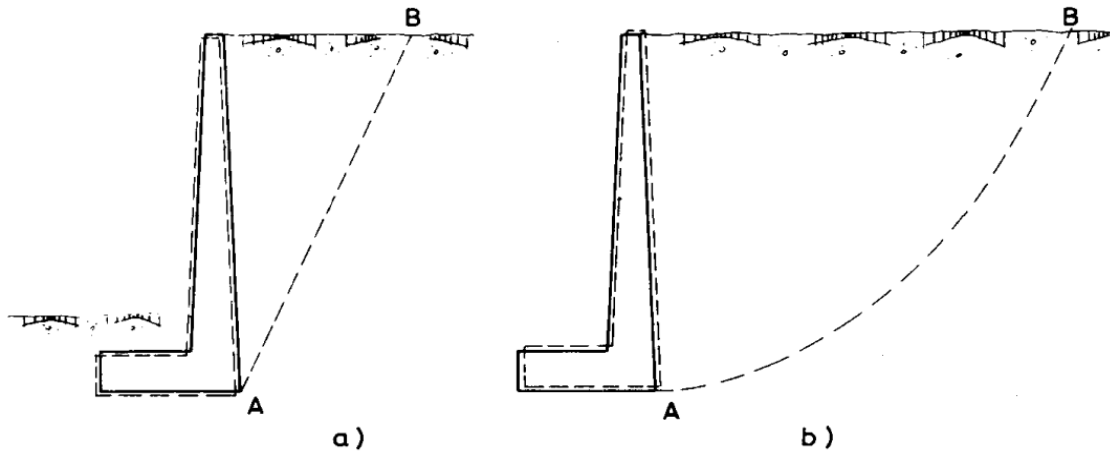
Las magnitudes aproximadas de  $\Delta_x$  requeridos para desarrollar la falla bajo condiciones pasivas de Rankine:

Tabla XXV. **Valores de  $\Delta_x$  para condición pasiva según el tipo de suelo**

Tipo de suelo	$\Delta_x$ (condición pasiva)
Arena densa	0,005 H
Arena suelta	0,01 H
Arcilla firme	0,01 H
Arcilla suave	0,05 H

Fuente: BRAJA M, Das. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 361.

Figura 75. **Empuje activo (a) y empuje pasivo (b) del suelo**



Fuente: UCLM. *Muros de contención*. Consulta: marzo de 2 018.

#### 4.6. **Pendiente del terreno**

Indica la inclinación del mismo con respecto a la horizontal, la pendiente puede expresarse en porcentaje o grados.

- Pendiente % = altura \* 100 / distancia horizontal (Ecuación #13)
- Pendiente (°) = arctan (altura/distancia horizontal) (Ecuación #14)

#### 4.7. **Suelo consolidado**

Los estratos de suelo se comprimen debido al incremento del esfuerzo provocado por la construcción de cimentaciones u otro tipo de cargas; la compresión es causada por la deformación de las partículas del suelo y el reacomodo de las mismas, además de llevarse a cabo la expulsión del agua o aire.

- Asentamiento inmediato: provocado por deformación elástica del suelo seco, suelos húmedos y saturados sin cambio en el contenido de agua.

- Asentamiento por consolidación primaria: resulta del cambio de volumen en suelos saturados cohesivos, debido a la expulsión del agua en los vacíos.
- Asentamiento por consolidación secundaria: es observable en suelos saturados cohesivos y por la consolidación de los estratos de suelo bajo cargas sobrepuestas.

La presión de poro del agua aumenta repentinamente cuando se incrementan esfuerzos a un suelo saturado; en suelos arenosos el drenaje se lleva a cabo inmediatamente por su permeabilidad; ocurre una reducción del volumen de la masa, generando un asentamiento. Para un suelo arcilloso el asentamiento por consolidación dependerá del tiempo.

La arcilla normalmente consolidada ocurre cuando la presión efectiva presente es la presión máxima a la que el suelo fue sometido en el pasado y la arcilla preconsolidada es cuando la presión de sobrecarga efectiva presente es menor a la que el suelo experimentó en el pasado (esfuerzo de preconsolidación).

#### **4.8. Densidad aparente**

La densidad aparente es la relación entre el volumen y el peso seco de un material o cuerpo, incluyendo los vacíos que este contengan. El suelo arenoso puede tener densidades mayores que los suelos finos y son menores en los suelos bien estructurados. Es un buen indicador de la porosidad y capacidad de drenaje, si los valores son bajos, en cambio en suelos compactados los valores serán altos, con infiltraciones lentas:

- Relación de vacíos ( $e$ ): razón del volumen de vacíos al volumen de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (\text{Ecuación \#15})$$

- Porosidad (n): razón del volumen de vacíos al volumen total.

$$n = \frac{V_v}{V} \quad (\text{Ecuación \#16})$$

- Grado de saturación (S): razón del volumen de agua al volumen de vacíos, se expresa en porcentaje.

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad (\text{Ecuación \#17})$$

- Contenido de humedad o agua (w): relación del peso de agua entre el peso de sólidos en un volumen dado del suelo.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \quad (\text{Ecuación \#18})$$

- Peso específico (Y): es el peso de suelo sobre volumen unitario.

$$Y = \frac{W}{V} \quad (\text{Ecuación \#19})$$

- Peso específico seco ( $\gamma_d$ ): volumen unitario del suelo excluido del agua.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (\text{Ecuación \#20})$$

- Densidad del suelo ( $\rho$ ): en kilogramos por metro cubico es:

$$\rho \left( \frac{kg}{m^3} \right) = \frac{m}{V} \quad (\text{Ecuación \#21})$$

- Densidad seca del suelo ( $\rho$ ): en kilogramos por metro cubico es:

$$\rho_d \left( \frac{kg}{m^3} \right) = \frac{m_s}{V} \quad (\text{Ecuación \#22})$$

La teoría de Rankine es válida para suelos no cohesivos como las arenas y gravas; a manera de ajustarla para suelos arcillosos. La ecuación de Coulomb toma en cuenta la fricción sobre el muro, considerando de importancia de terminar las presiones laterales para muros altos; generalmente para muros menores a 20 metros de altura, se utiliza la teoría de Rankine. Debe tomarse en cuenta la condición de saturación para así considerar el drenaje del muro de retención.



## 5. SISTEMAS MUROS DE CONTENCIÓN

Se definen como elementos constructivos de confinamiento, que soportan los esfuerzos horizontales producidos por el empuje del suelo, y las cargas verticales hacia su cimentación; también pueden ser utilizados para contener depósitos de agua. Generalmente son construidos de hormigón armado en terraplenes, evitando el desmoronamiento y proveyendo estabilidad al talud.

### 5.1. Tipos de muros de retención

Los muros de contención son elementos estructurales capaces de mantener un empuje lateral, y se clasifican de la siguiente manera:

#### 5.1.1. Muros de gravedad

Se definen de esta forma los muros que contrarrestan el empuje del terreno con su propio peso. Debido a sus grandes dimensiones no tienden a sufrir esfuerzos de flexión, por lo que no es usual utilizar refuerzo; se clasifican en:

Figura 76. **Muro de contención de concreto**



Fuente: agroingeniacanarias.com. *Proyectos de muros de contención: Ingeniería constructiva.*

Consulta: marzo de 2 018.

- Muros de mampostería seca: constituida por piedras talladas o ladrillos, en ocasiones se emplea mortero para fijar las piezas, utilizando materiales húmedos como arena, y cemento, seleccionando los mampuestos adecuados para proporcionar estabilidad. Este tipo de muro es capaz de resistir la erosión causada por el agua y viento y movimientos sísmicos, de be evitarse la forma redondeada de la piedra ya que pueden ser inestables.

Figura 77. **Muro de mampostería en seco**



Fuente: pinimg.com. *Muro de mampostería en seco*. Consulta: marzo de 2 018.

- Muros de escollera: roca de mayor tamaño que la mampostería, de peso mayor a 250 kg, de forma más o menos prismática. Es recomendable utilizar piedra caliza que cumpla con resistencia a la compresión; este tipo de muros no requieren ningún sistema de drenaje, ya que se produce de manera natural, será necesario disponer de material de infiltración. El margen de abertura entre los bloques, no deberá ser mayor a 12 cm.



Figura 78. **Muro de escollera de 30 m de largo y 2,5 a 4,5 m de altura**



Fuente: El Diario Monatézl. *Muro de escollera*. Consulta: marzo de 2018.

- Muros de gaviones: están diseñados para mantener una diferencia en los niveles de suelo en ambos lados; combina de manera eficaz las funciones de sostenimiento y drenaje y la cimentación es innecesaria. Los cajones de gaviones forman una sola estructura tienen una mayor resistencia al volteo y deslizamiento.

Figura 79. **Muro de contención, elaborado con un sistema de gaviones**



Fuente: Gavionstark. *Sistema Gavionstark*. Consulta: marzo de 2018.

- Muros prefabricados: utilizados en la contención de taludes ya que proveen mayor velocidad de su construcción, y entrar en servicio una vez instalados, brindan homogeneidad en obras donde se ve la exposición de cortes y rellenos; es importante el análisis de la altura el muro, tipo de suelo, pendientes deseadas, el acabado requerido, el equipo de manipulación y las cargas soportadas.

Figura 80. **Muro con contrafuerte (sistema de pantalla prefabricada y contrafuerte que aumentan la rigidez de la sección)**



Fuente: YEPES, Víctor. *Diseño óptimo sostenible de muros de contrafuertes*. Consulta: marzo de 2 018.

Figura 81. **Criba (travesaños de concreto entrelazados formando un cajón)**



Fuente: [www.ingecivil.net](http://www.ingecivil.net). *Tipos de muros de contención*. Consulta: marzo de 2 018.

Figura 82. **Muro de tierra reforzada (geomalla y bloques prefabricados de concreto)**



Fuente: RODRÍGUEZ, Marco. geosynthetics Iberia. *Muros de contención de tierras*. Consulta: marzo de 2 018.

- Muros jardinera: son muros de tierra reforzada cuyo parámetro exterior está compuesto por módulos de hormigón prefabricados; constituido por un elemento modular de hormigón, piezas de anclaje, material de relleno y armaduras que absorben las tensiones por rozamiento. El drenaje del muro se realiza a través de las juntas existentes entre los bloques que lo configuran, o a través de una tubería al pie del muro.

Figura 83. **Muro de contención jardinera**



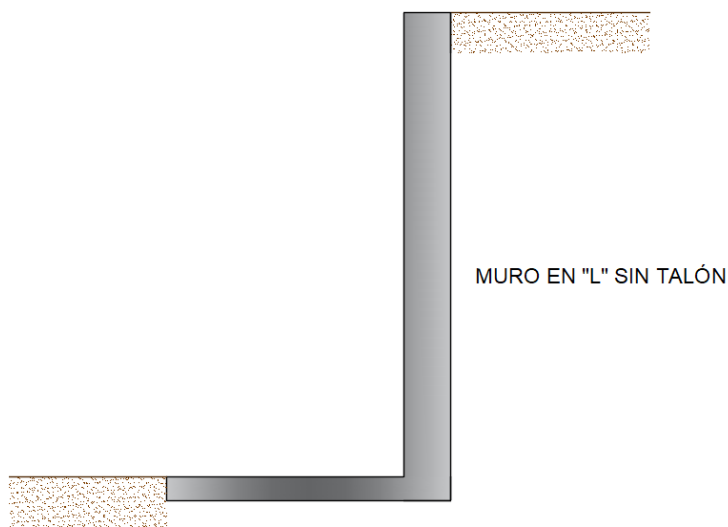
Fuente: [cdn.lasthomedecor.com](http://cdn.lasthomedecor.com). *Muro de contención ideas jardineras de hormigón flores*. Consulta: marzo de 2 018.

### 5.1.2. Muros estructurales

Se refiere a los muros de concreto armado. Presentan movimientos de flexión ligeros, ya que trabajan como un voladizo vertical, su espesor requerido aumenta rápidamente cuando aumenta su altura; parte del terreno se apoya sobre un talón, trabajando en conjunto. Debido al empuje de tierras la cara del muro en contacto con el suelo experimenta deformaciones, provocando reacciones del terreno de cimentación agudizándose en la puntera (deformándose), haciéndose mínimas en el talón; a la vez el roce entre la estructura y el suelo impiden que el muro sufra desplazamiento horizontal.

- Muros ménsula: son del tipo más frecuente de muro de contención para alturas de entre los 10 a 12 metros de altura. El campo de aplicación depende del volumen de excavación, concreto, acero, relleno, etc. son una solución atractiva y económica, si se dispone del equipo de transporte e instalación.

Figura 84. **Muro en L, sin talón (uso en propiedad colindante)**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 85. **Muro en L, sin puntera (requiere de un gran volumen de tierra excavada, produciendo un bulbo de presiones altas sobre el terreno)**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

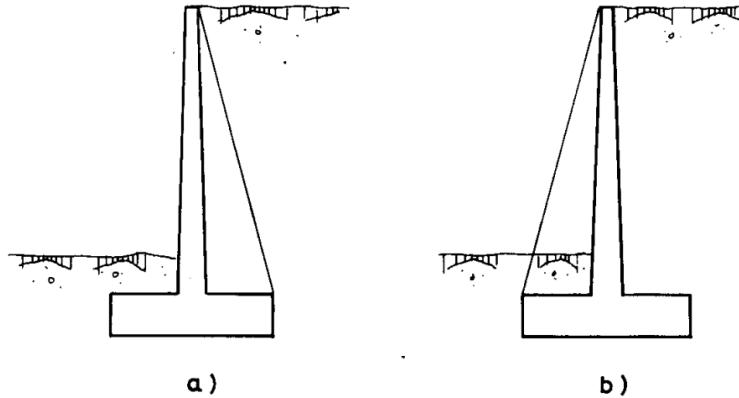
Figura 86. **Muro en T, de gran talón y muro en T; con talón pequeño**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Muros de contrafuerte: este tipo de muro representa una evolución de los del tipo ménsula, ya que al aumentar la altura, aumenta el espesor del concreto; por lo que se determinó hacer sus piezas más ligeras. Los contrafuertes pueden disponerse tanto en el trasdós como en el intradós.

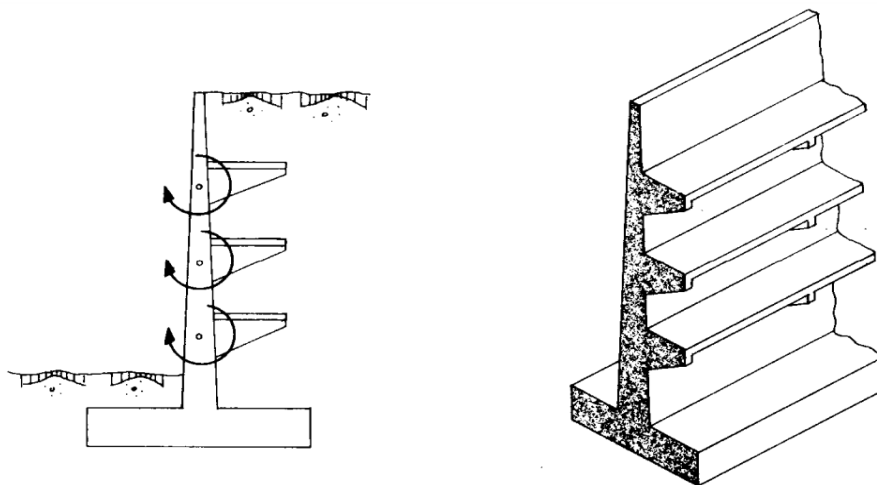
Figura 87. **Muro de contrafuertes en trasdós (a) e intradós (b)**



Fuente: UCLM. *Muros de contención*. [www.uclm.es](http://www.uclm.es). Consulta: abril de 2018.

- Muros de bandejas: con éste tipo de muros, se pretende contrarrestar parte del momento flector resistido, colocando bandejas a diferentes alturas en las que se producen momentos contrarios, debido a la carga producida por el relleno sobre de ellas. Tienen complejidad constructiva, pero pueden representar una solución al muro de contrafuertes en grandes alturas, aligerando la sección, colocando contrafuertes.

Figura 88. **Muro de bandejas**



Fuente: UCLM. *Muros de contención*. [www.uclm.es](http://www.uclm.es). Consulta: abril de 2018.

### 5.1.3. Muros de tierra armada y suelo reforzado

La importancia de la armadura y refuerzo, es proporcionarle al suelo la cohesión necesaria para disminuir el empuje de tierra que el muro debe soportar. La idea del refuerzo en el suelo se remonta hace varios siglos; sin embargo el ingeniero francés H. Vidal (1966), desarrolló el análisis y diseño sistemático del concepto actual. El primer muro de retención utilizando tiras metálicas, se construyó en 1972 al Sur de California en Estados Unidos; los beneficios del suelo reforzado se derivan de:

- El Incremento de la resistencia a la tensión
- La resistencia cortante desarrollada por la fricción en las interfaces suelo-refuerzo.

La mayoría de diseños se realizan con suelo granular sin drenaje, evitando el desarrollo de la presión de poro e suelos cohesivos, a su vez reduce la resistencia a cortante del suelo.

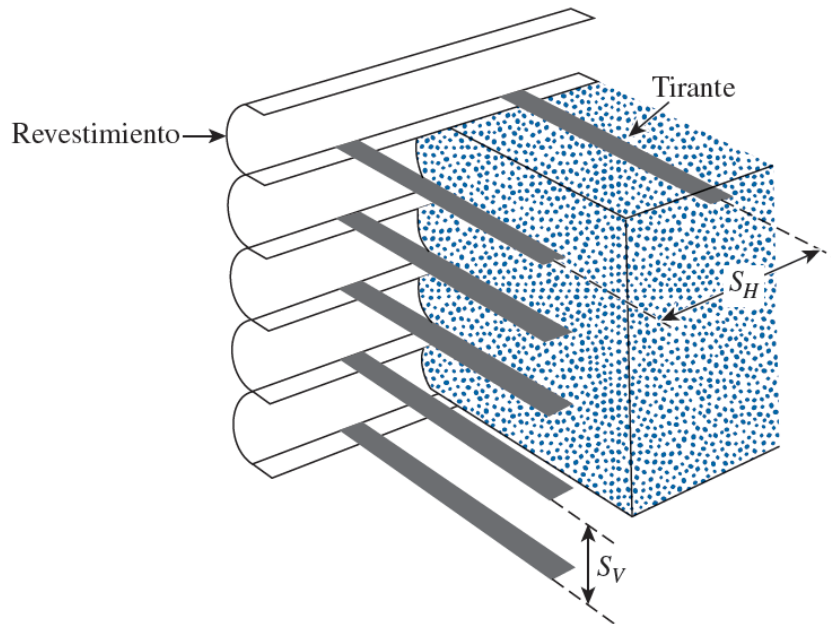
- Refuerzo del suelo con tiras metálicas: se utilizan tiras metálicas galvanizadas como refuerzo; sin embargo éstas se ven expuestas a la corrosión, que depende de los factores ambientales. La tasa promedio de corrosión en las tiras de acero va de 0,025 a 0,050 mm/año según Binquet y Lee (1975). Por lo tanto:

$$t_c = t_{diseño} + r \text{ (Vida útil de la estructura)} \quad \text{(Ecuación \#23)}$$

Donde:

- $t_c$  = espesor real de las tiras de refuerzo empleadas
- $t_{diseño}$  = espesor de las tiras determinado en el cálculo y diseño
- $r$  = tasa de corrosión

Figura 89. **Muro de retención de tierra reforzada**



Fuente: BRAJA M, Das. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 411.

Los tejidos no biodegradables se refieren generalmente a geo textiles, estos suelen elaborarse de productos derivados del petróleo como el poliéster, polietileno y polipropileno y en algunos casos de fibra de vidrio pueden ser tejidos agujados o no tejidos.

Geo textiles tejidos: hechos de dos conjuntos de filamentos o hebras paralelas de hilo entrelazadas para formar una estructura planar; un geo textil agujado se forma entrelazando una serie de bucles de una o más hebras formando una estructura planar.

Geo textiles no tejidos: se forman de filamentos o fibras cortas configuradas en un patrón orientado o aleatorio es una estructura planar; configurados en una red suelta al inicio y enlazados mediante una combinación de procesos:



- enlace químico (pegamento, látex, caucho o derivado de celulosa)
- Enlace térmico (calor de fusión parcial de los filamentos)
- Enlace mecánico (punzonado de agujas; tienden a ser gruesos y con un alta permeabilidad).

Dentro de los usos principales de los geo textiles encontramos:

- Drenaje: proporcionan resistencia cortante mayor al suelo y más estabilidad.
  - Filtración: al ser colocadas en un estrato de grano grueso y uno fino, el tejido protege el arrastre del suelo de grano fino permitiendo una libre filtración.
  - Separación: mantienen los estratos de suelo separados.
  - Refuerzo: aumenta la capacidad de carga del suelo, al aumentar la resistencia a tensión del geo textil.
- Sujeción de taludes con geotextil y control de erosión: en cuanto a la construcción de taludes y muros de retención, el uso de geo textiles evitará la pérdida de finos y áridos por lluvia; presentan resistencia y durabilidad bajo condiciones climáticas adversas y la degradación química, mejora las propiedades mecánicas del suelo por su resistencia a la tracción. Proveen refuerzo y estabilización de los suelos en construcciones de carreteras, caminos, terraplenes, taludes y en cuanto a muros verdes, muchos de ellos proveen eficiencia en el crecimiento de especies vegetales.

**Figura 90. Sujeción de taludes**



Fuente: *Geomallas*. [www.controlerosion.es](http://www.controlerosion.es). Consulta: abril de 2018.

**Figura 91. Protección control de erosión**

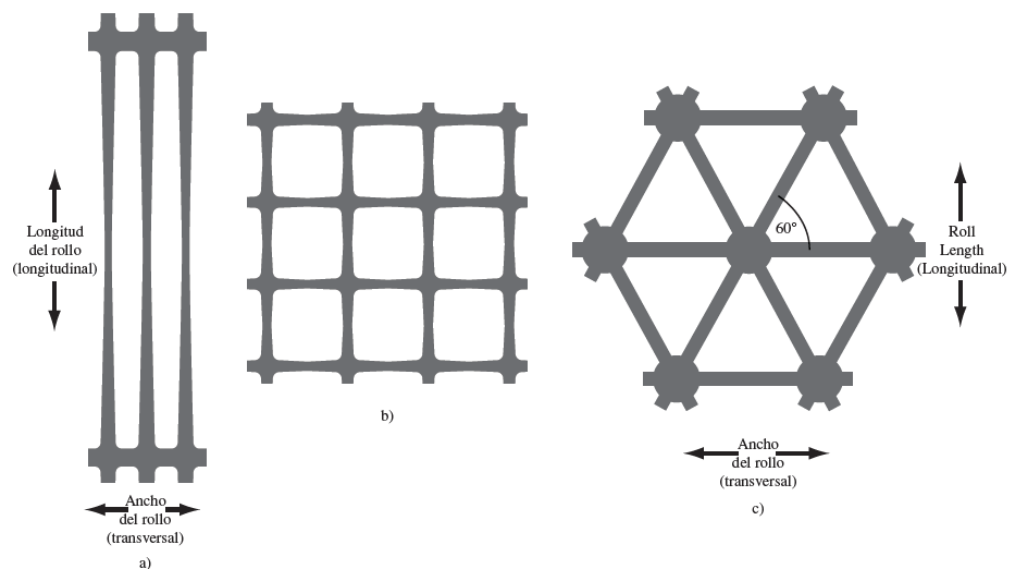


Fuente: *Gestión, calidad y protección*. [lazarushn.com](http://lazarushn.com). Consulta: abril de 2018.

Las Geomallas son materiales poliméricos como el polipropileno y polietileno, elaborados mediante el proceso de extrusión; la primera productora de Geomallas fue la compañía del Reino Unido Netlon, Ltd. Y en 1 982 fueron introducidas a Estados Unidos.

- Geomallas extruidas: se forman utilizando una hoja gruesa de polietileno o polipropileno que se punzona y estira, creando aperturas, mejorando las nervaduras y nodos. Estas han demostrado un buen desempeño para el refuerzo de pavimentos.
- Geomallas tejidas: son fabricadas agrupando polímeros de poliéster y polipropileno, tejiéndolos en un patrón de red, recubierto por una laca polimérica.
- Geomallas soldadas: son fabricadas fusionando uniones de tiras poliméricas.

Figura 92. **Geomalla a) uniaxial b) biaxial c) con aperturas triangulares**



Fuente: BRAJA M, Das. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 407.

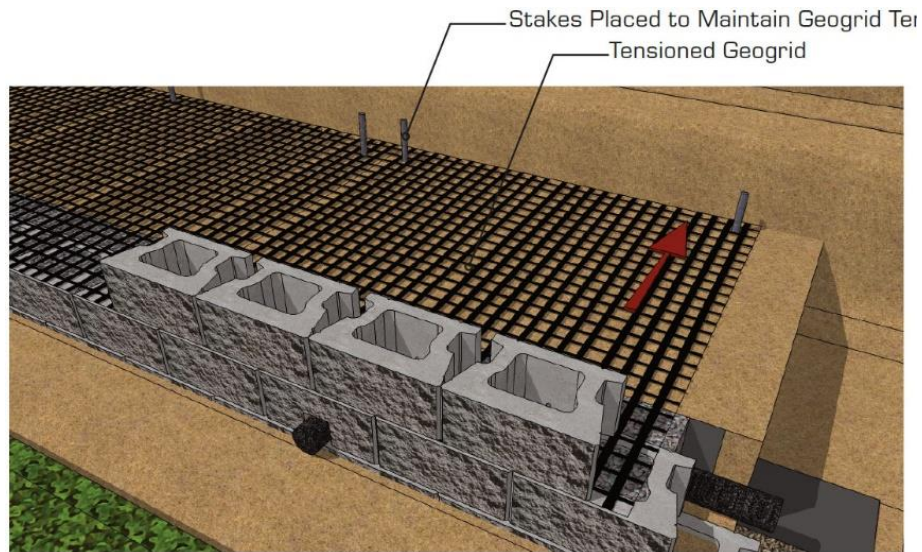
- Muro de contención armado con geomalla: usualmente se colocan camas de piedra, con el fin de evitar desprendimientos. Se utilizan bloques de concreto huecos, rellenos de suelo, piedrín o bien suelen ser muros de jardinera, como los vistos anteriormente. El uso de geomallas permite al suelo soportar cargas pesadas y permanecer en ángulos inclinados; estas se instalan de manera horizontal al suelo al compactar durante la construcción, reforzándolo debido a su resistencia a la tracción axial, baja fluencia y buena interacción con el suelo. Se considera su uso en suelos de poca capacidad portante, pues adaptan los asentamientos diferenciales de una mejor manera, siendo de gran beneficio en zonas sísmicas.

Figura 93. **Colocación de geomalla uniaxial**



Fuente: *Tensar-Uniaxial-UX-geogrids*. [www.tensarcorp.com](http://www.tensarcorp.com). Consulta: abril de 2 018.

Figura 94. **Dirección en la tensión de la geomalla y estacas colocadas para mantener la tensión de la misma.**



Fuente: *Geogrid wall*. <http://cornerstonewallsolutions.com>. Consulta: abril de 2018.

Figura 95. **Elevación de geomallas establecidas en el diseño de ingeniería**



Fuente: *Geogrid wall*. <http://cornerstonewallsolutions.com>. Consulta: abril de 2018.

La función principal de las geomallas es reforzar por su grado relativo de rigidez; las aperturas deben tener el tamaño adecuado para permitir el entrelazado con el suelo y la roca circundante, que realiza la función de refuerzo y segregación.

La eficiencia entre el tamaño de las partículas y la apertura está dado por:

$$B_{GG} > 3,5 D_{50} \quad (\text{Ecuación \#24})$$

Donde:

- $B_{GG}$  = ancho mínimo de la apertura de la geomalla.
- $D_{50}$  = tamaño de las partículas a través del 50% del suelo de relleno (tamaño promedio).

Figura 96. **Apertura de una geomalla, que permite el entrelazado del suelo circundante.**



Fuente: *Geomallas*. [www.georigo.com](http://www.georigo.com). Consulta: abril de 2 018.

## 6. MUROS TIPO TABLESTACA

Las tablestacas se definen como un tipo de pantalla o estructura cuyo fin es de contención flexible; formada usualmente por elementos prefabricados, que suelen ser de acero, pvc, madera y concreto. Mediante vibración o impacto, y apisonadas, se hincan los elementos prefabricados en el terreno; las secciones se inclinan levemente contra el empuje pasivo, con el propósito de proporcionarle una mayor inercia y evitar la flexión del material. Las tablestacas conectadas en las cerraduras forman un muro continuo, en su uso común son las ataguías o pozos de cimentación asegurados temporalmente, o bien permanentemente como protección ante inundaciones, muros de terraplén y en el proceso de remediación de suelos contaminados.

La función de este tipo de estructuras es impedir el paso del agua sobre el terreno y recuperarlo permitiendo nivelarlo y reconstruirlo. O bien tienen un buen uso en cimentaciones, muros deflectores, protección de riberas y mares, entre otros usos.

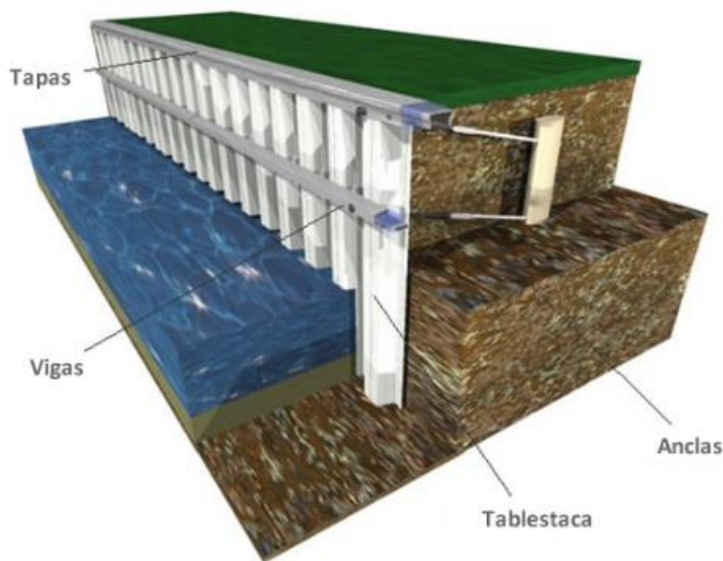
- Tablestacas de concreto precolado: se diseñan con refuerzos para soportar los esfuerzos permanentes a los que será sometida durante y después de la construcción. La sección transversal de este tipo de tablestacas tiene un ancho entre 50 a 80 cm y espesor entre 15 a 25 cm.
- Tablestacas de acero: la sección de este tipo de tablestacas puede ser en Z, de arco profundo, de arco bajo o alma recta; las conexiones internas de las secciones tienen forma machimembrada o rótula. Poseen una alta resistencia al alto esfuerzo de hinchamiento en suelos duros, son ligeras y pueden reutilizarse. El diseño a flexión permisible de diseño para tablestacas es:

Tabla XXVI. **Esfuerzo permisible a flexión de diseño para tablestacas de acero**

Tipo de acero	Esfuerzo permisible (MN/m <sup>2</sup> )
ASTM A-328	170
ASTM A-572	210
ASTM A-690	210

Fuente: BRAJA M, Das. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 438.

Figura 97. **Representación de muro de tablestacas**



Fuente: *¿Que es el tablestacado o tablestaca?* arquigrafico.com. Consulta: abril de 2 018.

Los métodos de construcción para las tablestacas, pueden dividirse en dos, tomando en cuenta que estas pueden hincarse en el terreno y posteriormente se coloca el relleno en el lado del suelo; o bien puede hincarse primero en el terreno y el suelo frente a ella será dragado. El suelo de relleno utilizado debe ser granular; el suelo por debajo de la línea de dragado podrá ser arenoso o arcilloso. La superficie del suelo en el lado del agua se conoce como *línea de lodo o de dragado*.

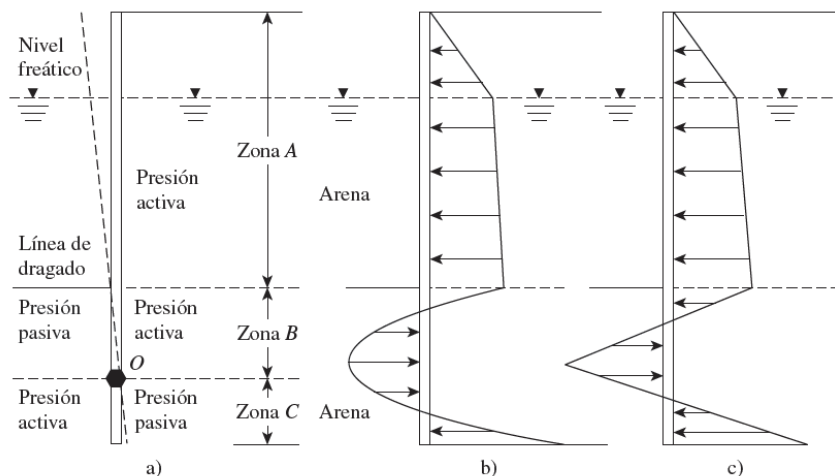


Una estructura rellenada, se construye dragando el suelo in situ al frente y atrás de la estructura, se hincan las tablestacas y se rellena hasta el nivel del ancla, colocando el sistema de drenaje; por último se rellena hasta la parte superior del muro. Para un muro de tipo voladizo, el procedimiento anterior es válido, omitiendo el relleno hasta el nivel del ancla. Para una estructura dragada: primero deben hincarse las tablestacas y rellenar hasta el nivel del ancla y se coloca el sistema de anclaje, se rellena hasta la parte superior del muro y por último se draga el lado frontal del muro; para el muro en voladizo, no debe rellenarse el nivel del ancla.

### 6.1. Muros de tablestaca en voladizo

Este tipo de muros se recomienda para alturas moderadas igual o menores a 6 metros; las tablestacas actúan como una viga ancha en voladizo (medida por arriba de la línea de dragado). La naturaleza de la cedencia lateral de un voladizo que penetra en un estrato de arena, por debajo de la línea de dragado, se representa:

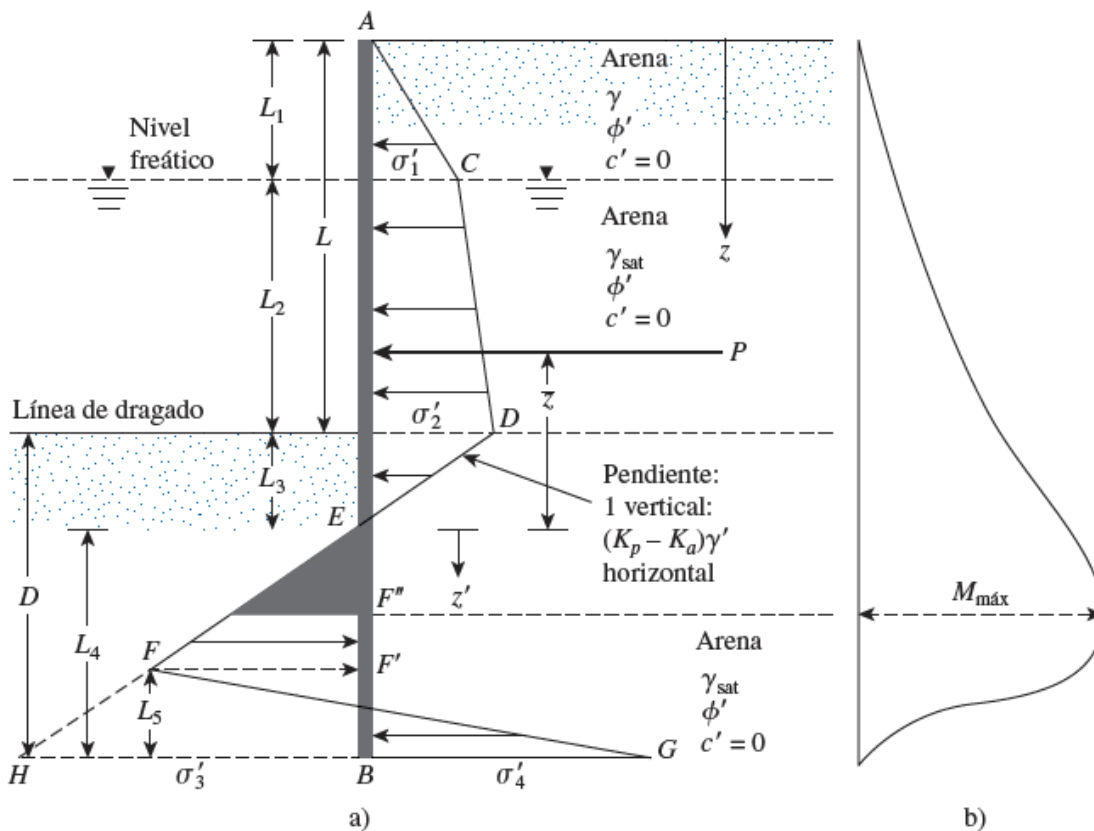
Figura 98. Naturaleza de cedencia lateral de un voladizo



Fuente: BRAJA M, Das. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 433.

El muro gira respecto al punto O; debido a que las presiones hidrostáticas a cualquier profundidad en ambos lados del muro se cancelan entre sí, solamente considerando la presión lateral efectiva del suelo. En la zona "A" la presión lateral es la presión activa del lado de tierra y una presión pasiva del agua; la condición se invierte en la zona C por debajo de punto de rotación, la distribución de la presión real neta sobre el muro puede observarse en b) y en c) es considerada una versión simplificada para el diseño.

Figura 99. **Tablestaca en voladizo que penetra arena**



Fuente: BRAJA M, Das. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p. 433.

La figura a) representa una variación del diagrama de presión neta y b) la variación del momento.

Tabla XXVII. **Casos especiales para muros en voladizo que penetran el suelo**

	<p><b>Tablestaca que penetra un suelo arenoso sin nivel freático</b></p> $M_{m\acute{a}x} = P (L + z') - \frac{4cZ'^2}{2}$
<p style="text-align: center;"> <math>\sigma'_3 = \gamma D (K_p - K_a)</math> <math>\sigma'_4 = \gamma D (K_p - K_a)</math> </p>	<p><b>Tablestaca en voladizo simple que penetra un estrato de arena</b></p> $M_{m\acute{a}x} = P (L + z') - \frac{4cZ'^2}{2}$

Continuación de tabla XVII

	<p><b>Tablestaca en voladizo libre que penetra arcilla</b></p> $M_{m\acute{a}x} = P (L + z') - \frac{4cz'^2}{2}$
	<p><b>Tablestaca sin nivel freático que penetra arcilla</b></p> $M_{m\acute{a}x} = P_1 (z' + \bar{z}) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2}$

Fuente: BRAJA M, Das. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. p.449 a 459.

## **6.2. Estabilidad en taludes**

Un talud se define como cualquier superficie inclinada respecto de la horizontal que adopta una estructura de tierra. Se denomina “ladera natural” o simplemente “ladera” a aquel talud formado naturalmente, sin la intervención humana, en caso contrario se conocen como “corte” o “talud artificial”. El corte se realiza mediante una excavación de una formación terrea, mientras que el talud superficial son las porciones inclinadas en un terraplén.

El ángulo en el que un talud es máximo y estable se relaciona directamente con el ángulo de fricción, que corresponde a la resistencia máxima.  $\phi$  es una función directa de la relación de vacíos; cuando la arena o grava se vierten, quedan sueltas y  $\phi$  es casi o igual a cero, el ángulo de reposo de una arena o grava vertida es aproximadamente igual al ángulo de fricción interna que corresponde a un estado suelto.

Se entiende el término de “estabilidad” a la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento; se denomina deslizamiento a la rotura y desplazamiento del suelo situado debajo de un talud, originando un movimiento hacia abajo; se producen a consecuencia de excavaciones y socavaciones en el pie del talud o bien produciéndose una desintegración gradual de la estructura del suelo, aumento de las presiones internas debido a filtraciones de agua, entre otros factores.

### **6.2.1. Fallas comunes en taludes**

- Deslizamientos superficiales: todo talud está expuesto a fuerzas naturales que tienden a llevar las partículas y porciones de suelo hacia debajo de manera continua y lenta, que se presenta de manera superficial.

El término “creep” involucra grades áreas y movimiento superficial producido sin una transición entre la parte de la superficie móvil y las masas inmóviles profundas. Existen dos clases de deslizamientos:

- Estacional: afecta solamente la corteza superficial de la ladera influida por el efecto de contracción y expansión térmica, humedad y secado del suelo.
- Masivo: afecta las capas del suelo más profundas, afectadas por efectos gravitacionales.

Estos fenómenos se vuelven evidentes al notar que árboles o postes se encuentran inclinados respecto de la vertical.

- Movimiento del cuerpo del talud: puede ocurrir con movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran profundamente. la superficie de falla se forma cuando en la zona de su futuro desarrollo actúan esfuerzos cortantes que sobrepasan la capacidad del material, causando la ruptura como un deslizamiento de tierras.
- Falla rotacional: se define una superficie de falla curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud, la superficie forma una traza con el plano en una circunferencia, la superficie de falla es cóncava hacia arriba y el movimiento es rotacional con respecto al eje paralelo a la superficie y transversal al deslizamiento. Influye el perfil estratigráfico y la naturaleza del suelo. El centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del movimiento. Visto en planta, el deslizamiento de rotación posee una serie de agrietamientos concéntricos y cóncavos en la dirección del movimiento. Este tipo de fallas ocurren comúnmente en materiales arcillosos homogéneos o en

suelos cuyo comportamiento mecánico se rige por su fracción arcillosa; afecta zonas profundas del talud conforme aumenta la pendiente. Las fallas por rotación pueden producirse en el cuerpo del talud, en el pie o delante del mismo, afectando la base de apoyo, hasta llegar a un estrato que limite la superficie de la falla.

- Falla traslacional: consiste en movimientos traslacionales del cuerpo del talud sobre superficies de falla básicamente planas, con estratos poco resistentes localizados a poca profundidad. La superficie de la falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil (comúnmente arcillas blandas, arenas finas y limos no plásticos sueltos), y de superficies curvas que llegan al exterior y forman agrietamientos. La debilidad de un estrato se ve ligada a elevadas presiones de poro en el contenido de agua, pudiendo estar relacionadas a la temporada lluviosa.
- Flujos: movimiento rápido de tal manera que la aparente distribución de velocidades y desplazamientos se asemeja a un líquido viscoso. La superficie de deslizamiento se desarrolla durante un breve lapso, frecuente en la zona de contacto entre la parte móvil y la masa fija de la ladera.

El material a fluir puede ser de formación no consolidada, fragmentos de roca, depósitos de talud, suelos granulares finos o arcillas francas. Estos pueden dividirse en:

- Flujos de tierra levemente húmedos: ocurren al pie de los deslizamientos del tipo rotacional, en el cuerpo del talud.
- Flujos de tierra de suelos granulares: típicos de formaciones costeras, asociados a la erosión marina y fluctuaciones repetidas de la presión de poro debido al ascenso y descenso del agua.

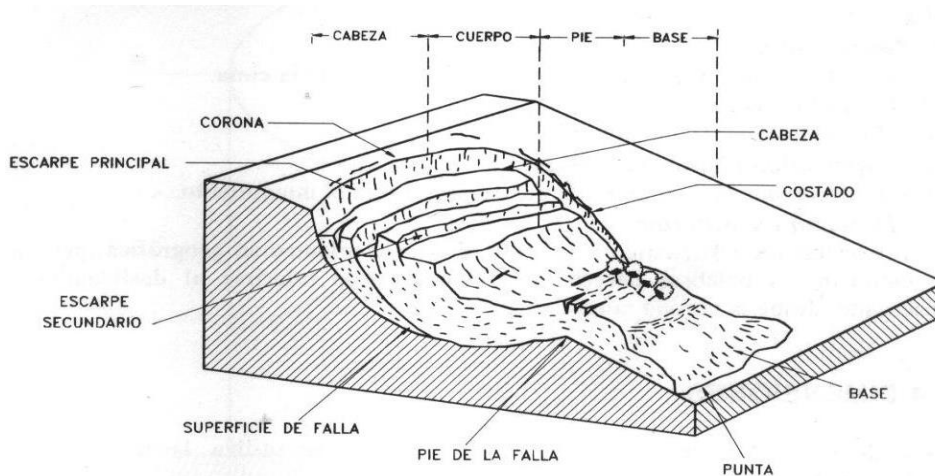
- Flujos de lodo: ocurre en materiales finos con alto contenido de agua, los flujos de lodo rápido se ven influidos por la remoción de la capa vegetal.

Un talud en arena seca sin cohesión es estable, cualquiera sea su altura, siempre que el ángulo  $\beta$  entre el talud y la horizontal sea igual o menor que el ángulo de fricción interna  $\phi$  de la arena en un estado suelto, el Factor de seguridad (F) respecto a su deslizamiento es:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (\text{Ecuación \#25})$$

Cualquier inclinación mayor que el ángulo de fricción interna se considera una imposibilidad para el caso de arenas limpias. Existen diversos métodos para el análisis de estabilidad en taludes irregulares en suelos no uniformes como los es el “Método de las fajas” y “Método de las fajas en presencia de presión de poros”

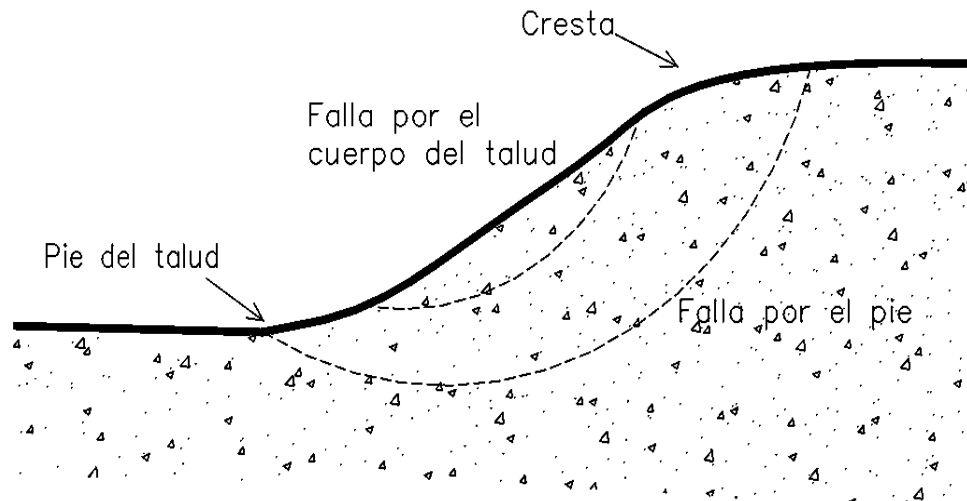
Figura 100. Partes de un deslizamiento



Fuente: *Movimientos de masa parte II*. <http://leandro-geomorfologia.blogspot.com>. Consulta: abril de 2018.

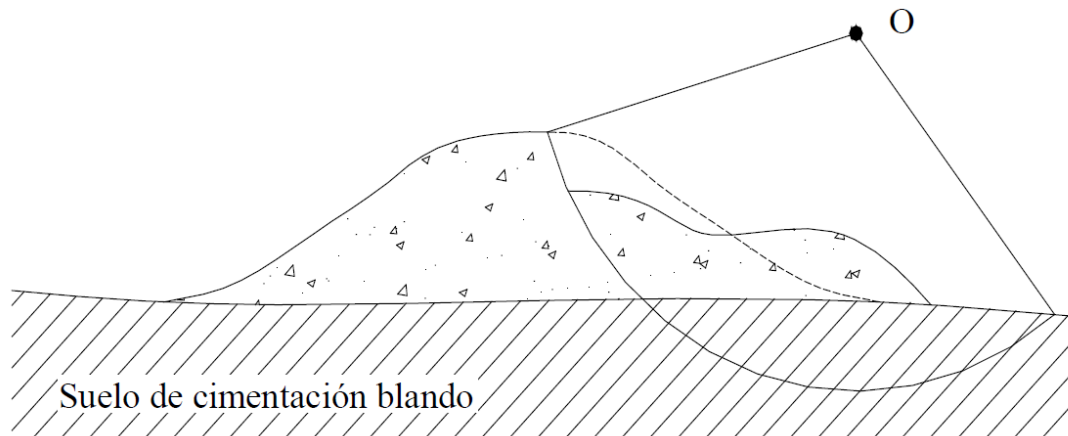


Figura 101. **Distintos tipos de falla rotacional**



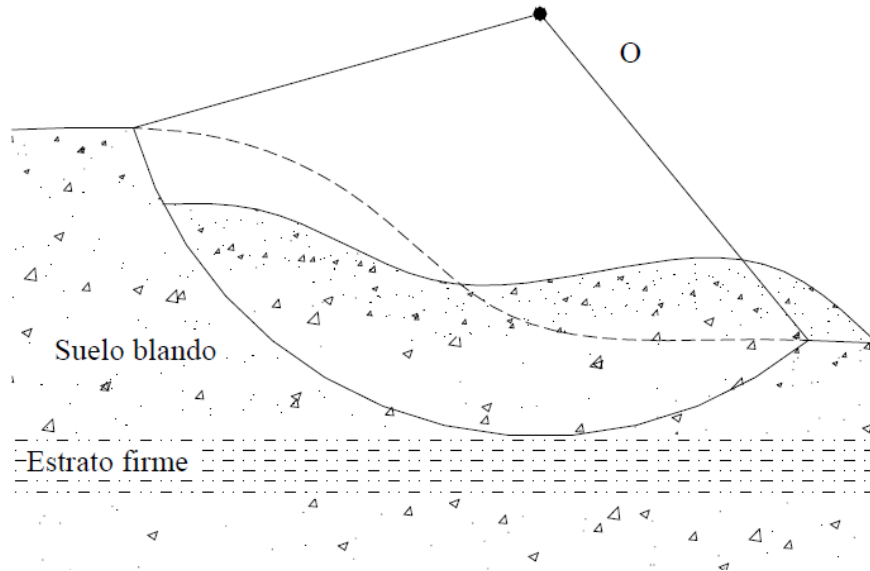
Fuente: Universidad nacional del rosario. *Estabilidad de Taludes* geología y geotecnia.  
Consulta: abril de 2018.

Figura 102. **Falla de base del tipo traslacional, con un suelo de cimentación blando**



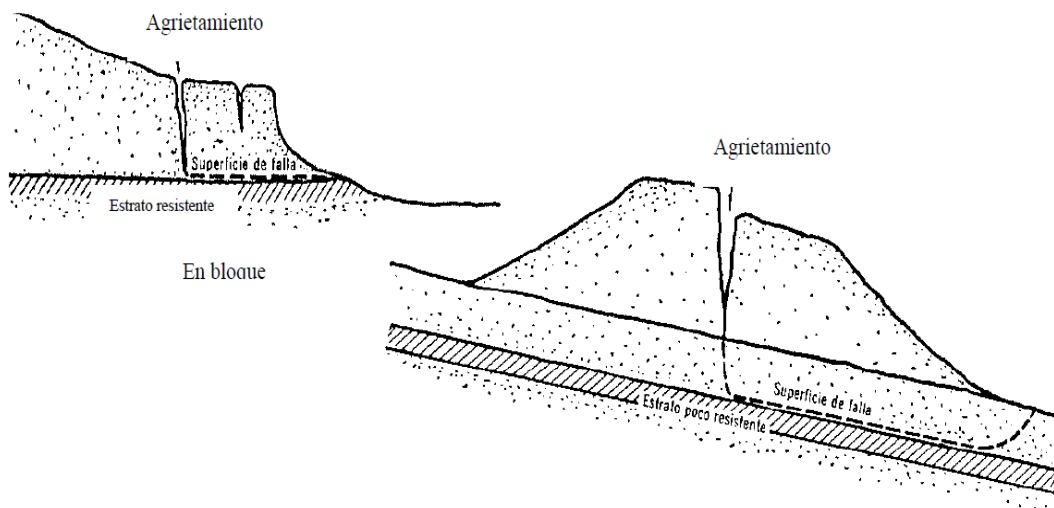
Fuente: Universidad nacional del rosario. *Estabilidad de Taludes* geología y geotecnia.  
Consulta: abril de 2018.

Figura 103. **Falla limitada por un estrato firme del tipo traslacional**



Fuente: Universidad nacional del rosario. *Estabilidad de Taludes* geología y geotecnia.  
Consulta: abril de 2018.

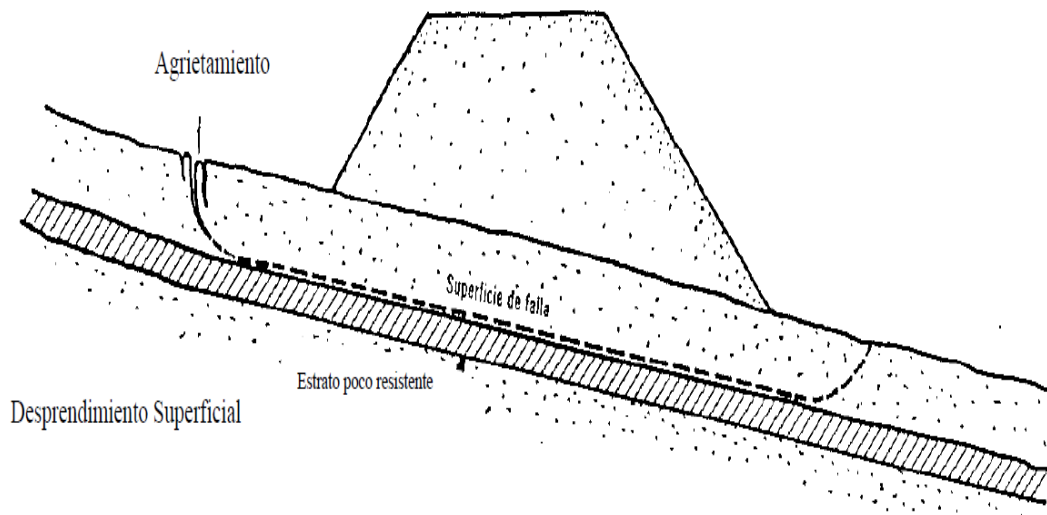
Figura 104. **Falla de bloque y falla en bloque propiciada por la estratificación del terreno natural, ambas del tipo traslacional**



Falla en bloque propiciada por la estratificación del terreno natural

Fuente: Universidad nacional del rosario. *Estabilidad de Taludes* geología y geotecnia.  
Consulta: abril de 2018.

Figura 105. **Falla traslacional por desprendimiento superficial**



Fuente: Universidad nacional del rosario. *Estabilidad de Taludes* geología y geotecnia.

Consulta: abril de 2018.

Dentro de los factores que producen fallas de estabilidad y deslizamiento, se encuentran:

- Modificación de las condiciones naturales del flujo interno del agua, hacer rellenos y excavaciones.
- Sobrecarga de los estratos débiles por relleno (algunas veces desperdicios).
- Sobrecarga de los terrenos con planos de estratificación desfavorable por relleno.
- Remoción por corte de algún estrato delgado de material permeable.
- Aumento de las presiones de filtración.
- Orientación desfavorable de fuerzas de filtración por cambios en la dirección del flujo interno del agua por haber realizado un corte o relleno.
- Corte de arcillas duras fisuradas.

- Remoción de las capas superficiales del suelo, causadas por el corte, provocando un deslizamiento de capas del mismo estrato ladera arriba, sobre los mantos subyacentes del suelo o roca más duro.
- Incremento de la carga hidrostática o bajos niveles piezométricos bajo la superficie de corte al ser cubierto por una capa impermeable.

### **6.2.2. Métodos mecánicos para la estabilidad de taludes**

- Método de elusión: constituye uno de los métodos más seguros evitando el problema de deslizamientos y fallas; puede emplearse de manera parcial ya que no ofrece una zona 100% estable, un cambio ligero de alineamiento hace posible eludir la peor parte. Siendo una buena solución evitar aquellas zonas propensas a deslizamientos.
- Método de excavación: abarca excavaciones menores, realizadas en la cabeza de la falla, hasta la remoción total del material inestable; empleado solamente en fallas manifestadas, buscando reducir las fuerzas motoras y balancear la falla. Suele dar soluciones permanentes con el cuidado de drenajes cuando se efectuó la excavación, siendo el método más efectivo en aquellos deslizamientos del tipo rotacional; el método tiene el riesgo de que al remover el material y disminuir las fuerza motoras, puede causar el decremento en las fuerzas de resistencia cuando depende de la presión normal.
- Abatimiento de taludes: se define como un método correctivo ligado a deslizamientos en el cuerpo del talud, aclarando que su alcance no es ilimitado y su eficiencia no será siempre la misma. Debe tenerse en cuenta que el talud abatido es diferente al original teniendo sus propias fallas, cambiando su factor de seguridad. La estabilidad del cuerpo del

talud en suelos fraccionantes depende del ángulo de inclinación, en suelos puramente cohesivos y homogéneos con terrenos de cimentación, la estabilidad depende de la altura del talud en inclinaciones menores a los  $53^\circ$  y falla de base, la estabilidad es independiente del ángulo de inclinación del talud; para inclinaciones a partir de los  $53^\circ$  a  $90^\circ$ , las condiciones de estabilidad varían ligeramente con la inclinación.

- Bermas y escalonamientos: el uso de bermas incrementa la estabilidad del talud por razones similares equivale mecánicamente al del abatimiento de taludes; un talud con bermas tendrá otro círculo crítico, que se determinará analizando la nueva sección. Las bermas tienden a ser que la superficie de falla se desarrolle en mayor longitud y profundidad, el peso del material colocado podrá aumentar su resistencia a cortante del terreno de cimentación. Repercute en la estabilidad general si se trata de un suelo cohesivo, ya que la berma descompone el talud en dos, cada uno en menor altura. El escalonamiento en suelos arcillosos busca transformar el talud en una combinación de varios taludes de menor altura, debiendo tener la huella suficientemente ancha para que puedan funcionar como taludes independientes. Para suelos cohesivos y friccionantes, el escalonamiento se realiza para provocar un abatimiento del talud, un aprovechamiento adicional de éste método es para retención de desprendimientos y coleccionar aguas como funciones secundarias; el escalonamiento quedará definido por el ancho del escalón, distancia vertical entre ellos y el ángulo de los taludes intermedios; con el fin de proteger el corte contra la erosión del agua superficial, reduciendo la velocidad ladera abajo, permitiendo una ligera inclinación hacia el corte.

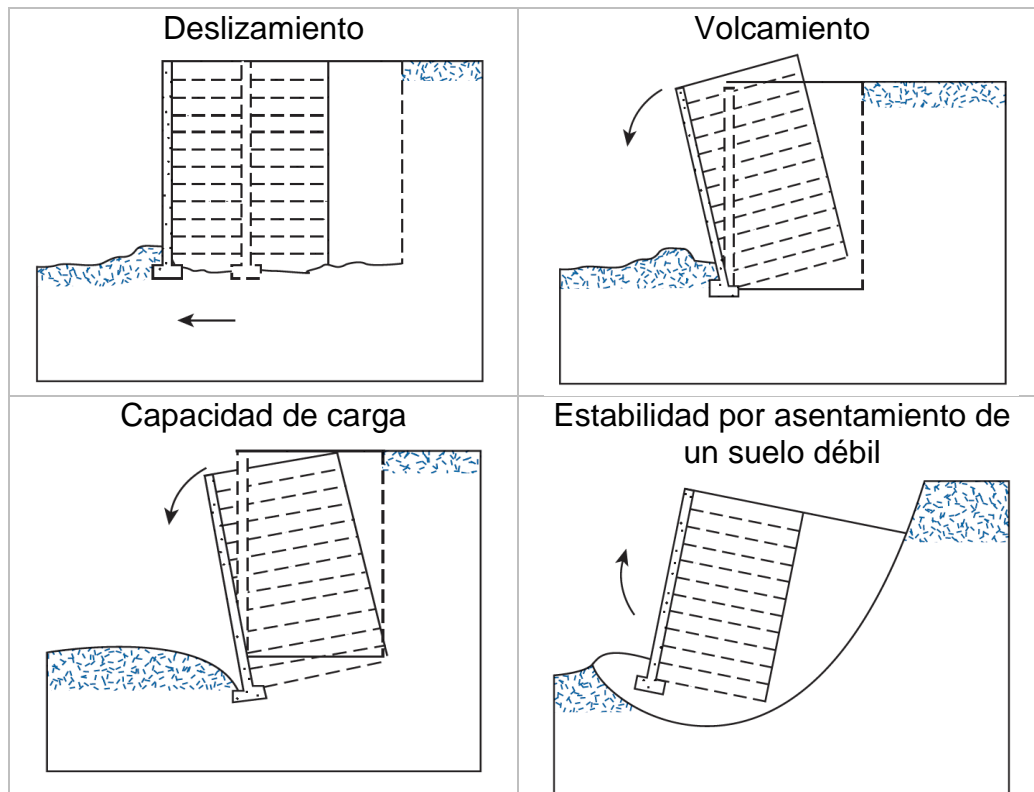
- **Uso de estructuras de retención de suelos:** para este caso anteriormente fueron descritos los distintos tipos de muros de retención, incluyendo los del tipo tablestacas en la corrección de deslizamientos y prevención de los mismos, al contener la superficie de falla formada o por formarse, construidas al pie de los taludes de terraplenes, al pie de los cortes para dar visibilidad o bien disminuir la altura de cortes en materiales cuya resistencia predomine o sea cohesiva, siendo la estabilidad dependiente de la altura.

Entre otros métodos a utilizar puede mencionarse: el uso de materiales ligeros en terraplenes sobre suelos cohesivos (arcillas blandas o turbas), consolidación previa de suelos compresibles, el empleo de materiales estabilizantes que mejore la resistencia del suelo (factible en terraplenes), uso de pilotes, empleo de contrapesos al pie de la falla para balancear el efecto de las fuerzas motoras en la cabeza de la falla, tirantes de anclaje en estructuras de retención, entre otros métodos como el empleo de vegetación, ya descrito en el capítulo 5 de este documento.

### **6.3. Inestabilidad de muros de retención**

Un muro de retención puede fallar cuando: ocurre volcamiento respecto a su puntera, por deslizamiento a lo largo de su base, pérdida de capacidad soporte de carga del suelo que soporta la base, sufrir falla cortante por asentamiento profundo debido a un suelo débil y el experimentar asentamientos excesivos.

Tabla XXVIII. **Inestabilidad externa de muros de retención**



Fuente: BRAJA M, Das. *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* .p. 410.

La fricción interna se vuelve mayor cuando el suelo es cohesivo; ya que a medida se satura disminuye su cohesión, el plano de falla se vuelve cercano a la horizontal. Con un ángulo menor en el plano de ruptura, produce un mayor volumen de tierra a deslizarse y generar empuje, considerando que el drenaje de este debe ser de suma importancia. La falla por volcamiento es producida cuando el momento de volcamiento que tiende a girar el muro hacia el exterior en torno a su base, provocado por el empuje que es mayor al momento resistente obtenido con el peso del muro y del terreno. El deslizamiento se produce cuando la fuerza de deslizamiento o corte es mayor a la fuerza de fricción entre el muro y el suelo de cimiento, desplazándolo sobre el plano de base hacia el exterior. Una falla estructural puede producirse debido a

esfuerzos excesivos del material componente, provocando grietas y desintegración. Una falla por presión excesiva sobre el terreno es debido a aquellos asentamientos diferenciales causados por la presión actuante sobre el suelo de cimentación, reduciendo el momento resistente. El factor de seguridad por volcamiento respecto a la puntera puede expresarse como:

$$FS_{volcamiento} = \frac{\sum M_R}{\sum M_0} \quad (\text{Ecuación \#26})$$

Donde:

- $\sum M_R$  = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a volcar el muro respecto a la puntera.
- $\sum M_0$  = suma de los momento de las fuerzas que tienden a resistir el volcamiento del muro respecto a la puntera.
- El valor a utilizar como factor de seguridad (FS) por volcamiento debe encontrarse entre 2 y 3.

Revisión por deslizamiento a lo largo de la base (FS > 1.5):

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d} \quad (\text{Ecuación \#27})$$

Donde:

- $\sum F_{R'}$  = suma de Las fuerzas horizontales resistentes.
- $\sum F_d$  = suma de las fuerzas horizontales de empuje.

El factor de seguridad para determinar la capacidad de carga se calcula:

$$FS_{capacidad\ de\ carga} = \frac{q_u}{q_{m\acute{a}x}} \quad (\text{Ecuación \#28})$$

Donde:

- $q_u$  = capacidad de carga última del suelo

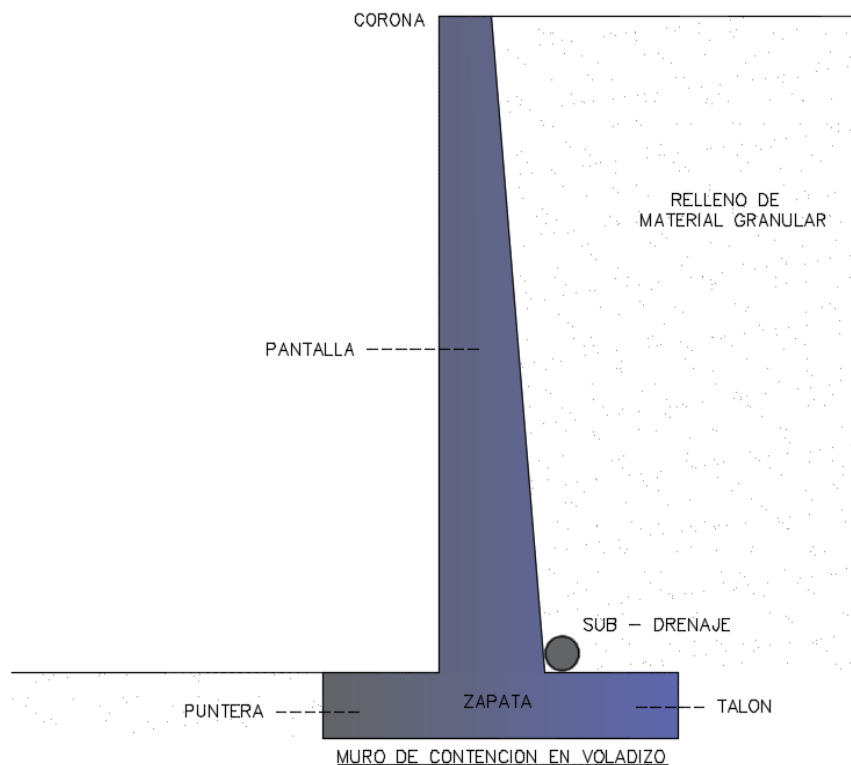
Se requiere un FS menor a 3, ya que la capacidad de carga última de las cimentaciones superficiales ocurre a un asentamiento de aproximadamente el 10% del ancho de la cimentación.



## 7. DESARROLLO EXPERIMENTAL

La evaluación del sistema de muro de retención, conformado por un sistema de placas y postes tipo pilote, mostrado en el capítulo 1 de este documento, consiste en soportar esfuerzos horizontales que al producir flexión y cuya peculiaridad del sistema considerando un comportamiento y diseño similar al del tipo de una tablestaca en voladizo. Siendo el sistema un híbrido entre un muro de retención en voladizo tradicional (Ver tabla. XXVII del capítulo 6 de este documento), y un sistema de muro perimetral, que posee la capacidad de resistir la acción fuera del plano de carga, con el fin de evitar el volcamientos del sistema.

Figura 106. **Detalle típico de las partes que conforman un muro de retención en voladizo**



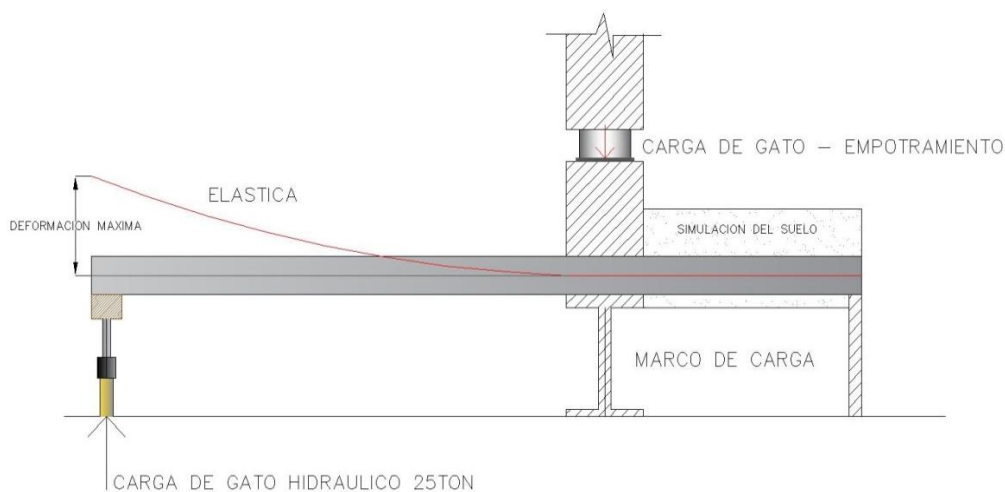
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

## 7.1. Metodología del experimento

El ensayo realizado al sistema de placa y poste se basa en la Norma ASTM E518, que consiste en aplicar carga en tres puntos, con la modalidad y necesidad del ensayo en la forma de Cantiléver. Dentro del área de prefabricados, de la sección de estructuras del Centro de Investigaciones de Ingeniería (Cii); se dispone del marco de carga vertical como base del empotramiento del sistema, bajo el criterio de poste para el uso en planta externa, como mínimo ( $10\% L + 40$  centímetros), ejerciendo la sujeción necesaria y simular las condiciones de campo a las que el sistema será expuesto.

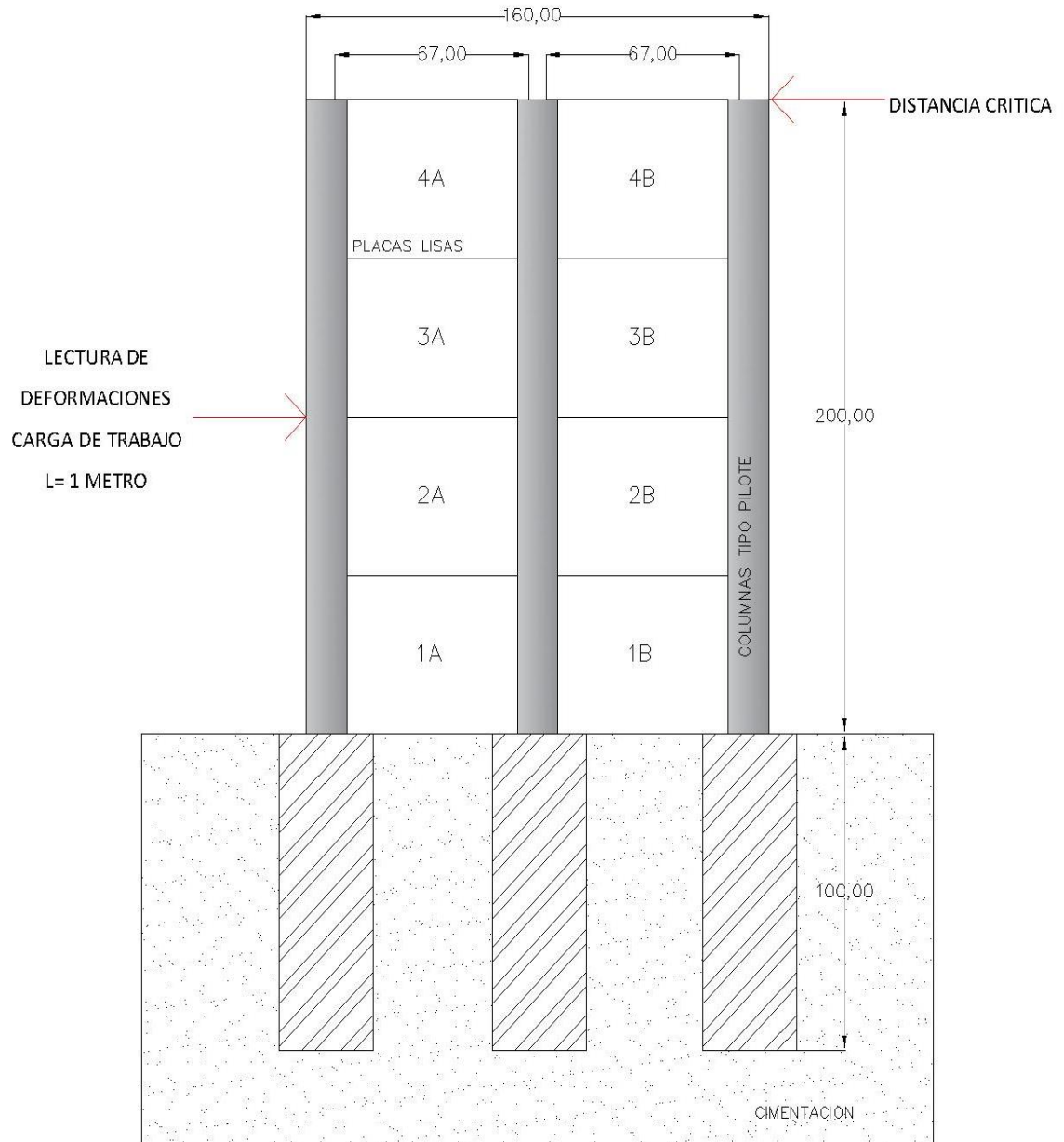
El empotramiento especificado consiste en una cimentación que abarca el  $L/3$  de la longitud total del poste equivalente a  $L=3$  Metros, por lo que la profundidad del empotramiento será 1 metro por debajo de la superficie del suelo. Colocando el sistema de la siguiente manera:

Figura 107. **Detalle del perfil representativo del ensayo a flexión del sistema placa-poste**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 108. Sistema en planta de ensayo a flexión de muro de retención (medidas en cm)



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.



## 7.2. Material y equipo

Tabla XXIX. **Características de gatos hidráulicos utilizados en la aplicación de carga**

<b>Gatos hidráulicos</b>			
Capacidad (Toneladas)	Modelo (ENERPACK)	Área efectiva ( $cm^2$ )	Área efectiva ( $pulg^2$ )
50	RC506	71,23	11,04
25	RC53	33,29	5,16

Fuente: Equipo de Sección de Estructuras del CII – USAC.

Tabla XXX. **Relojes comparadores o deformímetros utilizados en la lectura de deformación**

			
Rango (cm)	Precisión (mm)	Rango (cm)	Precisión (mm)
10	0,01	5	0,01

Fuente: Equipo de Sección de Estructuras del CII 2017 – USAC.

Dentro del material complementario se utilizó:

- Nivel de burbuja largo
- Flexómetro o metro
- Reglas metálicas
- Crayón de cera industrial (para marcar fisuras)
- Platinas metálicas, entre otros.

### 7.3. Ensayo de flexión del muro de retención

Utilizando dos gatos hidráulicos ENERPAC, Modelo RC53 cuya capacidad es de 25 toneladas cada uno y colocados a  $L_1/3$  en horizontal.

Donde:

- $L_1$  equivale a 1.60m (horizontal), por lo que  $L_1/3 = 53,3$  cm, que cabe recordar del Capítulo 1, consiste en tres postes tipo pilote y un juego de 4 placas colocadas entre cada poste (Ver figura 6 de este documento); provocando un empuje hacia arriba, simulando el empuje horizontal del suelo y generando flexión en el sistema.

Tomando en cuenta, generar una condición crítica, la carga fue aplicada a una altura de 2 metros sobre la superficie del suelo (altura límite del sistema).

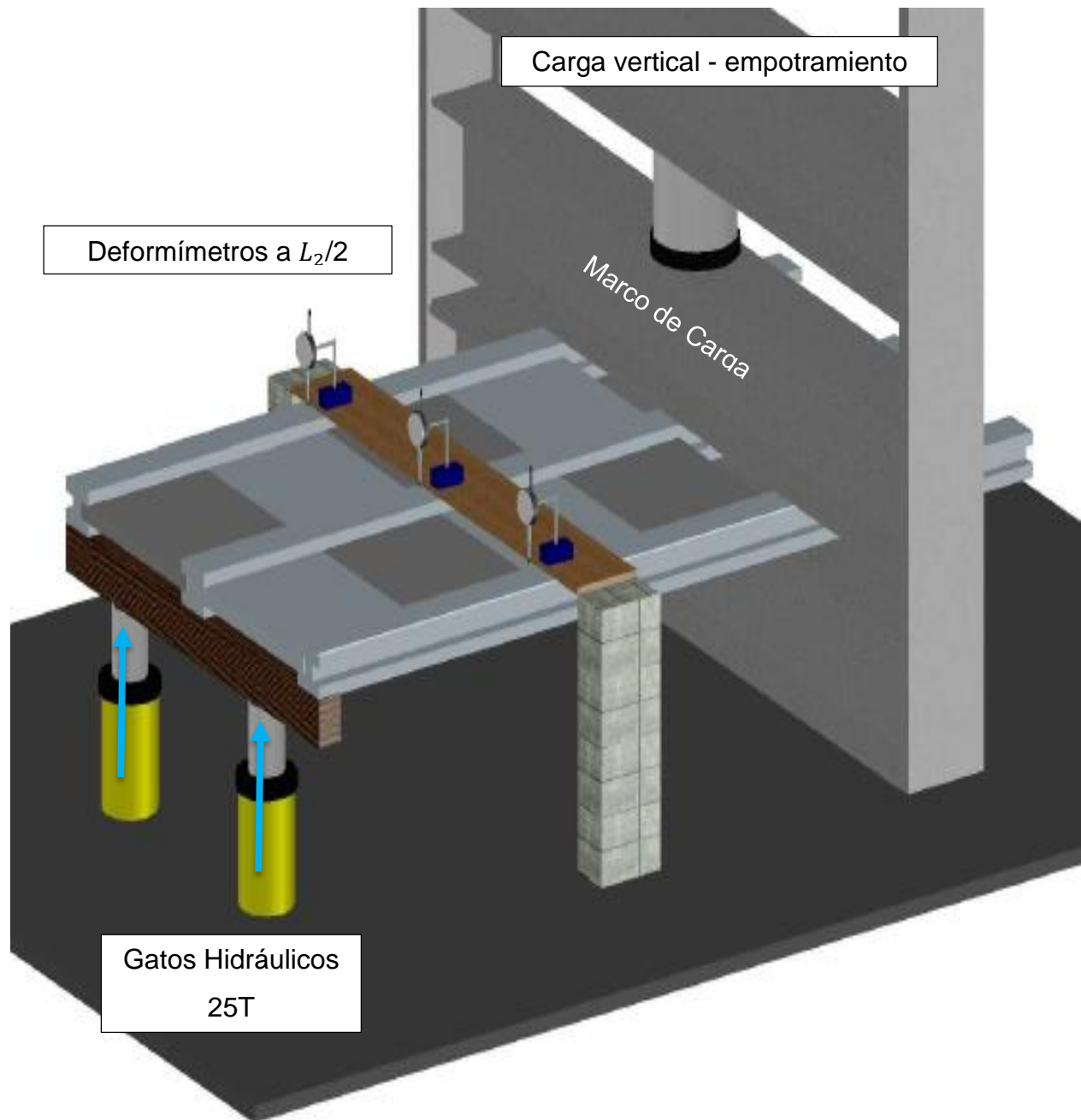
La lectura de deformaciones producidas debido al esfuerzo generado, fueron medidos a  $L_2/2$ .

Donde:

- $L_2$  es la altura sobre la superficie del suelo o luz libre del sistema sin tomar en cuenta el empotramiento, en este caso equivale a 2 metros, por lo que a  $L_2/2 = 1$  m, utilizando tres reloj comparador o deformímetros de precisión 0,01 mm.

La carga aplicada fue tomada en cuenta a cada 50 Psi, realizando tres ciclos de carga y descarga, con el motivo de realizar un mejor análisis de trabajo del sistema como muro de retención.

Figura 109. Ensayo de flexión de perfil - sistema placa-poste



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

### 7.3.1. Datos de ensayo a flexión del sistema placa-poste

Tabla XXXI. Datos de primera carga – ensayo a flexión del sistema

Carga #1		Deformación (mm)			Deformación. Promedio (mm)
Lectura manómetro (Psi)	kg	D1	D2	D3	DP
0	0	0	0	0	0
100	468,11	4,39	4,63	3,85	4,29
150	702,16	16,3	17,12	15,12	16,18
2 minutos			17,23	15,15	16,19

Fuente: ensayo realizado en Sección de Estructuras del CII– USAC.

Tabla XXXII. Datos de primera descarga – ensayo a flexión del sistema

Descarga #1		Deformación (mm)			Deformación. Promedio (mm)
Lectura manómetro (Psi)	kg	D1	D2	D3	DP
100	468,11	13,8	14,7	13,12	13,87
50	234,05	7,25	6,66	6,95	6,95
0	0	0,96	0,9	1,2	1,02
2 minutos		0,85	0,69	0,8	0,78

Fuente: ensayo realizado en Sección de Estructuras del CII – USAC.

Tabla XXXIII. Datos de segunda carga – ensayo a flexión del sistema

Carga #2		Deformación (mm)			Deformación. Promedio (mm)
Lectura manómetro (Psi)	kg	D1	PSI	kg	D1
50	234,05	0	0	0	0
100	468,11	5,65	5,75	4,89	5,43
150	702,16	12,89	13,74	11,98	12,87
160	748,97	14,89	16	13,94	14,94

Fuente: ensayo realizado en Sección de Estructuras del CII – USAC.

Tabla XXXIV. **Datos de segunda descarga – ensayo a flexión del sistema**

<b>Carga (kg)</b>	<b>Deformación Real (cm)</b>
936,21	22,38
702,16	23,41
468,11	18,66
234,05	12,76
0	2,24

Fuente: ensayo realizado en Sección de Estructuras del CII – USAC.

Tabla XXXV. **Datos de tercera carga – ensayo a flexión del sistema**

<b>Carga (kg)</b>	<b>Deformación Real (cm)</b>
0	0
234,05	4,25
468,11	11,78
819,19	20,96
936,21	29,35

Fuente: ensayo realizado en Sección de Estructuras del CII – USAC.

Tabla XXXVI. **Datos de tercera descarga – ensayo a flexión del sistema**

<b>Carga (kg)</b>	<b>Deformación Real (cm)</b>
936,21	54,14
702,16	32,78
468,11	27,38
234,05	20,48
0	0,68

Fuente: ensayo realizado en Sección de Estructuras del CII – USAC.



**Figura 110. Preparación y nivelación del sistema placa-poste**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

**Figura 111. Ubicación de gatos hidráulicos con capacidad de 25 ton y deformímetros en cada poste**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

Figura 112. **Lectura de deformaciones a  $L/2$  de la altura del poste por cada uno respectivamente**

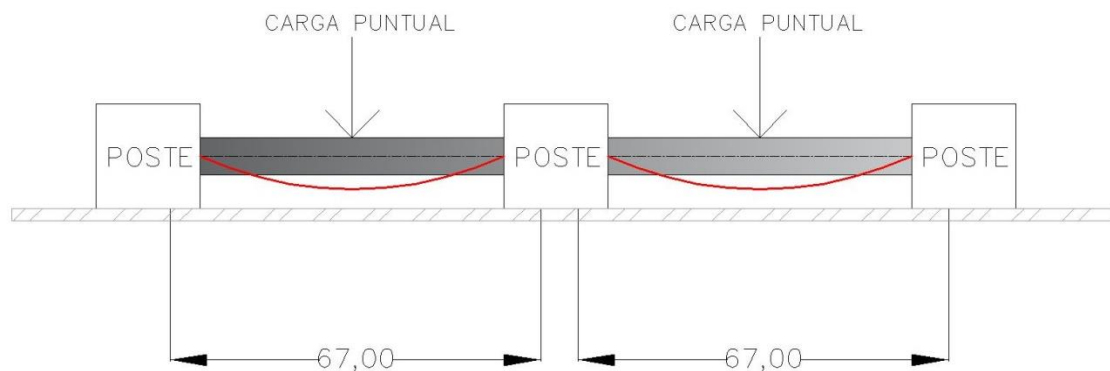


Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

#### 7.4. Ensayo de flexión en placas lisas

Las placas lisas fueron colocadas en posición horizontal, ensambladas en los postes sobre la viga inferior que conforma el marco de carga; con el fin de evaluar el comportamiento a flexión, simulando la aplicación de carga puntual vertical al centro de las mismas, y a lo largo del eje menor (ver figura 113 y 114).

Figura 113. Sistema de ensayo a flexión en placas lisas

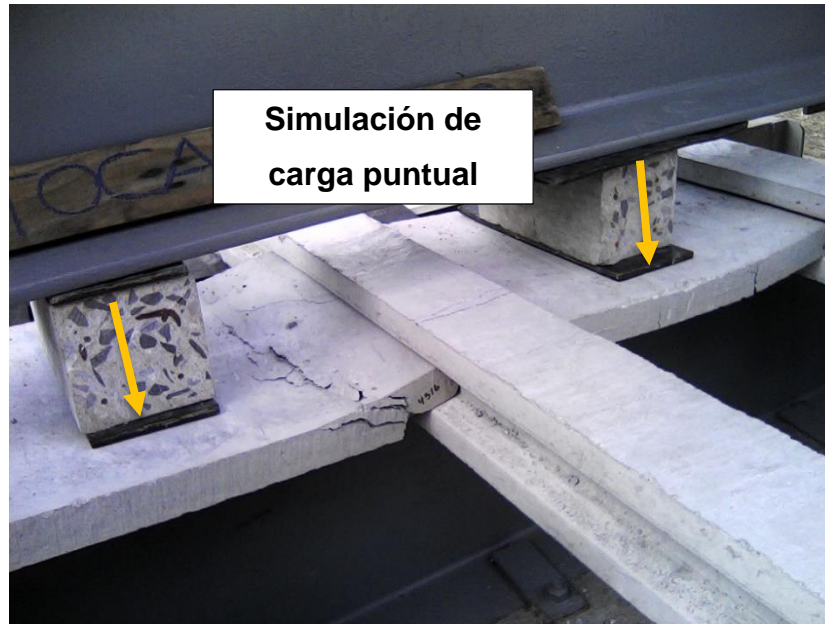


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Se llevó a cabo el ensayo de tres pares de placas, tomando en cuenta el esfuerzo y trabajo ya generado en ellas, luego de haber evaluado el sistema como tal, la distribución de las placas, se realizó de la siguiente manera y tomando en cuenta lo siguiente:

- La distribución de las placas puede ser observada en la figura 108.
- Las placas 4A y 4B, se utilizaron para ensayo de observación bajo la aplicación de carga al centro de las mismas.
- Como ejemplo del significado de 1 A-R, se refiere a la deformación de la placa 1 A real, para cada una de las placas (ver distribución en la figura 108).

Figura 114. **Aplicación de carga a placas lisas, paralela al empuje del suelo**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

Figura 115. **Análisis del comportamiento de las placas y el efecto que produce sobre la pestaña del poste que las contiene**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

### 7.4.1. Datos de ensayo a flexión de placas lisas

Posterior al ensayo los datos obtenidos de carga y deformación son:

Tabla XXXVII. Datos de placas paralelas en el sistema 1A y 1B

Carga (lb)	Carga (kg)	1A	1A - R	1B	1B - R	COLAPSO = 8 000 lb
0	0	20,1	0	36,5	0	
2 000	907,18	18,54	1,56	30,25	6,25	
4 000	1 814,37	17,26	2,84	28,45	8,05	
5 000	2 267,96	16,2	3,9	26,71	9,79	
5 500	2 494,76	15,26	4,84	25,55	10,95	
6 000	2 721,55	14,51	5,59	24,48	12,02	
6 500	2 948,35	13,36	6,74	22,98	13,52	

Fuente: ensayo realizado en Sección de Estructuras del CII – USAC.

Tabla XXXVIII. Datos de placas paralelas en el sistema 2A y 2B

Carga (lb)	Carga (kg)	2A	2A - R	2B	2B - R
0	0	8,75	0	23,98	0
1 000	453,59	8,62	0,13	23,5	0,48
2 000	907,18	8,48	0,27	23,31	0,67
3 000	1 360,78	8,1	0,65	23,18	0,8
4 000	1 814,37	7,79	0,96	22,14	1,84
5 000	2 267,96	6,38	2,37	21,04	2,94
6 000	2 721,55	5,21	3,54	19,9	4,08
7 000	3 175,15	4,94	3,81	18,6	5,38
8 000	3 628,74	2,19	6,56	15,82	8,16
9 000	4 082,33	-0,75	9,5	13,5	10,48

Fuente: ensayo realizado en Sección de Estructuras del CII – USAC.

Tabla XXXIX. Datos de placas paralelas en el sistema 3A y 3B

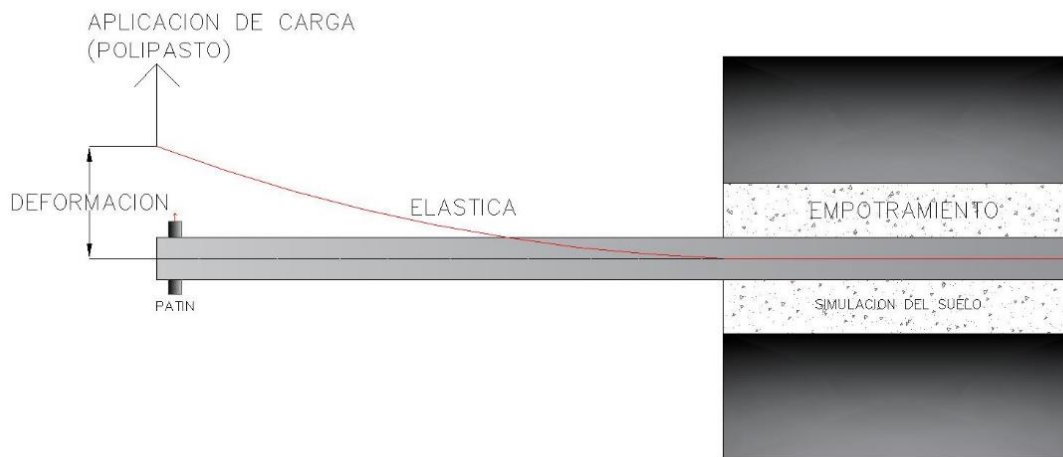
Carga (lb)	Carga (kg)	3A	3A - R	3B	3B - R	COLAPSO = 8 000 lb
0	0	18,3	0	5,12	0	
1 000	453,59	17,35	0,95	4,82	0,3	
3 000	1 360,78	17,38	0,92	5,65	0,53	
4 000	1 814,37	16,65	1,65	4,15	0,97	
5 000	2 267,96	15,55	2,75	3,42	1,7	
6 000	2 721,55	14,52	3,78	2,62	2,5	
7 000	3 175,15	13,35	4,95	1,76	3,36	

Fuente: ensayo realizado en Sección de Estructuras del CII – USAC.

## 7.5. Ensayo de flexión y corte en postes (tipo pilote)

El ensayo del poste (tipo pilote), se llevó a cabo, anclando un polipasto al suelo y por medio de la instalación de un dinamómetro con capacidad de medir carga en libras, se ejerce un esfuerzo de tensión en la cadena, que permite aplicar un esfuerzo de flexión en la altura crítica del poste, tomando lectura de la deformación horizontal proyectada por la altura máxima. El empotramiento fue simulado por medio de la sujeción de la base, respetando la cimentación de 1 metro de altura especificada.

Figura 116. Vista en planta de ensayo a flexión de poste



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Por medio de la simulación de la condiciones de empotramiento  $L= 1.00$  metro, y considerando el corte que se genera en la sección transversal del Poste, debido a la acción cortante del sismo, producida en el suelo, utilizando un Gato Hidráulico, modelo RC 506 y área efectiva equivalente a  $71,23 \text{ cm}^2$  ( $11,04 \text{ pulg}^2$ ), generando un esfuerzo horizontal perpendicular a la sección transversal del poste.

### 7.5.1. Datos de ensayo a flexión en poste #1 (tipo pilote)

Tabla XL. Datos de poste #1 a ensayo de flexión

Carga y descarga		Deformación (cm)	Deformación Real	
lb	kg		(cm)	(mm)
0	0	50	0	0
50	22,68	50,2	0,2	2
100	45,36	51	1	10
150	68,04	52,1	2,1	21
200	90,72	52,7	2,7	27
250	113,40	53,5	3,5	35
300	136,08	54,5	4,5	45
350	158,76	55	5	50
400	181,44	55,5	5,5	55
450	204,12	56,1	6,1	61
500	226,80	56,7	6,7	67
500	226,80	56,6	6,6	66
450	204,12	56,4	6,4	64
400	181,44	56,1	6,1	61
350	158,76	55,8	5,8	58
300	136,08	55,5	5,5	55
250	113,40	55,1	5,1	51
200	90,72	54,5	4,5	45
150	68,04	54	4	40
100	45,36	53,4	3,4	34
50	22,68	52,7	2,7	27
0	0	52,1	2,1	21

Fuente: ensayo realizado en Sección de Estructuras del CII – USAC.

### 7.5.2. Datos de ensayo a flexión en poste #2 (tipo pilote)

Tabla XLI. Datos de poste #2 a ensayo de flexión

Carga y descarga		Deformación (cm)	Deformación Real	
lb	kg		(cm)	(mm)
50	22,68	52,5	2,5	25
100	45,36	53	3	30
150	68,04	53,4	3,4	34
200	90,72	54	4	40
250	113,40	54,6	4,6	46
300	136,08	55	5	50
350	158,76	55,5	5,5	55
400	181,44	55,9	5,9	59
450	204,12	56,4	6,4	64
500	226,80	57	7	70
550	249,48	57,5	7,5	75
600	272,16	57,9	7,9	79
650	294,84	59,2	9,2	92
700	317,51	60,5	10,5	105
625	283,50	61,4	11,4	114

Fuente: ensayo realizado en Sección de Estructuras del CII – USAC.

Figura 117. Lectura de deriva producida por la flexión y uso del dinamómetro para la lectura de carga (lb)



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

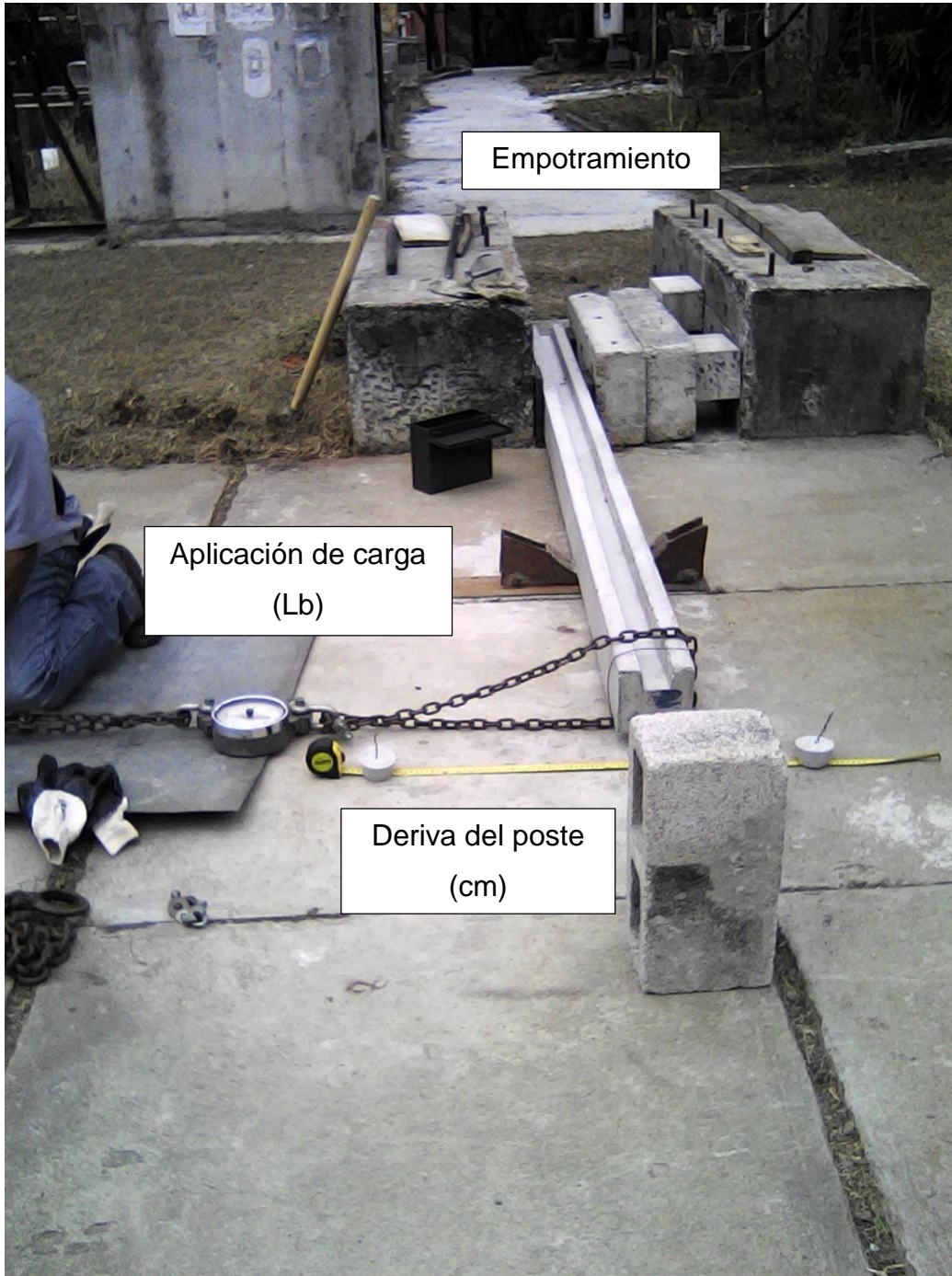


Figura 118. Preparación de ensayo a flexión de postes



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

Figura 119. **Aplicación de carga y lectura de deriva, utilizando marcas de referencia**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

### 7.5.3. Datos de ensayo a corte en poste #2 (tipo pilote)

Los datos con mayor relevancia para el análisis de corte en el poste son:

Tabla XLII. Datos de poste #1 a ensayo de corte

Observación	Carga (Kg)
1 grieta	2 574,59
Falla del elemento	3 510,81
<b>Ensayo de corte – poste #1 (2 Ciclo)</b>	
Falla del elemento	3 744,86

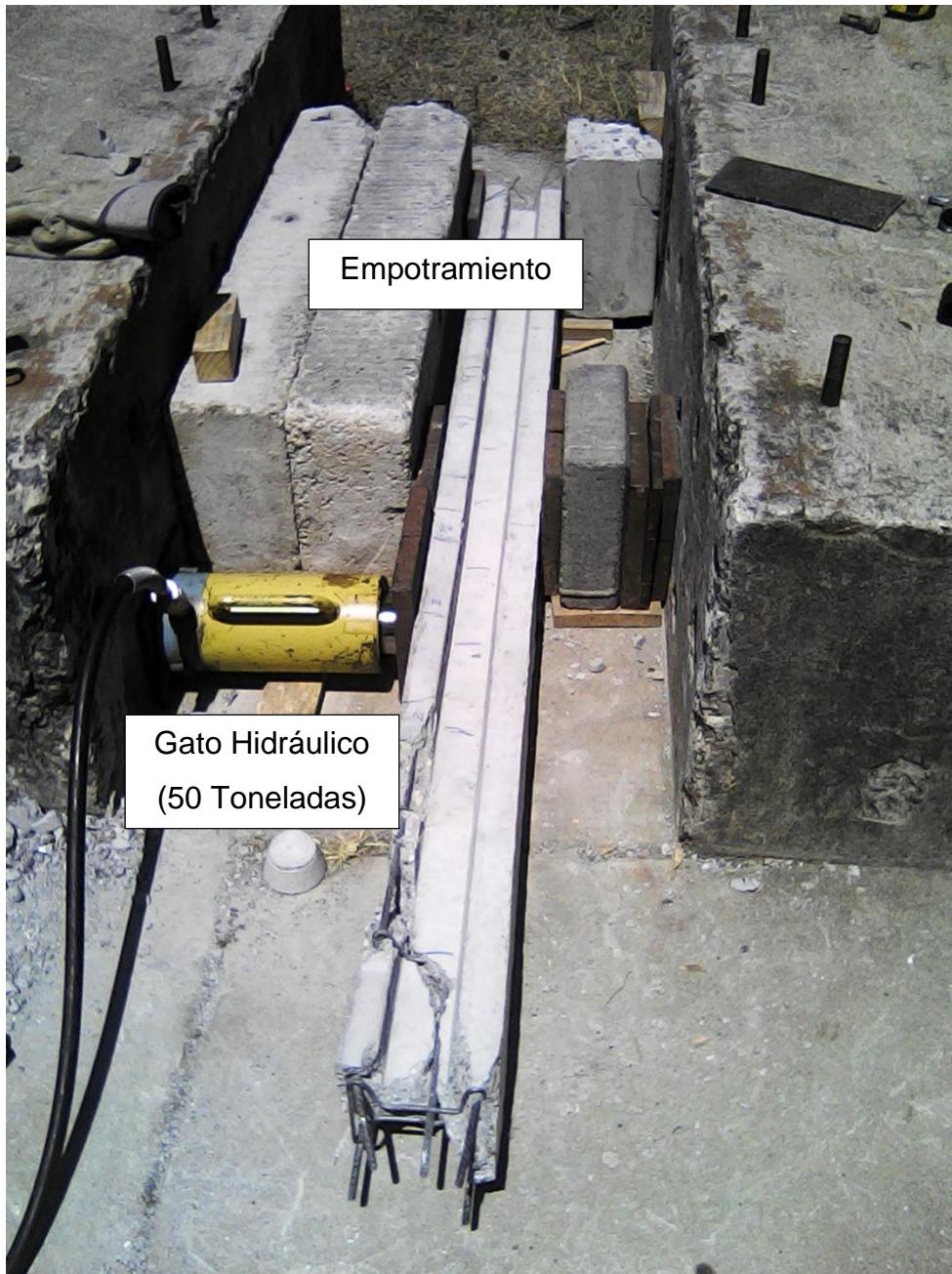
Fuente: ensayo realizado en Sección de Estructuras del CII – USAC.

Figura 120. Simulación de empotramiento del poste



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

Figura 121. **Aplicación de carga horizontal, directa sobre el poste, para producir un efecto cortante en la parte inferior de la altura libre**



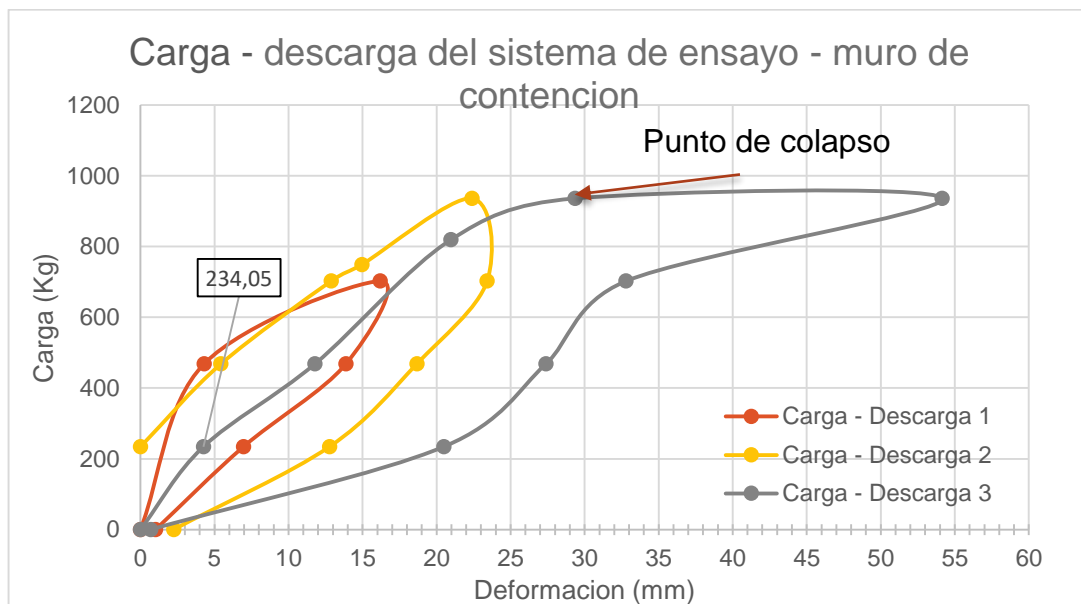
Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

## 8. ANÁLISIS DE RESULTADOS OBTENIDOS

### 8.1. Resultados de ensayo de flexión del muro de retención

La característica destacable de la primera carga-descarga (color rojo), en la Hoja de Histéresis generada, indica que en el comportamiento inicial de carga aplicada al sistema.

Figura 122. **Gráfica de carga y descarga (kg) vs. deformación (mm) de ensayo a flexión del sistema placa-poste**



Fuente: elaboración propia, con los datos obtenidos en las tablas XXXI A XXXVI.

Interpretación de gráfica: el comportamiento inicial tiende a realizar un acomodamiento como tal; evidenciando que debido a la pendiente comparada con la carga-descarga 2 y 3, es observable una similitud en el comportamiento, posterior al trabajo, que el sistema ya ha realizado. Al aumentar la carga y pasar la tangente del primer ciclo, el sistema se acomoda nuevamente, deformándose de manera apreciable con 500 kg de carga.

De manera paralela el acero de refuerzo, y su trabajo en conjunto con el concreto provee ductilidad al sistema; proporcionando ductilidad y dando al acero un incremento a la dureza tensil, combinando el aumento de la tenacidad del concreto, observar el inicio de la deformación del segundo ciclo.

A partir del punto de colapso, mostrado en la gráfica anterior en el tercer ciclo, el sistema ya presenta que está por fuera de la zona de resiliencia, correspondiente entonces a su comportamiento a flexión, donde el acero es el que hace el trabajo principal. Esta parte representa el comportamiento elastoplastico, tendiendo el sistema al colapso posterior al punto señalado.

La recuperación del sistema posterior a los dos minutos y luego de cesar la aplicación de carga en el segundo ciclo equivale a 0.68 mm; que en el tercer ciclo corresponde al valor experimental del 30% de la deformación del ciclo anterior. Por lo tanto indica que el sistema tiene la capacidad para continuar trabajando de manera satisfactoria.

- Deformación resultante del segundo ciclo = 2,24 mm  
Deformación Teórica de recuperación =  $2,24 * 0,30 = 0,68$  mm  
Deformación Real pasado 2 minutos = 0,68 mm
- Deformación correspondiente gráficamente del tercer ciclo = 0,68 mm  
(Ver figura 122 – Carga y Descarga 3).

La capacidad equivalente del sistema de muro en voladizo (tipo tablestaca); se determinó por medio del análisis de la carga aplicada, indicada en la gráfica carga y descarga 3, equivalente a 234,05 Kg; de la manera siguiente:

- El esfuerzo aplicado al sistema equivale a la carga aplicada de 234,05 Kg sobre el área que distribuye la carga en el sistema.

$$\text{Esfuerzo aplicado } (\sigma_e) = 234,05 / (0,0378 \text{ m}^2)$$

$$\sigma_e = 6\,191,80 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

- la carga equivalente del sistema se obtiene a partir del esfuerzo aplicado, distribuido en el área de contacto del muro en voladizo considerando la simulación del empuje en condiciones reales, calculado de la siguiente forma:

Carga equivalente del sistema ( $P_s$ ) =  $\sigma_e$  x área de contacto del sistema

$$P_s = 6\,191,80 \text{ Kg} / \text{m}^2 \times 0,84 \text{ m}^2$$

$$P_s = 5\,201,11 \text{ Kg}$$

Comentario: La carga  $P_s$  actúa como sistema en conjunto a 1/3 de la altura del triángulo equivalente de esfuerzos que se produce en el muro de contención.

Capacidad de carga equivalente ( $P_e$ ) =  $P_s$  x 1/3

$$P_e = 1\,733,71 \text{ Kg (1,8 Toneladas)}$$

**Figura 123. Fisuras producidas en las pestañas del poste debido a la flexión**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

**Figura 124. Fisuración causada por compresión en la base del empotramiento del poste**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.



Figura 125. **Deflexión máxima producida por el empuje horizontal**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

Figura 126. **Análisis de recuperación del sistema posterior a la deflexión máxima**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

Figura 127. **Análisis del refuerzo longitudinal del poste, posterior al ensayo del sistema**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

Figura 128. **Análisis del refuerzo transversal del poste, posterior al ensayo del sistema**

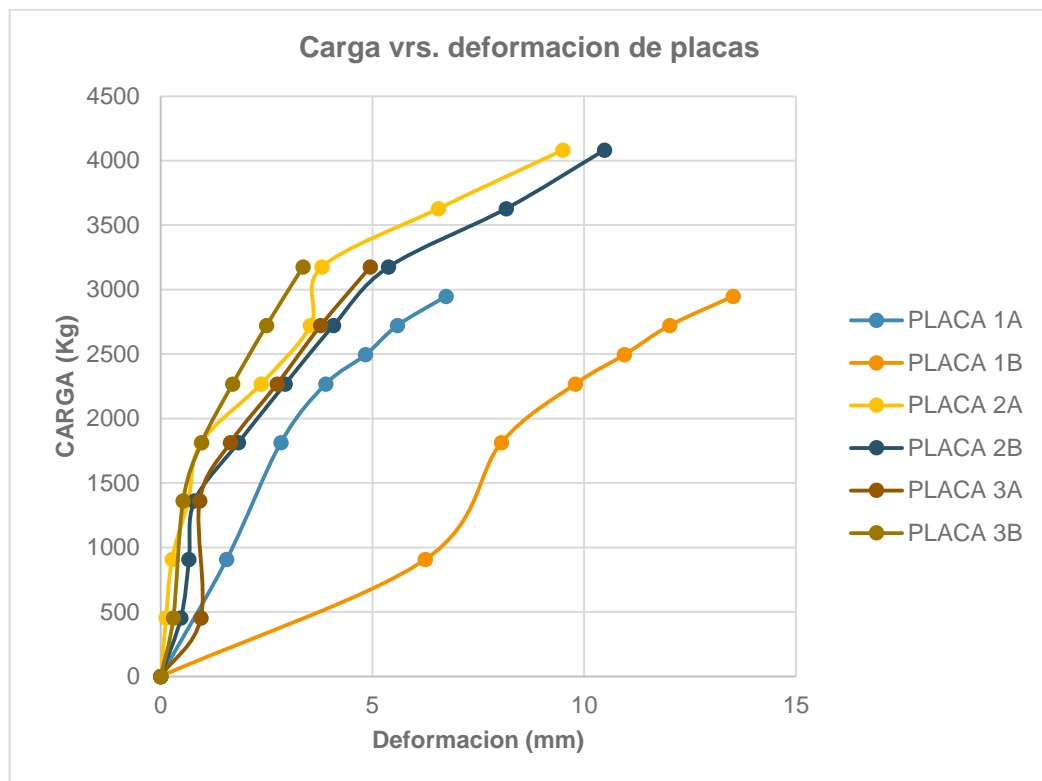


Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

## 8.2. Resultados de ensayo de flexión en placas lisas

Se hace la referencia a las deflexiones aceptables de las placas y su relación a considerar  $L/180$  y  $L/360$ .

Figura 129. Gráfica carga (kg) vs. deformación (mm) de ensayo a flexión de placas



Fuente: elaboración propia, con los datos obtenidos en las tablas XXXVII A XXXIX.

Interpretación de gráfica: de acuerdo al código ACI 318 SUS-14 en la tabla 24.4.4, Si tomamos en cuenta la longitud libre de las placas, esta es equivalente a 58 cm, por lo que se obtiene:  $L/180 = 3,22$  mm y  $L/360 = 1,6$  mm. Al observar la gráfica 16 la deformación de 3,22 mm corresponde a una carga aplicada de 2 500 kg; siendo la zona de transición elastoplástico de las placas, correspondiendo al valor de diseño de las mismas.

El valor correspondiente a 1,6 mm, equivale a la aplicación de una carga de 1 800 kg, que en la gráfica 16, puede considerarse como la zona de resiliencia de las mismas. El grado de ductilidad de las placas es alto ya que en su carga de falla sobrepasa los 4 000 kg y presentando una deformación de 10 mm.

El esfuerzo ultimo de diseño será de  $8,47 \text{ Ton}/m^2$ . Al hacer la comparación entre el esfuerzo del sistema y las placas, puede observarse que las mismas consideran un factor de seguridad sobre el sistema de 1,37; esto indica que las placas poseen una mayor resistencia que el poste (siendo el receptor del esfuerzo ultimo).

El nivel de ductilidad que tienen las placas corresponde al orden de 3, haciendo una relación de la deformación de la falla sobre la deformación de diseño, siendo:  $10 \text{ mm}/3,22\text{mm} = 3,1$ , aproximando a 3.

Comentario: los resultados indican un buen comportamiento de la placa en el sistema de muro de retención.

Figura 130. **Fisuras y grietas producidas por esfuerzos de flexión, paralelas al armado de acero**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

Figura 131. **Vista de grietas en el concreto producidas por la flexión en las placas**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

Figura 132. **Todas las placas presentaron el mismo patrón de agrietamiento**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

Figura 133. **Dirección de grietas, paralelas al lado corto sobre el refuerzo**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

Figura 134. **Pestaña del poste casi intacta posterior al trabajo ejercido por las placas**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

Figura 135. **Agrietamiento en las placas, aproximadamente a  $L/3$  de la luz libre**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

**Figura 136. Refuerzo de electromalla en las placas. Posterior al trabajo por flexión**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

**Figura 137. Vista completa de placa, posterior al análisis de los materiales**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.



### 8.3. Resultados de ensayo a corte en postes

El comportamiento observado del acero y su deformación, se debe al espesor del recubrimiento, equivalente a 2 cm en cada lado; existiendo poca adherencia entre el concreto-acero causando que el refuerzo de acero no fluya.

La primera grieta corresponde a 2,57 toneladas, siendo mayor que la fuerza de 1,2 toneladas, garantizando un factor de seguridad de corte sobre flexión del orden de 2.

El factor  $\phi$  (phi como factor de reducción de resistencias según ACI 318 SUS-14) de la fallas iguala 0,7 por corte, es evidente en los resultados observados por la acción del corte, respecto a la primera grieta.

Figura 138. **Agrietamiento y aplicación de carga cortante**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

Figura 139. **Análisis del desplazamiento de la sección transversal del poste, paralela al corte**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

Figura 140. **Colapso del elemento por aplicación de esfuerzo cortante**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017- USAC.

Figura 141. **Análisis del acero longitudinal y transversal del poste**

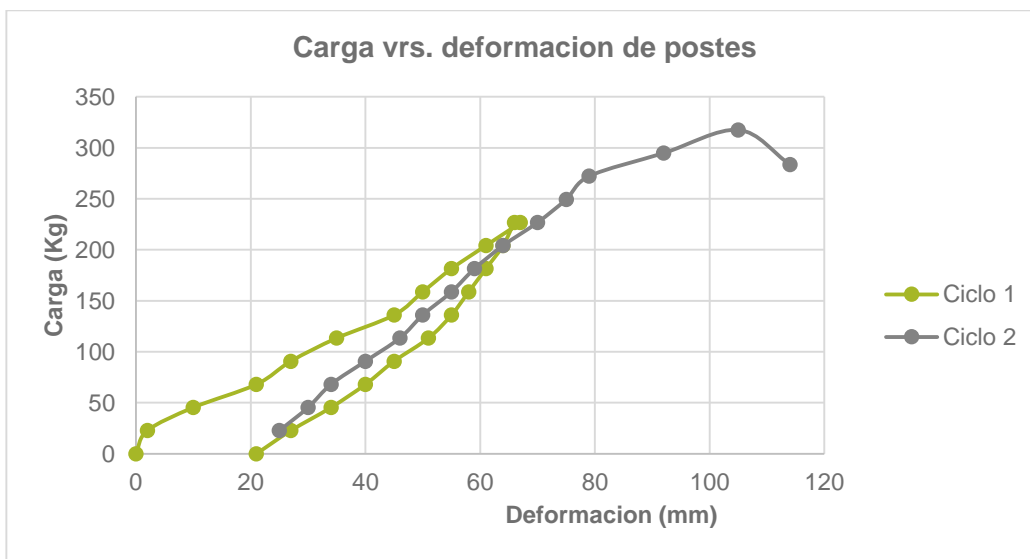


Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

#### 8.4. **Resultados de ensayo de flexión en postes**

Los postes que conforman el sistema, serán los principales en recibir los efectos de flexión, por lo que es necesario la evaluación individual.

Figura 142. **Gráfica carga y descarga (kg) vs. deformación (mm) de ensayo a flexión de postes (tipo pilote)**



Fuente: elaboración propia, con base a los datos tabla XL a XLI.

Interpretación gráfica: muestra un comportamiento definido en cuanto a su relación de carga-desplazamiento para éste caso; en el primer ciclo y al momento de aplicarle una carga que produzca volteo de 225 kg para producir una deformación de 67 mm, al cesar la carga, su deformación remanente de acomodo, resulta:

La flecha teórica (deflexión) se determinó con la siguiente identidad (Método SR):

$$\begin{aligned}\Delta &= 2h \times \tan(1^\circ) \\ \Delta &= 2(2\,000 \text{ mm}) \times \tan(1^\circ) \\ \Delta &= 69,8 \text{ mm.}\end{aligned}$$

El cálculo anterior muestra la capacidad del poste de haber llegado solamente a una carga 225 kg.

La deflexión y reacomodo remanente resulta ser menor a  $67 \text{ mm} \times 0,3 = 20,1 \text{ mm}$ ; esto nos indica que la carga de diseño de volteo del poste es de 225 Kg.

- Carga Resistente del Poste ( $P_c$ )= La carga de 225 Kg / Área de contacto de la columna.

$$\begin{aligned}P_c &= 225 \text{ Kg} / (0,14 * 2) \\ P_c &= 803,57 \text{ Kg} / \text{m}^2\end{aligned}$$

La carga que resiste cada poste equivale a 0,804 T/m<sup>2</sup>, ya que el sistema estaba conformado por tres de estos elementos, el factor de seguridad equivale a 3; siendo la carga de diseño igual a 1,8 Toneladas, como fue mencionado anteriormente.

La carga de falla por flexión del poste alcanza los 317 Kg. La resistencia de diseño del sistema nos muestra un valor de  $\phi$  (phi) = 0,70, siendo la carga última de diseño propuesta:

$$P \text{ diseño} = 317 \text{ Kg} \times 0.7$$

$$P \text{ diseño} = 221,9 \text{ Kg}$$

Figura 143. **Fisuras en el empotramiento, posterior a la flexión del elemento**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

Figura 144. **Fisuras visibles en la zona de tensión del elemento a flexión**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

Figura 145. **Agrietamiento entre el límite del empotramiento y la luz libre**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

Figura 146. **Análisis del refuerzo longitudinal del poste, posterior al ensayo del elemento**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

Figura 147. **Vista desde el empotramiento de fisuras, grietas y deriva del elemento**



Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.



Figura 148. **Apreciación de desplazamiento de la parte superior del poste por flexión**

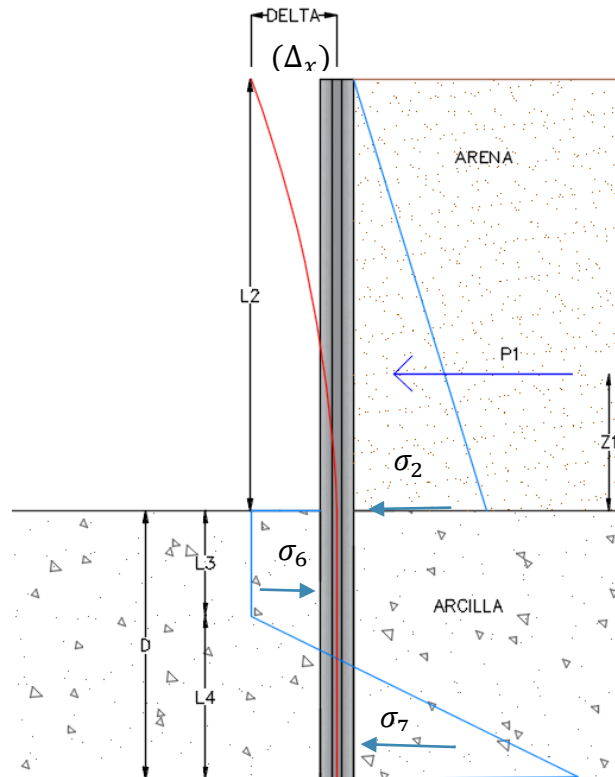


Fuente: elaboración propia, en la Sección de Estructuras CII 2017– USAC.

### 8.5. Análisis del muro tipo tablestaca (sistema placa-poste)

La actividad y asentamiento humano ha tenido como consecuencia la impermeabilización de los suelos, adicionalmente la extracción de agua para el consumo, a través de pozos ha tenido efecto en la disminución de los caudales del subsuelo y consecuentemente el aumento en la profundidad de los niveles freáticos. Considerando las razones anteriores, se determinó que el caso crítico a trabajar como ejemplo de ésta investigación es en base al uso del sistema Placa-Poste como una tablestaca sin nivel freático que penetra arcilla (tabla 17 de este documento).

Figura 149. Diagrama de presión de muro de retención – sistema placa-poste (tablestaca en voladizo que penetra arcilla, sin nivel freático)



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Datos a considerar:

- $L_2 = 2$  metros
- $D_{real} = 0,7 - 1$  metro
- Peso específico (seco) de la Arena – Tabla XVIII (condición densa)

$$\text{Arena densa uniforme} = \gamma_{d-a1} = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\text{Arena limosa densa de grano angular} = \gamma_{d-a2} = 19 \text{ KN/m}^3$$

- Angulo de fricción interna de la Arena seca – Tabla XXIII ( $\phi = 34^\circ$ )
- Peso específico (seco) de la Arcilla – Tabla XVIII ( $\gamma_d = 17 \text{ KN/m}^3$ )
- Angulo de fricción interna de la Arcilla ( $\phi = 0^\circ$ )

### 8.5.1. Cálculo de diagrama de presiones para el sistema placa-poste como muro de retención

- Coeficiente de tierra en reposo para arcilla ( $K_0$ ):

$$K_0 = 1 - \text{sen}(0^\circ) = 1$$

Los valores de  $K_0$  se encuentran dentro del rango (0,5 – 1), el resultado indica que una arcilla fuertemente consolidada, en valores cercanos a 1.

- Coeficiente de presión activa de Rankine para Arena seca ( $K_a$ ):

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2(45 - 34/2) = 0,28$$

- Cálculo de presión activa ( $\sigma_2' = \gamma_{d-arena} * L_2 * K_a$ )

$$\sigma_{2-a1}' = 18 \text{ KN/m}^3 * 2 \text{ m} * 0,28 = 10,08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{2-a2}' = 19 \text{ KN/m}^3 * 2 \text{ m} * 0,28 = 10,64 \text{ KN/m}^2$$

- Cálculo de presión neta ( $\sigma_6$ ):

$$\sigma_6 = 4 c_{arcilla} - \gamma_{d-arena} * L_2$$

Considerando un suelo cuyo ángulo de fricción, para este caso sea igual a 0, los valores a tomar en cuenta para suelos cohesivos de distinta plasticidad, basados en el número de golpes por medio del ensayo SPT (Karol 1960):

Tabla XLIII. **Valores de cohesión en base al ángulo de fricción igual a 0, para suelos con distinta plasticidad**

Suelo cohesivo	Cohesión (psf)	Cohesión (KN/m2)
Muy suave	250	11,97
Suave	250 - 500	11,97 – 23,94
Firme	500 – 1 000	23,94 – 47,88
Rígido	1 000 – 2 000	47,88 – 95,76
Muy rígido	2 000 – 4 000	95,76 – 191,52
Duro	4 000	191,52

Fuente: *Estudios geotécnicos*. www.estudiosgeotecnico.inf. Consulta: mayo de 2018.

El valor a utilizar como cohesión de la arcilla será “firme”, evaluado en el límite máximo  $c = 47,88$ ; por lo tanto:

Para  $c = 47,88$

$$\sigma_{6-a1} = 4 * 47,88 \text{ KN/m}^2 - 18 \text{ KN/m}^3 * 2 \text{ m} = 155,52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{6-a2} = 4 * 47,88 \text{ KN/m}^2 - 19 \text{ KN/m}^3 * 2\text{m} = 153,52 \text{ KN/m}^2$$

- Cálculo de presión resultante ( $\sigma_7$ ):

$$\sigma_7 = 4 c_{arcilla} + \gamma_{d-arena} * L_2$$

Para  $c = 47,88$

$$\sigma_{7-a1} = 4 * 47,88 \text{ KN/m}^2 + 18 \text{ KN/m}^3 * 2\text{m} = 227,52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{7-a2} = 4 * 47,88 \text{ KN/m}^2 + 19 \text{ KN/m}^3 * 2\text{m} = 229,52 \text{ KN/m}^2$$

- Cálculo de fuerza de empuje ( $P_1 = \frac{1}{2} * L_2 * \sigma_2'$ )

$$P_{1-a1} = \frac{1}{2} * 2 \text{ m} * 10,08 \text{ KN/m}^2 = 10,08 \text{ KN/m}$$

$$P_{1-a2} = \frac{1}{2} * 2 \text{ m} * 10,64 \text{ KN/m}^2 = 10,64 \text{ KN/m}$$

- Cálculo de  $L_4$ :

$$L_4 = \frac{D (4c - \gamma_{d arena} * L_2) - (\frac{1}{2} * L_2 * \gamma_{d arena} * K_a)}{4c}$$

$$L_{4-a1} = \frac{D (4(47,88 \text{ KN/m}^2) - 18 \text{ KN/m}^3 * 2\text{m}) - (\frac{1}{2} * 2\text{m} * 18 \text{ KN/m}^3 * 0,28)}{4 * 47,88 \text{ KN/m}^2}$$

$$L_{4-a1} = 0,81 D - 0,03 \text{ m} \quad (\text{ec.1})$$

- Cálculo de  $\tilde{z}$ :

$$\tilde{z} = 2m/3 = 0,67 \text{ m}$$

- Cálculo de  $D$  , para arena densa uniforme:

$$D^2(4c - \gamma_{d \text{ arena}} * L_2) - 2*P_1*D - \frac{P_1 (P_1 + 12*c*\tilde{z})}{\gamma_{d \text{ arena}} * L_2 + 2c} = 0$$

$$\frac{D^2 \left( 4 \left( 47,88 \frac{KN}{m^2} \right) - 18 \frac{KN}{m^3} * 2m \right) - 2 * 10,08 \frac{KN}{m^2} * D - 10,08 \frac{KN}{m} \left( 10,08 \frac{KN}{m} + 12 * 47,88 \frac{KN}{m^2} * 0,66m \right)}{18 \frac{KN}{m^3} * 2m + 2 \left( 47,88 \frac{KN}{m^2} \right)} = 0$$

$$D^2 \left( 155,52 \frac{KN}{m^2} \right) - 20,16 \frac{KN}{m} * D - 29,78 \text{ KN} = 0 \quad (\text{ec.2})$$

Por medio de la herramienta Wólfam Alpha, se obtienen los valores de la ecuación 2, siendo:

$$D_1 = \frac{1}{216} (14 - \sqrt{9130}) = - 0,38 \text{ m}$$

$$D_2 = \frac{1}{216} (14 + \sqrt{9130}) = 0,51 \text{ m}$$

Donde  $D_{Real}$  debe ser 1,4 – 1,6 veces  $D_{teórica}$ :

$$D_{Real} = (1,4 - 1,6) D_{teórica}$$

$$0,70m = 1,4 * 0,51m$$

$$0,70 \approx 0,71$$

Sustituyendo el valor de  $D_2 = 0,51$  en la ecuación 1, obtenemos:

$$L_{4-a1} = 0,81 (0,51\text{m}) - 0,03\text{m}$$

$$L_{4-a1} = 0,38 \text{ m}$$

- Cálculo del momento máximo ( $M_{m\acute{a}x}$ ):

$$M_{m\acute{a}x} = P_1(z' + \tilde{z}) - \frac{\sigma_6 * z'^2}{2}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 10,08 \text{ KN/m}(z' + 0,66\text{m}) - \frac{155,52 \text{ KN/m}^2 * (z')^2}{2}$$

Donde:

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} = \frac{10,08 \text{ KN/m}}{155,52 \text{ KN/m}^2} = 0,06 \text{ m}$$

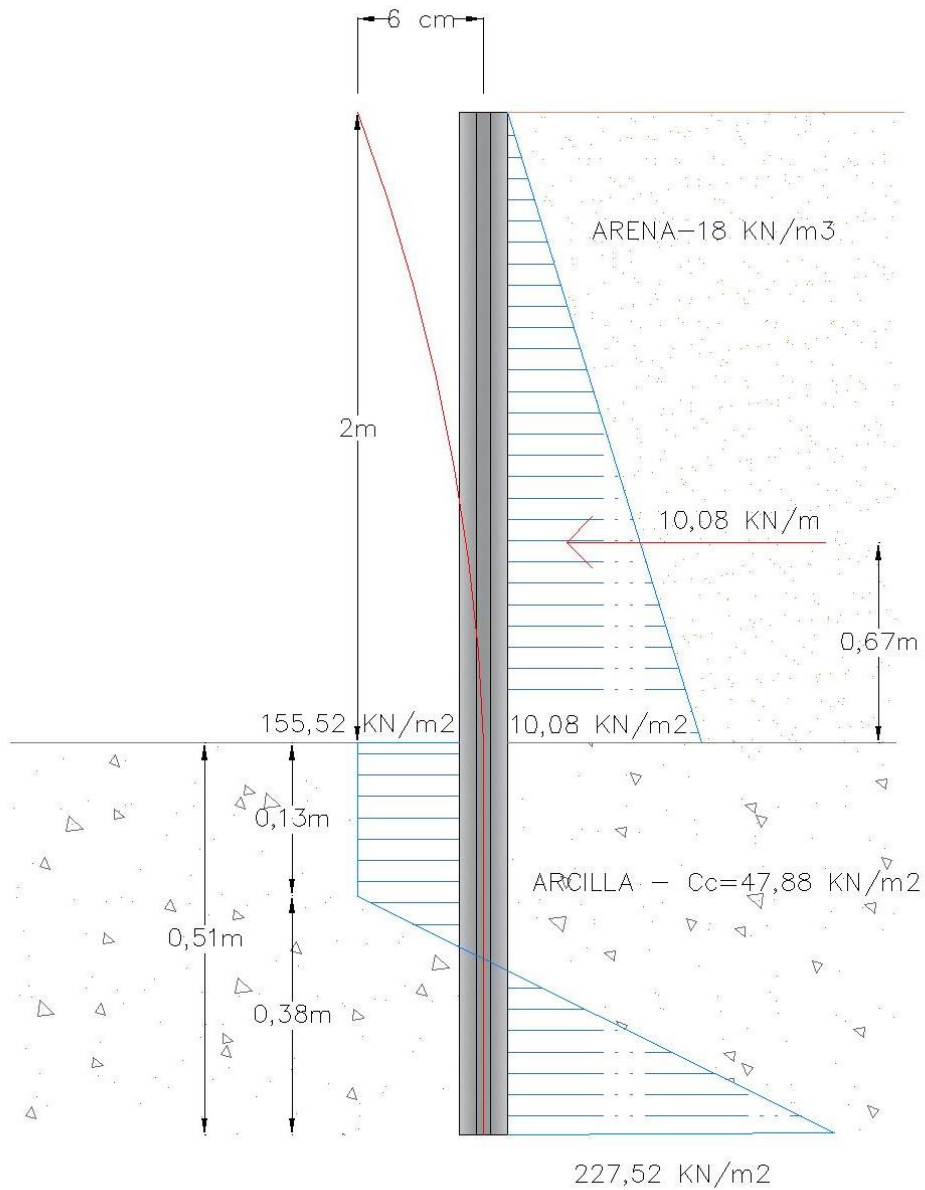
Por lo tanto:

$$M_{m\acute{a}x} = 10,08 \text{ KN/m}(0,06\text{m} + 0,66\text{m}) - \frac{155,52 \text{ KN/m}^2 * (0,06\text{m})^2}{2}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 6,98 \text{ KN - m/m (711,76 Kg-m/m)}$$

Los valores anteriores, corresponden al análisis con un suelo de relleno característico de arena densa uniforme, por lo que si se desea conocer el valor para otro tipo de suelo, sustituir los valores correspondientes.

Figura 150. **Diagrama de presiones (teórico) de muro de retención – sistema placa-poste (tablestaca en voladizo que penetra arcilla, sin nivel freático)**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.



### 8.6. Cálculo del refuerzo de flexión para postes (tipo pilote)

El refuerzo de flexión para los postes, se determinara, de la siguiente manera:

Tabla XLIV. **Datos del sistema y densidad aparente de tres tipos de suelo en Guatemala, y el valor de diseño**

Altura (m)	2	
Ancho efectivo (m)	0,73	
<b>Densidad aparente (Kg/m3)</b>		
Da - Mínima	1 250	Arcillas
Da -Promedio	1 500	S. francos
Da - Máxima	1 800	Arenas
<b>Densidad aparente de Diseño (Kg/m3)</b>		
1 600		

Fuente: elaboración propia.

El momento producido por la presión activa del suelo, sobre el área de carga del sistema placa poste, se representa de la manera siguiente:

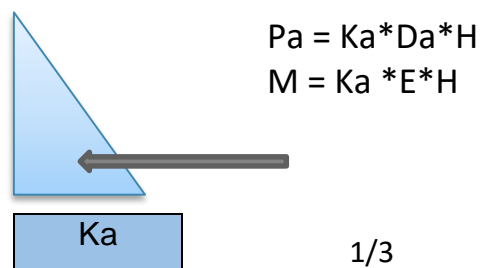


Tabla XLV. **Presión activa producida por las tres condiciones de suelo y el valor de diseño**

<b>Presión activa - Pa (Kg/m2)</b>	
P - Mínima	833,33
P -Promedio	1 000,00
P - Máxima	1 200,00
<b>E de Diseño (Kg/m2)</b>	
1 066,67	

Fuente: elaboración propia.

El empuje producido sobre el área de carga del sistema, se calcula, multiplicando la presión activa, por el área del triángulo de presión.

Tabla XLVI. **Empuje producido por las tres condiciones de suelo y el valor de diseño**

<b>Empuje - E (Kg/m<sup>2</sup>)</b>	
E - Mínima	608,33
E -Promedio	730,00
E - Máxima	876,00
E de Diseño (Kg/m <sup>2</sup> )	
778,67	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVII. **Cálculo de momentos, para cada condición anterior**

<b>Momento M (Kg - m)</b>	
M - Mínima	405,56
M -Promedio	486,67
M - Máxima	584,00
M de Diseño(Kg - m)	
519,11	

Fuente: elaboración propia..

Tabla XLVIII. **Datos para el cálculo y especificaciones de los materiales utilizados**

Base (cm)	14
Peralte (cm)	11
f'c (Kg/cm <sup>2</sup> )	280
fy (Kg/cm <sup>2</sup> )	4 922
constante	0,003825
phi ( $\phi$ )	0,85

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIX. **Cálculos realizados, para determinar el acero del poste**

$B \cdot D$	154
$(B \cdot D)^2$	23 716
$c \cdot f'c$	1,071
$\phi \cdot f'c / f_y$	0,04835433

Fuente: elaboración propia.

### 8.6.1. Cálculo de acero, para cada condición de suelo a contener

Como parte de analizar la eficiencia del armado propuesto, se evaluarán distintas condiciones de suelo.

Tabla L. **Cálculos de acero para momento flexionante para  $D_a$  mínima**

Momento - $D_a$ Mínima (kg-m)	405,56	
Varilla #3		
As (cm <sup>2</sup> )	0,88	
# Varillas	1,24	2
Varilla Alta Resistencia (7.2 mm)		
As (cm <sup>2</sup> )	0,88	
# Varillas	2,17	3

Fuente: elaboración propia.

Tabla LI. **Cálculos de acero para momento flexionante para  $D_a$  promedio**

Momento - $D_a$ promedio (kg-m)	486,67	
Varilla #3		
As (cm <sup>2</sup> )	1,08	
# Varillas	1,51	2
Varilla Alta Resistencia (7.2 mm)		
As (cm <sup>2</sup> )	1,08	
# Varillas	2,64	3

Fuente: elaboración propia.

Tabla LII. **Cálculos de acero para momento flexionante para Da máxima**

Momento - Da máxima (kg-m)	584,00	
Varilla #3		
As (cm2)	1,31	
# Varillas	1,84	2
Varilla Alta Resistencia (7,2 mm)		
As (cm2)	1,31	
# Varillas	3,23	4

Fuente: elaboración propia.

Tabla LIII. **Cálculos de acero para momento flexionante para Da diseño**

Momento - Da diseño (kg-m)	405,56	
Varilla #3		
As (cm2)	1,15	
# Varillas	1,62	2
Varilla Alta Resistencia (7.2 mm)		
As (cm2)	1,15	
# Varillas	2,84	3

Fuente: elaboración propia.

La ecuación utilizada para el cálculo de refuerzo de acero para elementos a flexión es:

$$As = \left[ b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M * b}{0,003825}} \right] * \frac{0,85 * f'_c}{f_y}$$

Nota: Las especificaciones de cálculo y valor de phi ( $\phi$ ) y  $\beta_1$  tienen como referencia el código ACI 318 SUS-14.

**8.6.2. Cálculo del refuerzo de acero longitudinal para el sistema placa-poste, utilizando el momento máximo, obtenido teóricamente**

El poste como condición debe resistir, el momento máximo probable; por lo que será determinado de la siguiente manera:

Tabla LIV. **Cálculo de acero para momento flexionante para Da diseño**

Momento - Da diseño (kg-m)	711,76	
<b>Varilla #3</b>		
As (cm <sup>2</sup> )	1,64	
# Varillas	2,30	2
<b>Varilla Alta Resistencia (7.2 mm)</b>		
As (cm <sup>2</sup> )	1,64	
# Varillas	4,03	5

Fuente: elaboración propia.

El resultado anterior, indica, que el sistema propuesto, cumple con la resistencia teórica calculada y el uso de cinco varillas longitudinales de acero de alta resistencia.

**8.7. Análisis y uso del sistema placa-poste como muro de retención**

Basados en las dimensiones del poste, con el fin de proporcionar una mayor estabilidad en el sistema, el uso de una solera de corona será adecuado para la integración del muro.

### 8.7.1. Solera de corona

Tomando en consideración, abarcar la sección transversal del poste, la base de la solera será 14 cm. De esta forma se determina la esbeltez horizontal del sistema estructural Placa-Poste:

El método “SR” del Ingeniero Mario Corzo, indica que la Relación de esbeltez no debe ser mayor a seis veces el espesor de la columna (en éste caso poste), por lo tanto:

$$6(t) = 6 (14\text{cm})$$

$$6(t) = 84 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud permisible del sistema} = 84 \text{ cm} * 2 = 168 \text{ cm}$$

La sección propuesta para la solera de corona, será 14,00 x 7,00 cm, obteniendo un área  $A_s = 98 \text{ cm}^2$ , y un momento de Inercia equivalente a  $I_s = 400,17 \text{ cm}^4$ .

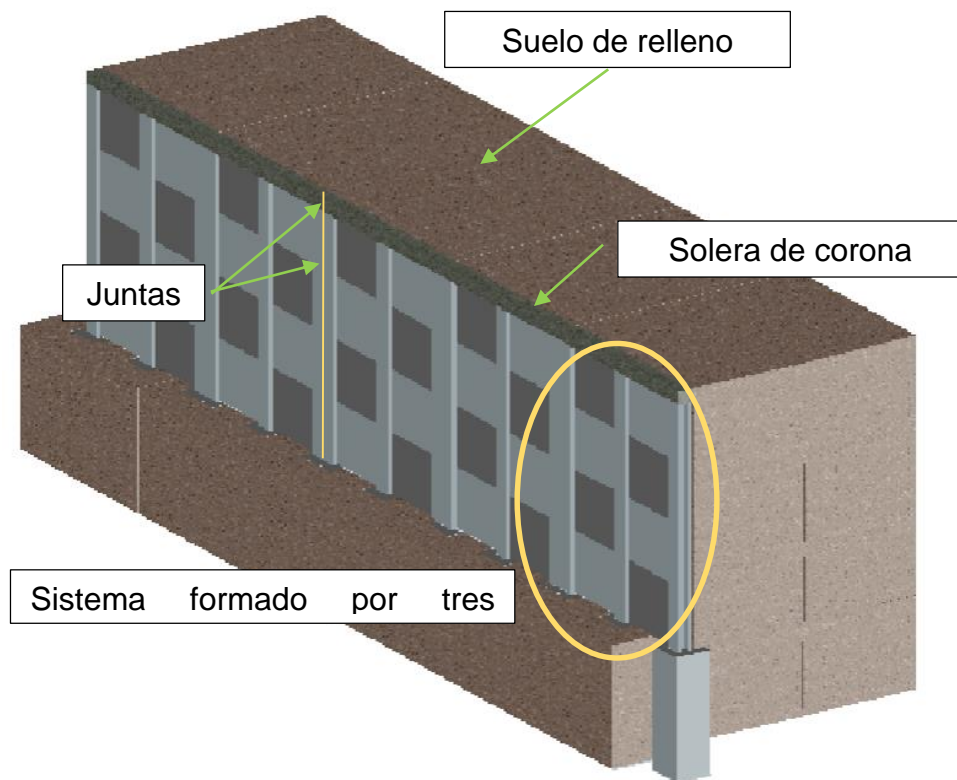
El refuerzo de la solera de corona, consistirá en dos varillas longitudinales (tipo costilla) con eslabones a cada 20 cm. Cuya longitud abarque cada cuatro postes, dejando una junta entre ellas.

La distancia real entre postes, equivale a 72 cm a ejes, ya que el tamaño de las placas es el adecuado para resistir el empuje del suelo. La relación de esbeltez se maneja bajo la acción del 20% del momento establecido, a similitud de los momentos generados transversalmente en las losas armadas en un sentido.

El sistema debe estar integrado por no más de tres postes; dejando juntas sísmicas cada 30 metros. La longitud real del sistema debe ser el equivalente a la distancia horizontal del sistema de tres postes ( $160 \text{ cm} \leq 168 \text{ cm}$ ), dejando una junta entre ellas, de por lo menos 3 cm en base al normas de Planificación y Construcción del FHA.

- Colocación de solera en el sistema placa-poste:

Figura 151. **Sistema placa – poste más solera de corona**

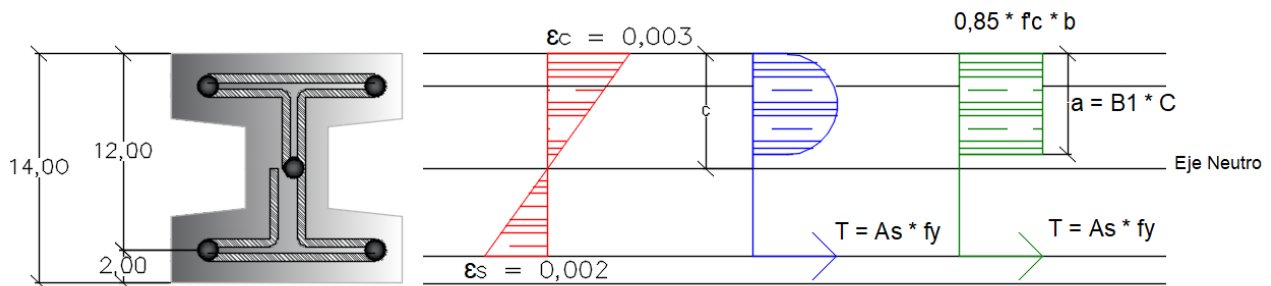


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- 8.7.2.** Cálculo de momento máximo probable para el refuerzo de acero longitudinal del poste para el sistema de muro de retención, sin carga axial

$$M_{pr} = 1,25 * A_s * f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Figura 152. Diagrama de deformación y esfuerzo equivalente del poste sometido a flexión



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Donde:

- $\beta_1$  = (Ver Tabla LIV)
- **C** (Distancia de la fibra extrema en compresión, hacia el eje neutro) =  $0,85 * f_c * a * b$
- **T** = Tensión en el Refuerzo Longitudinal
- $\epsilon_c$  = Deformación unitaria del Concreto (máxima = 0,003)
- $\epsilon_s$  = Deformación unitaria máxima del Acero (mm/mm)
- $\epsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4\ 890\ kg/cm^2}{2\ 100\ 000\ kg/cm^2} = 0,002$ , Acero G70.
- $\epsilon'_s$  = Deformación unitaria del Acero en Compresión (mm/m)
- **a** = Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos (cm).

Suponiendo que la tensión es igual a la compresión ( $T = C$ ), y un  $f_c = 4\ 000$  Psi (lb/plg<sup>2</sup>).



$$A_s * f_y = 0,85 * f'_c * a * b$$

Despejando la profundidad del bloque equivalente:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b}$$

El área de acero a utilizar será la obtenida en la Tabla LIII = 1,64 cm<sup>2</sup>, por lo tanto, 1,25 fy como resistencia probable a la flexión de los miembros ACI 318 SUS-14:

$$a = \frac{1,25 * 1,64 \text{ cm}^2 * 4\,890 \text{ kg/cm}^2}{0,85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 14 \text{ cm}} = 3,00 \text{ cm}$$

Tabla LV. **Condiciones para  $\beta_1$  en función de la resistencia del concreto**

$\beta_1 = 0,85 - ((f'_c - 4\,000)/1\,000) \geq 0,65$	
Si $f'_c \leq 4\,000 \text{ lb/plg}^2$ (280 kg/cm <sup>2</sup> )	$\beta_1 = 0,85$
Si $f'_c > 4\,000 \text{ lb/plg}^2$ (280 kg/cm <sup>2</sup> )	$\beta_1$ debe reducirse a razón de 0,05 por cada incremento de 1 000 lb/plg <sup>2</sup> (70 kg/cm <sup>2</sup> )

Fuente: CORZO, Mario. *Notas de concreto de una Sabandija.p.23*

$$M_{pr} = 1,25 * 1,64 \text{ cm}^2 * 4\,890 \text{ kg/cm}^2 \left(12 \text{ cm} - \frac{3 \text{ cm}}{2}\right)$$

**Mpr = 10 525,25 kg - cm**  
**(1052, 57 kg - m)**

Tabla LVI. **Cálculos de acero para momento máximo probable en elementos a flexión**

Mpr (kg - m)	1 052,57	
<b>Varilla #3</b>		
As (cm <sup>2</sup> )	2,62	
# Varillas	3,68	4
<b>Varilla Alta Resistencia (7,2 mm)</b>		
As (cm <sup>2</sup> )	2,62	
# Varillas	6,44	7

Fuente: elaboración propia.

Para el cálculo del acero resistente a cortante de diseño o máximo probable, consideramos una carga distribuida teórica triangular sobre el voladizo:

$$V_c = \frac{M_{pr}}{L \text{ libre}} + \frac{W * L}{3}$$

$$V_c = \frac{1052,57 \text{ kg-m}}{2,0 \text{ m}} + \frac{10,08 \frac{KN}{m} * 2,0 \text{ m} * (101,97 \text{ a Kg})}{3}$$

$$V_c = 1 \ 211,52 \text{ kg}$$

Considerar que debe colocarse un área mínima para refuerzo de cortante; en base al inciso 10.6.2.1 del ACI 318 SUS-14, el mínimo debe ser mayor entre:

- $0.2 \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_{yt}} = 0.2 \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} * \frac{14 \text{ cm} * 16 \text{ cm}}{4890 \text{ kg/cm}^2} = 0,15 \text{ cm}^2$
- $3.5 * \frac{b * w * s}{f_{yt}} = 3.5 * \frac{14 \text{ cm} * 16 \text{ cm}}{4890 \text{ kg/cm}^2} = \mathbf{0,16 \text{ cm}^2}$  , es el mayor

Cálculo de la resistencia nominal para cortante ( $V_n$ ), en base al inciso 22.5.1.1 del capítulo 22 del ACI 318 SUS-14:

$$V_n = V_c + V_s$$

- $V_c$  para miembros no preesforzados sin carga axial (22.5.5.1):

$$V_c = 2 \lambda \sqrt{f'c} * b * d$$

Donde  $\lambda$  se define como el factor de modificación del concreto, basado en la composición del agregado en la mezcla, de acuerdo con la tabla 19.2.4.2 del ACI 318 SUS-14, para concreto de peso normal  $\lambda = 1$ .

$$V_c = 2 (1) \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} * 14 \text{ cm} * 12 \text{ cm}$$

$$V_c = 5 \ 622,36 \text{ kg}$$

- $V_s$  para refuerzo cortante para estribos cerrados electro soldados, inciso 22.5.10.5.3 ACI 318- SUS-14:

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

$$V_s = \frac{0,16 \text{ cm}^2 * 4890 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 12 \text{ cm}}{16 \text{ cm}}$$

$$V_s = 586,8 \text{ kg}$$

Por lo tanto la resistencia nominal a cortante resulta:

$$V_s = 5\,622,36 \text{ kg} + 586,8 \text{ kg} = 6\,209,16 \text{ kg}$$

El factor de reducción de resistencia par cortante según el inciso 21.2.4.1 del ACI 318 SUS-14 puede utilizarse 0,60 para aquellos elementos que deban resistir cargas de sismo, por lo tanto:

$$\phi V_n \leq V_u$$

$$0,6 (6\,209,16) \text{ kg} \leq 3\,744,86 \text{ kg (ensayo de corte)}$$

$$3\,725,50 \text{ kg} \leq 3\,744,86 \text{ kg}$$

**Cumple**

### 8.7.3. Sistema placa –poste como muro de retención en laderas y taludes

Si el muro ejerce empuje contra el suelo de relleno, de be considerarse la presión pasiva, calculando el coeficiente de presión pasiva “ $K_p$ ” (Ver ecuación #12), que para éste caso y bajo las condiciones anteriormente descritas, para arena uniforme y densa, resulta:

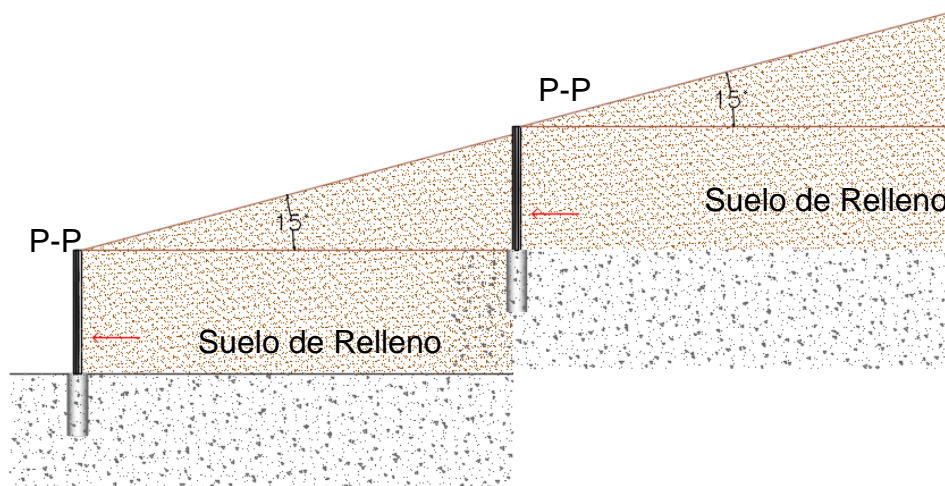
$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{3\phi}{2} \right) = 3,54$$

La magnitud de  $\Delta_x$  para desarrollar bajo condición pasiva la falla y calculados, para los valores indicados en la Tabla XXV, se obtiene:

- Las magnitudes aproximadas de  $\Delta_x$  requeridos para desarrollar la falla bajo condiciones pasivas de Rankine:

Tipo de suelo	$\Delta_x$ (cm)	Angulo de inclinación (°)
Arena densa	1,00	0,28
Arena suelta	2,00	0,58
Arcilla firme	2,00	0,58
Arcilla suave	10,00	2,86

Figura 153. **Uso del sistema placa-poste en laderas (tipo escalonado)**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

La pendiente permisible para el tipo escalonado no debe sobrepasar la mitad del ángulo de fricción interna del suelo de relleno, considerando ( $\phi = 30^\circ$ ), el ángulo permisible de inclinación será  $15^\circ$ . El deslizamiento del suelo ocurre en forma elíptica (concepto de hipérbola y paraboloides), bajo la consideración de la acción de ondas sísmicas del tipo Love (ondas superficiales y horizontales), causantes de desplazamientos laterales del terreno, en medios elásticos estratificados.

## CONCLUSIONES

1. El método de cálculo debe realizarse bajo el análisis crítico sin nivel freático que penetra arcilla (método de Rankine), con la variación del uso de arena densa uniforme como suelo de relleno. Mostrando una eficiencia de 1.8 toneladas de empuje horizontal, para un abatimiento horizontal máximo permitido equivalente a 6.00 centímetros (1,19°).
2. El sistema propuesto debe respetar los dos metros de altura libre, para los que fue diseñado y concebido, y un ángulo de inclinación máximo de 0,58° para generar la falla en condiciones pasivas, especificado en 8.7.3 del documento.
3. Utilizando el momento máximo teórico para determinar el refuerzo longitudinal del poste, se considera el uso de cinco varillas que proporcionan la estabilidad de la sección tipo H del mismo; considerar el uso de siete varillas como refuerzo longitudinal para resistir el momento máximo probable.
4. El análisis teórico y cálculos realizados de resistencia a cortante, cumple siempre y cuando se utilice un factor de reducción de resistencia igual a 0,60 (ACI 318 SUS-14); siendo el cortante nominal menor a la carga de corte resistida por el poste, indicada en el ensayo respectivo.
5. La implementación de una solera de corona en el sistema conformado por tres postes, proporcionará la estabilidad e integración, que el sistema necesita para contrarrestar parte del momento de volteo.



## RECOMENDACIONES

1. Considerar la escorrentía superficial que tiende a buscar la zona de interconexión del muro, con el perfil del suelo a retener; quedará como futura investigación el diseño de un sistema de drenaje del tipo francés, para conducir las aguas a un punto de control.
2. Utilizar el muro de retención con el sistema propuesto bajo una capacidad equivalente a 1,8 toneladas, y una carga de trabajo de 1,2 toneladas, llegando a su límite elástico.
3. En cuanto a la colocación de las placas, se recomienda colocar una marca distintiva, con el fin de facilitar el armado del sistema y obtener la uniformidad necesaria. Debido a que el refuerzo de acero consiste en dos electro mallas, en sus extremos (están solo sobrepuestos), estos no mantienen la uniformidad espacial en los extremos de apoyo.
4. Analizar el espesor del recubrimiento, equivalente a 2 cm en cada lado; existiendo poca adherencia entre el concreto-acero, causando que el refuerzo de acero no fluya.
5. A manera de mejorar la eficiencia y rendimiento de los materiales constructivos, considerar que el análisis arrojó una profundidad de cimentación menor a la utilizada actualmente, siempre y cuando se tome en cuenta que un D mínimo debe ser igual a 0.60 m (Braja M. Das).





## BIBLIOGRAFÍA

1. Universidad Complutense de Madrid. *Atlas de Rocas Ígneas*. Departamento de Petrología y Geoquímica LAVAS. [en línea]. <<https://petroigne.wordpress.com/formas-de-yacimiento/depositos-volcanicos/lavas/>>. [Consulta: 16 de febrero de 2018].
2. BARDILLO, Juárez & RODRÍGUEZ, Rico. *Mecánica de Suelos*. México: Limusa, 2005. 629 p.
3. BRAJA M, Das. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. California State University, Sacramento: Thomson Editores, S. A. de C. V, 2001. 819 p.
4. *Categoría: Accidentes volcánicos*, 2012. [en línea]. <[https://es.wikipedia.org/wiki/Categor%C3%ADa:Accidentes\\_volc%C3%A1nicos](https://es.wikipedia.org/wiki/Categor%C3%ADa:Accidentes_volc%C3%A1nicos)>. [Consulta: 17 de febrero de 2018].
5. *Categoría: Rocas metamórficas*. Licencia Creative Commons Atribución Compartir Igual 3.0, 2013 de Fundación Wikimedia, Inc. [en línea]. <[https://es.wikipedia.org/wiki/Categor%C3%ADa:Rocas\\_metam%C3%B3rficas](https://es.wikipedia.org/wiki/Categor%C3%ADa:Rocas_metam%C3%B3rficas)>. [Consulta: 15 de febrero de 2018].
6. *Categoría: Rocas plutónicas*. Licencia Creative Commons Atribución Compartir Igual 3.0, 2013 de Fundación Wikimedia, Inc. [en línea].

<[https://es.wikipedia.org/wiki/Categor%C3%ADa:Rocas\\_plut%C3%B3nicas](https://es.wikipedia.org/wiki/Categor%C3%ADa:Rocas_plut%C3%B3nicas)>. [Consulta: 15 de febrero de 2018].

7. *Clasificación de suelos*. De Fundación Wikimedia, Inc, 2017. [en línea]. <[https://es.wikipedia.org/wiki/Clasificaci%C3%B3n\\_de\\_suelos#Incipientisoles](https://es.wikipedia.org/wiki/Clasificaci%C3%B3n_de_suelos#Incipientisoles)>. [Consulta: 20 de febrero de 2018].
8. COLLIN, James G. PH.D., P.E. *Segmental Retaining Walls*. Hemdon, Virginia: National Concrete Masonry Association 1997, Second Edition, 1997. 130 p.
9. DE MATTEIS, Álvaro F. *Estabilidad de Taludes*. Universidad Nacional de Rosario, 2003. [en línea]. <<https://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Estabilidad%20de%20Taludes.pdf>>. [Consulta: 29 de abril de 2018].
10. *Densidad aparente*. EcuRed, 2018. [en línea]. <[https://www.ecured.cu/Densidad\\_aparente](https://www.ecured.cu/Densidad_aparente)>. [Consulta: 9 de abril de 2018].
11. *El mercurio y la salud*. Organización Mundial de la Salud, 2017. [en línea]. <<http://www.who.int/es/news-room/fact-sheets/detail/mercury-and-health>>. [Consulta: 17 de mayo de 2018].
12. Elena. *Contaminación ¿Qué son los lixiviados?* Tendencias.com. [en línea]. <<https://tendencias.com/eco/contaminacion-que-son-los-lixiviados/>>. [Consulta: 17 de mayo de 2018].

13. *Estabilidad de Taludes*, 2008. [en línea]. <<https://sjnavarro.files.wordpress.com/2008/09/estabilidad-de-taludes.pdf>>. [Consulta: 9 de abril de 2018].
14. Gavión. Fundación Wikimedia, Inc. [en línea]. <<https://es.wikipedia.org/wiki/Gavi%C3%B3n>>. [Consulta: 19 de abril de 2018].
15. Husni R. *Acciones sobre las estructuras de Hormigón*, Sitio web: <[http://www.mda.cinvestav.mx/alconpat/internacional/contenido/re\\_ebook\\_ai/DEMO\\_R/HTML/Capitulo1/Capitulo](http://www.mda.cinvestav.mx/alconpat/internacional/contenido/re_ebook_ai/DEMO_R/HTML/Capitulo1/Capitulo)>. [Consulta: 19 de mayo de 2018].
16. *Infecciones por Escherichia coli*. Medline Plus, 2017. [en línea]. <<https://medlineplus.gov/spanish/ecoliinfections.html>>. [Consulta: 17 de mayo de 2018].
17. *Lahar*. de Fundación Wikimedia, Inc, 2018. [en línea]. <<https://es.wikipedia.org/wiki/Lahar>>. [Consulta: 16 de febrero de 2018].
18. *Lahar*. EcuRed. [en línea]. <<https://www.ecured.cu/Lahar>>. [Consulta: 19 de febrero de 2018].
19. *Latente Riesgo De Lahares En Volcanes Santiaguito Y De Fuego*. Boletín Informativo No. 3994 de CONRED. [en línea]. <[https://www.conred.gob.gt/www/index.php?option=com\\_content&view=article&id=5539:boletin-informativo-no-3994-latente-riesgo](https://www.conred.gob.gt/www/index.php?option=com_content&view=article&id=5539:boletin-informativo-no-3994-latente-riesgo)>

de-lahares-en-volcanes-santiaguito-y-de-fuego&catid=37&Itemid=1010>. [Consulta: 16 de febrero de 2018].

20. LLOPIZ, Carlos Ricardo. *Muros de Retención / Tipos-Diseño*. 2015. [en línea]. <<https://es.slideshare.net/abeledwar/muros-de-retencion-tipos-diseo-hormigon-armado>>. [Consulta: 16 de abril de 2018].
21. MCCARTHY, David F. *Essentials of Soil Mechanics and Foundations. Basic Geotechnics*: Upper Saddle River, N. J.: Pearson/Prentice Hall, Seventh Edition, 2007.
22. *Migración y Crecimiento Urbano de la ciudad de Guatemala*. Margarita Ramírez Vargas, 2014. [en línea]. <<https://www.plazapublica.com.gt/content/migracion-y-crecimiento-urbano-de-la-ciudad-de-guatemala>>. [Consulta: 14 de febrero de 2018].
23. MORENO, J. *Patología en la Edificación*. Blogger.com, 2013. [en línea]. <<http://jdmoreno3.blogspot.com/2013/10/carbonatacion-versus-ataque-por-ion.html>>. [Consulta: 19 de mayo de 2018].
24. MUERZA, A. Contaminación por lixiviados. De Eroski Consumer. [en línea]. <[http://www.consumer.es/web/es/medio\\_ambiente/urbano/2006/10/13/156373.php](http://www.consumer.es/web/es/medio_ambiente/urbano/2006/10/13/156373.php)>. [Consulta: 17 de mayo de 2018].
25. *Muro de contención*. Fundación Wikimedia, Inc, 2018. [en línea]. <[https://es.wikipedia.org/wiki/Muro\\_de\\_contenci%C3%B3n](https://es.wikipedia.org/wiki/Muro_de_contenci%C3%B3n)>. [Consulta: 16 de abril de 2018].

26. *Muro jardinera (Construcción)*. Wikivia. [en línea]. <[http://www.wikivia.org/wikivia/index.php/Muro\\_jardinera\\_\(Construcci%C3%B3n\)](http://www.wikivia.org/wikivia/index.php/Muro_jardinera_(Construcci%C3%B3n))>. [Consulta: 19 de abril de 2018].
  
27. *Muros de Contención (estructura)*. CONSTRUMÁTICA. [en línea]. <[http://www.construmatica.com/construpedia/Muros\\_de\\_Contenci%C3%B3n\\_\(estructura\)](http://www.construmatica.com/construpedia/Muros_de_Contenci%C3%B3n_(estructura))>. [Consulta: 16 de abril de 2018].
  
28. *Muros De Contencion: Tipos, Diseño, Cargas Y Calculo*, 2008. [en línea]. <<http://fdetonline.com/muros-contencion/>>. [Consulta: 16 de abril de 2018].
  
29. PÉREZ, Carlos L. *Estructura Geológica Del Valle De La Ciudad De Guatemala Interpretada Mediante Un Modelo De Cuenca Por Distensión*. En *Geological Structure Of Guatemala City Valley Interpreted As A Pull Apart Basin*. Guatemala: Revista Geológica de América Central, 2009. 8 p.
  
30. *¿Qué es la mampostería en seco?* Piedras Maragatas. [en línea]. <<https://piedrasmaragatas.com/blog-piedras-maragatas/que-es-la-mamposteria-en-seco>>. [Consulta: 19 de abril de 2018].
  
31. RAMESH C, Joshi & FRED & GRIFFITHS. *Prediction and Performance in Geotechnical Engineering*. A.A. Balkema/Rotterdam/Boston/1987: University of Calgary, Canada, 1987.

32. *Sedimentos Volcánicos*. Germán Reina Fernández de Course Hero, [en línea]. <<https://www.coursehero.com/file/13804078/Sedimentos-Volc%C3%A1nicos/>>. [Consulta: 19 de febrero de 2018].
33. SILVA, Omar Javier. *Patologías Más Comunes En Muros De Contención De Concreto*. De Blog 360° En Concreto. [en línea]. <<http://blog.360gradosenconcreto.com/patologias-mas-comunes-muros-contencion-concreto/>>. [Consulta: 19 de abril de 2018].
34. *Síntesis Geológica De Guatemala*. Centro De Estudios Superiores De Energía y Minas –CESEM-, de Universidad de San Carlos de Guatemala Facultad de Ingeniería. [en línea]. <<https://es.scribd.com/doc/50911081/SINTESIS-DE-LA-GEOLOGIA-DE-GUATEMALA>>. [Consulta: 14 de febrero de 2018].
35. *Suelos Mapas Nacionales 1:250,000*. De Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación, 2015. [en línea]. <<http://web.maga.gob.gt/sigmaga/suelos-1-250/>>. [Consulta: 20 de febrero de 2018].
36. *Toba Volcánica*. De ROCAS Y MINERALES. [en línea]. <<https://www.rocasym minerales.net/toba-volcanica/>>. [Consulta: 16 de febrero de 2018].
37. VILLALAZ, Crespo. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. México: Limusa. 2004. 652 p.

38. *Volcanes Y Formas Volcánicas. De Atlas De Rocas Ígneas.* Departamento de Petrología y Geoquímica (Universidad Complutense de Madrid). [en línea]. <<https://petroignea.wordpress.com/formas-de-yacimiento/depositos-volcanicos/edificios-volcanicos/>>. [Consulta: 16 de febrero de 2018].
39. *Vulcanismo Y Ambientes Tectónicos.* Departamento de investigación y servicios geofísicos de INSIVUMEH, 2015. [en línea]. <<http://www.insivumeh.gob.gt/vulcanologia.html#vulcanismoyambientestectonicos>>. [Consulta: 16 de febrero de 2018].
40. WILSON, Arthur H. & WINTER, Geordie. *Design of Concrete Institute.* Missouri, EE. UU, International Student Edition. 607 p.





