

# FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

“ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO ECONÓMICO ENTRE EL MÉTODO DE CONCRETO ARMADO Y SUELO REFORZADO PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES VERTICALES EN OBRAS DE SANEAMIENTO PARA LA EMPRESA GEHA EIRL. LIMA 2020”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

**Autores:**

Joel Chucos Chávez

Jairo Milton Morales Sotelo

**Asesor:**

Ing. Mg. Juan Miguel de la Torre Ostos

Lima - Perú

2020



## DEDICATORIA

A mi familia que siempre nos da la fuerza para seguir y más en estos momentos tan difíciles

JAIRO MILTON MORALES SOTELO

A mis padres, esposa e hijos por su comprensión y aliento que han hecho posible el termino de este camino y el inicio de otro.

JOEL CHUCOS CHAVEZ

## AGRADECIMIENTO

A todas aquellas personas que hicieron posible la ejecución de esta investigación y dedicaron parte de su tiempo para ayudar en forma desinteresada, estamos realmente agradecidos.

También quisiéramos agradecer de manera especial a nuestros padres y familiares, ya que sin el apoyo y ayuda de ellos, esto no hubiera sido posible.

Y para finalizar agradecer la empresa GEHA EIRL por permitirnos trabajar en los datos brindados y a nuestro asesor por su apoyo y paciencia durante el desarrollo de esta tesis.

Y a todos aquellos que de alguna forma nos ayudaron y motivaron para alcanzar este objetivo propuesto y a quienes de nuestra memoria se escapan.....Gracias.



## ÍNDICE

<b>DEDICATORIA .....</b>	<b>2</b>
<b>AGRADECIMIENTO.....</b>	<b>3</b>
<b>ÍNDICE .....</b>	<b>5</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>8</b>
<b>CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>16</b>
<b>1.1. Realidad problemática.....</b>	<b>16</b>
<b>1.2. Antecedentes .....</b>	<b>39</b>
1.2.1. <i>Antecedentes Internacional .....</i>	<i>39</i>
1.2.2. <i>Antecedentes Nacional .....</i>	<i>43</i>
<b>1.3. Estado del Arte .....</b>	<b>49</b>
<b>1.4. Bases Teóricas .....</b>	<b>53</b>
<b>1.5. Justificación .....</b>	<b>67</b>
<b>1.6. Limitaciones.....</b>	<b>68</b>
<b>1.7. Formulación del problema .....</b>	<b>69</b>
1.7.1. <i>Problema general .....</i>	<i>69</i>
1.7.2. <i>Problemas específicos .....</i>	<i>69</i>
<b>1.8. Objetivos .....</b>	<b>69</b>
1.8.1. <i>Objetivo general .....</i>	<i>69</i>
1.8.2. <i>Objetivos específicos .....</i>	<i>70</i>
<b>1.9. Hipótesis.....</b>	<b>70</b>
1.9.1. <i>Hipótesis general .....</i>	<i>70</i>
1.9.2. <i>Hipótesis específicas .....</i>	<i>71</i>
1.9.2.1. <i>Hipótesis específica 1 .....</i>	<i>71</i>
1.9.2.2. <i>Hipótesis específica 2 .....</i>	<i>71</i>
1.9.2.3. <i>Hipótesis específica 3 .....</i>	<i>72</i>
<b>CAPÍTULO II. METODOLOGÍA .....</b>	<b>73</b>
<b>2.1. Tipo de investigación.....</b>	<b>73</b>
2.1.1. <i>Tipo .....</i>	<i>73</i>
2.1.2. <i>Diseño de investigación .....</i>	<i>73</i>
<b>2.2. Operacionalización de variables .....</b>	<b>74</b>
<b>2.3. Población y muestra (Materiales, instrumentos y métodos).....</b>	<b>75</b>

2.3.1.	<i>Población</i> .....	75
2.3.2.	<i>Muestra</i> .....	75
2.3.3.	<i>Unidad de estudio</i> .....	75
<b>2.4.</b>	<b>Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos</b> .....	<b>76</b>
<b>2.5.</b>	<b>Procedimiento</b> .....	<b>76</b>
2.5.1.	<i>Sistema de Concreto Armado</i> .....	77
2.5.1.1.	<i>Definición</i> .....	77
2.5.1.2.	<i>Consideraciones para el diseño</i> .....	78
2.5.1.3.	<i>Ventajas y desventajas</i> .....	83
2.5.1.4.	<i>Proceso constructivo</i> .....	83
2.5.1.5.	<i>Presupuesto</i> .....	86
2.5.2.	<i>Sistema de MacForce</i> .....	87
2.5.2.1.	<i>Definición</i> .....	87
2.5.2.2.	<i>Consideraciones para el diseño</i> .....	91
2.5.2.3.	<i>Ventajas y desventajas</i> .....	99
2.5.2.4.	<i>Proceso constructivo</i> .....	99
2.5.2.5.	<i>Presupuesto</i> .....	110
2.5.3.	<i>Sistema de Macwall</i> .....	112
2.5.3.1.	<i>Definición</i> .....	112
2.5.3.2.	<i>Consideraciones para el diseño</i> .....	120
2.5.3.3.	<i>Presupuesto</i> .....	127
<b>CAPÍTULO III. RESULTADOS</b> .....		<b>131</b>
<b>CAPITULO IV.- DISCUSIONES Y CONCLUSIONES</b> .....		<b>137</b>
<b>4.1.</b>	<b>DISCUSIONES</b> .....	<b>137</b>
<b>4.2.</b>	<b>CONCLUSIONES</b> .....	<b>138</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....		<b>140</b>
<b>Anexo 1: Matriz de Consistencia</b> .....		<b>143</b>
<b>Anexo 2. Ficha Técnica – Sistema MacWall</b> .....		<b>146</b>
<b>Anexo 3. Ficha Técnica – Sistema MacForce</b> .....		<b>152</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Población censada según departamento, 1940 – 2017	34
Tabla 2: Minimum MSEW Embedment Dephts	86
Tabla 3: Presupuesto sistema Mac Force	94
Tabla 4: AASHTO 2007 LRFD	106
Tabla 5: Presupuesto con el Sistema MacWall	110
Tabla 6: Hoja de metrados	112
Tabla 7: Presupuesto muros de contención concreto armado	113
Tabla 8: Comparativo de sistemas	114
Tabla 9: Comparativo de rendimiento y tiempo de ejecución.	115
Tabla 10: Evaluación económica entre los métodos MacWall y MacForce	116

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Distribución Espacial de eventos potenciales por fenómenos de remoción en Mesa – Bogotá D.C (Registro 1996 – 2001)	16
Figura 2: Riesgo de deslizamientos	19
Figura 3: Comparación de costos entre diferentes sistemas de muros de contención	20
Figura 4: Pirámide de Población de Ecuador al 2020	22
Figura 5: Proyección y Población de Ecuador al 2020	22
Figura 6: Muro Vegetal con Tierra Armada usando la Tecnología Geosintética (Geotextil y Geomalla), sector Tanda Quito – Ecuador	23
Figura 7: Susceptibilidad de movimientos en masa en precordillera de Arica y Parinacota – Rocas que cubren el área estudiada en porcentajes	
Figura 8: Muro de Tierra Reforzada Chile	28
Figura 9: Ejemplo de una simulación numérica de un talud de suelo. Círculo de rotura discretizado con SPH	30
Figura 10: Membrana flexible anclada al terreno. Ejemplo de red de cables en un talud de suelo	31
Figura 11: Desprendimiento de piedra – Junio 2014	36
Figura 12: Reforzamiento de taludes con geosintéticos	37

Figura 13: Tipos de Muros Masivos Rígidos	52
Figura 14: Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro rígido	52
Figura 15: Tipos de Muros Masivos Flexibles	53
Figura 16: Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muros flexibles	54
Figura 17: Tipos de Estructuras Enterradas	55
Figura 18: Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura enterrada	55
Figura 19: Tipos de Estructuras Ancladas	56
Figura 20: Estructura Anclada – Viga Reticulada	57
Figura 21: Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura anclada	57
Figura 22: Tipos de suelos reforzados	59
Figura 23: Tipos de suelos reforzados	59
Figura 24: Tipos de suelos reforzados	60
Figura 25: Ventajas y Desventajas de los diversos tipos de tierra reforzada.	60
Figura 26: Muros MacWall	61
Figura 27: Muros MacForce	63
Figura 28: Muros Paraweb	64
Figura 29: Diagrama de diseño descriptivo causal explicativa	68
Figura 30: Variables de la investigación	69
Figura 31: Muro de contención con el sistema MacForce	72

Figura 32: Muro de contención con el sistema MacForce	72
Figura 33: Elementos del sistema MacForce	73
Figura 34: Sistema de Refuerzo ParaWeb	74
Figura 35: Muro de Contención con el Sistema MacForce	75
Figura 36: Ventajas y desventajas del sistema macforce	75
Figura 37: Losa de Nivelación	76
Figura 38: Colocación de los primeros paneles	76
Figura 39: Verificación de Niveles	77
Figura 40: Sistema de Fijación	77
Figura 41: Inclinación de los paneles	78
Figura 42: Colocación del Geotextil	79
Figura 43: Colocación del Geotextil	79
Figura 44: Maquinaria – Relleno	80
Figura 45: Colocación de anclajes posteriores	81
Figura 46: Colocación de las cintas Paraweb	81
Figura 47: Colocación de las cintas Paraweb	82
Figura 48: Traslape de cintas	82
Figura 49: Colocación de las cintas Paraweb	83
Figura 50: Colocación de las cintas ParaWeb	83

Figura 51: Colocación de apoyos	84
Figura 52: Colocación Paneles Superiores	84
Figura 53: Despliegue de cintas	85
Figura 54: Ajuste de cintas	85
Figura 55: Berma	86
Figura 56: Relleno Compactado	87
Figura 57: Pre – Diseño	87
Figura 58: Análisis de estabilidad de externos	88
Figura 59: Análisis de estabilidad de internos	88
Figura 60: Análisis de estabilidad de superficie horizontal con sobrecarga	89
Figura 61: Análisis Internos	89
Figura 62: Análisis internos	90
Figura 63: Análisis por Rotura	91
Figura 64: Análisis pullout	91
Figura 65: Diseño del MacForce	92
Figura 66: Estabilidad externa	92
Figura 67: Estabilidad interna	93
Figura 68: Reforzamiento del Talud Vertical para la PTAR en Huaral con Sistema MacForce	94

Figura 69: Sistema Macwall	95
Figura 70: Muro de contención segmentado – MacWall	96
Figura 71: Pin de Anclaje	97
Figura 72: Pin de Anclaje	97
Figura 73: Disposición del muro con paramento vertical	98
Figura 74: Dispositivo de encaje	98
Figura 75: Dispositivo de anclaje	99
Figura 76: Disposición con paramento inclinado	99
Figura 77: Muro de contención segmentado – MacWall	100
Figura 78: Geomallas Uniaxiales	101
Figura 79: Relleno compactado	103
Figura 80: Muro de contención segmentado – MacWall	104
Figura 81: Análisis de estabilidad externa	104
Figura 82: Análisis de estabilidad interna	105
Figura 83: Muro de contención segmentado – MacWall	105
Figura 84: Relleno de superficie horizontal con sobrecarga	106
Figura 85: Zona de máxima tensión o superficie de falla potencial	107
Figura 86: MacGrid	107
Figura 87: Resistencia de Diseño	108

Figura 88: Geomallas MacGrid WG	108
Figura 89: Geomallas en curva cóncava	109
Figura 90: Geomallas en curva convexa	109
Figura 91: Geomallas en curvas más acentuadas	110
Figura 92: Reforzamiento del Talud Vertical para la PTAR en Huaral con Sistema MacWall	111
Figura 93: Comparativo de sistemas	114
Figura 94: Comparativo de rendimiento.	115
Figura 95: Comparativo de tiempo de ejecución.	116
Figura 96: Evaluación económica entre los métodos MacWall y MacForce.	117

## RESUMEN

El presente trabajo tiene como finalidad proponer el análisis comparativo técnico económico entre el método de concreto armado y suelo reforzado para la estabilización de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL.

Para el análisis de reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL, se comparará el método convencional de estabilización de taludes con los métodos de estabilización MacWall y MacForce, asimismo se determinará y/o diferenciará la eficiencia técnica y económica de los métodos MacWall y MacForce respecto al método convencional.

Al ser una investigación no experimental y transversal, es de carácter exploratoria documental, debido a que en un primer momento se ha descrito las variables de estudio, posteriormente se ha medido el grado de influencia entre las variables entre la optimización de reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados, teniendo como técnica de recolección de datos la observación directa e instrumento la ficha de control.

Como conclusión según los resultados se puede decir, que el método más adecuado en esta obra para reemplazar al muro de contención convencional de concreto armado sería utilizando la estabilización MacForce, dado que ofrece la posibilidad de utilizar refuerzos poliméricos de alta adherencia, asimismo sus características permiten la construcción de estructuras altas capaces de soportar grandes cargas, además además de tener el refuerzo para los paneles de concreto armado un mínimo de resistencia a la ruptura de  $510 \text{ N/mm}^2$  y un mínimo límite de fluencia de  $355 \text{ N/mm}^2$ , siendo un poco más costosa que los otros métodos.

## ABSTRACT

The purpose of this work is to propose a comparative technical-economic analysis between the method of reinforced concrete and reinforced soil for the stabilization of vertical slopes in sanitation works using reinforced soils for the company GEHA EIRL.

for analysis the reinforcement of vertical slopes in sanitation works using reinforced soils for the company GEHA EIRL, the conventional methods of stabilization of slopes will be compared with the stabilization methods MacWall and MacForce, also the technical and economic efficiency will be determined and / or differentiated MacWall and MacForce methods compared to the conventional method.

As it is a non-experimental and cross-sectional research, it is of a documentary exploratory nature, because at first the study variables have been described, later the degree of influence between the variables has been measured between the optimization of reinforcement of vertical slopes in Sanitation works using reinforced soils, using direct observation as a data collection technique and the control sheet as an instrument.

As a conclusion, according to the results, it can be said that the most appropriate method in this work to replace the conventional reinforced concrete retaining wall would be using MacForce stabilization, since it offers the possibility of using high-adhesion polymeric reinforcements, and its characteristics also allow the construction of tall structures capable of supporting high loads, in addition to having the reinforcement for the reinforced concrete panels a minimum breaking strength of  $510 \text{ N / mm}^2$  and a minimum yield strength of  $355 \text{ N / mm}^2$ , being a little more expensive than the other methods.

## CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Realidad problemática

✧ *Enfoque Internacional*

- **Colombia**

Bogotá D.C es una de las ciudades del país con mayor crecimiento demográfico cada año. La movilización de individuos de otros lugares del territorio Nacional a la metrópoli se ha ido acelerando en los últimos años, haciéndola objeto de asentamientos de nuevas poblaciones. Esto hace, que las organizaciones distritales tengan el reto de trabajar año tras año en un planeamiento de desarrollo urbanístico y residencial encaminado en solventar la compleja problemática de migración y asentamientos ilegales de la capital. La ciudad de Bogotá está encaminada en convertirse en un modelo de urbe global, cimentada en la necesidad de proporcionar a su población medios seguros y eficientes de vivienda y transporte. Orientada en este propósito, se convierte en objeto de constantes estudios e investigaciones que buscan identificar las problemáticas más complejas que limitan el desarrollo social. (Sánchez, 2018)

Dichos problemas centrados en los cambios físicos del territorio, evidencian los latentes peligros a los que están expuestos los ciudadanos, ya que, por su compleja topografía y composición geológica, Bogotá se encuentra expuesta a una gran cantidad de amenazas naturales, que se incrementan por el cambio climático que aqueja hoy al planeta. La capital se encuentra establecida en un complejo sistema montañoso de la cordillera central, precisamente en el altiplano Cundiboyacence, a 2700 m.s.n.m. La composición de sus suelos es de baja competencia en gran parte de su territorio por haber sido antes el albergue de una gran laguna que comprendía toda la sabana de Cundinamarca.

Adicionalmente, Bogotá presenta un clima frío de montaña con fuertes precipitaciones a lo largo del año. Debido a esto, se generan problemas de inundaciones por la época invernal, acelerando el proceso de remoción de masas, saturaciones de los sistemas de alcantarillado y crecientes en los canales, quebradas y ríos de la ciudad. La inestabilidad de tierras es considerada una de las problemáticas más complejas que se presentan en la ciudad. Su intervención y alto costo de remediación, ha tenido gigantescos cambios en infraestructura. Esto hace indispensable la oferta de servicios especializados en identificar, analizar y proponer soluciones a zonas de la ciudad con alta incidencia de eventos naturales como deslizamientos e inundaciones. (Sánchez, 2018)

La actual situación climática del país se hace más extrema cada día por las condiciones de estos eventos que han incrementado su intensidad. Por lo tanto, se abre un mercado enfocado en prestar servicios de consultoría, diseño, e intervención fundamentalmente en fenómenos de remoción de masas que puedan poner en riesgo la seguridad de las personas que transitan o se asientan en sectores inestables de la ciudad. El crecimiento demográfico que presenta Bogotá actualmente se extiende a las zonas cerca al perímetro de los cerros y sistemas montañosos presentes en la ciudad. Aquí los problemas de remoción de masas son más recurrentes y establece la necesidad de ofrecer soluciones viables en aspectos técnicos, económicos y sociales en la mitigación de fenómenos de remoción de masas. Una remoción de masa, es un fenómeno natural, generado por diversos factores propios del lugar donde se genere como geología, pendiente natural, condiciones medio ambientales e intervención externas, pero en ocasiones también son eventos provocados por la acción humana, es un deslizamiento de material, debido a escenarios que superan las condiciones mecánicas límites del terreno, generando el desprendimiento de

porciones de suelo o roca, estos eventos vienen presentando un incremento en su número de ocurrencias anuales, debido principalmente al cambio climático que está sufriendo el país, siendo en su temporada invernal donde más aumentan la frecuencia de las lluvias, generando un incremento en el nivel freático de estos lugares potencialmente inestables, causando que el equilibrio de esfuerzos interno del material sea superado y generando así una falla por corte, estos eventos pueden desencadenar la pérdida de edificaciones, estructuras, vías y en el caso más crítico la pérdida de vidas. (Sánchez, 2018)

Según los datos obtenidos de IDEGER (instituto distrital de gestión de riesgos y cambios climáticos). En Bogotá por mucho tiempo se ha evidenciado y registrado deslizamiento de tierras (remoción de masas), se presentan con mayor frecuencia en las siguientes localidades Usaquén, Chapinero, Santafé, San Cristóbal, Usme, Suba y Ciudad Bolívar; este fenómeno se ha dado por inundaciones (infiltración de agua) y sismos (choques de placas tectónicas), a continuación, en la Figura 1 se puede observar el porcentaje de deslizamientos que se han producido en Bogotá en los años 1996 al 2001:

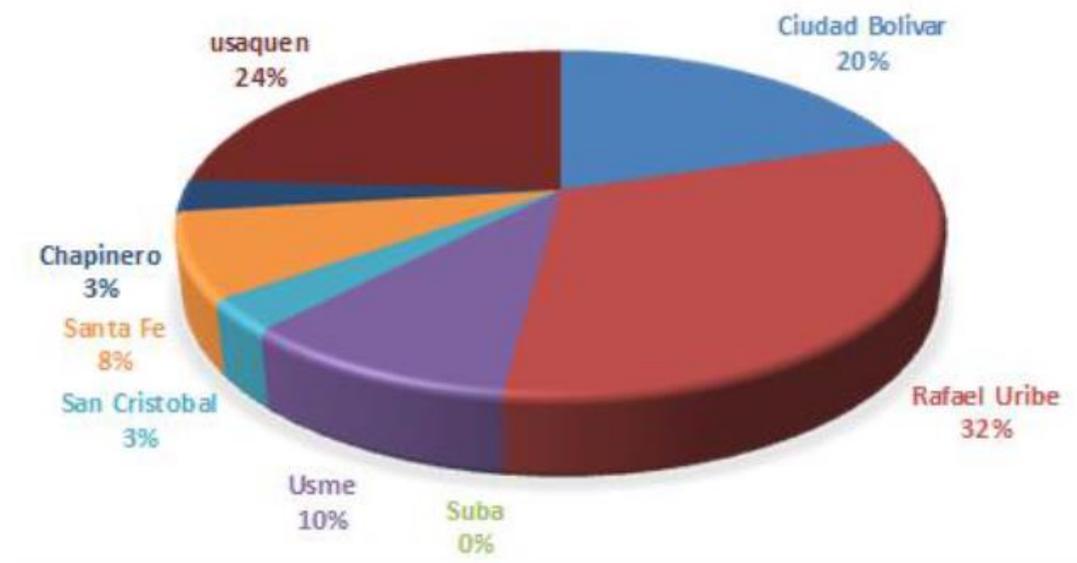


Figura 1. Distribución Espacial de eventos potenciales por fenómenos de remoción en Mesa – Bogotá D.C (Registro 1996 – 2001)

Fuente: Alcaldía Mayor de Bogotá 2016

Como se evidencia en la Figura 1, la zona ubicada en la parte media baja de los cerros de Bogotá son las más afectadas por los desplazamientos de tierra; ya sea por la pendiente elevada en su topografía o por la composición litológica del terreno que conforma estos sectores, que hace evidente la alta susceptibilidad de estas zonas, incremento su incidencia al combinarse con las altas cantidades de precipitaciones que se presentan en la ciudad. A su vez los lugares fuera de Bogotá donde se evidencian alta presencia de eventos de deslizamientos de tierras, son los municipios de Pasca a 86.6 km de Bogotá, Gachala a 134.7 km, Soacha a 24.7 km, Sibate a 38.3 km, Fusagasugá a 76.0 km, Quetame a 77.9 km y Guayabetal a 91.3 Km. (Sánchez, 2018)

Históricamente en Bogotá se han presentado diferentes deslizamientos ya sea por mala estabilización del suelo, lluvias o por la intervención humana, a continuación, se mencionan fechas y sitios donde se presentaron eventos de movimientos en masa en la ciudad. En el barrio San Blas en la calle 10 c este con calle 21 sur el 21 de marzo de 2015, los bomberos tuvieron que evacuar a 190 personas por causa de una remoción de masa, afectando a 27 casas, pero solo 4 de ellas fueron afectadas con gravedad, una entrevista que hizo NOTICIAS RCN a la comunidad dice que por culpa de unas excavaciones en el sector afectó la estabilidad de los suelos. Generando inundaciones por el daño de tuberías de 4 pulgadas, las personas afectadas por los deslizamientos de tierra fueron llevadas al salón comunal del barrio y a la Iglesia de San Cristóbal Sur. (Sánchez, 2018)

En la vía Villavicencio – Bogotá kilómetro 40 a las 3:00 de la madrugada se generó una remoción de masa de 3000 metros cúbicos de tierra provocando el cierre de la vía en los dos sentidos, en las publicaciones del día 29 marzo 2016 del Espectador dice que ese

día no se registraron lluvias lo cual nos da a entender fue que se dio por una mala estabilización del suelo. (Sánchez, 2018)

El día 14 diciembre 2014 en el barrio Acapulco ubicado en la calle 78 sur con carrera 15 b ubicado en la localidad de Ciudad Bolívar, por un deslizamiento de tierra afecto a cuatro familias, los bomberos de la localidad de Ciudad Bolívar tuvieron que asistir inmediatamente al sector para ayudar a las cuatro familias que se encontraban dentro de la casa que en su momento tenía una gran amenaza de colapso. En la calle 181 con carrera 7 barrio el codito el día 10 febrero 2012 - 8:41 AM investigación del espectador con ayuda de CARACOL NOTICIAS, dicen que esta inestabilidad se dio por culpa de excavaciones con explosivos que se hacen de noche, afectando a 70 personas y la movilidad vehicular en sentido sur - norte. En la avenida Boyacá entre las calles 61 y 63 sur se presentó un deslizamiento de tierras por fuertes lluvias cerrando la vía. En la carrera 7 con calle 220 en la autopista norte se generó un deslizamiento de tierras afectando la movilidad y el plan retorno. (Sánchez, 2018)

De las 23 localidades de Bogotá, se establecen 8 con alta incidencia de fenómenos de remoción en masas, se determina que diversos factores en estos lugares son los que aceleran estos procesos, primero la falta de conciencia de las personas sobre el peligro de asentamientos en lugares de amenaza alta y media por eventos de remoción, la ineficaz y tardía acción de los entes locales en las zonas neurálgicas de presencia de amenaza alta y media, la falta de cultura de prevención en sitios donde la inestabilidad es recurrente, además de la falta de estudios a detalle en los sitios de amenaza alta, lo que hace más infructuosa la acción y ejecución de obras de mitigación o control de estos problemas. (Sánchez, 2018)



Figura 2. Riesgo de deslizamientos

Fuente: Planeación Nacional 2016

En el mundo actualmente, el uso de geosintéticos es una solución práctica, segura y económica para muchos proyectos medioambientales, infraestructura de transporte y de obras geotécnicas e hidráulicas, donde sus múltiples aplicaciones que se le han dado la ventaja sobre el uso de materiales tradicionales de construcción como el concreto, agregados, etc. Colombia no ha sido ajena a este cambio tecnológico, ya que en el uso de estos materiales es más común por sus ventajas como su ligereza, ductilidad, elasticidad y resistencia mecánica. Las aplicaciones más comunes de acuerdo con sus características físicas y mecánicas corresponden principalmente a estabilización de taludes, construcción de estructuras como diques, presas, taludes y muros, estabilización y refuerzo de subrasante, y obras de protección de erosión. (Arango, 2013)

Las soluciones de ingeniería que corresponden a la construcción de estructuras de contención y a taludes de alta pendiente evolucionan junto al crecimiento en tamaño y complejidad de las obras de ingeniería civil que se deben soportar. La reducción de los recursos naturales y económicos para la construcción de estas obras demanda el desarrollo de nuevas soluciones de ingeniería, como los muros en suelo mecánicamente estabilizado y

los taludes reforzados de alta pendiente. Este tipo de obras se pueden construir en lugares donde el área es reducida, en sitios marginales donde no se dispone de los materiales de construcción adecuados, el suelo de fundación es compresible y de baja capacidad portante y/o se tienen serias limitaciones ambientales, facilitando así el desarrollo de las obras de infraestructura. (GeoMatrix, 2020)

En la Figura. 3 se presenta la relación de costos en función de la altura para diferentes sistemas de muros de contención en donde se aprecia la favorabilidad económica de los muros en suelo reforzado.

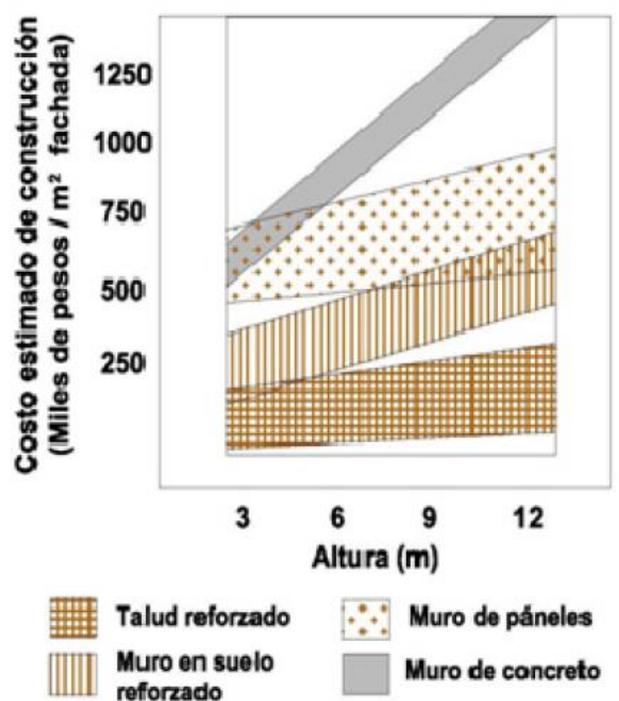


Figura 3. Comparación de costos entre diferentes sistemas de muros de contención  
Fuente: Adaptado de Presentación de Taludes Reforzados con Geomallas, GeoAméricas 2008

- **Ecuador**

En la actualidad la necesidad de construir muros de contención que presenten mayor altura, rapidez de ejecución, costos menores y que ocupen menos área de trabajo, nos lleva

a buscar nuevas técnicas y tecnologías de construcción; y esta idea nos lleva a construir “muro de gaviones” y “muro armado”. El origen de la idea de los muros de tierra armada nace en 1964 cuando el Ingeniero y Arquitecto Francés Henri Vidal quien durante unas vacaciones en las Islas Balcares en el Mediterráneo al estar en la playa descansando, comenzó a jugar con ramas que encontró sobre la arena y construyó un montículo intercalando capas de arena con capas de ramas y así continuo, después de terminar su montículo se recargo en él y se dio cuenta de que este no se desbarataba y llego a la conclusión de que la fuerza del montículo es gracias a la fricción que ejerce la arena contra las ramas. (Vásquez, 2014)

Su idea evoluciono hasta la actualidad, donde gracias a la experimentación y siguiendo con ese principio se llegó a la utilización de materiales como el acero galvanizado en forma de tiras con pequeños bordes o corrugados y un paramento que sirve como anclaje a esas tiras. A través del paso del tiempo se han encontrado diferentes aplicaciones de este sistema pero, principalmente fue en el área de construcción donde tuvo su mayor éxito al aplicarla en la construcción de muros de contención, muros para desplantar construcciones en laderas, muros de presas, carreteras, construcciones industriales, vías ferroviarias y estribos de puentes, entre otras aplicaciones. (Vásquez, 2014)

El gran crecimiento que ha experimentado Ecuador en estos últimos tiempos, a nivel de todas las provincias ha dado lugar a la investigación de nuevas técnicas en la construcción de muros de contención debido a que se debe aprovechar todo el espacio disponible para la construcción, de aquí la necesidad de analizar técnica y económicamente

muros de contención de hormigón armado, muros de gaviones y sistemas de suelo reforzado para ser utilizados en la construcción de edificaciones, carreteras, puentes, etc.

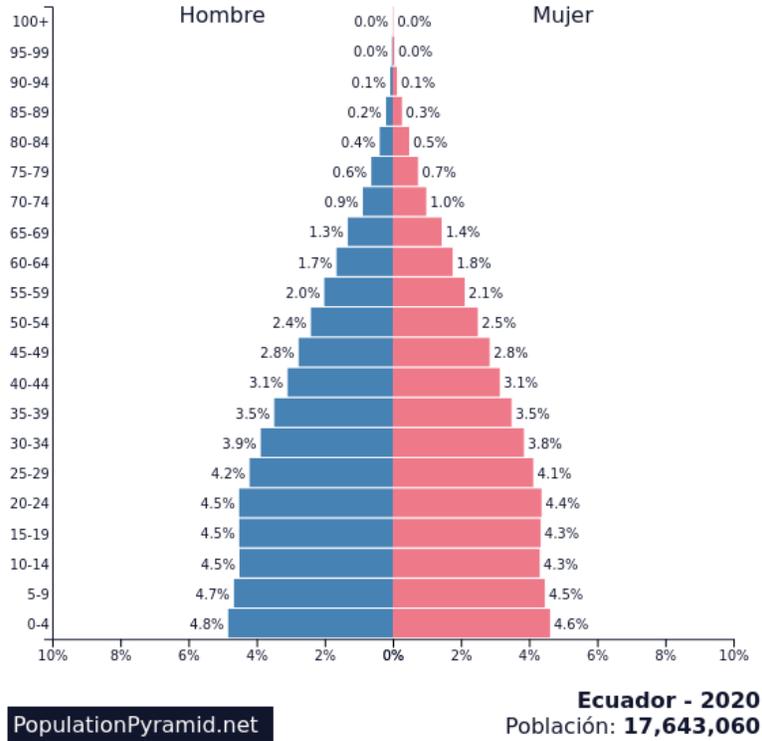


Figura 4. Pirámide de Población de Ecuador al 2020  
Fuente: PopulationPyramid.net

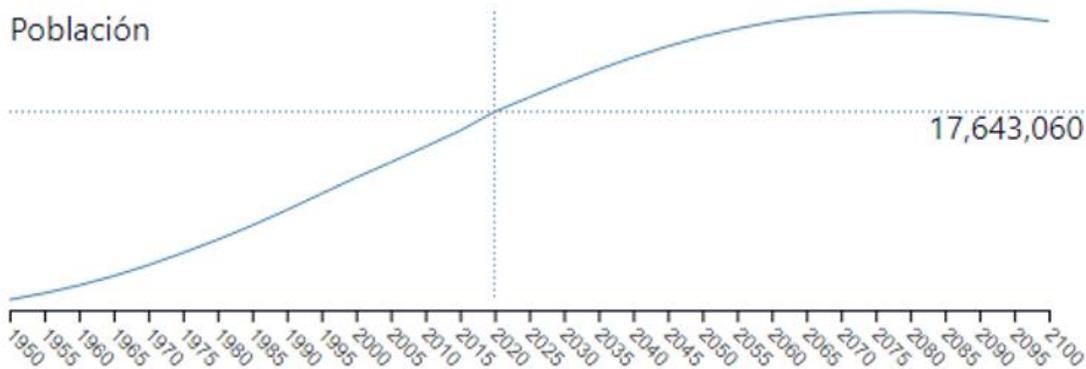


Figura 5. Proyección y Población de Ecuador al 2020  
Fuente: PopulationPyramid.net

En la mayor parte de las obras de Ingeniería Civil, específicamente en lo referente a taludes, se ejecutan bajo condiciones en las que procesos inestables podrían originarse, para mitigarlos es recomendable el uso de mecanismos de estabilización tales; como muros de contención que pueden construirse con diferentes materiales o métodos técnicos de construcción. En ese sentido con el fin de reducir costos y mejorar las soluciones técnicas, durante los últimos años, han aparecido en el mercado del Ecuador los denominados Geosintéticos que son ampliamente utilizados en otros países para resolver problemas técnicos de estabilidad estructural de taludes y de protección de su superficie en defensa de los agentes meteóricos a los que se encuentran expuestos. (Jiménez, 2006)



*Figura 6. Muro Vegetal con Tierra Armada usando la Tecnología Geosintética (Geotextil y Geomalla), sector Tanda Quito – Ecuador*

*Fuente: GeoSolutions Synthetic S.A.*

En el Ecuador, hace pocos años atrás se dio inicio a un importante proceso de cambio en la Ingeniería con la introducción de los Geosintéticos. Esta tecnología ha tenido que vencer la resistencia de las técnicas de Ingeniería tradicionalista empleadas en el diseño y la construcción de taludes, entre las cuales se puede mencionar a: Muros de Hormigón y Anclaje de estructuras reticuladas entre otros. En la Región Amazónica ecuatoriana se han empleado ampliamente los Geosintéticos en proyectos de la Troncal Amazónica (E45), en

los tramos: “Lago Agrio – Puente San Miguel” ejecutado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército, “Lago Agrio – Coca” construcción realizada por la Constructora Consermin, en estos dos proyectos se realizó la estabilización mecánica de las Subrasantes con Geomallas Biaxiales, que es básicamente la mejora del CBR de suelos blandos, logrado que vías que se construían con presupuestos de aproximadamente 3 millones de dólares por kilómetro, se puedan construir, mediante la utilización correcta de Geosintéticos de alta calidad, con una inversión menor al millón de dólares. El Municipio de Quito en el proyecto del Teleférico de Quito, realizó trabajos de estabilización de taludes reforzados con geosintéticos. (Jiménez, 2006).

Las fallas de taludes en cortes o rellenos pueden ser corregidas, controladas, o toleradas con una combinación de cualquiera de las cuatro medidas principales que son: evitar, mantener, o reubicar la obra; cortar (reconformar) o nivelar; instalar drenajes; y estabilizar con estructuras o vegetación. Las medidas a tomar dependen principalmente del costo, sin embargo, hay otros factores que determinan el método a emplear, tales como: el tipo de falla, el uso del camino, la ubicación de la falla, el potencial de crecimiento de la misma, entre otros. A veces se requieren medidas de corrección inmediatas que pueden constituirse en proyectos a largo plazo y en otras ocasiones solamente demanda un control mínimo que puede terminar rápidamente. Cualquiera de las medidas que se elijan o el nivel de eficacia requerida, deberá considerar cómo se puede prevenir o corregir el problema de manera oportuna. El costo de la reubicación de la obra en ocasiones, puede resultar más bajo que las medidas de prevención para corregir los problemas existentes, porque muchas veces se requiere de múltiples medidas para estabilizar el sitio. Por ejemplo, el estabilizar la falla de un relleno puede involucrar nivelar y realizar el mantenimiento de la plataforma

del camino, sellar las grietas, bajar el nivel del camino y drenar el agua del sitio, lo que podría implicar costos significativos. La estabilización de taludes con vegetación es muy recomendada por su efectividad y bajo costo, siendo la vegetación el controlador por excelencia de la erosión. Las ventajas del uso de estos métodos para estabilizar taludes son: bajos costos iniciales, que sea visualmente agradable, utiliza sistemas naturales y biológicos, y requiere menos mantenimiento a largo plazo. Mientras se recomienda el uso de métodos de control de erosión con vegetación en la mayoría de proyectos, se deben reconocer sus limitaciones y proceder a eliminarlas mediante el adecuado uso de tecnologías de punta a fin de evitar que una pequeña falla por erosión se convierta en el disparador de una desestabilización global de grandes dimensiones, lo que se ha logrado satisfactoriamente con el uso de Geosintéticos, en este caso, las Geomantas.

Para casos de fallas globales, se utilizan los métodos de estabilización de taludes en caso de derrumbes, asegurar áreas debajo de taludes, o prevenir fallas. Algunas de las opciones para resolver problemas de inestabilidad de taludes son las siguientes:

- ✓ Remoción del material derrumbado sin hacer reparaciones. Descargar el talud de empujes activos.
- ✓ Reubicación de la obra para evitar problemas en el futuro, fuera de la zona de falla global incontrolable.
- ✓ Reconstrucción del relleno con un ángulo que favorezca su estabilidad interna.
- ✓ Ajuste de la plataforma subiendo el nivel del camino para reducir al mínimo la altura del talud o tendiendo el talud para remover la cuña del área deslizable de material de su parte alta, favoreciendo la estabilidad del talud.

- ✓ Uso de métodos combinados.
- ✓ Instalación de subdrenes para evitar que el agua subterránea sature el talud, liberando de presión de poros al suelo mediante la inyección de aire a presión atmosférica, eliminando los empujes activos generados por una cabeza de presión de agua y evitando la tubificación generada por la migración de finos con el paso de ésta que pueden generar cárcavas internas que inicien planos de falla.
- ✓ Colocación de subdrenes de penetración transversal (subdrenes horizontales) para interceptar las líneas de flujo del agua subterránea y conducir las seguramente hasta zonas de disposición adecuadas.
- ✓ Instalación de estructuras de contención para la detención de deslizamientos.
- ✓ Protección de las superficies de taludes contra los agentes erosivos, tales como: contrafuertes, muros de contención, gaviones, cunetas, vegetación, corta corrientes o Geomantas.
- ✓ Uso de rellenos estabilizados con geotextiles y/o geomallas como muros de contención o taludes reforzados.

El análisis de estabilidad global de taludes se basa en la observación y estudio de las condiciones de la zona, examinando los taludes existentes teniendo en cuenta los materiales y ángulos de la superficie con condiciones similares. Sin embargo el análisis de estabilidad de taludes debe involucrar una investigación geotécnica para poder conocer la situación geológica del sitio, las propiedades de los materiales, el factor de seguridad existente en el talud, y el factor de seguridad propuesto a través de las medidas de estabilización. Las investigaciones deberían involucrar los siguientes factores:

- ✓ Determinación de las condiciones del subsuelo a través de excavaciones o perforaciones exploratorias.
- ✓ Pruebas de laboratorio de materiales del sitio o del derrumbe para establecer sus propiedades mecánicas.
- ✓ Establecimiento de un programa de monitoreo para definir el grado de movimiento del derrumbe, los niveles del agua subterránea y la presión hidrostática.
- ✓ Análisis del “Equilibrio Límite” para determinar la relación entre las fuerzas movilizantes y las fuerzas de resistencia. (Jiménez, 2006)

- **Chile**

El moderno y acelerado desarrollo de las vías de comunicación en especial en Chile, mayormente de las carreteras y caminos que son de vital importancia para el crecimiento del país, en los cuales tenemos un alto estándar de calidad a nivel mundial ha puesto el estudio de protección y estabilización de taludes entre los de mayor importancia en el ámbito de la ingeniería debido a que desde su inversión, construcción y probables consecuencias de alguna falla en esta estructura, las cuales en ocasiones han sido catastróficas, obligan a los ingeniero a tener conocimientos sólidos para la planificación de estos proyectos. Hoy en día, el avanzado desarrollo de nuevas tecnologías en protección y estabilización de taludes ya las ha puesto como grandes alternativas de solución o de complemento a las de uso tradicional en todo aspecto, inclusive económico, fundamental en la mayoría de las ocasiones para seleccionar la opción más viable. El conocimiento de la ocurrencia de deslizamientos en el pasado en el área de los taludes constituye un buen punto de partida para la detección y evaluación de potenciales deslizamientos en el

futuro. En general, las áreas donde estos fenómenos ya han ocurrido en el pasado son altamente susceptibles a que vuelvan a ocurrir. (Soto, 2011)

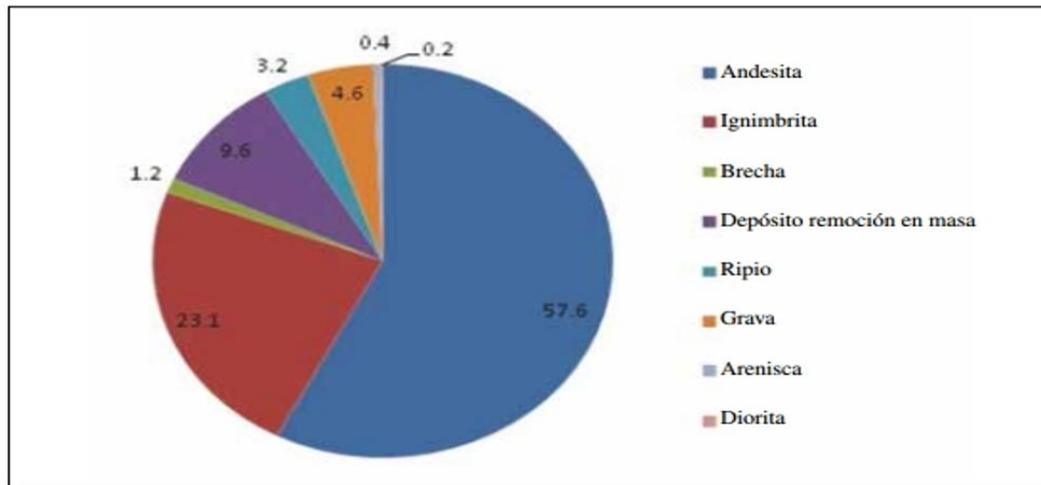


Figura 7. Susceptibilidad de movimientos en masa en precordillera de Arica y Parinacota – Rocas que cubren el área estudiada en porcentajes  
Fuente: Revista Scielo

En Chile, como se ha visto durante estos últimos años, es muy susceptible de sufrir este tipo de problemas debido entre otros factores a la sismicidad (Terremoto 27 de Febrero de 2010), la topografía y las lluvias intensas (Deslizamiento camino a Farellones en 2009), sobre todo en el centro y sur del territorio. El propósito de estudiar y analizar los mecanismos de falla de los taludes es entregar alternativas y soluciones a los problemas relacionados con la protección y estabilización. Las actuales tecnologías nos dan a conocer las diversas alternativas desarrolladas en el último tiempo, tanto en el ámbito de la protección como en la estabilización de taludes, debido al elevado crecimiento vial que Chile experimenta desde hace años, este crecimiento afecta directamente a las carreteras de aquel medio porque podemos ver que la duración de las mismas están en función en una gran medida de la estabilidad y de la protección de los taludes y lo más importante que es la seguridad de las personas que utilizan estas obras. Chile contiene una gran diversidad de suelo y roca que muchas veces demuestran un comportamiento tal que se originan

inestabilidades que desembocan en deslizamientos o desprendimientos de grandes masas de suelo o roca, es este el gran problema que afecta con serias consecuencias a las distintas carreteras del vecino país. (Soto, 2011)



*Figura 8. Muro de Tierra Reforzada Chile*

*Fuente: registrocdt.cl*

- **España**

Los sistemas flexibles de alta resistencia anclados al terreno son una de las distintas técnicas existentes para la estabilización de taludes en España, ya sean de roca o de suelos. Están constituidos por una membrana (red de cables o malla de alambre) sujeta al terreno mediante placas de anclaje, cables de refuerzo y bulones. En la mayor parte de los modelos de cálculo existentes se supone un comportamiento activo del sistema, es decir, que evita que se produzcan deslizamientos a través de una supuesta pretensión del sistema y convexidad del terreno. El sistema ejercería una presión normal al terreno que incrementa la tensión tangencial en la superficie potencial de deslizamiento evitando que se alcance la rotura del terreno. (Blanco, 2011)

La nueva metodología consiste en realizar una simulación numérica dinámica en 2D de la interacción *sistema flexible - masa inestable – talud estable*. Partiendo de las dimensiones de un círculo de rotura en suelos o una cuña en roca, se deja caer la masa inestable con la fuerza de la gravedad. En su caída, la masa inestable deformará a la

membrana, cables de refuerzo y bulones desarrollándose en ellos tensiones que deberán considerarse para su correcto dimensionamiento. En el caso particular de los taludes de suelos, se ha recurrido a la modelización de la masa inestable mediante la discretización por puntos SPH (*Smooth Particle Hydrodynamics*). (Blanco, 2011)

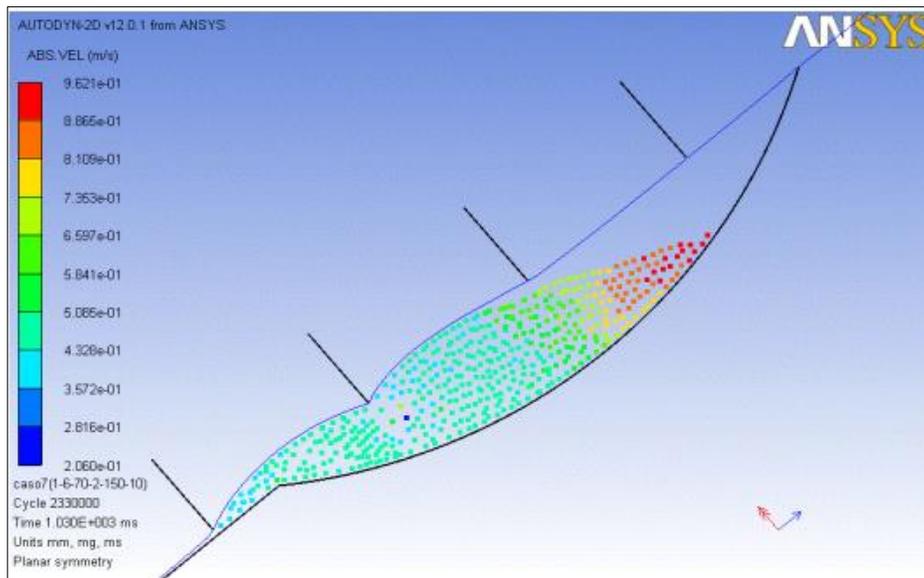


Figura 9. Ejemplo de una simulación numérica de un talud de suelo. Círculo de rotura discretizado con SPH

Fuente: (Blanco, 2011)

Los sistemas flexibles de alta resistencia anclados al terreno son una de las distintas técnicas existentes para la estabilización de taludes, ya sean de roca o de suelos. Generalmente se limita su aplicación a inestabilidades superficiales en torno a los 3 m de profundidad. Esta técnica comenzó a aplicarse en Europa en los años 80 y se ha ido extendiendo progresivamente a lo largo de todo el mundo, existiendo un auge creciente en los últimos años, particularmente en nuestra región. Presentan como ventajas frente a otros sistemas de estabilización su reducido impacto visual, así como una escasa interferencia al tráfico durante la instalación. Consisten en una membrana flexible, formada por una red de cables o una malla de alambre, la cual va sujeta al terreno mediante anclajes, generalmente

de barra (bulones), pudiendo incorporar, además, cables de refuerzo horizontales y/o verticales que confluyen en los bulones formando patrones generalmente cuadrados. Su objetivo es evitar que el deslizamiento de un suelo o la caída de una roca alcancen la calzada. Es por ello fundamental su correcto diseño y cálculo para evitar daños materiales y/o humanos sin incurrir en un excesivo sobredimensionamiento.

Generalmente se les atribuye un comportamiento activo, es decir, que son capaces de prevenir que se produzca el deslizamiento, ya sea de un suelo o una roca. Este efecto lo consiguen a través de una pretracción ejercida a la membrana, cables de refuerzo y bulones durante el momento de instalación.



*Figura 10. Membrana flexible anclada al terreno. Ejemplo de red de cables en un talud de suelo*

*Fuente: (Blanco, 2011)*

A pesar de ser una técnica ampliamente aplicada no existen apenas documentos técnicos oficiales relativos al diseño y puesta en obra de estos sistemas; tan solo, en

algunos casos, manuales internos y/o software de cálculo desarrollados por los propios fabricantes que les permiten seleccionar la solución más adecuada para cada intervención. La única referencia encontrada relativa al diseño de estos sistemas está recogida en un manual técnico sobre suelo claveteado publicado en 2005 en el Reino Unido por el CIRIA (Phear et al. 2005). En el manual, se propone un método de diseño muy similar al propuesto por fabricantes e investigadores independientes. (Blanco, 2011)

En relación a la investigación sobre el funcionamiento de estos sistemas flexibles, únicamente se han encontrado dos tesis doctorales (Castro Fresno 2000; Da Costa García 2004) que tratan de profundizar en el estudio de la interacción sistema flexible-terreno para el caso de taludes de suelos. En ambos casos, los investigadores asumen la hipótesis inicial de que los sistemas flexibles son activos; es decir, que evitan la aparición de inestabilidades superficiales. Se han encontrado únicamente dos referencias bibliográficas relativas a la instrumentación de taludes estabilizados mediante sistemas flexibles (Muhunthan et al. 2005; Bertolo et al. 2009). En ninguno de los dos casos se midieron las fuerzas en los cables o alambres de la membrana, siendo, por tanto, una incógnita el valor de la pretracción a la que se somete la misma. En este contexto surge la idea en el año 2005 de plantear un proyecto de investigación conjunto entre la empresa Malla Talud Cantabria y el Grupo de Investigación de Tecnología de la Construcción (GITECO) perteneciente a la Universidad de Cantabria, cofinanciado por la empresa pública cántabra SODERCAN, para instrumentar sistemas flexibles instalados en emplazamientos reales. El objetivo general del proyecto y por extensión de esta tesis era lograr un mayor entendimiento de la interacción sistema flexible-terreno para poder mejorar, si era el caso, los métodos de dimensionamiento existentes. Posteriormente se generaron nuevos proyectos con otras

empresas (Iberotalud, Contratas Iglesias) así como con otras entidades públicas (Consejería de Obras Públicas del Gobierno de Cantabria, Principado de Asturias, CDTI) para el desarrollo de nuevas instrumentaciones en emplazamientos reales. (Blanco, 2011)

❖ *Enfoque Nacional*

Debido al incremento de la población en la ciudad de Lima en los últimos años, se ha convertido en el lugar de proyección de grandes edificaciones y de proyectos que resultan ser emblemáticos, tal como son las diferentes líneas del Metro de Lima, el Anillo Vial entre el Callao y la Vía Evitamiento, la Ampliación de la Vía Expresa, Obras de saneamiento, entre otras. Este desarrollo está acompañado de un crecimiento vertical de la ciudad, las edificaciones requieren de mayores espacios de estacionamientos vehiculares para aprovechar el terreno, para lo cual construyen mayor número de sótanos. (Osores, 2020)

**Tabla 1**

*Población censada según departamento, 1940 – 2017*

Departamento	1940	1961	1972	1981	1993	2007	2017
Total	6,207,967	9,906,746	13,538,208	17,005,210	22,048,356	27,412,157	29,381,884
Amazonas	65,137	118,439	194,472	254,560	336,665	375,993	379,384
Ancash	424,975	582,598	726,215	826,399	955,023	1,063,459	1,083,519
Apurímac	258,094	288,223	308,613	323,346	381,997	404,190	405,759
Arequipa	263,077	388,881	529,566	706,580	916,806	1,152,303	1,382,730
Ayacucho	358,991	410,772	457,441	503,392	492,507	612,489	616,176
Cajamarca	494,412	746,938	919,161	1,026,444	1,259,808	1,387,809	1,341,012
Prov.Cont del Callao	82,287	213,540	321,231	443,413	639,729	879,679	994,494
Cusco	486,592	611,972	715,237	832,504	1,028,763	1,171,403	1,205,527
Huancavelica	244,595	302,817	331,629	346,797	385,162	454,797	347,639
Huánuco	234,024	328,919	414,468	477,650	654,489	762,223	721,047
Ica	140,898	255,930	357,247	433,897	565,686	711,932	850,765
Junín	338,502	521,210	696,641	852,238	1,035,841	1,225,474	1,246,038
La Libertad	383,252	582,243	783,728	982,074	1,270,261	1,617,050	1,778,080
Lambayeque	192,890	342,446	514,602	674,442	920,795	1,112,868	1,197,260
Lima	828,298	2,031,051	3,472,564	4,745,877	6,386,308	8,442,409	9,485,405
Loreto	152,457	272,933	375,007	482,829	687,282	891,732	883,510
Madre de Dios	4,950	14,890	21,304	33,007	67,008	109,555	141,070
Moquegua	34,152	51,614	74,470	101,610	128,747	161,533	174,863
Pasco	90,353	138,369	176,580	212,145	226,295	280,449	254,065
Piura	408,605	668,941	854,972	1,125,865	1,388,264	1,676,315	1,856,809
Puno	548,371	686,260	776,173	890,258	1,079,849	1,268,441	1,172,697
San Martín	94,843	161,763	224,427	319,751	552,387	728,808	813,381
Tacna	36,349	66,024	95,444	143,085	218,353	288,781	329,332
Tumbes	25,709	55,812	76,515	103,839	155,521	200,306	224,863
Ucayali	16,154	64,161	120,501	163,208	314,810	432,159	496,459
Provincia de Lima 1/	562,885	1,632,370	2,981,292	4,164,597	5,706,127	7,602,940	8,574,974
Región Lima 2/	265,413	398,681	491,272	581,280	680,181	839,469	910,431

*Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática – Censos Nacionales de Población y Vivienda*

En las obras que contemplen la construcción de sótanos, la profundidad de excavación es mayor, por ello en la etapa de movimiento de tierras se tendrán rampas de acceso para la entrada y salida de maquinaria si es que las condiciones del terreno del

proyecto lo permiten, tal como es el área y profundidad a alcanzar. A pesar de que no representan estructuras permanentes, ya que generalmente la etapa de excavación dura de 1 a 3 meses en la totalidad de la obra, se debe garantizar estabilidad y seguridad para todos los implicados en la obra; además de aprovechar las características del suelo gravoso de Lima para su dimensionamiento. (Osore, 2020)

Por ello, resulta necesario un análisis de estabilidad de los taludes que puedan formarse durante la excavación. Las rampas no siguen una normativa, no tienen dimensiones definidas ni ángulo de inclinación. En la práctica fluctúa optar por un talud 1 en 3 o 1 en 2, siendo el último valor la horizontal; y una pendiente de rampa que depende de la maquinaria a utilizar en campo. La identificación de las propiedades del Conglomerado de Lima resulta ser una necesidad para tener un enfoque global del comportamiento de los taludes provisionales como el de las rampas de acceso para maquinaria a obra. Cabe resaltar que un análisis no puede asegurar a totalidad la estabilidad de un talud, sin embargo, puede otorgar un rango de menor probabilidad de falla. (Osore, 2020)

El suelo de Lima está compuesto en su mayoría de bolonería, arenas, gravas y limos, esto debido a que Lima se encuentra sobre el abanico fluvial del Río Rímac. Este abanico fue generado por los arrastres de sedimentos a lo largo de mucho años. En algunos taludes como el talud de la Costa Verde se puede observar los estratos de suelos que ha formado el abanico fluvial del Río Rímac. Los materiales característicos que componen en el talud son fáciles de “desmoronarse” ante cualquier fuerza externa como sobrecarga, sismos o efectos climáticos. Todas estas fuerzas han provocado que parte de los suelos se desprendan hacia

la vía costanera donde circulan muchos usuarios de Lima e incluso turistas quienes se han visto afectados de manera directa o indirecta por dichos desprendimientos. (Copello, 2015)

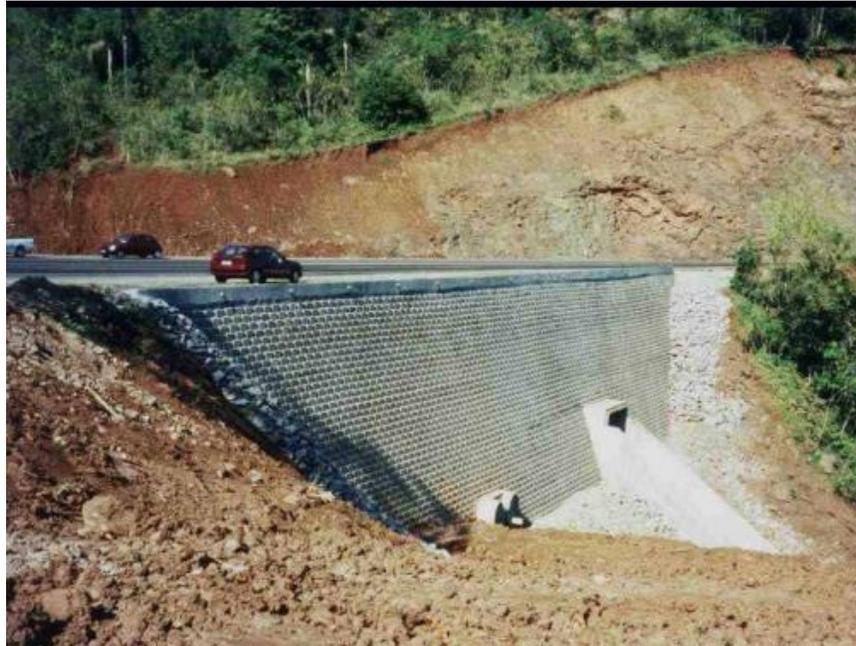


*Figura 11. Desprendimiento de piedra – Junio 2014*

*Fuente: Diario El Comercio*

En muchos casos las propiedades geomecánicas de los suelos no satisfacen las características deseables para diferentes aplicaciones, requiriendo de diferentes procesos y tratamientos especiales para modificar su comportamiento a las condiciones deseadas. Los geosintéticos complementan las falencias que presentan los materiales térreos, permitiendo obtener excelentes ventajas técnicas y económicas en la construcción de muros en suelo reforzado, taludes reforzados, terraplenes sobre suelos blandos, sistemas de subdrenaje, etc. Los suelos al igual que el concreto presentan una buena resistencia a la compresión pero son deficientes cuando se trata de asumir esfuerzos de tracción, por tal motivo cuando los suelos son combinados con elementos que sean capaces de absorber esfuerzos de tracción como son los geotextiles se puede lograr estructuras de suelo reforzadas. La tierra reforzada moderna fue inventada y patentada por el arquitecto francés Henri Vidal en los

años 1960s, y llegó a América en 1972. Originalmente se utilizaron láminas de acero como refuerzo pero con el tiempo el sistema ha ido evolucionando para incluir otro tipo de refuerzo, especialmente los geosintéticos (Geomallas y geotextiles tejidos). (Alva, 2019)



*Figura 12. Reforzamiento de taludes con geosintéticos*

*Fuente: (Alva, 2019)*

## **1.2. Antecedentes**

### **1.2.1. Antecedentes Internacional**

Según Ávalos (2015) , en la tesis “ ESTUDIO COMPARATIVO DE COSTOS ENTRE MUROS DE CONTENCION POR GRAVEDAD, EN VOLADIZO Y SUELO REFORZADO” , trabajo de investigación presentado para la obtención del Título de Ingeniero Civil, en la Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería Civil, y cuyo objetivo principal fue comparar los costos de construcción entre muros de contención en voladizo de concreto armado, por gravedad de concreto ciclópeo y suelo reforzado con geomalla uniaxial , y cuyas conclusiones a las que arribaron fueron que el costo estimado del muro de contención de suelo reforzado con geomalla es inferior al de

los sistemas tradicionales, por lo que se afirma que con el uso del sistema se logra una menor inversión, sin afectar el grado de seguridad. Los muros de contención de suelo reforzado con geomalla posibilitan que la obra se realice en un menor tiempo, convirtiéndolo en más eficaz frente a los sistemas tradicionales. La construcción de muros de contención de suelo reforzado con geomalla y fachada de bloques segmentados no requiere de mano de obra calificada ni del uso de formaleta. El muro de contención por gravedad no es la solución adecuada para un talud con altura libre de 3,40 m, como la utilizada en los diseños. El volumen es enorme, y por lo tanto no es factible. El muro de suelo reforzado con geomalla puede funcionar inmediatamente después de haber terminado su construcción. El muro de suelo reforzado con geomalla requiere de grandes dimensiones, por las longitudes de los elementos de refuerzo, diseñados con numerosos factores de reducción de resistencia, dando como resultado, la ocupación de grandes espacios.

De acuerdo a Parra (2016), en la tesis “ELABORAR ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA EL CONTROL DE TALUD Y MOVIMIENTOS DE TIERRA EN EL KILOMETRO 22 VIA USME Y VIA AL PARQUE NATURAL DEL SUMAPAZ, VEREDA LOS ARRAYANES”, trabajo de investigación presentado para la obtención del Título de Ingeniero Civil, en la Universidad Católica de Colombia , Facultad de Ingeniería Civil, cuyo objetivo principal fue establecer los tratamientos de cobertura vegetal de los taludes viales indicados, ubicados sobre la vía bolivariana troncal hacia el páramo Sumapaz que comunica al casco urbano de san juan con la localidad de Usme, para lograr su recuperación ambiental mediante la revegetación del área intervenida usando el método fellenius , y cuyas conclusiones a las que arribaron fueron que los métodos de análisis por

equilibrio limite (fellenius) son útiles a la hora de evaluar la estabilidad de taludes, donde no hay posibilidad de instrumentación ni de herramientas numéricas avanzadas. Para este método se requiere información sobre la resistencia del suelo y en base a estos los resultados dados son el factor de seguridad, los datos suministrados en este trabajo son aproximaciones que se tomaron de un estudio de suelos realizados para la construcción de un talud en el mismo sector por la entidad IDU ya que no se pudo realizar estos por falta de presupuesto y se tomó la información suministrada por la entidad. En este método de análisis también conocido como método de las dovelas o sueco, consiste en usar asumiendo superficies de fallas circulares dividir el área de fallas en tajadas verticales para obtener un factor de seguridad bajo la sumatoria de los momentos respecto al centro del círculo producido por estas fuerzas. El cálculo de taludes dependiendo el método que se use es compleja ya que se deben usar varias áreas y herramientas para solucionar los problemas de las estabilidades de un talud esto debido que no hay dos deslizamientos iguales por la sencilla razón de que la producción de la inestabilidad de un suelo suele originarse por múltiples condiciones. Los cálculos dados y los resultados obtenidos en este proyecto fueron verificados por especialistas en la materia, geotecnia, ingeniería Civil, Topografía, cartografía, geología. Las memorias anexadas se realizaron en Excel usando la formulación del método fellenius. En las memorias de cálculos se verifica la estabilidad del terreno con los resultados obtenidos, cuando el resultado es mayor a uno (1) el terreno es estable sea la característica del terreno que sea teniendo presente que esta zona es un parque natural y reserva ambiental se debe contemplar no afectar la flora ni fauna del lugar. Por eso se recomienda que para la ejecución usar especies arboleares de la zona para

ayudar a contener la inestabilidad del terreno y así no tener que usar métodos de obras civiles extremas que puedan afectar el páramo.

De acuerdo a López (2014), en la tesis “DISEÑO DE OBRA DE CONTENCIÓN EN EL COSTADO OCCIDENTAL DE LA QUEBRADA MENZULI SEDE RECREACIONAL DE COMFENALCO SANTANDER” , trabajo de investigación presentado para la obtención del título de Ingeniero Civil, en la Universidad de Santander, Colombia, Facultad de Ingeniería Civil. Los procesos de geometeorización del talud, la fuerte y constante lluvia que satura el material, y la socavación del pié de los taludes al ascender los niveles de agua de la quebrada, son las causas de la inestabilidad, pues puede advertirse que en los sitios donde la relación altura/pendiente era baja sucedieron los deslizamientos. La ocurrencia de deslizamientos en dos sitios diferentes de la misma formación y en la misma zona, demuestra que la causa y el detonante fue generalizado y no puntual, por lo que puede seguir presentándose hacia el futuro en los sitios donde los taludes sigan aumentando su inclinación. De acuerdo al diagnóstico presentado, se hace necesaria la construcción de obras correctivas y/o de mitigación que permitan ejercer un control adecuado sobre los problemas de inestabilidad que se observan en el talud. Teniendo en cuenta que el estrato deslizante se encuentra en la parte superior del talud, podría pensarse en un muro que se apoyara en el conglomerado. Sin embargo, se requiere la construcción de elementos profundos de protección contra la socavación. La falla que se presenta en el talud concuerda con un deslizamiento traslacional por la corona del talud, correspondiente a un estrato arcilloso, además el conglomerado que se encuentra en la parte inferior del talud, actualmente no presenta problemas de inestabilidad pero se espera una profundidad de socavación máxima de hasta 1.5 metros por debajo del nivel del fondo

de la quebrada, sin embargo debido a las características granulares de los conglomerados son susceptibles a procesos erosivos, por tal motivo es necesario la construcción de un muro en concreto reforzado cimentado sobre una red de micropilotes de 0.30 metros de diámetro y 5.0 metros de longitud.

Por su lado Galarza (2017), en la tesis “PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA ESTABILIZACION DE TALUDES DEL PROYECTO PANTANOS SECOS ARTIFICIALES UBICADO AL PIE DE LA VIA PERIMETRAL EN EL KM 39 DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL”, trabajo de investigación presentado para la obtención del Título de Ingeniero Civil, en la Universidad de Guayaquil, Facultad de Ingeniería Civil. Se concluye de acuerdo a lo realizado en el documento que el sistema utilizado mediante el uso de geosintéticos funciona para este tipo de suelos, cabe indicar que el sistema es un poco oneroso por el geotextil de alta resistencia utilizado, pero que brinda seguridad en cuanto a su desempeño y confiabilidad que se necesita para el proyecto. El método empleado para monitorear y controlar el proyecto resulta ser los más indicados puesto que muestran el estado de la obra y los riesgos que se corre de no realizar correcciones. En lo que respecta a la construcción es importante prestar mucha atención en la construcción de los cimientos debiéndose respetar las normas de construcción ecuatorianas y seguir el proceso constructivo indicado para que sistema funcione Se puede acotar que luego del terremoto ocurrido la estructura mantuvo su estabilidad salvo sin fallar, salvo algunas fisuras que se produjeron producto de los movimientos sísmicos.

### **1.2.2. Antecedentes Nacional**

Según Flores (2017), en la tesis “EFICIENCIA DEL DISEÑO MURO DE CONTENCIÓN DE GRAN ALTURA CON TÉCNICA DE TIERRA ARMADA

RESPECTO AL MURO DE CONTENCION DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE PUNO” , trabajo de investigación presentado para la obtención del Título de Ingeniero Civil, en la Universidad Nacional del Altiplano Puno, y cuyo principal objetivo es evaluar la eficiencia del diseño del muro de contención de gran altura con la técnica de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado en la ciudad de Puno, y cuyas conclusiones a las que arribaron fueron que según la evaluación de la eficiencia del diseño del muro de contención de gran altura con la técnica de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado en la ciudad de Puno, no existe diferencia estadística en cuanto a la eficacia entre ambos muros. En la Evaluación de la eficiencia técnica del diseño del muro de contención de gran altura con la técnica de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado en la ciudad de Puno. Según los parámetros del suelo, los y la normatividad, no existe diferencia estadística, pero si numérica. En la evaluación económica del diseño de muro de contención de gran altura con la técnica de tierra armada con respecto al muro de contención de concreto armado en la ciudad de Puno, no existe diferencia económica, estadística según el análisis de costos de ambos muros.

De acuerdo a Osorez (2020), en la tesis “OPTIMIZACIÓN DEL GRADO DE INCLINACIÓN DE TALUDES PROVISIONALES SIN SOSTENIMIENTO EN EL CONGLOMERADO DE LIMA MEDIANTE LA TÉCNICA DE RETROANÁLISIS BASADO EN EL MÉTODO DE EQUILIBRIO LÍMITE” , trabajo de investigación presentado para la obtención del Título de Ingeniero Civil, en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas . Se puede concluir que mediante un análisis de estabilidad se optimiza el grado de inclinación de los taludes provisionales que conforman una rampa de acceso

sin sostenimiento en el Conglomerado de Lima. En la actualidad, las rampas en excavaciones no tienen un talud normado o recomendado, lo que conlleva a que varíen desde taludes tendidos como 1V:1H hasta taludes 1V:0.5H, sin embargo, se pueden presentar situaciones diferentes a lo largo de la ciudad. Cabe señalar que no es común realizar un análisis de estabilidad de taludes para las rampas de acceso en las obras en nuestro país.

La estabilidad de los taludes está condicionada a la caracterización geotécnica del material gravoso y a las condiciones hipotéticas referidas para el análisis. La presente investigación permitió la optimización de los taludes bajo las condiciones explicadas en el capítulo de parámetros de la ciudad de Lima, así como el factor de seguridad considerado mínimo según la normativa y bajo criterio adoptado. El análisis de la inclinación de un talud dependerá de la profundidad que tendrá la obra y las condiciones que se presenten en ella. La aplicación de las sobrecargas actuantes en el talud está relacionada a los equipos usados en la excavación, de acuerdo a la magnitud de la obra se requerirá un equipo u otro. Asimismo, el ancho de la rampa y la pendiente que debería tener es materia para futuras investigaciones.

Esta tesis busca dar una orientación a aquellos proyectos que contemplen una rampa de acceso para el tránsito de maquinaria a la obra en la ciudad de Lima Metropolitana, en el conglomerado de Lima, sin embargo, está limitado a las zonas que tengan las mismas características consideradas para los estratos estudiados.

Por su lado Tafur (2017), en la tesis “ESTUDIO PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD DEL TRAMO KM-318+000 HASTA KM-318+300 DE LA CARRETERA CAJAMARCA - CHACHAPOYAS”, trabajo de investigación presentado para la

obtención del Título Profesional de Ingeniero Civil, en la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza, y cuyo principal objetivo es determinar una alternativa de solución para la estabilización del talud en el tramo Km 318+000 hasta Km 318+300 de la carretera Cajamarca - Chachapoyas, con el fin de lograr un tránsito seguro y permanente para el bienestar de la población, y cuyas conclusiones a las que arribaron fueron que la alternativa para la estabilización del talud, se planteó a partir del movimiento masivo de tierras, para suelos “GC” con banquetas cada 10.00m de altura, con una inclinación del talud 1:1 (Horizontal: Vertical) y para suelos “SP-SM” con banquetas cada 8.00m de altura, con una inclinación del talud del 1.5:1 (Horizontal: Vertical).  $\square$  Se hizo el levantamiento topográfico de toda la extensión territorial del talud en estudio, lo que permitió definir la sección crítica y la ubicación de calicatas.  $\square$  Las propiedades físico-mecánicas del suelo del talud, en la calicata 01/estrato 02 son: clasificación SUCS = GC, peso específico ( $\text{gr/cm}^3$ ) = 1.81, cohesión ( $\text{kg/cm}^2$ ) = 0.38, ángulo de fricción interna = 12.10; y, en la calicata 02/estrato 03 son: clasificación SUCS = SP-SM, peso específico ( $\text{gr/cm}^3$ ) = 1.62, cohesión ( $\text{kg/cm}^2$ ) = 0.00, ángulo de fricción interna = 32.80.  $\square$  El método analítico de equilibrio límite que se determinó para la estabilización del talud es el de Morgenstern-Price, con un indicador del factor seguridad de 1.275.  $\square$  La protección superficial contra erosiones pluviales para el suelo tipo “GC” fue con geomantos tipo TMR 15 y, para el suelo tipo “SP-SM” con fibra de coco. Esto se definió a partir de los resultados de suelos obtenidos y la recomendación de Cidelsa (Empresa especializada en productos para reforzamiento y protección de taludes).

De acuerdo a Arroyo (2016), en la tesis ““ALTERNATIVAS DE CONTENCIÓN EN LAS MZ D1 Y E1 DEL SECTOR ARICA, DISTRITO DE COISHCO – SANTA –

ANCASH” ,trabajo de investigación presentado para la obtención del Título de Ingeniero Civil, en la Universidad Nacional del Santa, y cuyo principal objetivo es analizar las alternativas para la estabilización de taludes de las Mz D1 y E1 en la zona del sector Arica del distrito de Coishco, y proponer la alternativa de contención óptima – económica – confortable. (Voladizo, gravedad, tierra armada y gaviones), y cuyas conclusiones a las que arribaron fueron que del análisis económico se puede concluir que del muro de contención de tierra armada se obtuvo un costo directo de S/.15,761.73, el muro de Gaviones se obtuvo un costo total de S/. 2,841.94, el muro de Gravedad se obtuvo un costo total de S/. 7,638.97 y en el muro en Voladizo se obtuvo un costo total de S/. 3,486.19 todos los muros tuvieron una altura de 4.70 m. y una longitud por metro lineal, por lo tanto, las diferencias de costos, entre las alternativas con respecto al menor costo obtenido (Muro de Gaviones S/. 2,841.94) es de: S/. 4,797.03 menos con respecto al muro de Gravedad, S/. 12,919.79 menos con respecto al muro de tierra armada; y, S/. 644.25 menos con respecto al muro de voladizo; es decir el Muro de Gavión resulto ser un 81.96% más económico que el Muro de Tierra Armada, el Muro de Gravedad resulto ser un 51.53% más económico que el muro de Tierra Armada y el muro de Voladizo resulto ser un 77.88 % más económico que el muro de Tierra Armada. Se concluye que el sistema de Muro de Gaviones es el que menor costo presenta en comparación con los muros de Tierra Armada, Gravedad y Voladizo, determinándose que conforme aumenta la altura del muro, aumenta el costo del mismo en función de los costos unitarios. Por lo tanto, en la presente investigación la hipótesis planteada ha de ser negada. Se concluye que el empleo de un muro de contención de Gaviones, posibilita que la construcción se realice en menor tiempo, debido a que el proceso constructivo es relativamente simple y el mantenimiento también. De los

resultados obtenidos para los factores de seguridad contra deslizamiento y volteo usados para el diseño de las alternativas de contención analizadas se concluye que el muro de gaviones es el que mejor se adecua a la solución del problema de inestabilidad de talud en la zona analizada. Se concluye que el presupuesto general analizado con el resultado de la mejor alternativa de contención de Gavión para el Sector Arica del distrito de Coishco es de: S/. 217,124.36 Soles, que involucra las manzanas D1 Y E1 de dicho Sector, los muros de contención son analizados con H = 1m., con una Long= 25m.; H = 1.50 m. con una Long= 25m.; H = 2.50 m. con una Long= 5m.; H = 3 m. con una Long= 15m.; H = 3.50 m. con una Long= 10m.; H = 4.0 m. con una Long= 5m.; H = 5m. con una Long= 15m.; dicho costo no incluye impuesto general a las ventas.

Según Altamirano (2015), en la tesis “PROPUESTA DE REMEDIACIÓN GEOTECNICA DE UN TALUD INCORPORANDO UN MURO DE SUELO REFORZADO CON EL SISTEMA TERRAMESH PARA EL PROYECTO DE LA CARRETERA MATARANI – EL ARENAL”, trabajo de investigación presentado para la obtención del Título Profesional de Ingeniero Civil, en la Universidad Ricardo Palma, y cuyo principal objetivo es estabilizar los taludes de un terraplén mediante el método de estabilización de taludes por introducción de fuerzas resistentes en particular incorporando muros de suelo reforzado tipo Terramesh para el proyecto de la carretera del sub-tramo 1 “MATARANI – EL ARENAL”, y cuyas conclusiones a las que arribaron fueron que para que el Talud sea estable, el F.S. obtenido en el Análisis por Cargas de Gravedad y el Análisis Pseudo Estático debe ser mayor a 1.30. El talud en condiciones iniciales es Inestable, Por lo que concluimos que necesita un Método de Estabilización de Taludes, para nuestro caso optamos por un Muro de Gaviones en el pie de Talud y Muros

Terramesh escalonados para introducir fuerzas resistentes al Talud. Dentro de los Métodos de Estabilidad de Taludes, nosotros optamos por introducir fuerzas resistentes, elegimos el Sistema Terramesh debido que el sistema es rápido y de fácil de construcción y sobre todo económico. Muy aparte de las ventajas que este brinda. Analizamos la Estabilidad Global del Talud, la cual es una de las más importantes del Análisis, ya que abarca todos los elementos del sistema. La estabilidad interna y externa también se han considerado en el Proyecto, pero no se les hace mención, por no ser parte del alcance de este trabajo de investigación. Concluimos que el Sistema Terramesh propuesto, remedia el Talud del terraplén inicialmente inestable, perteneciente al Proyecto Vial Matarani – El Arenal En la ciudad de Arequipa. Se pudo comparar los resultados obtenidos por los tesisistas y de la empresa Odebrecht, observando que los factores de seguridad internas son parecidos en ambos resultados, a diferencia de los factores de seguridad globales que si presentan mayores diferencias.

### **1.3. Estado del Arte**

Según Avilés (2014), en la tesis “ANÁLISIS TÉCNICO Y ECONÓMICO PARA MUROS DE CONTENCIÓN DE HORMIGÓN ARMADO COMPARADO CON MUROS DE GAVIONES Y SISTEMAS DE SUELO REFORZADO PARA ALTURAS  $H=5m$ ,  $H=7.5m$ ,  $H=10m$ ,  $H=15m$ , PARA UNA LONGITUD DE 80 m.”, trabajo de investigación presentado para la obtención del Título de Ingeniero Civil, en la Universidad Central del Ecuador, Facultad de Ingeniería Civil, y cuyo objetivo principal fue elaborar el análisis y diseño de muros de contención en hormigón, muros de gaviones y muros de suelo reforzado, y ayudar a resolver de manera más adecuada, práctica y técnicamente los problemas que se presentan en la construcción de Muros de Contención, y cuyas

Conclusiones a las que arribaron fueron que los muros de contención sean estos de hormigón, de gaviones o de suelo reforzado sirven para dar soporte lateral a una masa de suelo. El diseño de los muros de contención se realiza mediante la selección tentativa de las dimensiones del muro, a partir de un prediseño que depende del tipo muro y dichas dimensiones varían de acuerdo a las condiciones presentadas, debiendo primero analizarse primero la estabilidad del muro frente a las fuerzas que lo solicitan para luego analizar su resistencia como estructura. De los diseños presentados se puede concluir que las dimensiones de cada tipo de muro para las distintas alturas satisfacen las condiciones de estabilidad del muro y cumplen con los factores mínimos requeridos por las normas. Siguiendo la metodología de cálculo indicada para cada tipo de muros se obtienen muy buenos diseños, aunque al realizarlos manualmente no se puede obtener una solución óptima rápidamente por lo que requiere de una gran cantidad de tiempo. En el caso del muro de Gaviones y Sistema de Suelo reforzado Terramesh System mediante la utilización de los programas Gawacwin y MacStars se pudo ver que se obtienen resultados similares al diseño realizado manualmente; con la ventaja de que el diseño se lo realiza en pocos minutos y se puede obtener reporte claros y precisos de los diseños de muros, así como también de su estabilidad. Del análisis económico se puede concluir que los muros de hormigón tienen un costo muy elevado respecto a las soluciones de gaviones y muros de suelo reforzado, este se debe a las grandes dimensiones que se requiere para cumplir con las condiciones de estabilidad de los muros. Los muros de suelo reforzado son los más económicos para alturas mayores a 5m. El buen funcionamiento de los muros de suelo reforzado depende de la interacción entre el suelo de relleno y el refuerzo. Realizando una comparación entre el muro de gaviones y sistema de suelo reforzado Terramesh System; a

medida que va aumentando la altura del en el caso del muro de gaviones requiere de mayor cantidad de cajas para cubrir la base del muro mientras que el sistema Terramesh con una caja con un paramento de 1.00m de longitud se logra cubrir la altura deseada. Para cualquier proyecto a desarrollarse de muros de contención se debe analizar ciertos factores como las condiciones topográficas, condiciones ambientales, estética, disponibilidad de materiales.

Por su lado Cabrera y Falcon (2019), en la tesis “DISEÑO DE UN MURO DE SUELO REFORZADO POR PROBLEMAS DE INESTABILIDAD DE TALUDES EN EL TRAMO KM 163+960 AL KM 164+024 IIRSA SUR TRAMO 2 – CUSCO, 2019”, trabajo de investigación presentado para la obtención del Título de Ingeniero Civil, en la Universidad Cesar Vallejo, Facultad de Ingeniería Civil, y cuyo objetivo principal fue diseñar un muro de suelo reforzado para solucionar la inestabilidad en el talud que se ubica en la progresiva Km 163+960 al Km 164+024 IIRSA SUR tramo 2, Cusco. El muro de suelo reforzado consiste en agregar elementos que resisten a la tracción, este elemento vendría a ser la caja de gaviones con cola, con una geomalla biaxial de refuerzo si es necesaria. Las cajas gavión se rellenan con piedras de 8” a 10” y el relleno de la cola con suelo de natural de la zona. La investigación es del tipo aplicada al tener el propósito de solucionar los problemas de inestabilidad en ese tramo de la carretera. Se tiene un diseño no experimental-transversal ya que no se manipula las variables para el cálculo del diseño y transversal al ser en un tiempo determinado. El resultado del presente trabajo es el diseño en base a los estudios previos que se tenían como la topografía que es de orografía del tipo 3 y 4, estudios geológicos que presenta depósitos cuaternarios, una geomorfología subandina y una litología de rocas metamórficas; estudios geotécnicos que se tiene tipo de

suelos SP-SM, GP, SP y SW, el peso específico de 1.83 t/m<sup>3</sup>, cohesión 0, ángulo de fricción 32, capacidad portante 2.62 kg/cm<sup>2</sup>; con estos datos se pre-diseñó la estructura y se pasó por el programa MACSTAR2000 para que cumpla con la normativa internacional logrando estabilidad en la estructura. Se realizó el presupuesto de la estructura llegando a costar S/ 472,270.27 soles y el tiempo de ejecución se planea ejecutar en 60 días calendario. Se concluye que el diseño del muro de suelo reforzado cumple con los parámetros requeridos por la normativa americana, logrando evitar deslizamientos por inestabilidad del terreno. Además, se concluye que el tipo de suelo influye en el diseño ya que al tener diferentes tipos de suelo sus parámetros varían y se debería tener otras consideraciones.

Por su lado Vásquez (2014), en la tesis “EVALUACION EN LOS MUROS DE CONTENCION CON CONCRETO ARMADO Y SUELO REFORZADO TERRAMESH EN LA CARRETERA SAN MARCOS - CAJABAMBA”, trabajo de investigación presentado para la obtención del Título de Ingeniero Civil, en la Universidad Nacional de Cajamarca, Facultad de Ingeniería Civil, y cuyo objetivo principal la construcción de muros de contención, se han utilizado materiales tradicionales como el concreto armado, pero la necesidad de aprovechar mejor los recursos nos lleva a construir un muro de suelo reforzado (terramesh); ambos tienen como finalidad brindar estabilidad a la plataforma de la carretera a falta de ancho de calzada, soportando las cargas de servicio y cargas muertas; por esto se evaluó el uso de los muros de contención en la carretera San Marcos - Cajabamba de acuerdo a su clasificación de suelos, esfuerzo admisible, altura de talud, tiempo de ejecución del proceso constructivo y costo, considerando dos sistemas de muros de contención: cinco muros de concreto armado, y cinco muros de suelo reforzado.

Obteniéndose que el muro de concreto armado del Km.40+103,70 al Km.40+193,70 cumple con las condiciones mínimas de terreno de fundación, por lo que se le replanteó para ser un muro de suelo reforzado, comparando ambos muros de contención, teniendo las mismas alturas de 2,00 m.; 3,00 m.; 4,00 m.; 5,00 m. con una longitud de 90,00 m., el muro de suelo reforzado (terramesh) resultó ser la mejor alternativa de muro de contención debido a su menor tiempo de ejecución, el cual aumenta la eficiencia del proceso constructivo en 67,00%, además de ser el 40,1% más económico que el muro en concreto armado.

#### **1.4. Bases Teóricas**

##### **✓ Estructuras de contención**

- Puede definirse como estructura de contención, a cualquier obra capaz de contener o soportar las presiones laterales (empujes de tierra) generadas por un talud vertical o próximo de la vertical.
- En el caso de un deslizamiento de tierra el muro ejerce una fuerza para contener la masa inestable y transmite esa fuerza hacia la cimentación o zona de anclaje fuera de la masa susceptible de moverse.
- Para garantizar su estabilidad debe evitarse las deformaciones excesivas o movimientos de la estructura de contención o del suelo a su alrededor.

##### **✓ Tipos de estructuras de contención**

- Muros masivos rígidos
- Muros masivos flexibles
- Suelos reforzados

- Estructuras ancladas
- Estructuras enterradas

➤ MUROS MASIVOS RÍGIDOS:

Estructuras rígidas, generalmente de concreto, las cuales no permiten deformaciones importantes. Se apoyan sobre suelos competentes.

**TIPOS:**

- **Concreto armado**
- **Concreto simple**
- **Concreto ciclópeo**

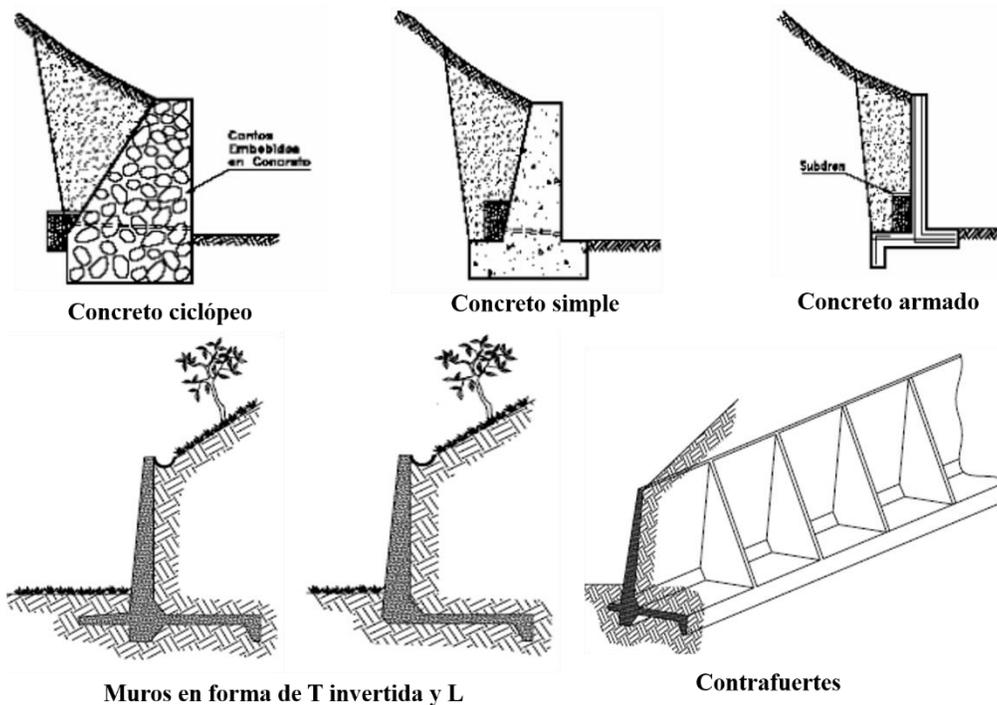


Figura 13. Tipos de Muros Masivos Rígidos

Fuente: Cismid

Metro	Ventajas	Desventajas
Reforzado	Los muros de concreto armado pueden emplearse en altura grandes (superiores a diez metros), previo su diseño estructural y estabilidad. Se utilizan métodos convencionales de construcción, en los cuales la mayoría de maestros de construcción tienen experiencia.	Requieren de buen piso de cimentación. Son antieconómicos en alturas muy grandes y requieren de formaletas especiales. Su poco peso los hace inefectivos en muchos casos de estabilización de deslizamientos de masa grandes de suelo.
Concreto simple	Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse enchapes para su apariencia exterior.	Se requiere una muy buena fundación y no permite deformaciones importantes, se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado, antes de que puedan trabajar efectivamente. Generalmente son antieconómicos para alturas de más de tres metros
Concreto ciclópeo	Similares a los de concreto simple. Utilizan bloques o cantos de roca como material embebido, disminuyendo los volúmenes de concreto.	El concreto ciclópeo (cantos de roca y concreto) no puede soportar esfuerzos de flexión grandes.

*Figura 14. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro rígido*

*Fuente: Cismid*

## ➤ MUROS MASIVOS FLEXIBLES

Se adaptan a los movimientos. Su efectividad depende de su peso y de la capacidad de soportar deformaciones importantes sin que se rompa su estructura.

### **TIPOS:**

- **Gaviones**
- **Cribas**
- **Llantas**
- **Empedrados**

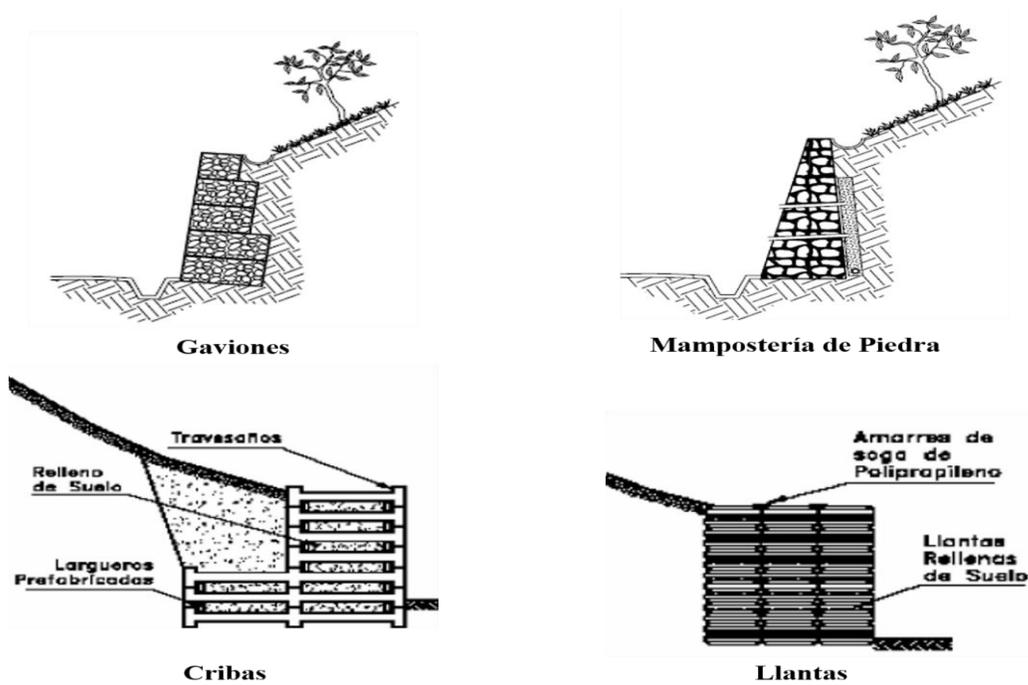


Figura 15. Tipos de Muros Masivos Flexibles

Fuente: Cismid

Metro	Ventajas	Desventajas
Gaviones	Fácil alivio de presiones de agua. Soportan movimientos sin pérdida de eficiencia. Es de construcción sencilla y económica	Las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes ácidos, por ejemplo, en suelo residuales de granitos se requiere cantos o bloques de roca, los cuales no necesariamente están disponibles en todos los sitios. Al amarre de la malla y las unidades generalmente no se le hace un buen control de calidad.
Criba	Simple de construir y mantener. Utiliza el suelo en la mayor parte de su volumen. Utiliza elementos prefabricados los cuales permiten un mejor control de calidad	Se requiere material granular, auto drenante. Puede ser costoso cuando se construye un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto armado. Generalmente no funciona en alturas superiores a siete metros.
Llantas (Neusol)	Son fáciles de construir y ayudan en el reciclaje de los elementos utilizados	No existen procedimientos confiables de diseño y su vida útil no es conocida.
Piedra - Pedrapien	Son fáciles de construir y económicos cuando hay piedra disponible	Requieren de la utilización de bloques o cantos de tamaño relativamente grande.

Figura 16. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muros flexibles

Fuente: Cismid

## ➤ ESTRUCTURAS ENTERRADAS

Son estructuras esbeltas, las cuales generalmente trabajan empotradas en su extremo inferior. Internamente están sometidas a esfuerzos de flexión y cortante.

### TIPOS:

- Tablestacas
- Pilas o caissons
- Pilotes
- Muros pantalla

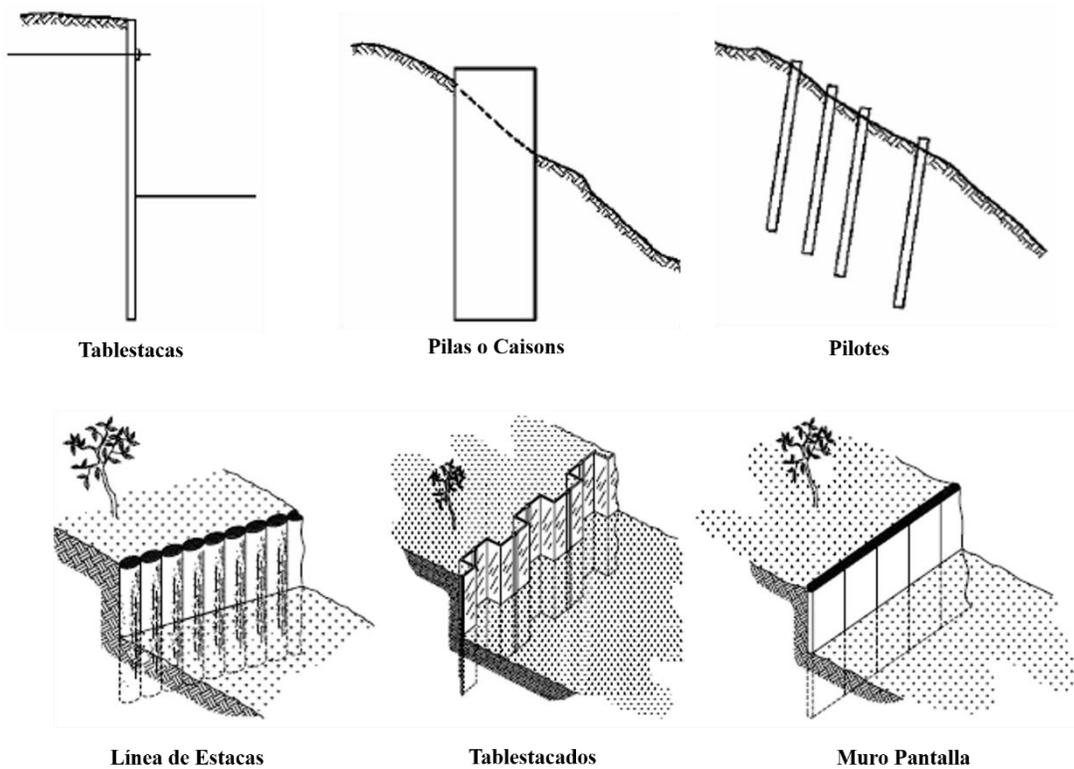


Figura 17. Tipos de Estructuras Enterradas

Fuente: Cismid

Estructura	Ventajas	Desventajas
Tablestaca	Sin construcción es rápida y no requiere cortes previos. Son de fácil construcción junto a los cuerpos de agua o ríos.	No se pueden construir en sitios con presencia de rocas o cantos. Su construcción es muy costosa.
Pilotes	Se pueden construir rápidamente	Se puede requerir un numero grande de pilotes para estabilizar en deslizamiento.
Pilas o caissons	No se requiere cortar el talud antes de construirlo. Se utilizan sistemas convencionales de construcción. Pueden construirse en sitios de difícil acceso. Varios caissons pueden ser contruidos simultáneamente	Se requieren profundizar muy por debajo del pie de la excavación. Su costo generalmente es elevado. La excavación puede requerir control del nivel freático. Debe tenerse especial cuidado en las excavaciones para evitar accidentes.

*Figura 18. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura enterrada*

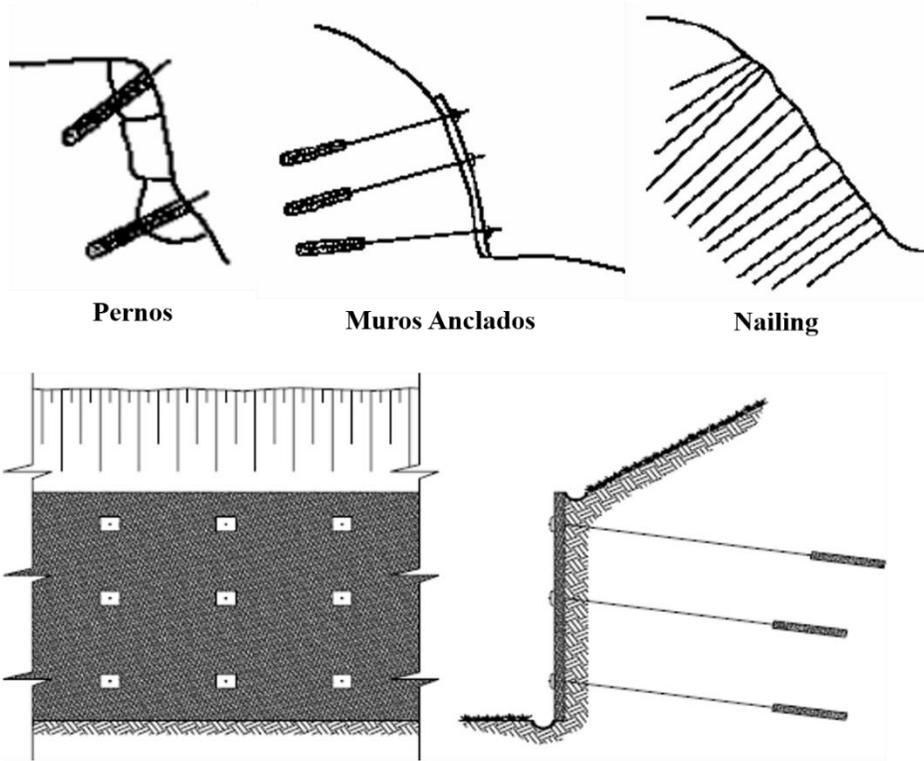
*Fuente: Cismid*

## ➤ ESTRUCTURAS ANCLADAS

En las estructuras ancladas generalmente se colocan varillas o tendones de acero en las perforaciones realizadas con taladro, posteriormente se inyectan con un cemento. Los anclajes pueden ser pretensados para colocar una carga sobre un bulbo cementado o pueden ser cementados simplemente sin colocarles carga activa.

### **TIPOS:**

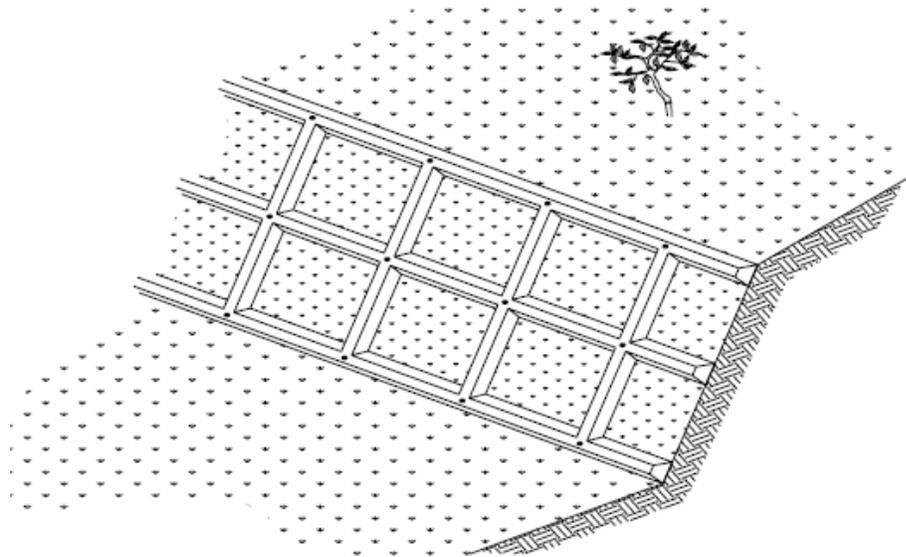
- Anclaje y pernos individuales
- Muros anclados
- Nailing (Rootpiles)



**Estructura Anclada - Paneles o Losas**

*Figura 19. Tipos de Estructuras Ancladas*

*Fuente: Cismid*



*Figura 20. Estructura Anclada – Viga Reticulada*

*Fuente: Cismid*

Estructura	Ventajas	Desventajas
Anclajes y pernos individuales	Permiten la estabilización de bloques individuales o puntos específicos dentro de un macizo de roca	Pueden sufrir corrosión
Muros Anclados	Se pueden construir en forma progresiva de arriba hacia abajo, a medida que se avanza con el proceso de excavación. Permiten excavar junto a edificios o estructuras. Permiten alturas considerables	Los elementos de refuerzo pueden sufrir corrosión en ambiente acidosis puede requerir un mantenimiento permanente (tensionamiento). Con frecuencia se roban las tuercas y elementos de anclaje. Para su construcción se puede requerir el permiso del vecino .se construcción es muy costosa.
Nailing o pilotillos tipo raíz (rootpiles)	Muy eficiente como elemento de refuerzo en materiales fracturados o sueltos	Generalmente se requiere una cantidad grande de pilotillos para estabilizar un talud específico lo cual los hace costosos.

Figura 21. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura anclada

Fuente: Cismid

#### ❖ Selección del tipo de estructura de contención

Factores que deben tenerse en cuenta para seleccionar el tipo de muro de contención:

- Localización del muro de contención propuesto, su posición relativa con relación a otras estructuras y la cantidad de espacio disponible.
- Altura de la estructura propuesta y topografía resultante.
- Condiciones del terreno y agua freática.
- Cantidad de movimiento del terreno aceptable durante la construcción y la vida útil de la estructura, y el efecto de este movimiento en muros vecinos, estructuras o servicios.
- Disponibilidad de materiales.

- f. Tiempo disponible para la construcción.
- g. Apariencia.
- h. Vida útil y mantenimiento

Para este estudio nos enfocaremos en las estructuras de contención a base de **suelos reforzados**:

- **Suelos reforzados**

Constituido de la combinación de dos materiales:

- Suelo, con capacidad de resistencia a la compresión.
- Elementos de refuerzo, generalmente geosintéticos, con capacidad de resistencia a la tracción. Internamente deben su resistencia principalmente, al refuerzo y externamente actúan como estructuras masivas por gravedad. Permite construirse sobre fundaciones débiles y tolera asentamientos diferenciales. Se requiere espacio disponible superior al de cualquier otra estructura de contención.

- **Tipos de suelos reforzados:**

- Refuerzo con tiras metálicas
- Refuerzo con geotextiles
- Refuerzo con mallas

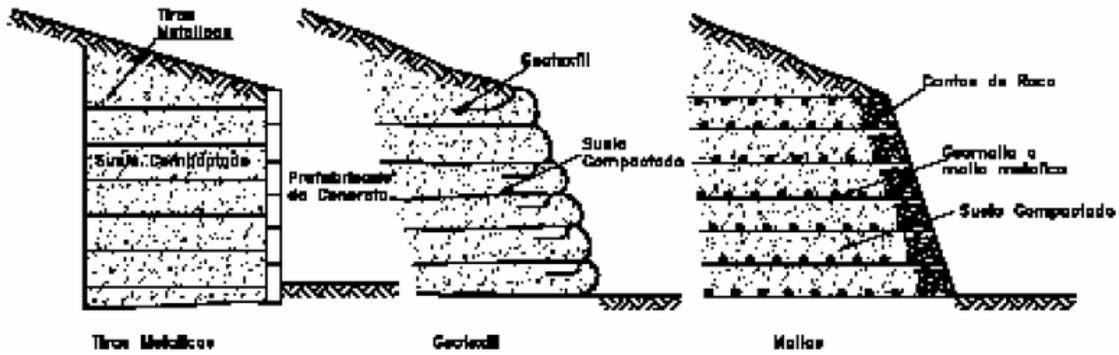
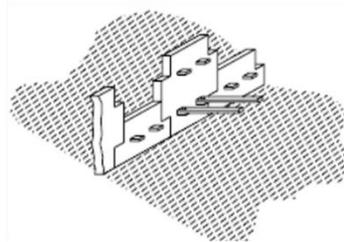
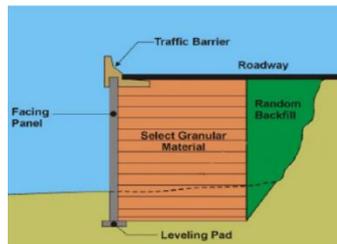


Figura 22. Tipos de suelos reforzados

Fuente: Cismid

### TIERRA ARMADA



### GEOGRILLA

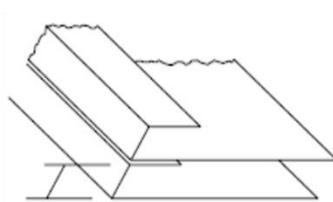
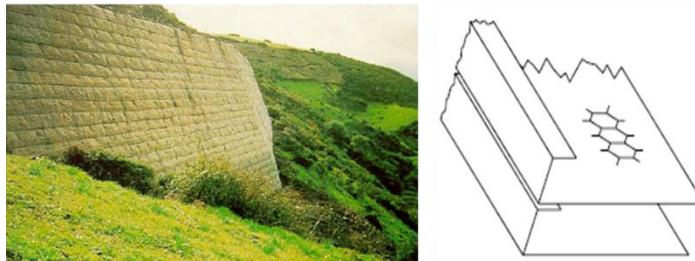


Figura 23. Tipos de suelos reforzados

Fuente: Cismid

**TERRAMESH VERDE – MACCAFERRI 1979**



**TERRAMESH SYSTEM – MACCAFERRI 1979**

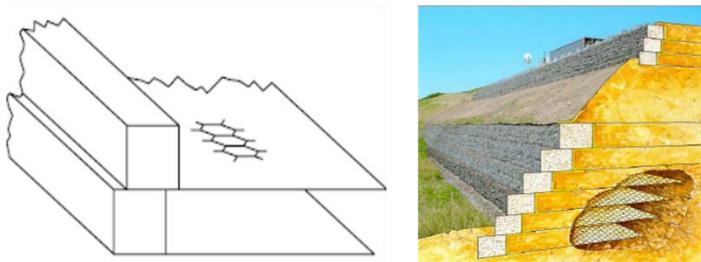


Figura 24. Tipos de suelos reforzados

Fuente: Cismid

Tipo	Ventajas	Desventajas
Refuerzo con tira metálicas	Los refuerzos metálicos le dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada los hace presentables y decorativos. Existen empresas especializadas dedicadas a su construcción.	Las zonas de refuerzo requieren protección especial contra la corrosión. Se requieren características especiales en el relleno utilizado con los elementos de refuerzo. Algunos tipos de muro de tierra armada están cubiertos por patentes.
Refuerzo con geotextil	Son generalmente muy económicos y fáciles de construir.	Son muy flexibles y se deforman fácilmente. Las capas de geotextil se pueden convertir en superficies de debilidad para deslizamientos. El geotextil se descompone con luz solar.
Refuerzo con malla	La malla le da cierta rigidez al terraplén y las capas no constituyen superficies de debilidad. El efecto de anclaje es mejor.	Dependiendo del material constitutivo la malla puede descomponerse o corroerse.

Figura 25. Ventajas y Desventajas de los diversos tipos de tierra reforzada.

Fuente: Cismid.

## ✓ Sistemas de suelo reforzado MACWALL Y MACFORCE

### MacWall®



*Figura 26. Muros MacWall*

*Fuente: Maccaferri*

**MacWall®** es un sistema de contención que utiliza bloques de concreto reforzados con geogrillas, creando una estructura de suelo reforzado con óptimo aspecto arquitectónico y gran resistencia estructural.

La pequeña inclinación de 4° posibilita menores volúmenes de excavación y pérdida de terreno.

**El Sistema MacWall® proporciona estructuras construidas por procesos simples que se integran al medio ambiente circundante.**

Para la construcción de muros a gravedad de hasta 1,00m de altura, el Sistema MacWall® puede ser utilizado sin la necesidad de refuerzos, por arriba de esta altura utilizando las geogrillas como refuerzo se puede llegar virtualmente a cualquier altura.

Excepto en los bloques de coronamiento, en su colocación no se utiliza ligante, tratándose por lo tanto de un sistema de ejecución en seco.

Además de eso, la estandarización de los bloques reduce significativamente la posibilidad de desperdicios.

El Sistema MacWall puede ser utilizado en muros de apoyo y jardines.

Principales Características:

- Optimo aspecto arquitectónico
- Facilidad de ejecución
- Menores volúmenes de excavación
- Reducción de desperdicios
- Sistema de construcción en seco

### **Accesorios**

- **MacBlock®**

Especialmente desarrollado para La construcción de contenciones tipo MacWall®, los bloques de concreto MacBlock® poseen propiedades que elevan la durabilidad de las estructuras construidas, como la alta resistencia estructural de los elementos y la baja absorción del concreto.

La cara texturizada de los bloques y la posibilidad de construcción de estructuras curvas y escalonadas hacen con que los muros MacWall® tengan un gran atractivo visual y arquitectónico. Los bloques de concreto MacBlock® poseen aberturas que permiten una perfecta unión con las clavijas de conexión, resultando en estructura más precisas y seguras.

- **Pino de Conexión**

El pino para la conexión es una pieza de sección en forma de L, fabricada en polipropileno por inyección termoplástica. Es indicado para ser utilizado como elemento de conexión entre los bloques. MacBlock® del sistema de contención MacWall®

### MacForce®



*Figura 27. Muros MacForce*

*Fuente: Maccaferri*

La estructura **MacForce®** es un tipo de contención de solos que es clasificada como una estructura de Solo Mecánicamente Estabilizado (SME). Es así clasificada, por ser un sistema de contención formado por solo, refuerzos (en este caso, cintas sintéticas) y paramento frontal vertical constituido por paneles pre-moldeados de hormigón.

La solución ya es conocida y utilizada en algunos países, como Italia y India, y en Brasil el proceso de pesquisa y desarrollo realizado por la Maccaferri acontece desde 2007.

### Accesorios:

- **Paraweb®**

Cintas poliméricas compuestas por un conjunto de hilos de poliéster cubiertos por un revestimiento en polietileno de superficie rugosa.



*Figura 28. Muros Paraweb*

*Fuente: Maccaferri*

Las geobandas **Paraweb®** son estructuras planas que constan de un núcleo de alta tenacidad de tendones hilados de poliéster provistas de un revestimiento de polietileno. Las tiras son adecuados para aplicaciones de refuerzo en combinación con paramento de paneles de hormigón.

Están entre los geobandas más conocidas y probados en el mundo ofreciendo 120 años de vida de diseño y alto rendimiento. La cubierta de polietileno es resistente a las condiciones biológicas físicas y químicas que se presentan en estructuras de suelo reforzado.

### **1.5. Justificación**

La presente investigación tiene como **justificación** el propósito de aportar información conceptual nutrida y consistente acerca del Análisis Comparativo Técnico Económico entre el Método de Concreto Armado y Suelo Reforzado para la Estabilización Taludes Verticales en Obras de Saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL, Lima 2020, ya que dado el vertiginoso aumento poblacional en la ciudad de Lima, la construcción de importantes proyectos se ve sustancialmente en aumento también obligando el uso de nuevas alternativas técnicas e industriales durante la construcción,

como es el caso de nuevas tecnologías como geomallas, geosintéticos, suelos reforzados, entre otras, de manera que los suelos satisfagan las características deseadas para diferentes aplicaciones, en nuestro caso de estudio, para reforzar los taludes verticales.

Adicionalmente, la notable flexibilidad de la estructura del suelo reforzado, permite utilizarla sobre suelos de baja capacidad de carga, ajustándose a los asentamientos y absorbiendo pequeñas deformaciones. De esta forma, se obtienen ventajas técnicas y económicas considerables, debido que se dispone de una fachada ligera que ya no tiene que tomar los empujes del suelo natural al aumentarse considerablemente la resistencia friccionante del suelo, gracias a la inclusión de las nuevas tecnologías. Cuando se diseña apropiadamente, la estructura trabaja con un alto factor de seguridad y tiene una gran capacidad para soportar altos niveles de cargas dinámicas y estáticas.

Los resultados que se obtengan de este estudio contribuirán con información importante para la realización de investigaciones posteriores con respecto a la optimización de reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020.

## **1.6. Limitaciones**

El trabajo de investigación por su naturaleza de aplicabilidad en el análisis comparativo técnico económico entre el método de concreto armado y suelo reforzado para la estabilización de taludes verticales en obras de saneamiento, posee poca información documentada para el enfoque de esta tesis y que nos pueda brindar alcances mayores en el uso de suelos reforzados en nuestro ámbito local.

## 1.7. Formulación del problema

### 1.7.1. Problema general

¿De qué manera un análisis comparativo entre el método de concreto armado y suelo reforzado determinara la mejor alternativa técnico económico para la estabilización de taludes verticales en obras de saneamiento para la empresa GEHA EIRL Lima 2020?

### 1.7.2. Problemas específicos

- ¿Cómo determinar y/o diferenciar el método de concreto armado de estabilización de taludes con los métodos de estabilización MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL, Lima 2020?
- ¿Cómo identificar la eficiencia técnica de los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL, Lima 2020?
- ¿De qué manera realizar un comparativo de precios entre los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL, Lima 2020?

## 1.8. Objetivos

### 1.8.1. Objetivo general

Realizar un análisis comparativo técnico económico entre el método de concreto armado y suelo reforzado para la estabilización de taludes verticales en obras de saneamiento para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020.

## 1.8.2. Objetivos específicos

- Comparar el método de concreto armado de estabilización de taludes con los métodos de estabilización MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020
- Determinar y/o diferenciar la eficiencia técnica de los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020
- Realizar la evaluación económica entre los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020

## 1.9. Hipótesis

### 1.9.1. Hipótesis general

- **Hipótesis Nula (H<sub>0</sub>):** El análisis comparativo entre el método de concreto armado y suelo reforzado no determinará la mejor alternativa técnico económico para la estabilización de taludes verticales en obras de saneamiento para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020.
- **Hipótesis Alterna (H<sub>a</sub>):** El análisis comparativo entre el método de concreto armado y suelo reforzado determinará la mejor alternativa técnico económico para la estabilización de taludes verticales en obras de saneamiento para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020.

## 1.9.2. Hipótesis específicas

### 1.9.2.1. Hipótesis específica 1

- **Hipótesis Nula (Ho):** El análisis comparativo del método de concreto armado de estabilización de taludes con los métodos de estabilización MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020, no permitió identificar el más idóneo.
- **Hipótesis Alterna (Ha):** El análisis comparativo del método de concreto armado de estabilización de taludes con los métodos de estabilización MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020, permitió identificar el más idóneo.

### 1.9.2.2. Hipótesis específica 2

- **Hipótesis Nula (Ho):** No se pudo determinar y/o diferenciar la eficiencia técnica de los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL . Lima 2020.
- **Hipótesis Alterna (Ha):** Si se pudo determinar y/o diferenciar la eficiencia técnica de los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020.

### 1.9.2.3. Hipótesis específica 3

- **Hipótesis Nula ( $H_0$ ):** Realizar la evaluación económica entre los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020, no permitió distinguir el más conveniente.
- **Hipótesis Alterna ( $H_a$ ):** Realizar la evaluación económica entre los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020, permitió distinguir el más conveniente.

## CAPÍTULO II. METODOLOGÍA

### 2.1. Tipo de investigación

#### 2.1.1. Tipo

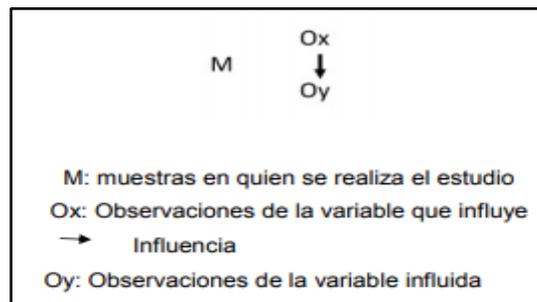
El tipo de investigación es exploratoria documental, debido a que en un primer momento se ha descrito las variables de estudio, posteriormente se ha medido el grado de influencia entre las variables entre la optimización de reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020.

#### 2.1.2. Diseño de investigación

La Investigación tiene diseño no experimental y es de carácter transversal. “Podría definirse como la investigación que se realiza sin manipular deliberadamente variable. Es decir, se trata de estudio donde no hacemos variar en forma intencional las variables independientes para ver su efecto sobre otras variables” (Sampieri, 2010, p.149).

“Los diseños de investigación transaccional o transversal recolectan datos en un solo momento, en un tiempo único. Su propósito es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado. Es como tomar una fotografía de algo que sucede.” (Sampieri, 2010, p.151).

El diseño se denota gráficamente.



*Figura 29: Diagrama de diseño descriptivo causal explicativo*

*Fuente: Hernández, Fernández y Bautista (2010)*

Donde:

M = Muestra

Ox = Variable 1 Independiente (Análisis comparativo técnico económico entre el método de concreto armado y suelos reforzados)

Oy = Variable 2 Dependiente (Obras de saneamiento para la empresa GEHA EIRL)

## 2.2. Operacionalización de variables

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES
Obras de saneamiento para la empresa GEHA EIRL	Sistema de tratamiento de aguas residuales	Tanques Imhoff
		Sedimentador Primario
		Tanques de Flotación
		Filtros Percoladores
	Operación y mantenimiento	Plan de mantenimiento
		Remoción de aceites y grasas
	Límites Atterberg(%)	

	Estudio de Mecánica de Suelos	Perfiles Estratigráficos (m)
Análisis comparativo técnico económico entre el método de concreto armado y suelos reforzados	Suelos Reforzados	MacWall
		MacForce
	Relleno Compactado	Ángulo de fricción
		Cohesión

*Figura 30. Variables de la investigación*

## 2.3. Población y muestra (Materiales, instrumentos y métodos)

### 2.3.1. Población

Según Hernández (2006), la población es el conjunto de los casos que concuerda con determinadas características.

La población en la presente investigación, está constituida por los métodos de concreto armado y suelo reforzado para la estabilización de taludes verticales en obras de saneamiento realizados por la empresa GEHA EIRL.

### 2.3.2. Muestra

En la presente investigación, la muestra (caso de estudio) corresponde a la planta de tratamiento de Agua Residuales en la ciudad de Huaral – Lima 2020.

### 2.3.3. Unidad de estudio

Suelos Reforzados

## 2.4. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos

La presente investigación utilizó como **técnica** de recolección de datos la observación directa y como **instrumento** la ficha de control.

## 2.5. Procedimiento

A continuación, se describe la secuencia de actividades que se realizaron para desarrollar la investigación.

### ✓ Caso de estudio

El caso de estudio fue elegido de manera que se puedan mostrar y diferenciar los beneficios de utilizar los sistemas MacForce y MacWall para reforzamiento de taludes verticales en la obra de saneamiento (PTAR) Planta de Tratamiento de Aguas Residuales para la empresa GEHA EIRL, en la ciudad de Huaral – Lima 2020, que beneficiará directamente a más de 100 mil ciudadanos. El proyecto es ejecutado por la Municipalidad Provincial de Huaral, mediante el consorcio Marquisa S.A. Contratistas GRALS, el supervisor de Obra es el “Consortio Supervisor Huaral” en un plazo de 540 días calendario, con una inversión de más de 99 millones de soles, asimismo; la meta del proyecto es la instalación de más de 6400 metros de colectores primarios, 139 buzones y 149.48 metros de línea de descarga y una nueva laguna facultativa. Esta PTAR, que tratará casi la totalidad de los desagües de la ciudad y procesará 377.08 litros de aguas residuales por segundo, mejorará la calidad de vida de la población huaralina y, además, ayudará a limpiar el agua que se utiliza para la agricultura, una de las principales actividades económicas de la zona.

## 2.5.1. Sistema de Concreto Armado

### 2.5.1.1. Definición

Según Chucos (2006), menciona de que estos muros, también llamados en cantiléver o en ménsula, son aquellos construidos con concreto armado y están compuestos básicamente por un muro delgado y una losa o zapata de base. Estos muros resisten el empuje de tierras y logran la estabilidad debido a su forma en “T”, de manera que la tierra ubicada en la parte posterior de la zapata ayuda a contrarrestar el vuelco y aumenta la fricción entre el suelo y la estructura lo que genera mayor seguridad frente al deslizamiento. A diferencia de los muros de gravedad, este tipo de muros deben asegurar tanto suficiente estabilidad externa como también estabilidad interna, debido a que la carencia de esto concluiría en la falla del suelo y la falla propia del muro, respectivamente. Estos muros se consideran más económicos que los de gravedad hasta una altura de aproximadamente

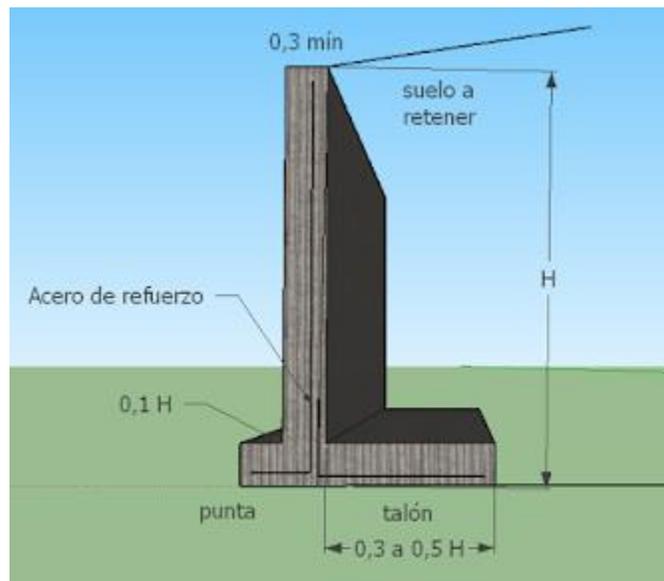


Figura 31. Muro de contención con el sistema Concreto Armado

Fuente: ConstruReyes Ingeniería 2020 .

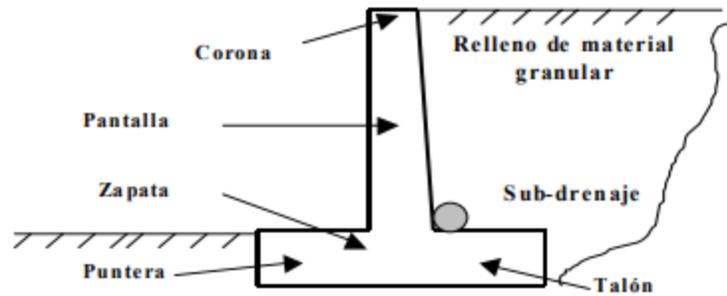


Figura 32. Muro de contención en voladizo

Fuente: Belandria s. f.

De acuerdo a lo indicado por Alva Hurtado, J. (2016), es importante señalar que los muros de contención son estructuras que proporcionan estabilidad al terreno natural u otro material cuando se modifica su talud natural. Se utiliza como soporte de rellenos, productos mineros y agua. Los tipos de muros de contención son: **Gravedad**, utiliza su propio peso para estabilidad; **Cantilever**, de concreto reforzado, utiliza la acción de Cantilever, para retener el suelo; **Contrafuerte**, similar a Cantilever, pero cuando el muro es alto o existen altas presiones de tierra. El contrafuerte está sujeto a tensión; **Apoyado**, similar a contrafuerte, con apoyo en la parte delantera, trabaja a compresión; **Entramado**, constituido por elementos prefabricados de concreto, metal o madera y **Semigravedad**, muros intermedios entre gravedad y cantiléver. Los estribos de puentes son muros de contención con alas de extensión para sostener el relleno y proteger la erosión. Los muros de contención debe ser diseñado para resistir el volteo, deslizamiento y ser adecuados estructuralmente.

### 2.5.1.2. Consideraciones para el diseño

Para la estabilidad de muros, se debe proporcionar un adecuado factor de seguridad contra el deslizamiento. El empuje pasivo delante del muro puede omitirse si ocurrirá

socavación. Se puede utilizar llaves en la cimentación para aumentar la estabilidad. La mejor localización es en el talón.

$$FS_s = \text{suma de fuerzas resistentes} / \text{suma de fuerzas actuantes} \geq 1.5-2.0$$

$$FS_v = \text{suma de momentos resistentes} / \text{suma de momentos actuantes} \geq 1.5-2.0$$

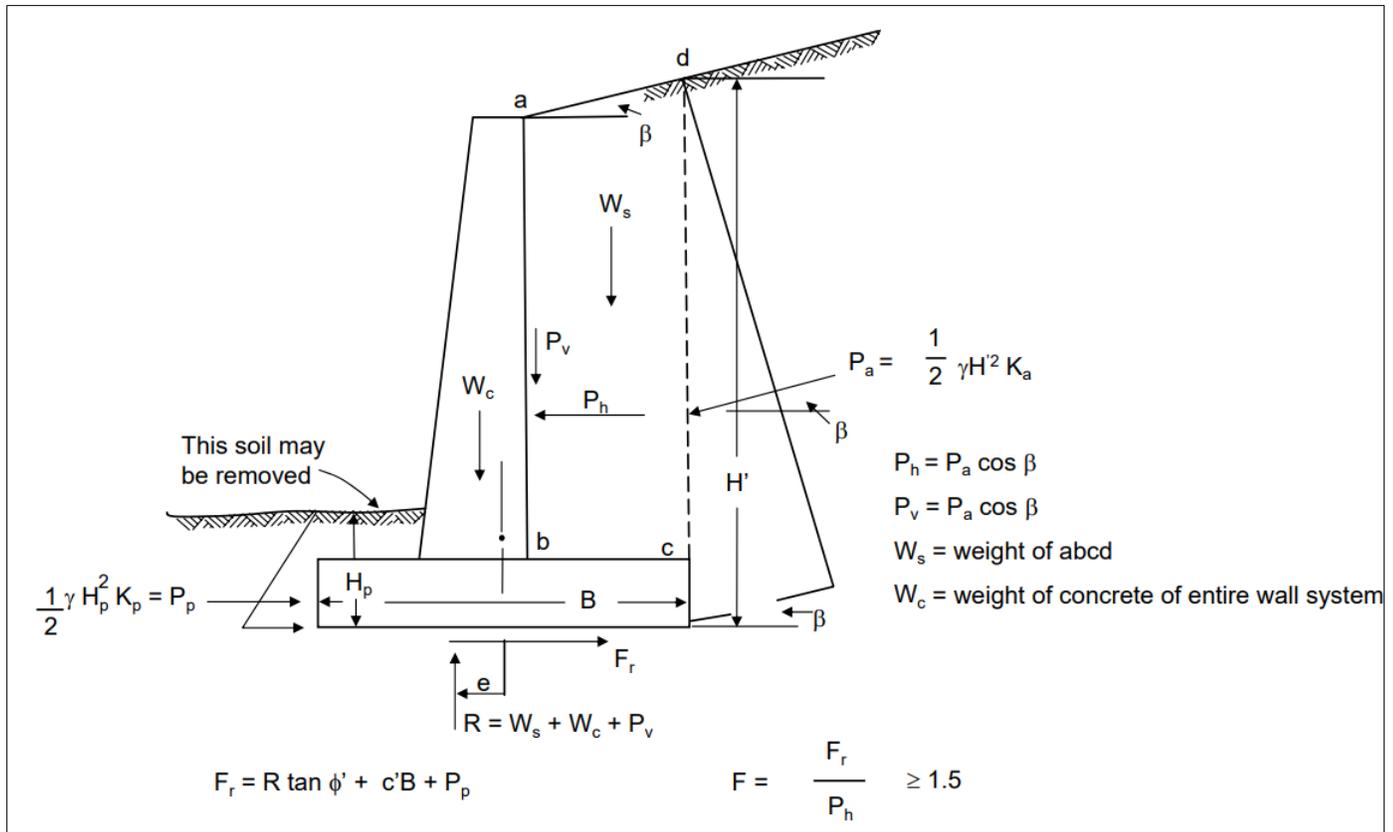


Figura 33. Fuerzas que intervienen en la estabilidad deslizante de un muro de contención.

Fuente: Dr. Jorge Elias Alva Hurtado

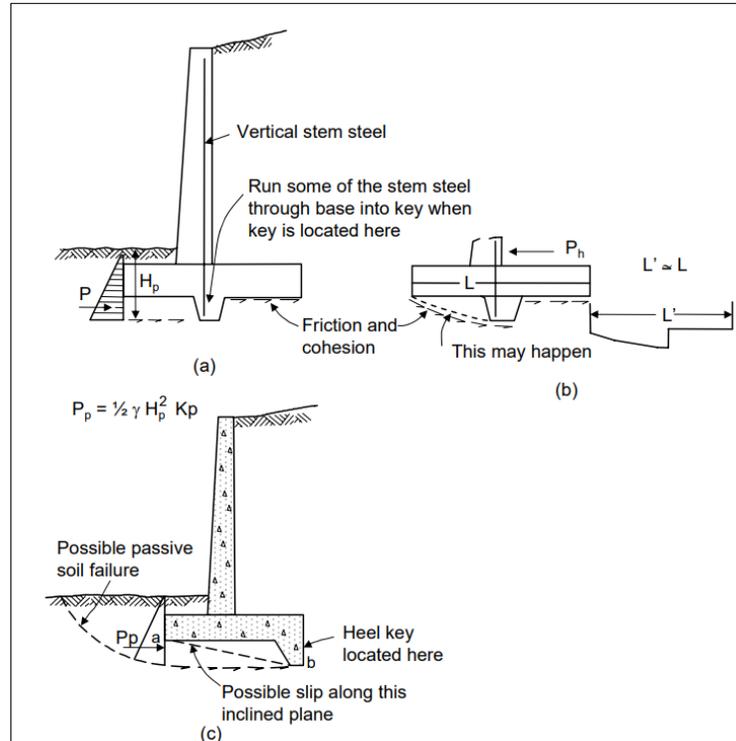


Figura 34. Estabilidad frente al deslizamiento mediante llave base. (a) Llave base cerca vástago de modo que el acero del vástago pueda introducirse en la llave; pero (b) La superficie deslizante puede desarrollarse como se muestra aquí donde hay poca ayuda ganada al usar la llave; (c) talonera que presenta dos posibles modos de falla (pasivo y deslizamiento a lo largo del plano).

Fuente: Dr. Jorge Elias Alva Hurtado

Para los muros de gravedad y cantiléver se toman por ancho unitario. Para muros de contrafuerte se considera como unidad entre juntas o como unidad entre apoyos.

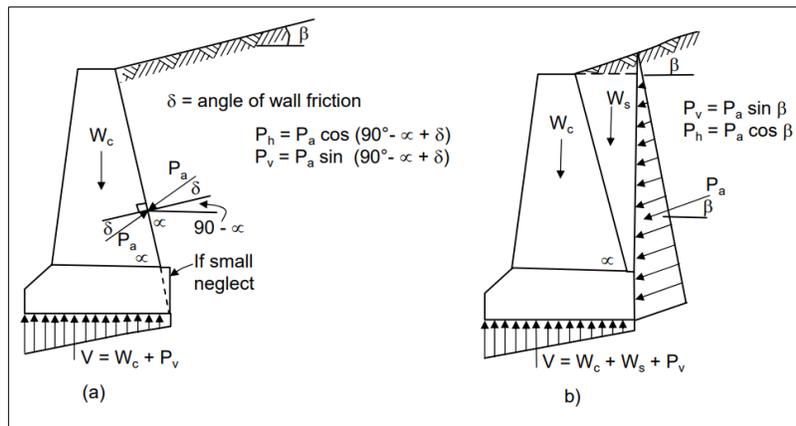


Figura 35. Fuerzas sobre una pared de gravedad (a) Análisis de Coulomb; (b) Análisis de Rankine

Fuente: Dr. Jorge Elias Alva Hurtado

Se utiliza un adecuado factor de seguridad con la carga última,  $FS = 2.0$  para suelo granular y  $FS=3.0$  para suelo cohesivo.

$$Q_{ult} = cN_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + (1/2) \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

$i$  = factor de inclinación,  $d$  = factor de profundidad,  $B' = B - 2e$ ,  $V$  = fuerza vertical

Componente horizontal de  $P_a$ ,  $q = (V/A) \pm (Vec/I) \leq q_a$   $e \leq L/6$ .

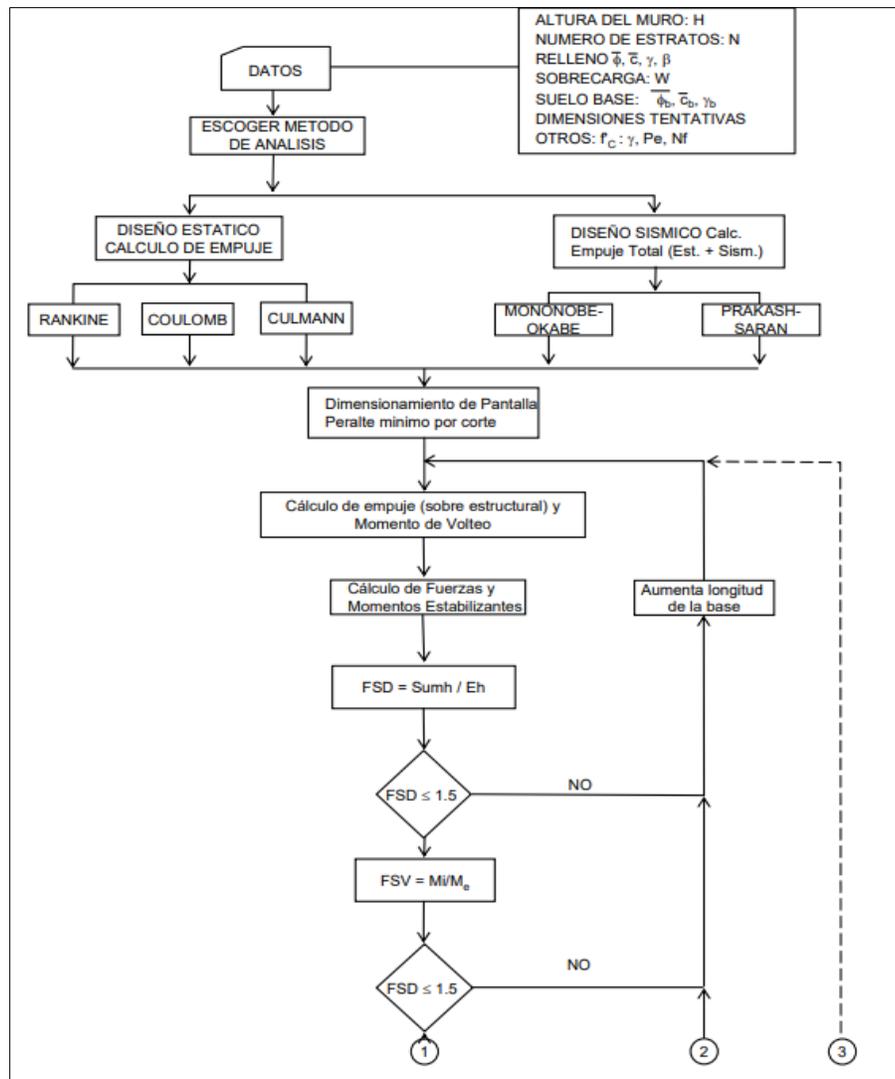


Figura 36. Diagrama de flujo para diseño de muros de concreto.

Fuente: Programa CANT – UNI.

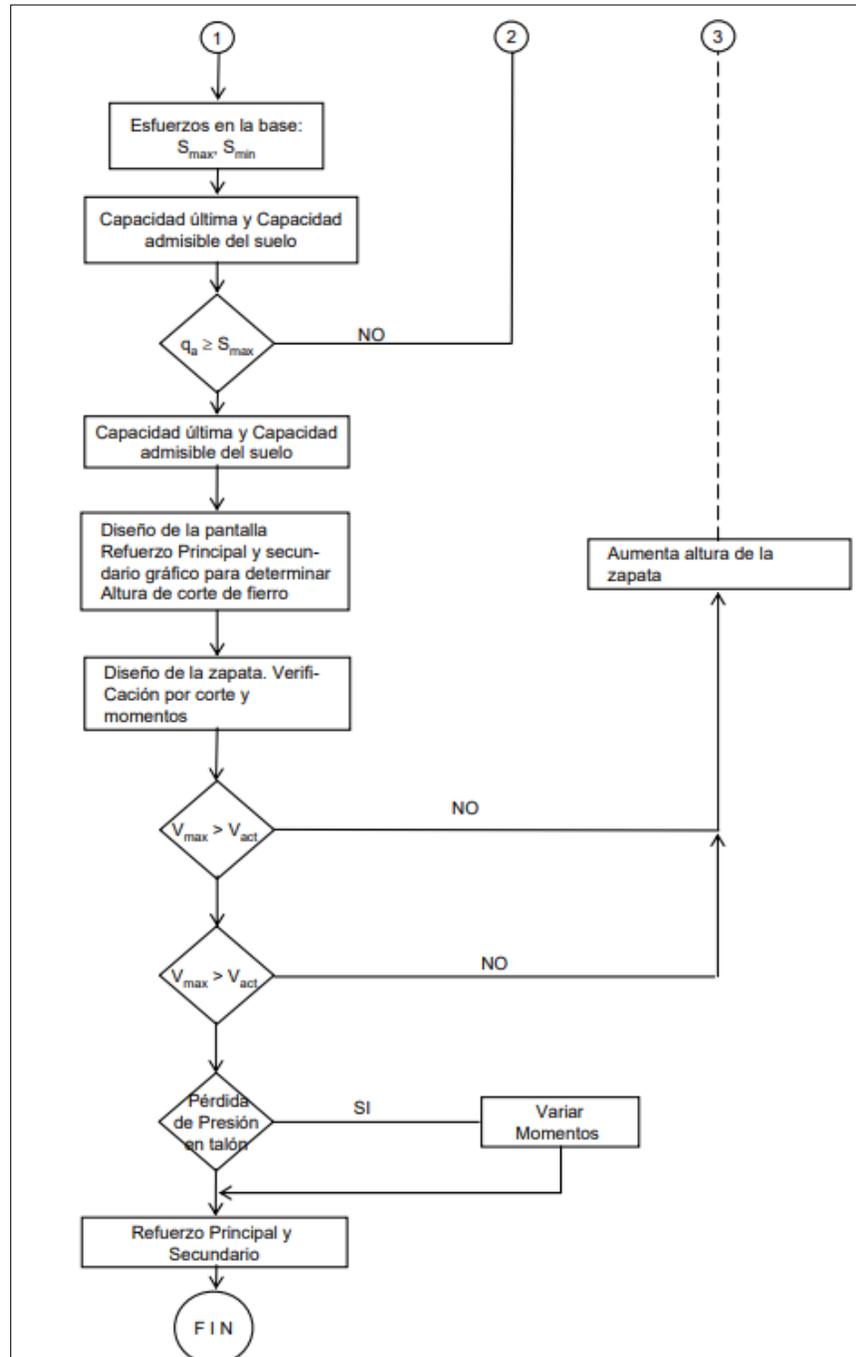


Figura 36. Diagrama de flujo para diseño de muros de concreto.

Fuente: Programa CANT – UNI.

### 2.5.1.3. Ventajas y desventajas

Dentro de las ventajas y desventajas en el uso de los muros de concreto armado, se puede destacar:

#### **VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL SISTEMA MACFORCE**

Ventajas	Desventajas
Contienen y dan estabilidad a las obras donde existe movimiento de tierras.	Al construirlos, debido a su peso, no se pueden establecer en terrenos de baja consistencia y cohesión (muy húmedos).
Son obras más económicas comparadas con otras estructuras de contención.	Se deben de eliminar todos los materiales indeseables tales como: fragmentos de roca, material vegetal, suelos arenosos e inestables (derivados de cenizas volcánicas).
Se adaptan fácilmente a diferentes condiciones de topografía del terreno.	Si no existe un sistema de drenaje adecuado en los muros de concreto y mampostería, se puede saturar de agua el suelo retenido y ocasionar fuerzas que hagan que el muro falle.
Brindan seguridad a la población cuando existen movimiento de masas, tanto aguas arriba como aguas abajo.	
Sirven de protección de las vías terrestres contra derrumbes.	
Controlan el deterioro de las márgenes de los ríos.	
Sirven para delimitar predios.	
Ayudan a controlar la erosión del suelo.	
Trabajos de mantenimiento fáciles de realizar.	

*Figura 37: Ventajas y desventajas del sistema MacForce*

### 2.5.1.4. Proceso constructivo

#### PROCESO CONSTRUCTIVO CON EL SISTEMA DE CONCRETO ARMADO.

Se traza todo el contorno de la base del cimiento, en toda su extensión, excava toda la zona trazada y controla la altura de la excavación, cuida que el fondo de la zanja quede parejo y limpio, verifica que no exista ningún material orgánico en toda la zanja, como raíces, restos de animales, u otros, esto es para evitar cualquier tipo de colapso con el paso del tiempo, evita que la zanja se utilice como basura mientras se mantenga abierta o expuesta. Aplica el solado, que consiste en vaciar una pequeña capa de concreto pobre, o la mezcla de cemento y arena, para generar una superficie plana, donde se trazará la ubicación del acero.

Coloca el acero de la cimentación y a la vez el acero del propio muro y verifica que el acero de la parrilla de la cimentación quede aislado o separado del suelo colocando dados de concreto pobre. Así garantizamos que la parrilla quede a la altura que indica el plano de construcción realizado por un especialista. El acero vertical debe quedar perfectamente horizontal.

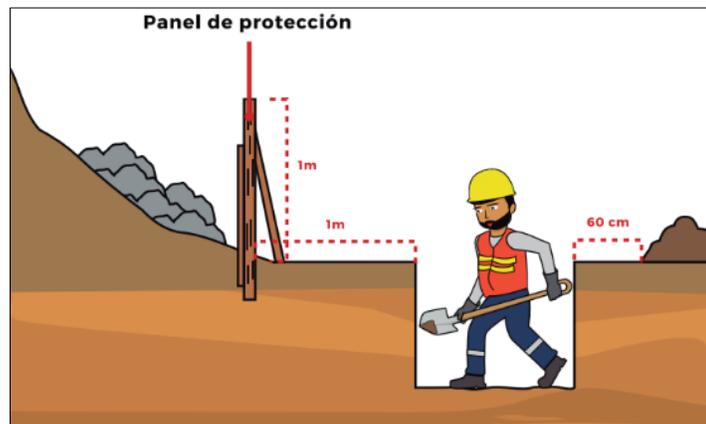


Figura 38: Elaboración de zanjas

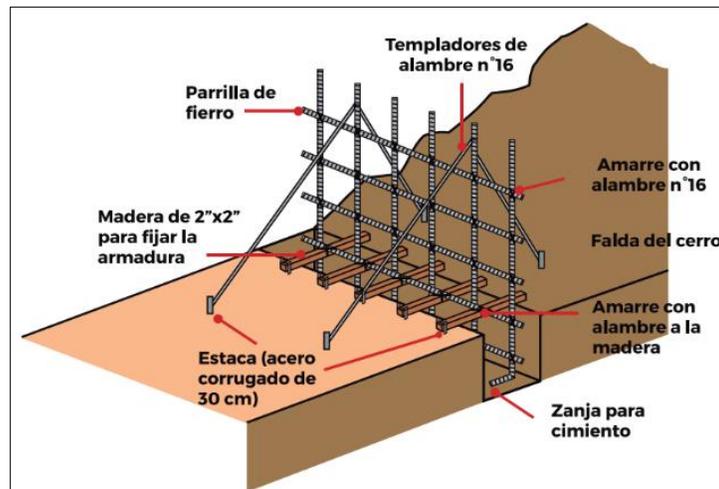


Figura 39: Preparación de muro.

Siempre cuida la verticalidad del acero del muro y que no se mueva de la parrilla o del conjunto de varillas de hierro en la cimentación. Luego, se vacía el concreto. Prepara el concreto sobre una superficie libre de material orgánico como raíces, plantas, restos, y demás.

Colocación de los tubos de drenaje, apenas se haya vaciado el concreto de la cimentación, prepara el cuerpo principal del muro de concreto. No olvides verificar la verticalidad del muro previamente a la colocación de los tubos de drenaje.

Encofrado del Muro de contención, antes de encofrar o amoldar el muro, verifica la correcta colocación del acero vertical y horizontal. Coloca el encofrado o molde, revisando que la cara de la madera quede separada del acero; para esto utilizaremos nuevamente los dados de concreto. Nunca utilices madera, lata, piedra, ni ningún otro material que no sean los dados de concreto. Estos son realmente sólidos y ayudarán a que la parrilla esté en el nivel deseado.

Verifica que el acero vertical quede perfectamente horizontal.

Llenado de concreto del muro de contención Echa el concreto con un vibrador o varillas de fierro motorizadas para que se distribuya bien. También puedes utilizar manualmente varillas gruesas para uniformizar el concreto. A esto se le denomina coloquialmente “chucear”.

Desencofra o retira el molde de madera del muro de contención al día siguiente del vaciado.

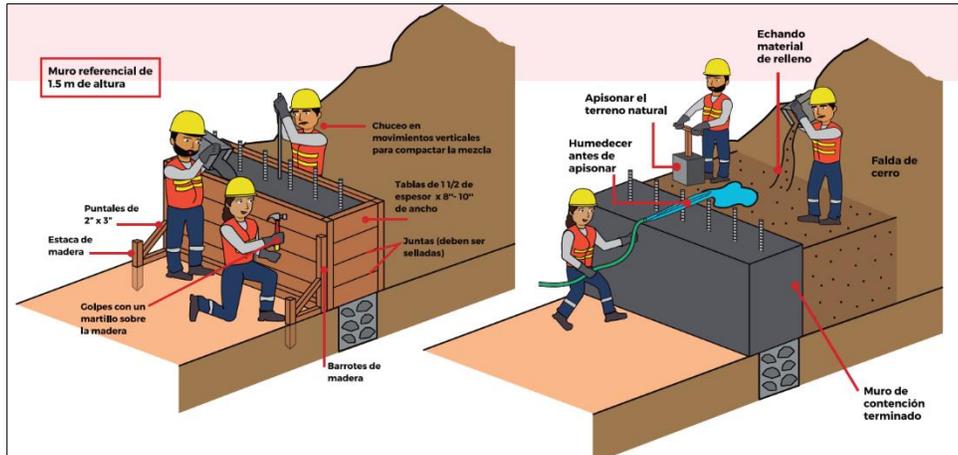


Figura 40: Desencofrado y curado de muro.

### 2.5.1.5. Presupuesto

Presupuesto de un Muro convencional de concreto armado, para la obra Planta de Tratamiento de Aguas Residuales en la ciudad de Huaral – Lima

**Tabla 2**

*Presupuesto muros de contención concreto armado*

PRESUPUESTO MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO					
Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	TRABAJOS PRELIMINARES				7,525
01.01	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	2,187.50	3.44	7,525
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				354,519.9
2.01	EXCAVACION A MAQUINA EN TERRENO NORMAL	m3	12,232.50	14.52	177,615.9
2.02	RELLENO Y COMPACTACO C/MATERIAL PROPIO	m	10,920	16.20	176,904
03	CONCRETO ARMADO				1,038,063.48
3.01	SOLADO PARA ZAPATAS DE LOS MUROS e=0.075 m. C:H, 1:12	m2	647.5	25.80	16,705.5
3.02	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 EN MUROS DE SOSTENIMIENTO	m3	12,468.75	80.16	999,495
3.03	ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	3,972.45	3.87	15,373.38
3.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MUROS DE C° ARMADO	m2	156.00	41.60	6,489.60
COSTO DIRECTO				S/	1400108.380

Los precios son sustentados según el ACU mostrado en los anexos.

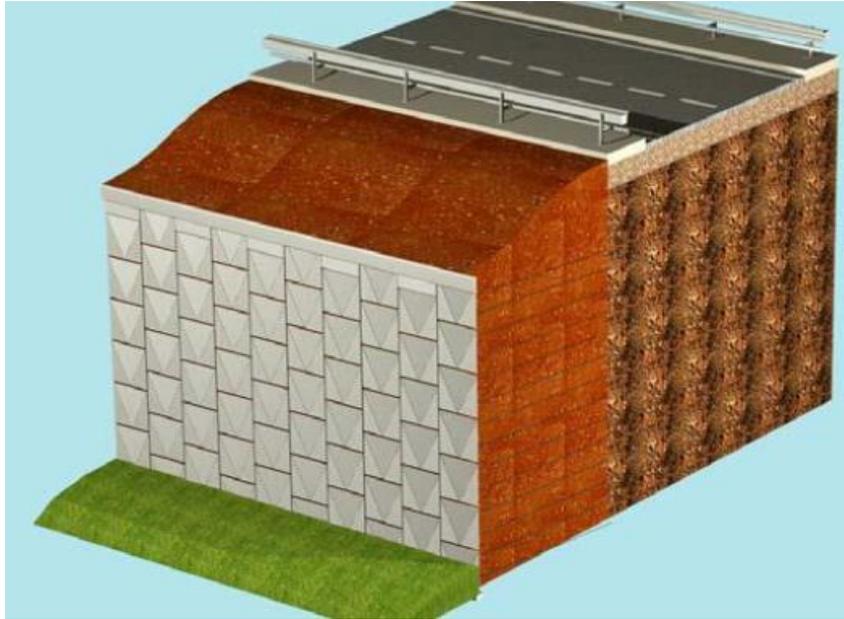
## 2.5.2. Sistema de MacForce

### 2.5.2.1. Definición

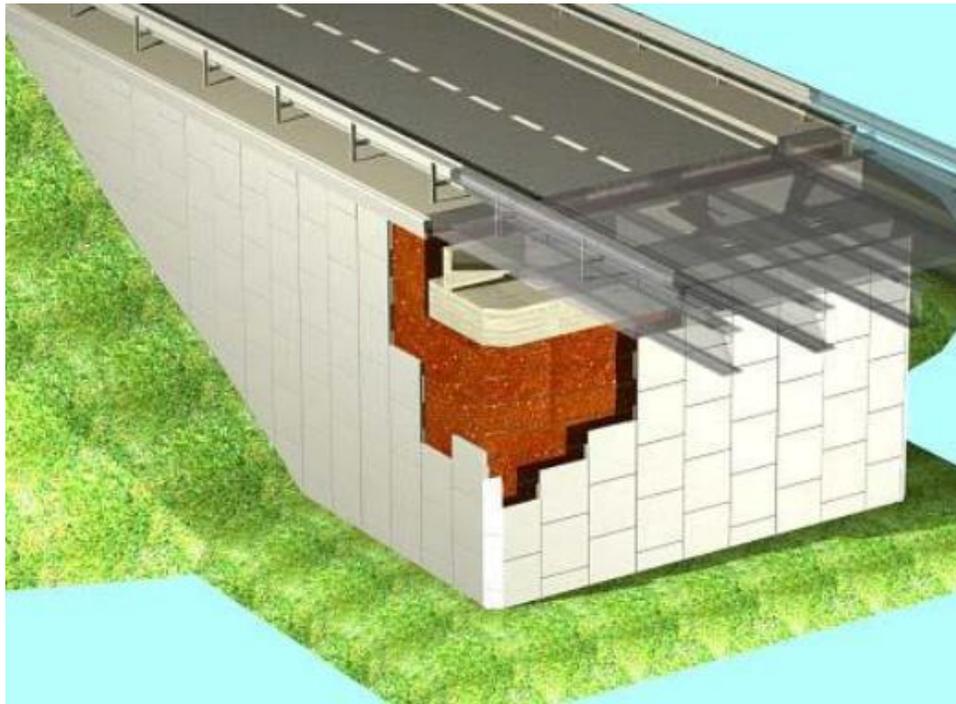
(Estructura de suelo reforzado con paneles frontales de concreto)

El Sistema MacForce comprende de un relleno reforzado con refuerzos lineales de alta adherencia colocados en el suelo en capas sucesivas y conectados a un paramento flexible de concreto prefabricado. Para adaptarse a la única demanda de cada proyecto en particular, el sistema MacForce ofrece la posibilidad de utilizar refuerzos poliméricos de alta adherencia. Sus características permiten la construcción de estructuras altas capaces de soportar grandes cargas. Los componentes del sistema incluyen: paneles de concreto prefabricado, refuerzo polimérico de alta adherencia, accesorios para la instalación de los

refuerzos poliméricos, sistema de conexión para unir los refuerzos con los paneles frontales, pines de izaje, kit de izaje y material para el relleno.



*Figura 41. Muro de contención con el sistema MacForce  
Fuente: Maccaferri – América Latina*

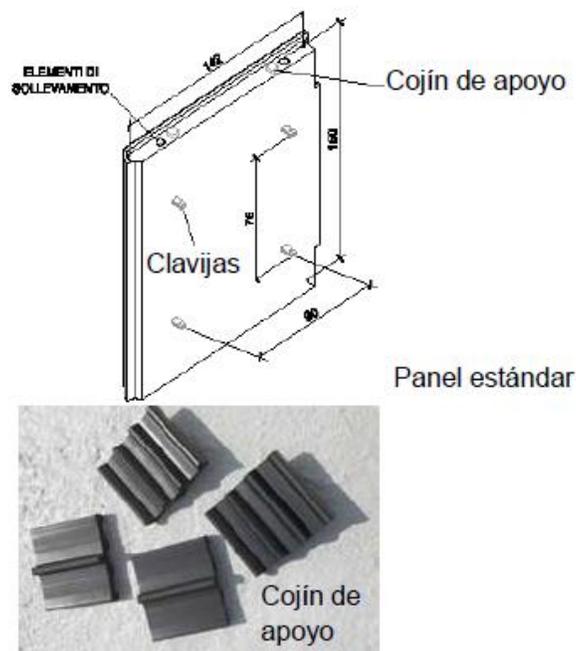


*Figura 42. Muro de contención con el sistema MacForce*

*Fuente: Maccaferri – América Latina*

✓ Características técnicas de los componentes que constituyen el paramento frontal.

- Panel de Concreto del Paramento Frontal. Concreto con resistencia a la compresión  $f'c \geq 350 \text{ Kg/cm}^2$  a los 28 días
- Refuerzo para los paneles de concreto armado. El refuerzo debe de cumplir con los valores mínimos de la norma ASTM A615 Grado 60 Resistencia a la ruptura  $\geq 510 \text{ N/mm}^2$ ; Límite de Fluencia  $\geq 355 \text{ N/mm}^2$
- Pines de izaje. En acero forjado teniendo como capacidad de izaje equivalente a 1 Ton; •
- Cojines de apoyo en caucho EPDM
- Juntas horizontales y verticales; Tiras de geotextil no tejido MacTex N40.1



*Figura 33. Elementos del sistema MacForce*

*Fuente: Maccaferri – América Latina*

✓ Sistema de refuerzo

- Refuerzos poliméricos de alta adherencia

Compuesto de multifilamentos de poliéster con un revestimiento de protección de polietileno. Los

multifilamentos están concentrados en canales separados y revestidos en polietileno a través de un proceso al “vacío”.

- Sistema de Conexión Sintética.

El sistema de conexión es del tipo sintético y está formado por un anillo sintético y un cabezal plástico, cuyas propiedades deben de ser:

Diámetro interno del anillo  $\geq 150 \pm 5\text{mm}$ .

Ancho de la cinta  $\geq 48 \pm 2\text{mm}$ .



Figura 43. Sistema de Refuerzo ParaWeb  
Fuente: Maccaferri – América Latina



Figura 44. Muro de Contención con el Sistema MacForce

Fuente: Maccaferri – América Latina

### 2.5.2.2. Consideraciones para el diseño

- ✓ Según el manual FHWA-NHI-10-024 , el empotramiento depende de la geometría del muro.

**Tabla 2**

Slope in front of wall	Minimun Embedment Depth to Top of Leveling Pad*
All Geometries	2 ft minimun
horizontal (walls)	H/20
horizontal (abutments)	H/10
3H:1V	H/10
2H:1V	H/7
1.5H:1V	H/5

\*Minimun depth is the greater of applicable values listed , frost depth or scour depth.

*Minimum MSEW Embedment Dephts*

Fuente: Maccaferri

En cuanto a la berma, la longitud mínima del empotramiento hacia el talud es 1.20m

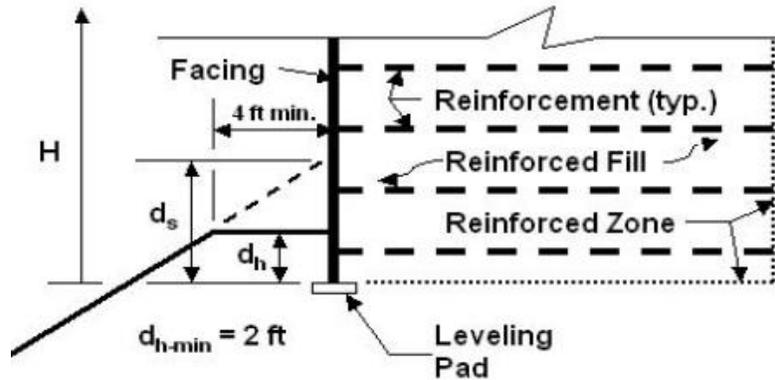


Figura 45. Berma  
Fuente: Maccaferri

- ✓ Según el manual FHWA-NHI-10-024 , si en caso no se tenga datos del ángulo de fricción del relleno se debe de asumir 30°

Gradation: (AASHTO T-27)	U.S Sieve Size	Percent Passing
	4 in. (102 mm)	100
	No.40 (0.425 mm)	0-60
	No.200 (0.075 mm)	0.15
Plasticity Index. PI (AASHTO T - 90)	PI ≤ 6	
Soundness: (AASHTO T - 104)	The materials shall be substantially free of shale or other soft, poor durability particles. The material shall have a magnesium sulfate soundness loss of less than 30 percent after four cycles (or a sodium sulfate value less than 15 percent after five cycles)	
Notes:		
(a) To apply default F* values, Cu, should be greater than or equal to 4.		
(b) As a result of recent research on construction survivability of geosynthetics and epoxy coated reinforcements, it is recommended that the maximum particle size for these materials be reduced to 3/4 -in. (19 mm) for geosynthetics, and epoxy an PVC coated steel reinforcement unless construction damage assessment test are or have been performed on the reinforcement combination with the specific or similarly grades large size granular fill .Prequalification test on reinforcements using standard agency fill materials should be considered.		

Figura 46. Relleno Compactado  
Fuente: Maccaferri

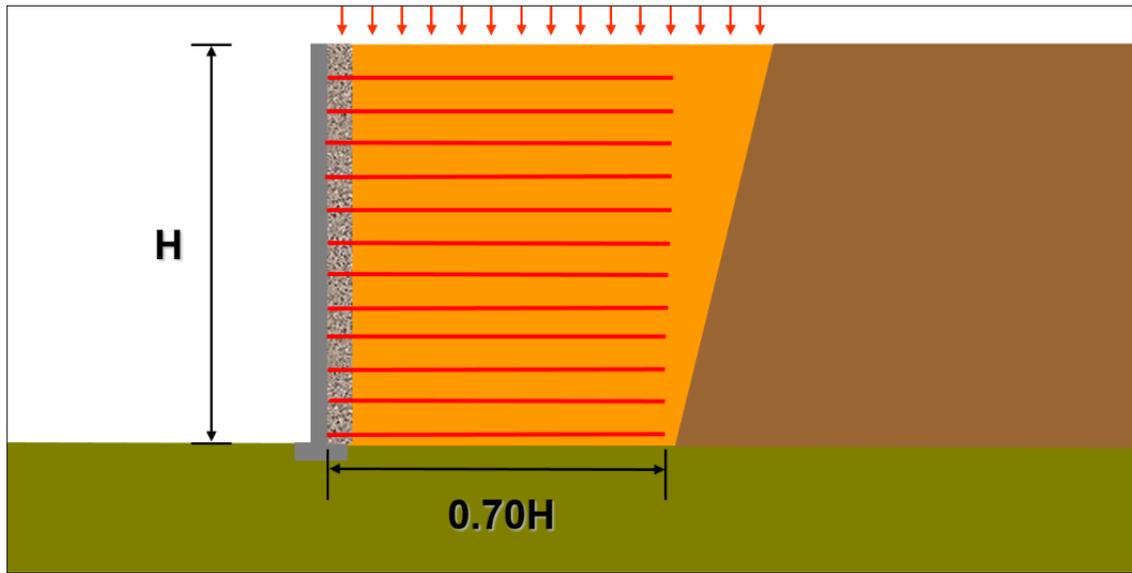


Figura 47. Pre - Diseño  
 Fuente: Maccaferri

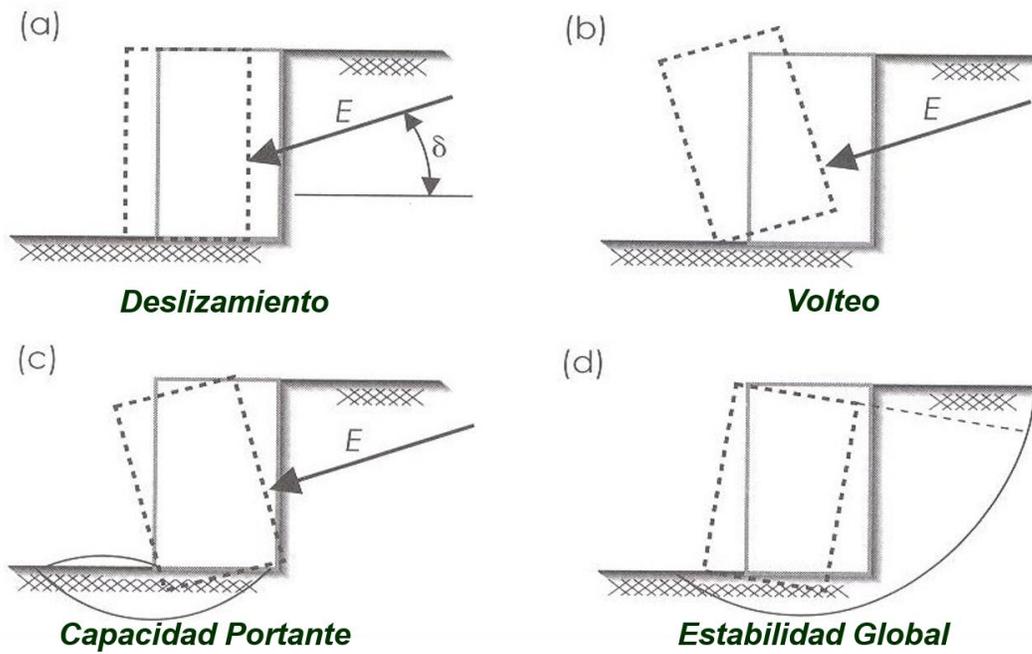


Figura 48. Análisis de estabilidad de externos  
 Fuente: Maccaferri

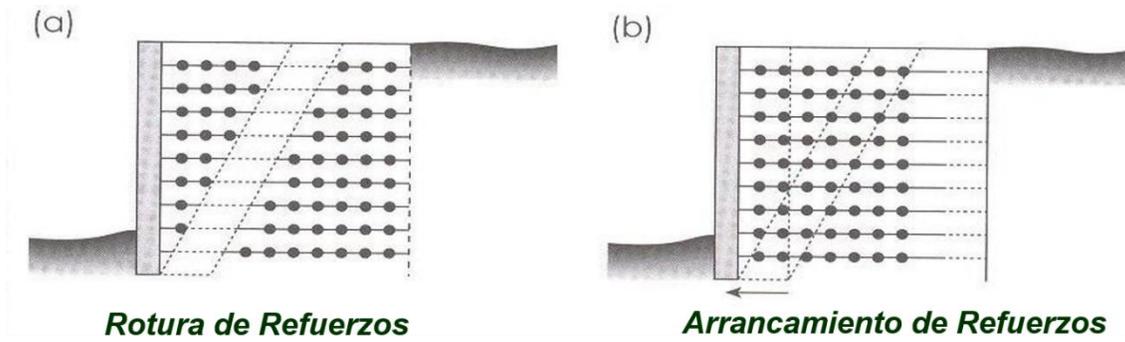


Figura 49. Análisis de estabilidad de internos

Fuente: Maccaferri

La estabilidad interna se determina igualando la carga de tensión aplicada sobre el refuerzo, a la carga de tensión permisible del refuerzo, siendo la tensión permisible gobernada por la rotura y arrancamiento de los refuerzos.

✓ **ANÁLISIS DE ESTABILIDAD**

- *Relleno de superficie horizontal con sobrecarga*

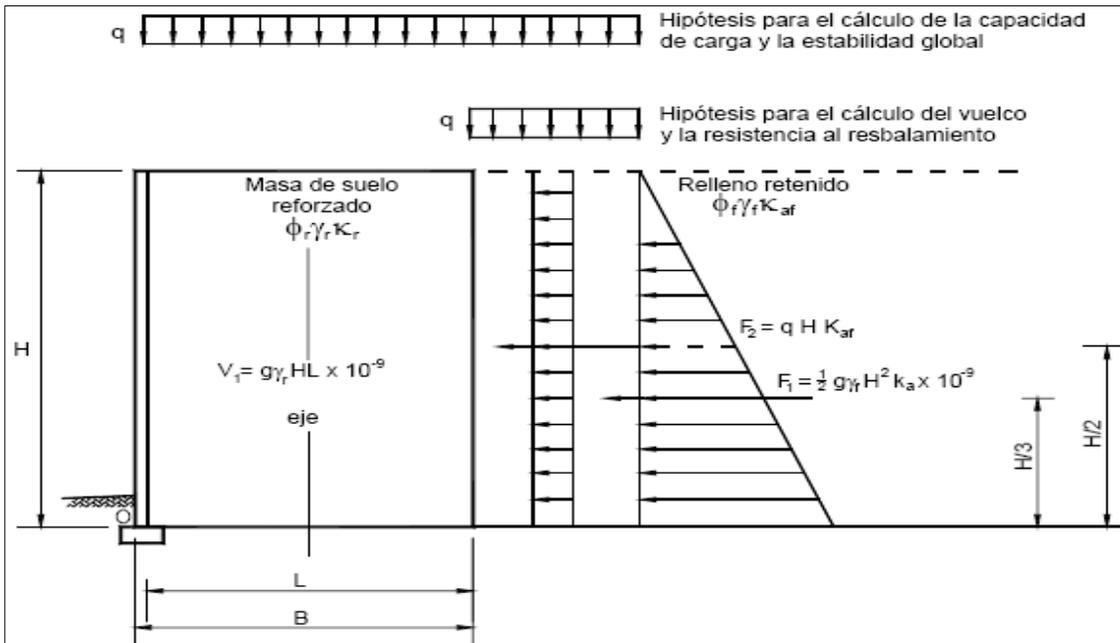


Figura 50. Análisis de estabilidad de superficie horizontal con sobrecarga

Fuente: Maccaferri

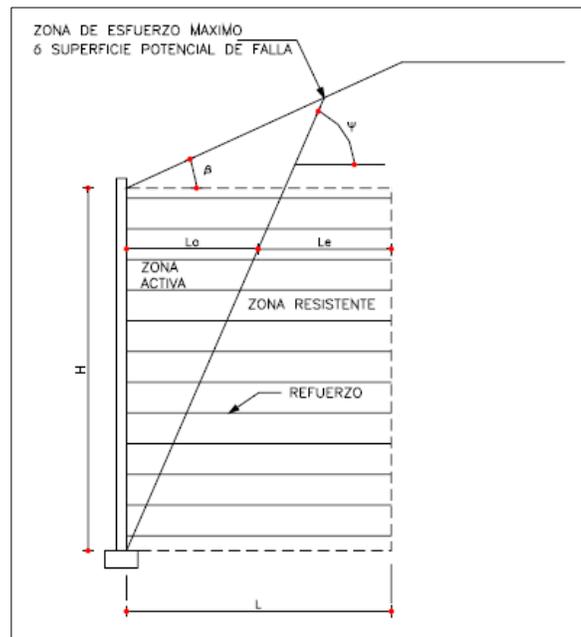


Figura 51. Análisis Internos

Fuente: Maccaferri

- La carga sobre el refuerzo se determina en dos sitios críticos: en la zona de esfuerzo máximo y en la conexión con la fachada del muro, para determinar la estabilidad interna del sistema de muro.
- El potencial para rotura y extracción del refuerzo se evalúa en la zona de esfuerzo máximo.
- La zona de máximo esfuerzo se asume que está localizada en el límite entre la zona activa y la zona resistente.
- El potencial para rotura y extracción también se evalúa en la conexión del refuerzo con la fachada del muro.

### ✓ ANÁLISIS INTERNOS

**Rotura**

$$T_{\max} = K_r (\gamma_R \cdot H + q) \Delta h$$

**Pullout**

$$T_{\max} = K_r (\gamma_R \cdot H) \Delta h$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

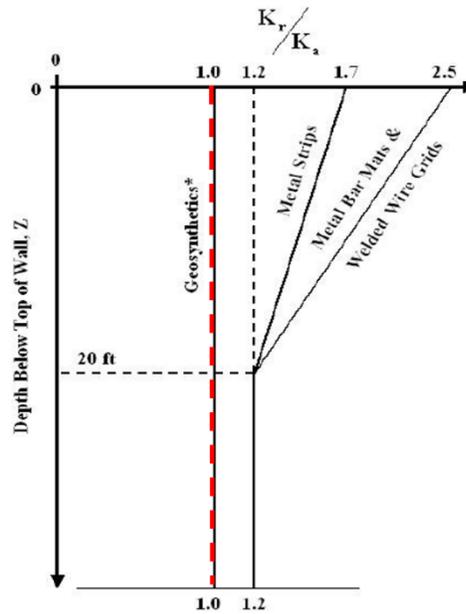


Figura 52: Análisis internos

- Para el cálculo de la estabilidad interna a la rotura del refuerzo se debe de asegurar que la fuerza de tensión mínima requerida en el refuerzo  $T_a$  sea:

$$T_a \geq \frac{T_{\max}}{R_c}$$

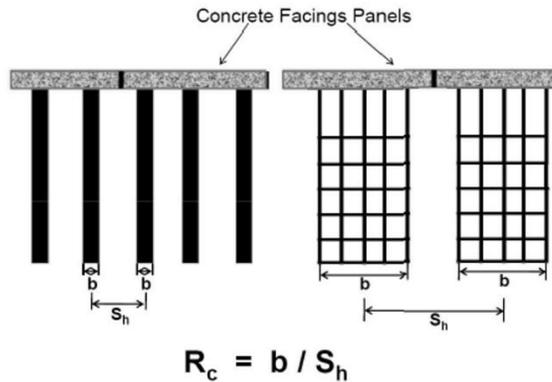


Figura 53. Análisis por Rotura

Fuente: Maccaferri



- Para el caso de las Cintas Poliméricas se debe de multiplicar por 2 el valor del  $R_c$ .

$R_c$ : Coeficiente de ratio de la continuidad del refuerzo

### ✓ ANÁLISIS DE PULLOUT

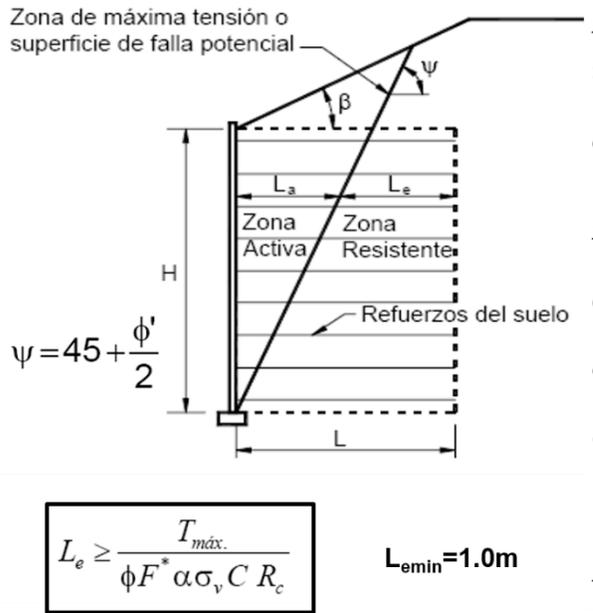


Tabla 11.10.6.3.2-1 – Valores por defecto del factor de corrección que considera los efectos de la escala,  $\alpha$

TIPO DE REFUERZOS	VALOR DE $\alpha$ POR DEFECTO
Refuerzos de acero	1,0
Geogrietas	0,8
Geotextiles	0,6

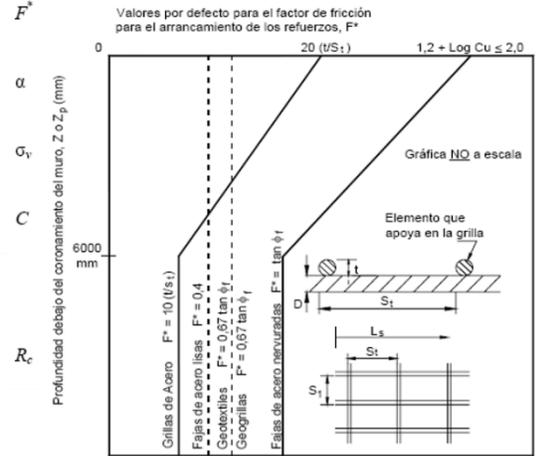
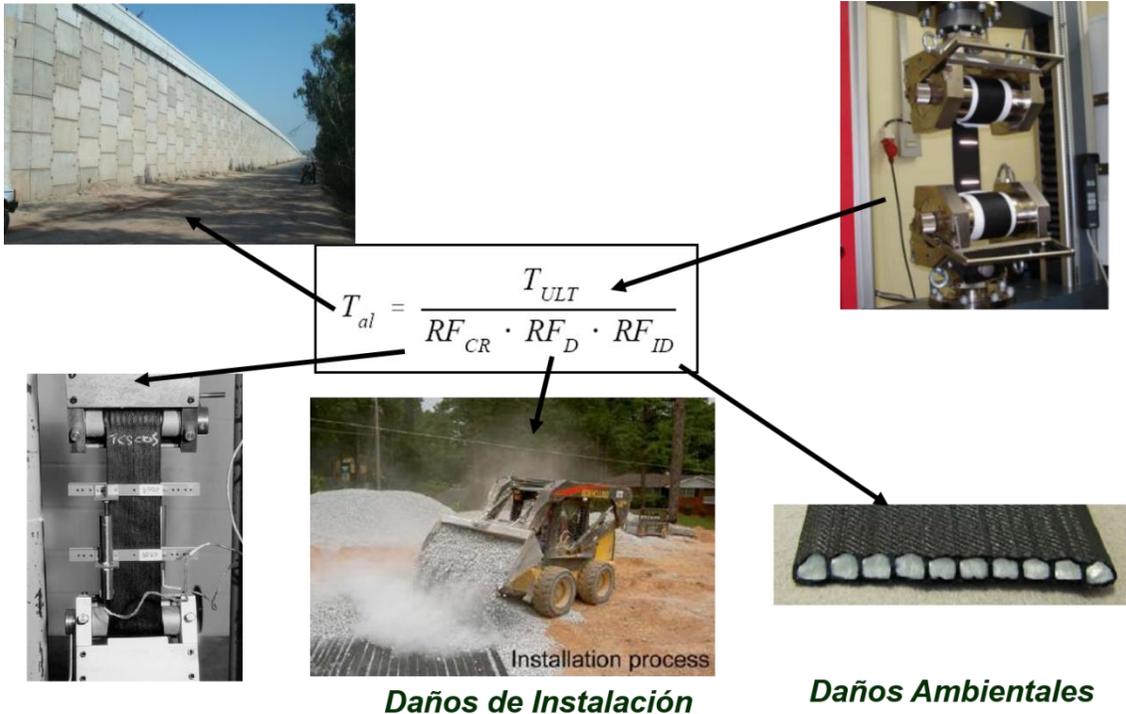


Figura 54: Análisis pullout



$$T_{al} = \frac{T_{ULT}}{RF_{CR} \cdot RF_D \cdot RF_{ID}}$$

Daños de Instalación

Daños Ambientales

Installation process

Figura 55. Diseño del MacForce

Fuente: Maccaferri

✓ **ANÁLISIS POR SISMO**

**ESTABILIDAD EXTERNA:**

$$A_m = (1.45 - A) A$$

$$P_{IR} = 0.5 A_m \gamma_R H^2$$

$$P_{AE} = 0.375 A_m \gamma_s H^2$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \xi - 90 + \theta)}{\cos \xi \cos^2(90 - \theta) \cos(I + 90 - \theta + \xi)} \left[ 1 + \frac{\sin(\phi + I) \sin(\phi - \xi - I)}{\cos(I + 90 - \theta + \xi) \cos(I - 90 + \theta)} \right]^2$$

where:

- I = the backfill slope angle =  $\beta$  (See Figures 24 and 25)
- $\xi$  = arc tan ( $K_h/1 - K_v$ )
- $\phi$  = the soil angle of friction
- $\theta$  = the slope angle of the face (See Figure 22)

$$K_h = 1.66 A_m \left( \frac{A_m}{d} \right)^{0.25}$$

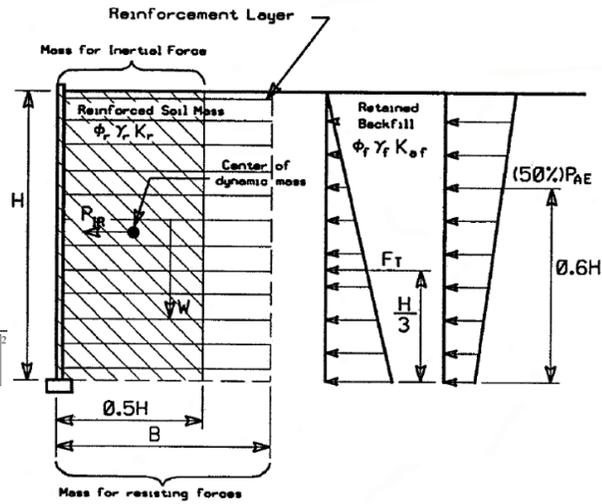


Figura 56: Estabilidad externa

**ESTABILIDAD INTERNA:**

$$A_m = (1.45 - A) A$$

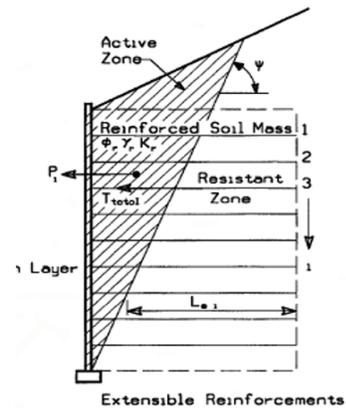
$$P_t = A_m W_A$$

**Rotura:**

$$T_{Total} = T_{max} + T_{md}$$

$$T_{max} \leq \frac{S_{rs} R_c}{0.75 RF \cdot FS}$$

$$T_{md} = P_t \frac{L_{ei}}{\sum_{i=1}^n (L_{ei})}$$



**Pullout:**

$$T_{Total} = \frac{C \cdot (0.8F^*) \cdot \gamma \cdot Z \cdot L_e \cdot R_c \cdot \alpha}{0.75 \cdot FS_{PO}}$$

- $P_t$  = Internal inertial force due to the weight of the backfill within the active zone.
  - $L_{ei}$  = The length of reinforcement in the resistant zone of the i'th layer.
  - $T_{max}$  = The load per unit wall width applied to each reinforcement due to static forces.
  - $T_{md}$  = The load per unit wall width applied to each reinforcement due to dynamic forces.
- The total load per unit wall width applied to each layer,  $T_{total} = T_{max} + T_{md}$

Figura 57: Estabilidad interna

### 2.5.2.3. Ventajas y desventajas

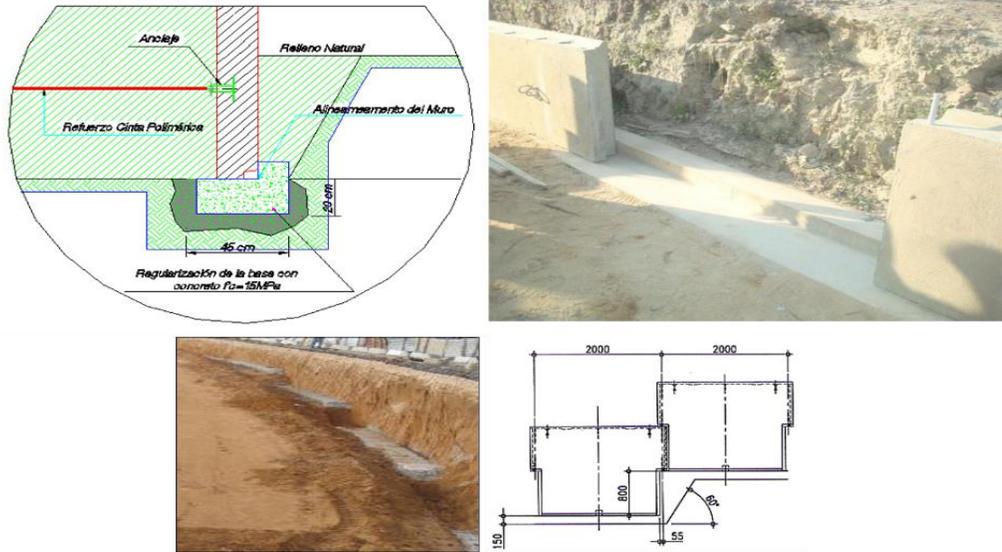
#### ✓ VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL SISTEMA MACFORCE

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> <li>● Sistema mundialmente conocido.</li> <li>● Rapidez de <u>instalacion</u>.</li> <li>● Bajo costo frente a soluciones</li> <li>● Tradicionales.</li> <li>● <u>Solucion versatil</u></li> <li>● <u>Parametro</u> de concreto para zonas urbanas.</li> <li>● <u>Parametro</u> con distintas texturas.</li> <li>● <u>Paneles se pueden fabricar in -situ</u></li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>● Proceso constructivo poco difundido</li> <li>● Solución no integrada con el medio ambiente.</li> <li>● Se requiere de un sistema de izare.</li> <li>● Se requiere de <u>una área</u> de fabricación de paneles</li> </ul>

Figura 58: Ventajas y desventajas del sistema macforce

### 2.5.2.4. Proceso constructivo

- El nivel de base de la losa debe de ser excavada y rellena con material granular compactado.
- Resistencia mínima de la Losa  $f'c = 15\text{MPa}$
- Tolerancia de nivel por cada 5.0m es de  $\pm 5.0\text{mm}$ .
- Tolerancia interior del "key" por cada 5.0m es de  $\pm 20.0\text{mm}$ .
- La losa de nivelación debe ser curada mínimo 4 días antes de la instalación de los primeros paneles.



*Figura 59. Losa de Nivelación*

*Fuente: Maccaferri*



*Figura 60. Colocación de los primeros paneles*

*Fuente: Maccaferri*



*Figura 61. Verificación de Niveles*  
*Fuente: Maccaferri*



*Figura 62. Sistema de Fijación*  
*Fuente: Maccaferri*



*Figura 63. Inclinación de los paneles*

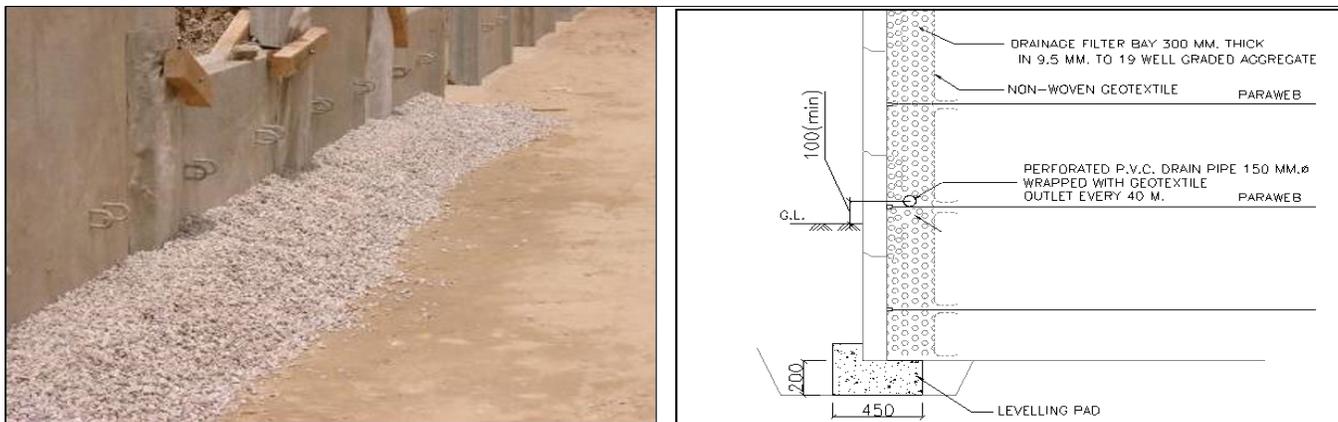
*Fuente: Maccaferri*

- La inclinación de los paneles se debe de realizar hacia adentro del relleno.
- Esta inclinación varía de acuerdo al tipo de relleno que se esté utilizando.
- Se deberán de realizar pruebas para poder lograr obtener el valor exacto.
- Para un relleno granular se puede considerar 20mm o 25mm.
- La inclinación es muy importante ya que si se tiene una inclinación negativa es muy complicado colocar el bloque correctamente.



*Figura 64. Colocación del Geotextil*

*Fuente: Maccaferri*



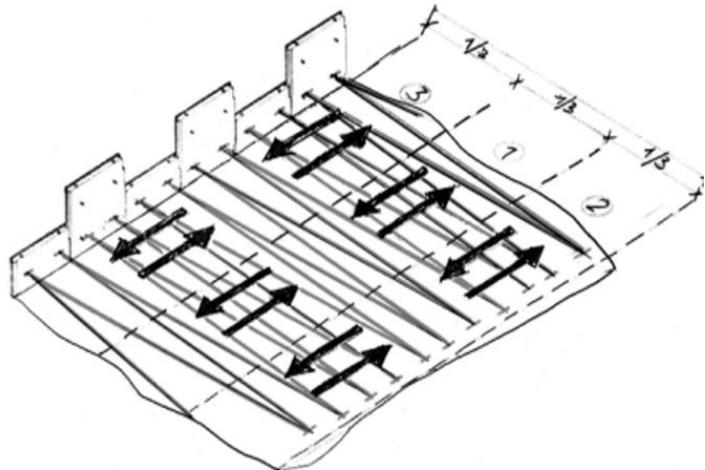
*Figura 65. Colocación del Geotextil*

*Fuente: Maccaferri*

Para la colocación del filtro de grava se deben de tener las siguientes consideraciones:

- Si se va a utilizar geotextil entre la grava y el relleno granular compactado el espesor del filtro de grava será mínimo de 30cm caso contrario se deberá de usar 60cm.

- La tubería de drenaje deberá ser ranurada y envuelta en geotextil para evitar su obstrucción.
- Este filtro no solamente cumple la función de drenaje, sino que ayuda a evitar la inclinación del bloque del paramento frontal durante la compactación.



*Figura 66. Maquinaria – Relleno*

*Fuente: Maccaferri*

- Se debe de tener mucho cuidado con el esparcimiento y compactación del relleno.
- Equipos pesados no deben de transitar cerca al paramento frontal del muro, mínimo 1.50m
- La dirección de compactar siempre tiene que ser paralela al paramento frontal.
- Se deberá de utilizar equipo liviano para la compactación cerca del paramento frontal (1.0tn)
- La compactación con maquinaria pesada deberá realizarse 1.50m por detrás del paramento frontal.
- Se puede marcar en bloques de concreto el nivel de compactación.

*Figura 67. Colocación de anclajes posteriores*



*Fuente: Maccaferri*



*Figura 68. Colocación de las cintas Paraweb*

*Fuente: Maccaferri*

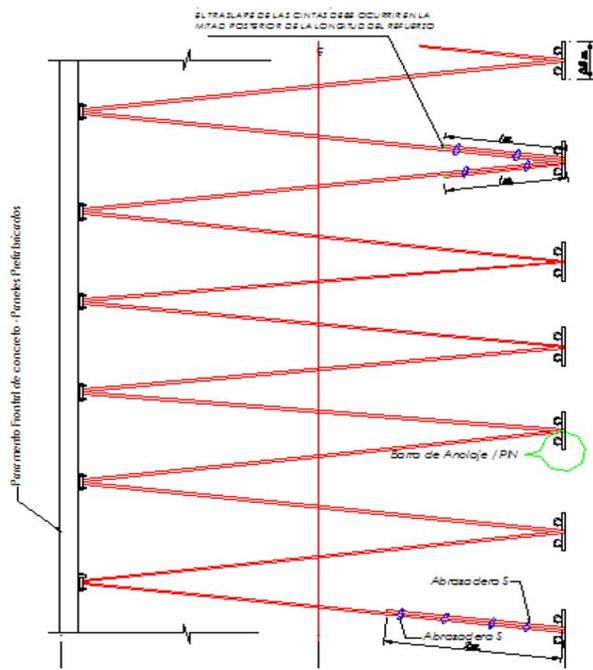


Figura 69. Colocación de las cintas Paraweb

Fuente: Maccaferri



Figura 70. Traspase de cintas

Fuente: Maccaferri



*Figura 71. Colocación de las cintas Paraweb*  
*Fuente: Maccaferri*



*Figura 72. Colocación de las cintas ParaWeb*  
*Fuente: Maccaferri*



*Figura 73. Colocación de apoyos*  
*Fuente: Maccaferri*



*Figura 74. Colocación Paneles Superiores*  
*Fuente: Maccaferri*



*Figura 75. Despliegue de cintas*  
*Fuente: Maccaferri*



*Figura 76. Ajuste de cintas*  
*Fuente: Maccaferri*

### 2.5.2.5. Presupuesto

✧ Presupuesto con el Sistema MacForce, para la obra Planta de Tratamiento de Aguas

Residuales en la ciudad de Huaral – Lima

**Tabla 3**

*Presupuesto sistema Mac Force*

Cantidad	Unid.	Descripción de los materiales	Precio unitario	%IGV	Precio Total con IGV
845	Piece	PANEL MACFORCE TIPO MA	US\$146.00	18.00	\$145,576.60
125	Piece	PANEL MACFORCE TIPO MB	US\$79.00	18.00	\$11,652.50
22	Piece	PANEL MACFORCE TIPO MZA	US\$127.00	18.00	\$3,296.92
37760	Metro	PARAWEB 2D 30KN	US\$0.70	18.00	\$31,189.76
20741	Metro	PARAWEB 2D 50KN	US\$0.90	18.00	\$22,026.94
6460	Piece	ABRAZADERA TIPO S	US\$0.44	18.00	\$3,354.03
6454	Piece	ANCLAJE TIPO J	US\$1.25	18.00	\$9,519.65
4149	Piece	BARRA LINSA 16MM x 50CM	US\$1.60	18.00	\$7,833.32
3844	Piece	COJIN DE APOYO EPDM	US\$1.15	18.00	\$5,216.31
6250	Piece	CLAVIJAS DE CONEXIÓN- MACLOOP SL 70 + SADDLE	US\$5.29	18.00	\$39,013.75
404	Metro	TUBO MACPIPE SP 4"5.7912m	US\$3.24	18.00	\$1,620.85
9	Metro	TUBO MACPIPE S 4"5.7912m	US\$3.24	18.00	\$34.41
7462	Metro cuadrado	Geotextil MACTEX X40.1(3.9X140)	US\$0.70	18.00	\$6,163.61
4	Piece	CODO S 4X90	US\$6.77	18.00	\$31.95
19	Piece	TEE S 4	US\$10.01	18.00	\$224.42
137	Piece	SPLIT COUPLER 4" 100MM	US\$1.47	18.00	\$237.64
Valor total : US\$ 286992.650					



### 2.5.3. Sistema de Macwall

#### 2.5.3.1. Definición

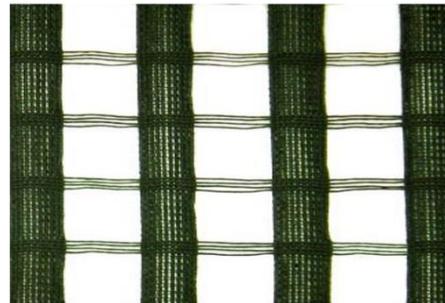
Este sistema, en su parte externa está compuesta por bloques de concreto prefabricado que son convenientemente ensamblados y reforzados con geomallas uniaxiales de alta resistencia las que posteriormente son cubiertas por un relleno estructural compactado.

### **MACWALL**

*Sistema de Suelo Reforzado que consiste en la combinación de Bloques Modulares de Concreto + Geomallas MacGrid WG + Relleno Compactado*



Bloques de Concreto



Geomallas MacGrid WG

*Figura 78. Sistema Macwall*

*Fuente: Maccaferri*

El sistema Suelo Reforzado Tipo Bloques Segmentados, es una estructura conformada por bloques de concreto prefabricado con ensamble vertical que es reforzado en su parte interior por una geomalla tejida de alta resistencia.

Las dimensiones de los elementos de Suelo Reforzado Tipo Bloques Segmentados son:

- Elemento bloque de concreto prefabricado: 0.40 x 0.20 m. y profundidad de 0.30 m.
- Geomallas Uniaxiales Tejidas de longitud variable (aprox. 0.7 H), cuyas características deben de cumplir los valores mínimos de acuerdo a las especificaciones descritas en el ítem correspondiente.

## ✓ Bloque MacWall

Las características indispensables que tienen estos bloques son las siguientes:

- De fácil ensamblaje
- Poseer una elevada resistencia mecánica a la compresión.
- Facilidad de colocación.
- Tienen un mínimo de resistencia a la compresión a los 28 días de 25MPa.

Las dimensiones de los bloques prefabricados, exteriormente son de 0.40 m.x 0.20 m. y una profundidad de 0.30 m. Estos elementos interconectados unos con otros forman la pared exterior la cual tiene un acabado rugoso debido a la forma del bloque segmentado.

Así mismo, estos bloques tienen un dispositivo de encaje tipo pines que son de polipropileno los cuales son insertados en las aberturas que llevan los bloques de concreto y cuya forma de disposición esta especificada en los planos a detalle.

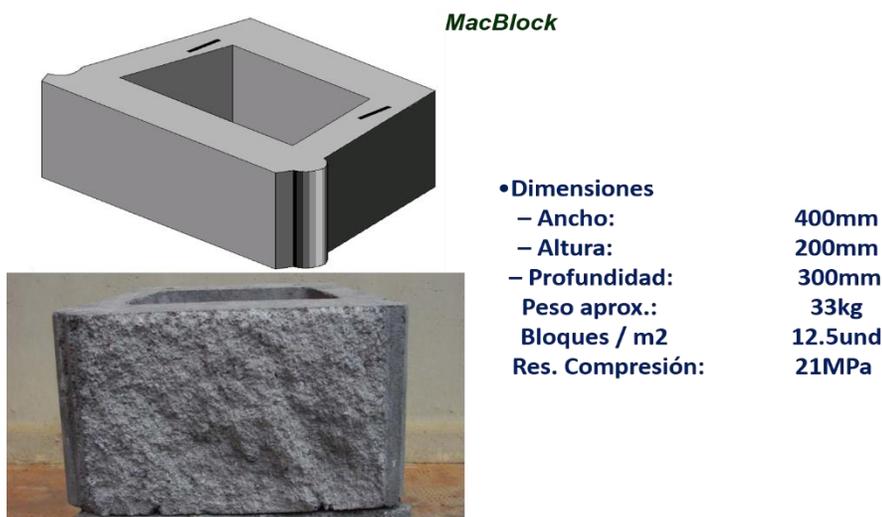


Figura 79. Muro de contención segmentado – MacWall

Fuente: Maccaferri

## ✓ Pin de Anclaje

El pin de anclaje que va entre bloque y bloque está fabricado de *Polipropileno* y su geometría es según la figura xx. Su función principal es mantener la verticalidad o el escalonamiento de los bloques y de una manera indirecta, ayudar a incrementar la interacción entre bloque y bloque.

### **Dispositivo de encaje**

#### **Tipo – Pines de polipropileno**

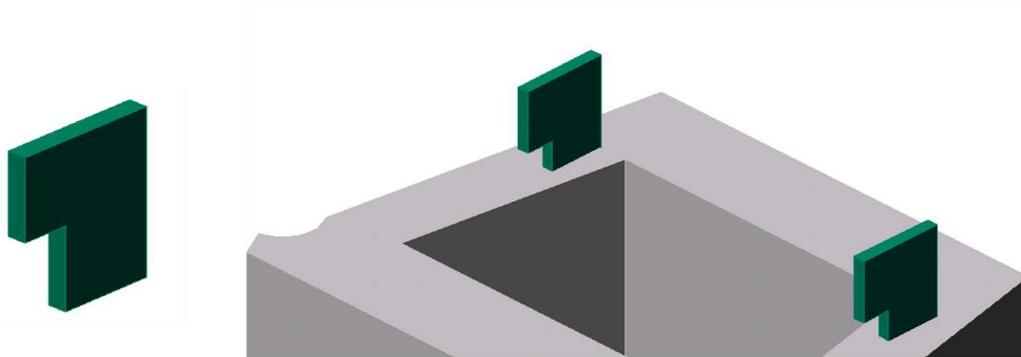


Figura 80. Pin de Anclaje

Fuente: Maccaferri

### **Dispositivo de anclaje**

#### **Disposición del muro con paramento vertical**

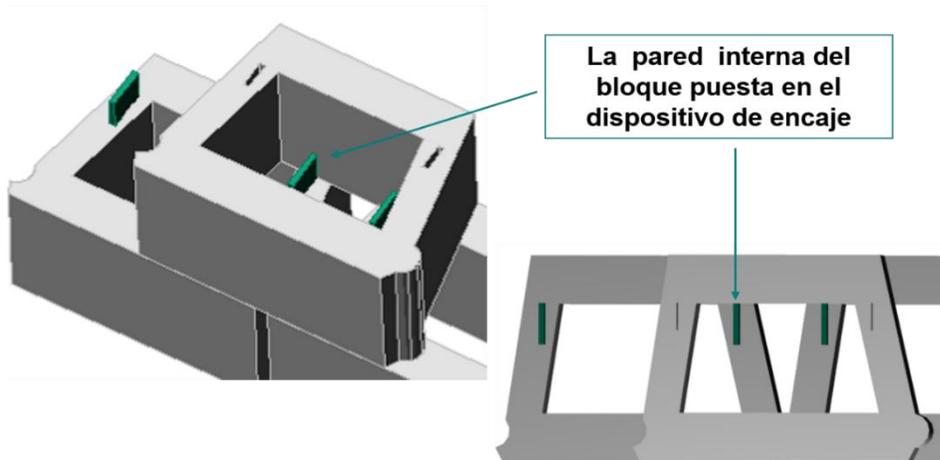
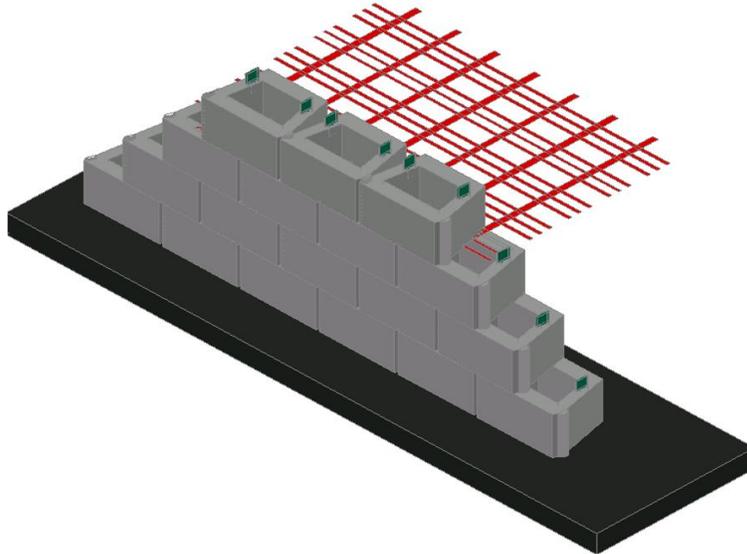


Figura 81. Pin de Anclaje

*Fuente: Maccaferri*

### **Dispositivo de anclaje**

#### **Disposición del muro con paramento vertical**

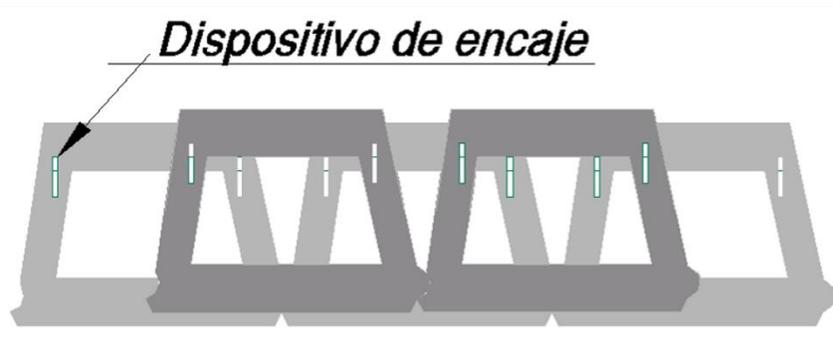


*Figura 82. Disposición del muro con paramento vertical*

*Fuente: Maccaferri*

### **Dispositivo de anclaje**

#### **Disposición con paramento inclinado**



*Figura 83. Dispositivo de encaje*

*Fuente: Maccaferri*

### **Dispositivo de anclaje**

#### **Disposición con paramento inclinado**

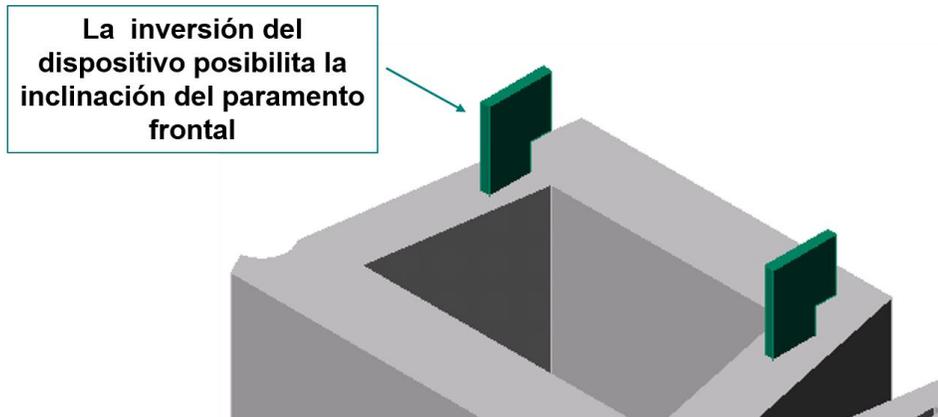


Figura 84. Dispositivo de anclaje

Fuente: Maccaferri

### **Dispositivo de anclaje**

#### **Disposición con paramento inclinado**

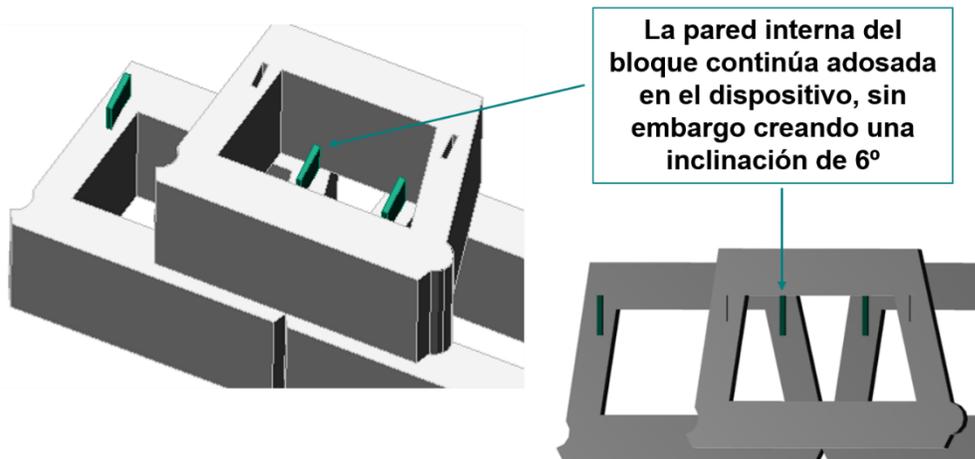
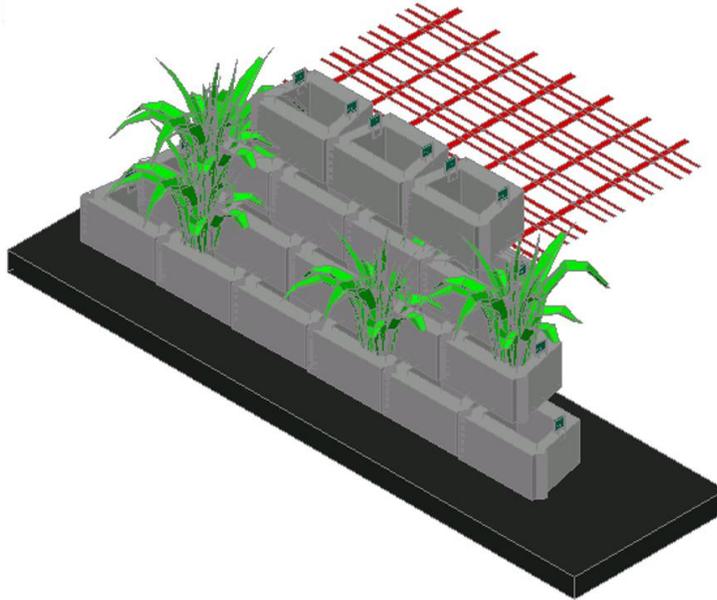


Figura 85. Disposición con paramento inclinado

Fuente: Maccaferri

### ***Dispositivo de anclaje***

### ***Disposición con paramento inclinado***



*Figura 86. Muro de contención segmentado – MacWall*

*Fuente: Maccaferri*

### **✓ Geomallas Uniaxiales**

Las geomallas uniaxiales tejidas utilizadas para el diseño del presente proyecto deben de cumplir con los valores mínimos correspondiente a la geomalla del diseño. El material de relleno a ser utilizado en la conformación de la estructura de suelo reforzado deberá tener las siguientes características:

- Será del tipo considerado en el cálculo de estabilidad (ángulo de fricción, peso específico y cohesión).
- Estará libre de materia orgánica y deteriorable.
- No se encontrará en su composición arcillas expansivas.

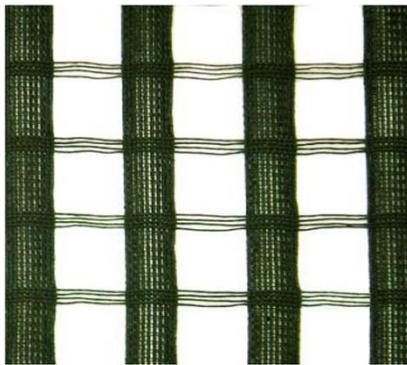
La elección del tipo de relleno debe considerar el desempeño de la estructura a lo largo de su vida útil y del tipo de estructura que va a soportar el muro segmentado MacWall.

La compactación del relleno estructural debe ser un 95% de lo indicado en AASHTO T-99 y el control de la compactación se debe de realizar por capas.

- Geomallas Uniaxiales

Se utilizan **Refuerzos Extensibles**.

$$\varepsilon_S \leq \varepsilon_R$$



### Tipo – Geomallas Tejidas.

- **Composición:**

- Núcleo PET
- Revestimiento PVC

- **Resistencias:**

- 40, 60, 90, 120, 150, 200 300  
400 kN/m

Figura 87. Geomallas Uniaxiales

Fuente: Maccaferri

Antes de proceder a la ejecución de las obras de Suelo Reforzado Tipo Bloques Segmentados, el Contratista obtuvo la autorización escrita del Supervisor, previa aprobación del tipo de bloque, geomalla y material de relleno a utilizar. La colocación de los bloques y geomalla, se realizó de acuerdo a las disposiciones indicadas en los planos a detalle. La base donde los elementos tipo bloque y geomalla se colocaron estuvo debidamente nivelada y compactada hasta obtener un terreno horizontal. Los niveles de excavación fueron verificados por el Supervisor antes de proceder a la colocación de los elementos, se constató que el material de asiento sea el adecuado para soportar las cargas a la que estará sometido. Los bloques de concreto están apoyados en una losa de nivelación

no reforzada cuya resistencia a la compresión es de 15MPa y cuyas dimensiones están especificadas en los planos a detalle. El armado y colocación de los elementos se realizó respetando las especificaciones del fabricante. Cada fila de bloques, fue debidamente colocada sobre la anterior cuidando que cada unidad se encuentre ensamblada con las contiguas, formando el conjunto de filas. La disposición del pin de izaje depende de la inclinación del paramento frontal, esta disposición se observó en los planos a detalle.

Dentro de los bloques y entre la parte posterior de los bloques y el relleno compactado se colocó piedra chancada o grava para mejorar la interacción entre bloque y bloque y mejorar el drenaje teniendo una columna de brava por detrás del paramento frontal. El relleno estructural está constituido por un suelo de buena calidad (material seleccionado), con alto grado de fricción y permeabilidad.

La colocación y compactación del relleno fueron efectuadas utilizando las técnicas, equipos y mano de obra tradicionales y de acuerdo con las presentes especificaciones.

Las capas de relleno, fueron compatibles con el equipo de compactación utilizado: sapos, planchas, rodillos compactadores etc., generalmente no superiores a 30 cm. y esparcidas a lo largo de toda la superficie. La compactación de la capa de suelo en contacto con los bloques de concreto (faja de 1.5 m. medida a partir de la cara posterior de este elemento) se realizó utilizando compactadores manuales (tipo sapo, planchas, etc.). Para la compactación restante, se usaron compactadores mayores y procesos convencionales. A medida que las filas de los bloques de concreto fueron ascendiendo, se llenaron las cavidades de éstos con el material de relleno que puede, a fin que éste adquiriera un mayor peso. El paramento frontal de la estructura conformado por los bloques de concreto y

conectores fue medido en metros cuadrados de fachada de muro y los refuerzos de geomallas medidos en metros cuadrados contabilizados de las secciones indicadas en los planos del proyecto, de acuerdo con lo que requirieron la especificación respectiva o las modificaciones ordenadas por el Supervisor. Las cantidades aceptadas de fachada de muro y geomallas fueron pagadas al precio unitario por metro cuadrado indicado en el contrato, por toda obra ejecutada de acuerdo tanto con esta sección como con la especificación respectiva del fabricante de los materiales y aceptada a satisfacción por el Supervisor.

### **Relleno Compactado**

Relleno Granular Compactado al **95 % del Proctor Modificado**.

Abertura de malla	Porcentaje que pasa (%)
102 mm (4 in)	100
4.75 mm (No. 4)	20 – 100
0.425 mm (No. 40)	0 – 80
0.075 mm (No. 200)	0 – 35



*Figura 88. Relleno compactado*

*Fuente: Maccaferri*

### **2.5.3.2. Consideraciones para el diseño**

➤ ***Posibilidades estructurales***

***1) Como estructura de contención a la gravedad***

- Peso propio de los elementos actúa como única fuerza resistiva a los empujes de tierra
- “Monolítica” garantizada por la fricción entre bloques y clavos

- Altura máxima dependiente de las condiciones del suelo local, generalmente 1,20m

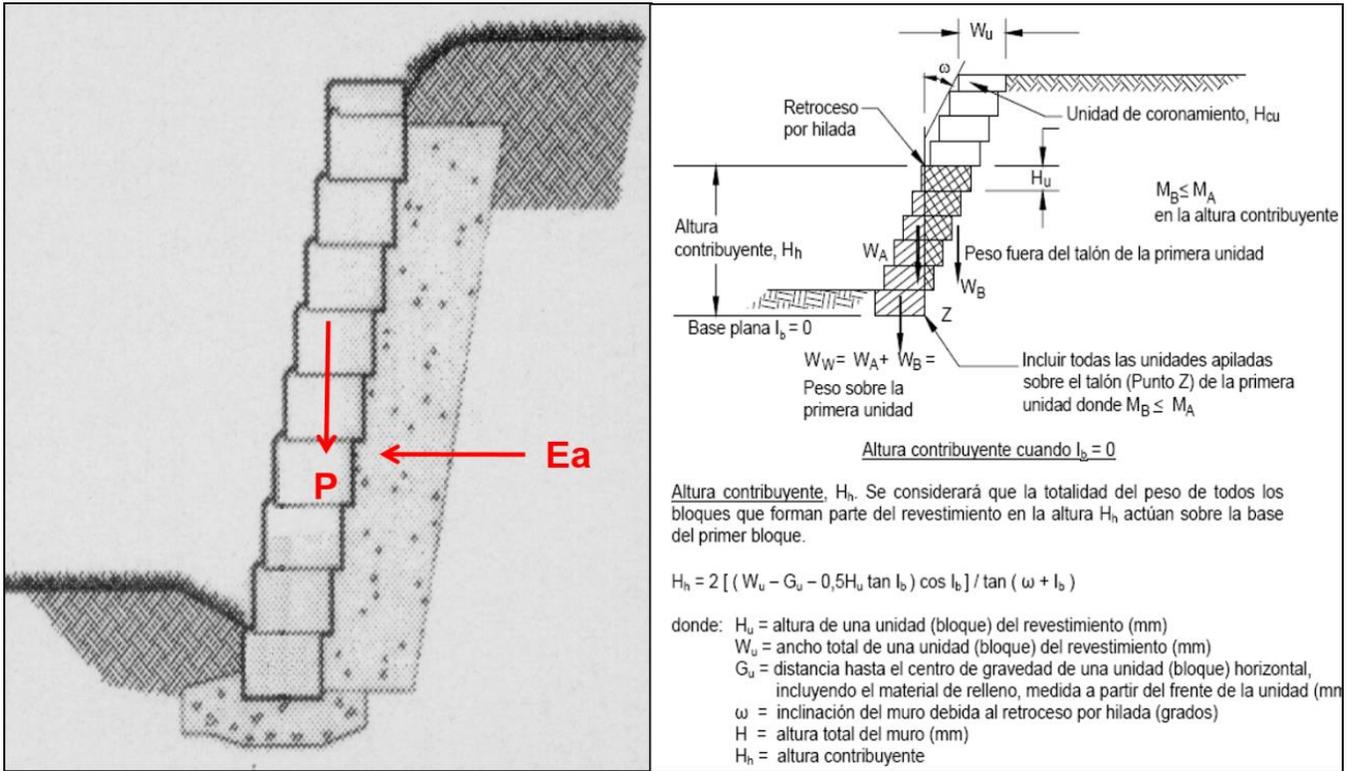


Figura 89. Muro de contención segmentado – MacWall

Fuente: Maccaferri

### Análisis de Estabilidad Externos

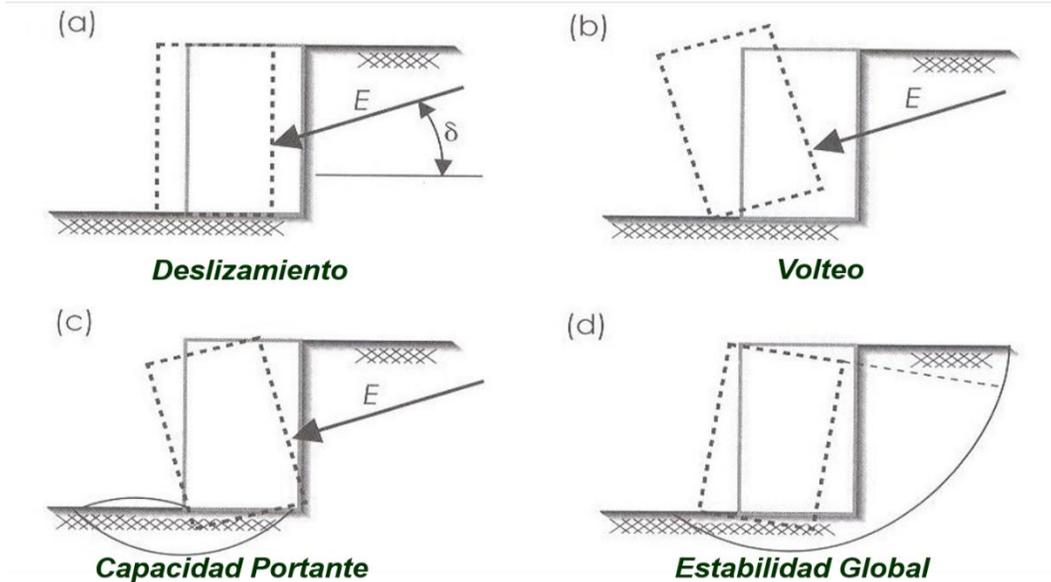


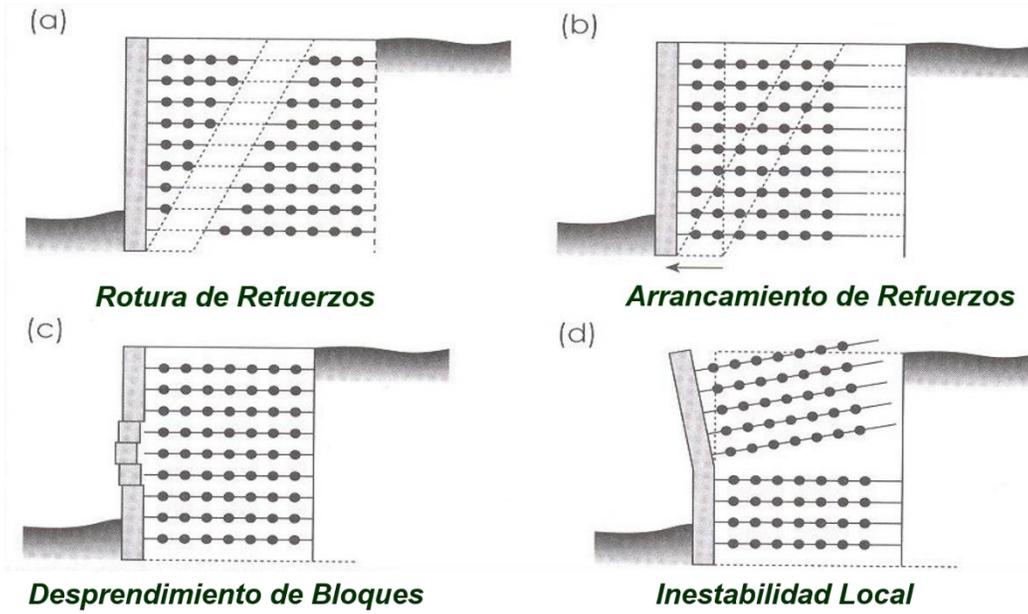
Figura 90. Análisis de estabilidad externa

Fuente: Maccaferri

Figura

**Análisis de Estabilidad Internos**

82.



Análisis de estabilidad interna

Fuente: Maccaferri

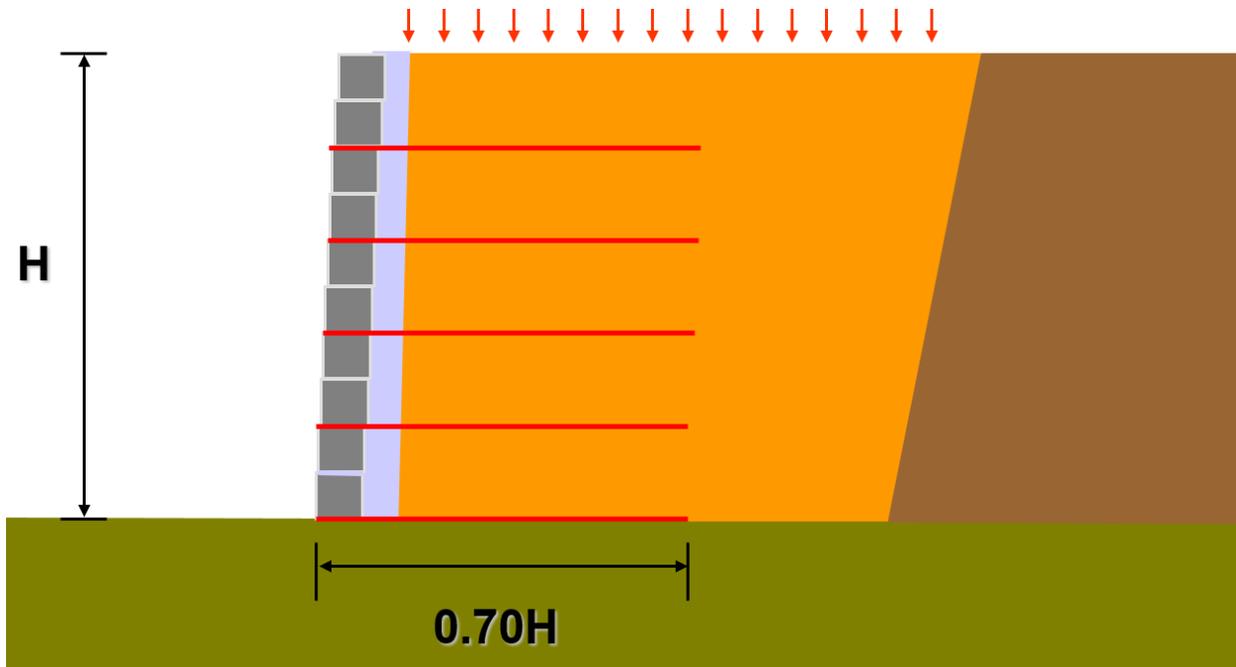


Figura 91. Muro de contención segmentado – MacWall

Fuente: Maccaferri

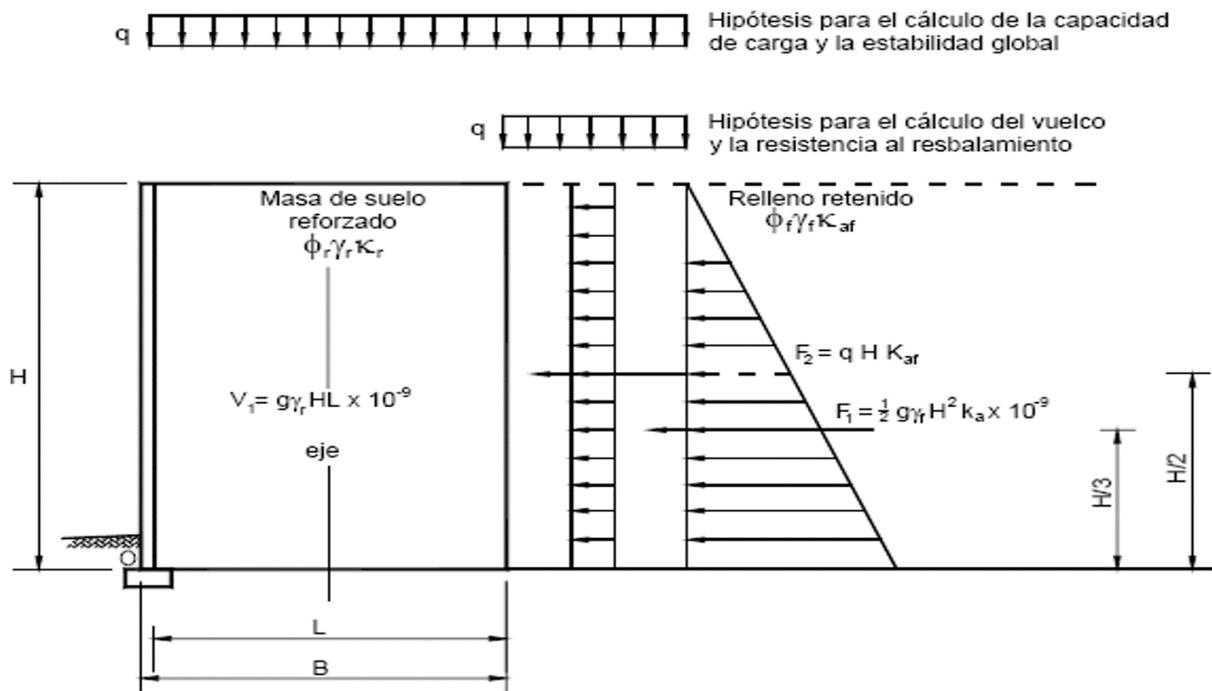
**Tabla 4**

*AASHTO 2007 LRFD*

Pendiente delante de las estructuras		Mínima profundidad embebida
Horizontal	para muros	$H / 20,0$
	para estribos	$H / 10,0$
3,0 H: 1,0 V	muros	$H / 10,0$
2,0 H: 1,0 V	muros	$H / 7,0$
1,5 H: 1,0 V	muros	$H / 5,0$

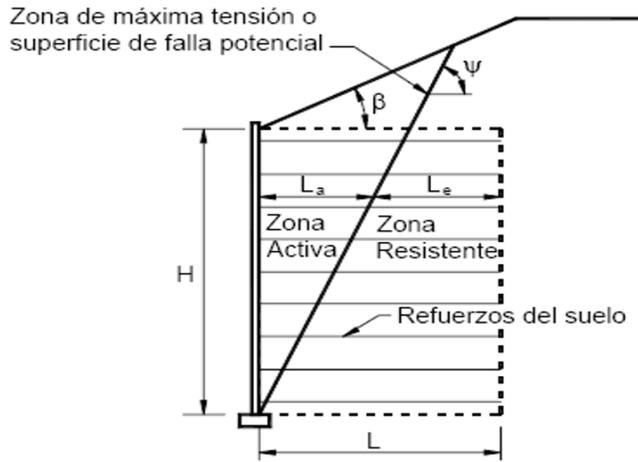
*Fuente: Maccaferri*

- Relleno de superficie horizontal con sobrecarga



*Figura 92: Relleno de superficie horizontal con sobrecarga*

- Zona de máxima tensión o superficie de falla potencial



$$L_e \geq \frac{T_{máx.}}{\phi F^* \alpha \sigma_v C R_c}$$

$$L_{emin} = 90\text{cm}$$

Tabla 11.10.6.3.2-1 – Valores por defecto del factor de corrección que considera los efectos de la escala,  $\alpha$

TIPO DE REFUERZOS	VALOR DE $\alpha$ POR DEFECTO
Refuerzos de acero	1,0
Geogrillas	0,8
Geotextiles	0,6

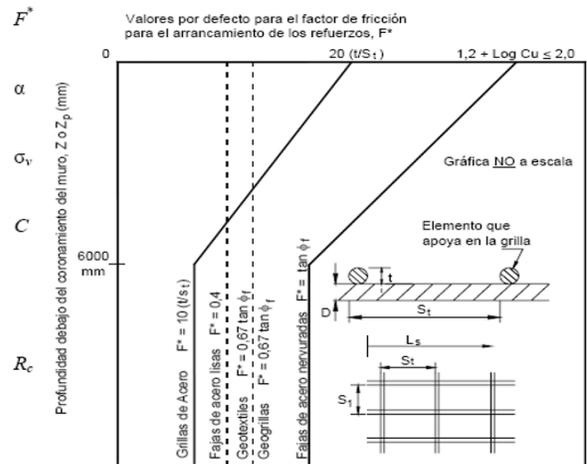


Figura 93: Zona de máxima tensión o superficie de falla potencial

### ✓ Geomallas Tejidas

MacGrid® WG es una geogrilla tejida de poliéster revestida con PVC, indicada para estructuras de contención en suelo reforzado.

### Tipo – Geomallas Tejidas (MacGrid WG)

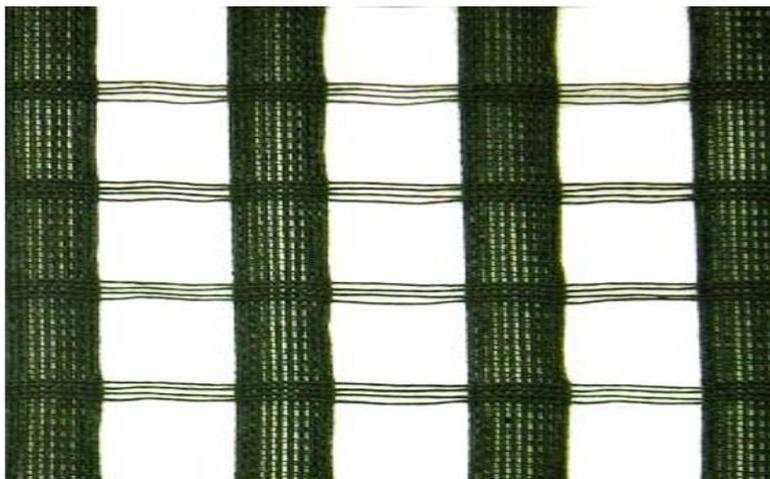


Figura 94. MacGrid  
Fuente: Maccaferri

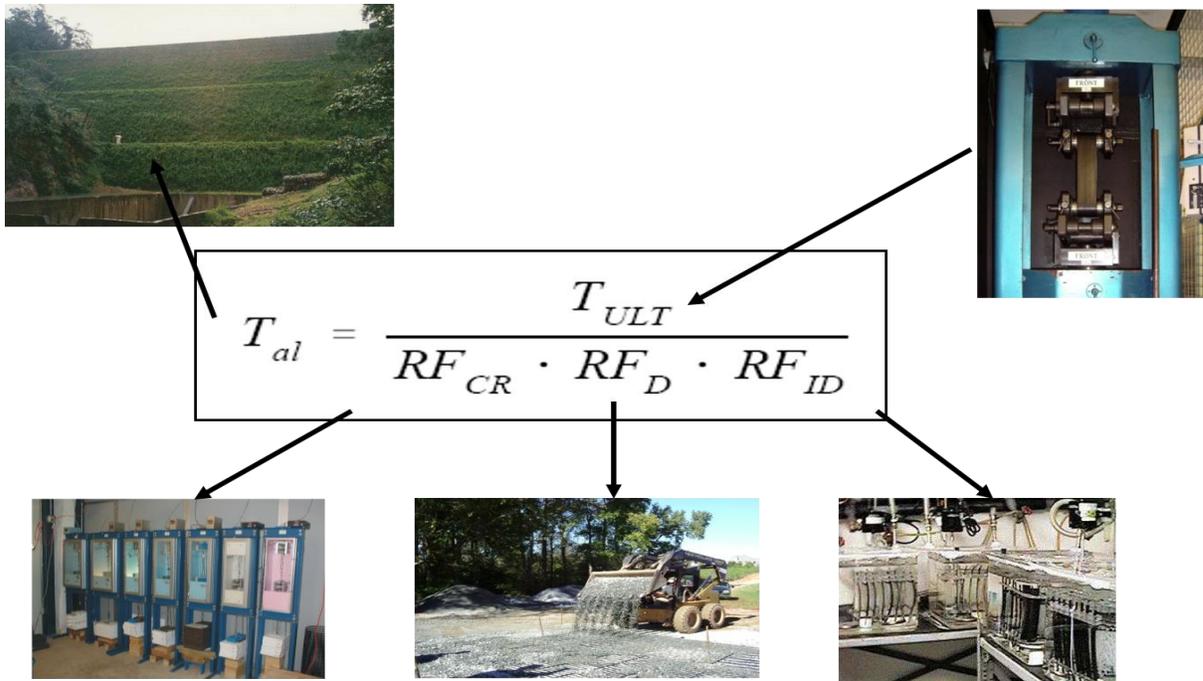


Figura 95. Resistencia de Diseño

Fuente: Maccaferri

PROPIEDADES MECÁNICAS				WG 200	WG 300	WG 400
Resistencia longitudinal à tracción	$T_{ult}$	kN/m	ASTM D 46637	200.0	300.0	400.0
Resistencia transversal à tracción	$T_{ult}$	kN/m	ASTM D 46637	30.0	30.0	30.0
Deformación na ruptura	$\epsilon$	%	ASTM D 46637	12.0	12.0	12.0
Resistencia à 2% de deformação	$T_{2\%}$	kN/m	ASTM D 46637	43.8	61.4	84
Resistencia à 5% de deformação	$T_{5\%}$	kN/m	ASTM D 46637	64.1	105.1	134
PROPIEDADES DE RESISTÊNCIA DE PROJETO A LONGO PRAZO				WG 200	WG 300	WG 400
Fator de redução devido fenômeno de FLUÊNCIA						
75 anos	$RF_{CR}$		ASTM D 5262	1.63	1.63	1.63
114 anos	$RF_{CR}$		ASTM D 5262	1.65	1.65	1.65
Fator de redução devido DANOS AMBIENTAIS						
3 < pH do solo < 10	$RF_D$		FHWA RD 97-144	1.10	1.10	1.10
<b><math>R_{pr} = 200 / 1,92</math></b>						
<b><math>R_{pr} = 104.2 \text{ kN/m}</math></b>						
LTDS = $T_{ult}(RF_{CR} \times RF_D \times RF_a)$						
LTDS para Solo tipo 01	LTDS	kN/m		103.3	156.4	208.3
LTDS para Solo tipo 02	LTDS	kN/m		104.2	154.9	206.2
LTDS para Solo tipo 03	LTDS	kN/m		99.6	149.4	199.2
PROPIEDADES DE INTERAÇÃO				WG 200	WG 300	WG 400
em acordo com ensaios realizados e literatura; $C_i \tan \phi = F^*$ & $C_{ds} \tan \phi = \tan p$ conforme AASHTO '98						
Coefficiente de interação - pull out test	$C_i$		ASTM D 6706	1.04	1.04	1.04
Coefficiente de interação - cisalhamento direto	$C_{ds}$		ASTM D 5321	0.86	0.86	0.7

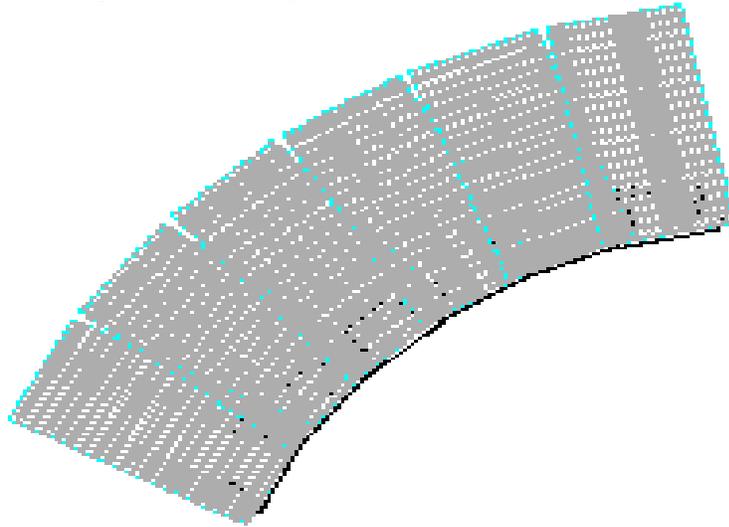
Figura 96. Geomallas MacGrid WG

Fuente: Maccaferri

✓ *MacGrids*

Disposición de Geomallas en curvas:

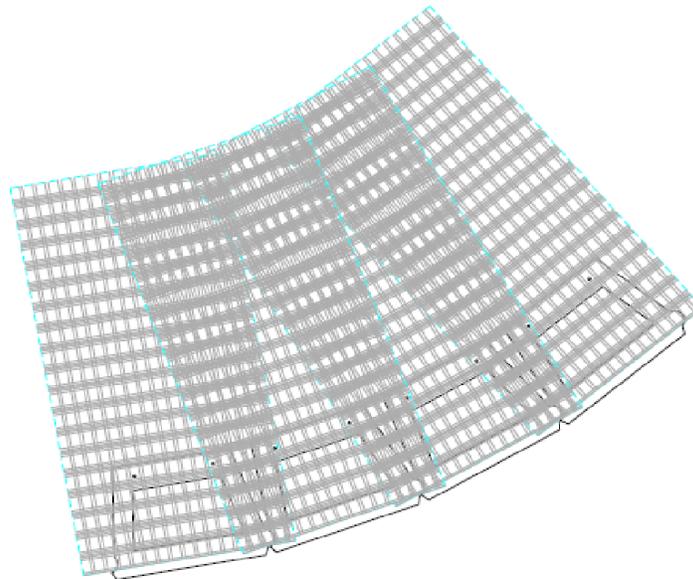
- Aplicaciones de geomallas en curva cóncava con MacWall



*Figura 97. Geomallas en curva cóncava*

*Fuente: Maccaferri*

- Aplicaciones de geomallas en curva convexa con MacWall



*Figura 98. Geomallas en curva convexa*

*Fuente: Maccaferri*

- Disposición de geomallas en curvas más acentuadas

En casos de curvas más acentuadas, donde las aperturas entre las mallas son grandes, es necesario incluir paneles adicionales, a fin de mantenerse la continuidad del refuerzo.

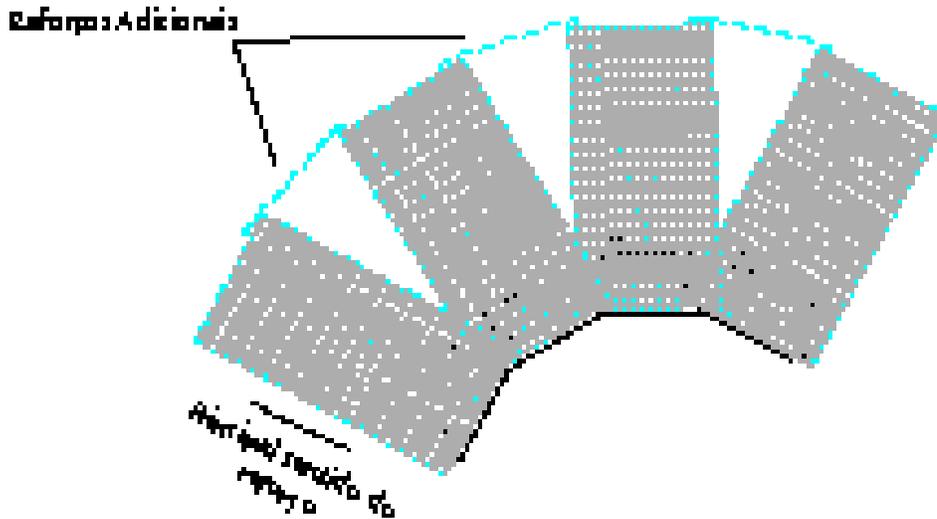


Figura 99. Geomallas en curvas más acentuadas

Fuente: Maccaferri

### 2.5.3.3. Presupuesto

- ✧ Presupuesto con el Sistema MacWall , para la obra Planta de Tratamiento de Aguas Residuales en la ciudad de Huaral – Lima

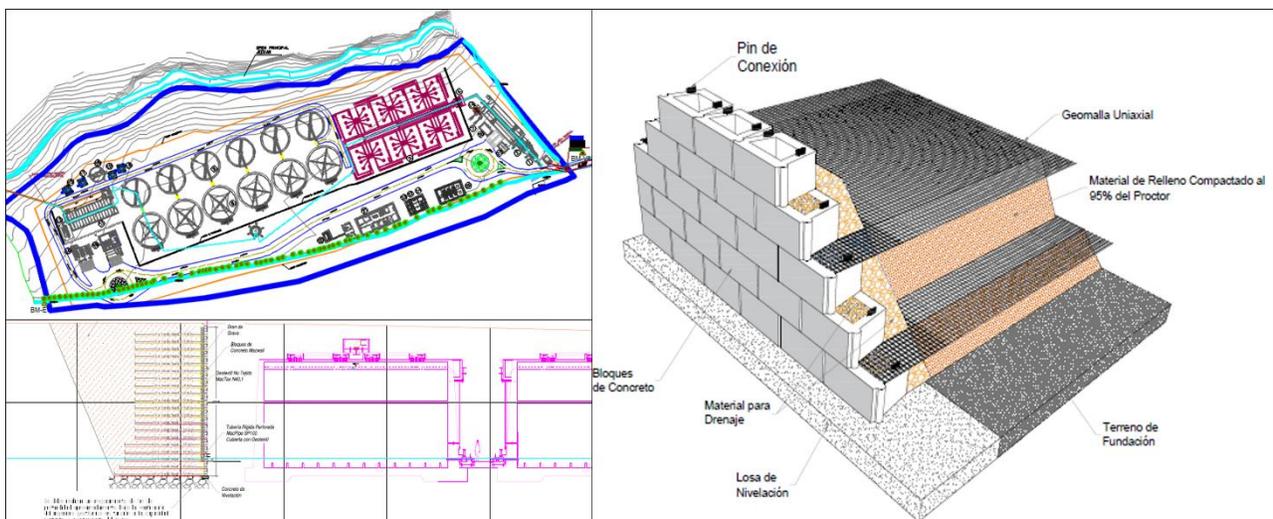
**Tabla 5**

*Presupuesto con el Sistema MacWall*

Cantidad	Unid.	Descripción de los materiales	Precio unitario	%IGV	Precio Total con IGV
459	Piece	BLOQUE MACWALL 0.4X0.2X0.3	US\$146.00	18.00	US\$79,076.52
16856.72	Piece	GEOMALLA PARAGRID 80	US\$2.07	18.00	US\$41,174.22
10258.72	Piece	GEOMALLA PARAGRID 200	US\$3.39	18.00	US\$41,036.93
404.00	Metro	TUBO MACPIPE SP 4"5.7912m	US\$3.24	18.00	US\$1,544.57
9.00	Metro	TUBO MACPIPE S 4"5.7912m	US\$3.24	18.00	US\$34.41
7257.28	Metro cuadrado	Geotextil MACTEX X40.1(3.9x140)	US\$0.70	18.00	US\$5994.51
4.00	Piece	CODO S 4X90	US\$6.77	18.00	US\$31.95
19.00	Piece	TEE S 4	US\$10.01	18.00	US\$224.42
137.00	Piece	SPLIT COUPLER 4" 100MM	US\$1.47	18.00	US\$237.64

Valor total : US\$ 169355.170

El ACU que justifica los precios se encuentra en los anexos.



*Figura 100. Reforzamiento del Talud Vertical para la PTAR en Huaral con Sistema MacWall*

*Fuente: Maccaferri*

✧ Metrado de un Muro convencional de concreto armado , para la obra Planta de Tratamiento de Aguas Residuales en la ciudad de Huaral – Lima



**Tabla 6**

*Hoja de metrados*

HOJA DE METRADOS								
MURO DE CONTENCION CON CONCRETO ARMADO								
PART.	DESCRIPCION	UNID.	CANT.	MEDIDAS			PARCIAL	TOTAL
				LARGO	ANCHO	ALTURA		
01	TRABAJOS PRELIMINARES							
0.1.01	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	M2	1.00	175.00	12.50	-	2187.50	2187.50
02.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS							
02.01	EXCAVACION A MAQUINARIA EN TERRENO NORMAL	M3	1.00	-	-	-	12232.50	12232.50
	Excavación para la cimentación	M3	1.00	175.00	12.50	0.60	1312.50	
	Excavación para el relleno	M3	1.00	175.00	12.00	5.20	10920.00	
02.02	RELLENO Y COMPACTADO C/MATERIAL PROPIO	M3	1.00	-	-	-	10920.00	10920.00
	Relleno	M3	1.00	175.00	12.00	5.20	10920.00	
03.00	CONCRETO ARMADO							
03.01	SOLADO PARA ZAPATA e=75 mm, C:H 1:10	M2	1.00	175.00	3.70	-	647.50	647.50
03.02	Concreto f'c=210 kg/cm2 EN MURO DE SOSTENIMIENTO	M3	1.00	-	-	-	12468.75	12468.75
	Concreto en la Zapata ( dirección longitudinal)	M3	1.00	175.00	12.50	0.50	1093.75	
	Concreto en la Pantalla (dirección longitudinal)	M3	1.00	175.00	12.50	5.20	11375.00	
03.03	ACERO fy=4200 kg/cm2, GRADO 60	KG	1.00	-	-	-	3972.45	3972.45
	Acero vertical						1814.14	
	Rfzo. 3/4"(interior, @0.25m), peso=2.25 kg/m	KG	61.00	6.50	-	-	888.16	
	Rfzo. 3/4"(interior, @0.125m), peso=2.25 kg/m	KG	61.00	2.25	-	-	307.44	
	Rfzo. 5/8"(interior, @0.25m), peso=1.56 kg/m	KG	61.00	6.50	-	-	618.54	
	Acero horizontal						910.43	
	Rfzo.1/2"(cara interior), peso =0.955 kg/m	KG	32.00	15.00	-	-	477.60	
	Rfzo.1/2"(cara exterior), peso =0.955 kg/m	KG	29.00	15.00	-	-	432.83	
	Acero en la zapata						1247.88	
	Rfzo.Longitudinal #5, peso =1.562 kg/m							
	Capa superior	KG	101.00	2.45	-	-	386.52	
	Capa inferior	KG	101.00	1.45	-	-	228.75	
	Rfzo.Transversal #5 , peso=1.562 kg/m							
	Capa superior	KG	17.00	15.00	-	-	398.31	
	Capa inferior	KG	10.00	15.00	-	-	234.30	
03.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MUROS DE C° ARMADO	M2	1.00	-	-	-	156.00	156.00
	Cara exterior	M2	1.00	15.00	-	5.20	78.00	
	Cara interior	M2	1.00	15.00	-	5.20	78.00	

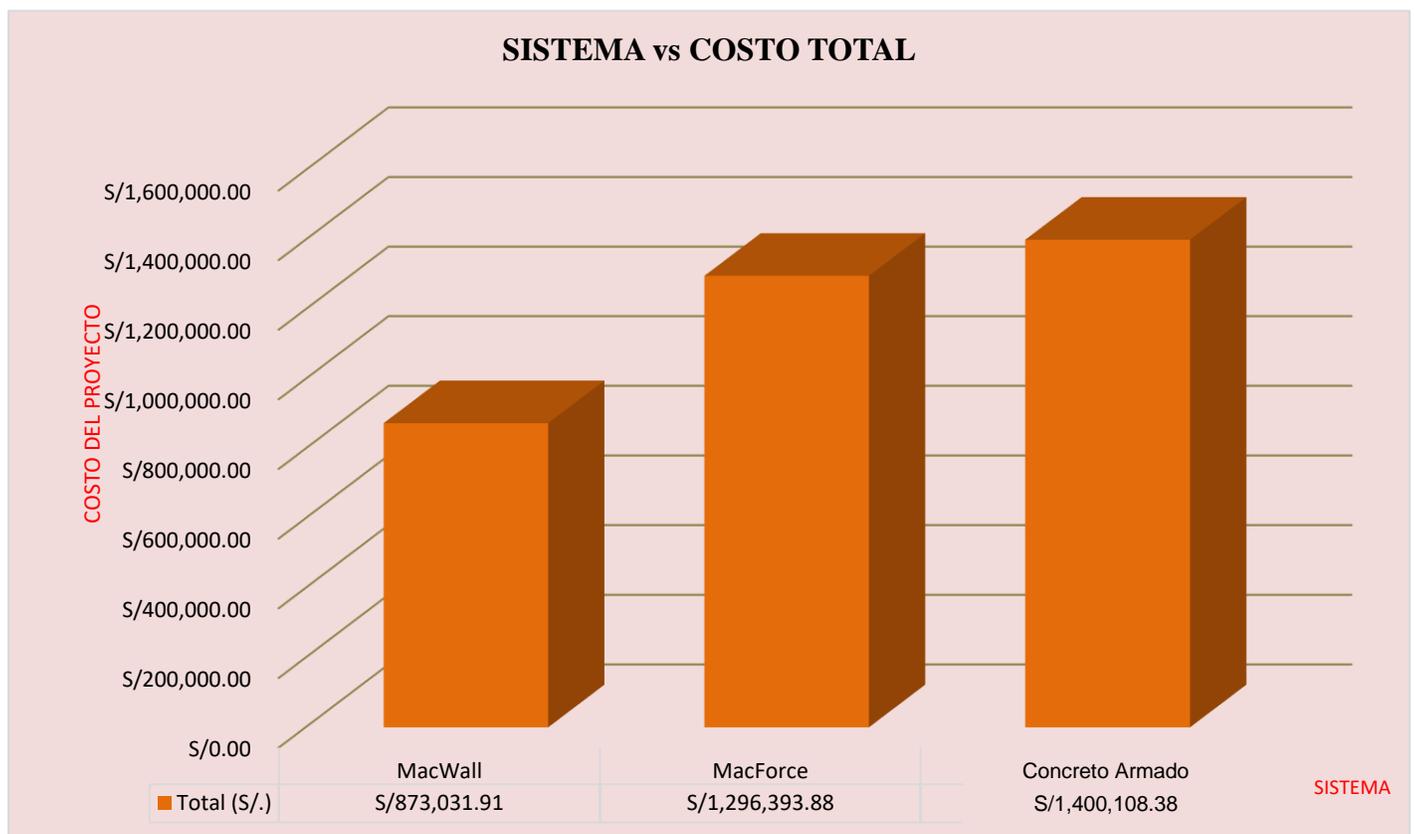
### CAPÍTULO III. RESULTADOS

Comparar el método de concreto armado de estabilización de taludes con los métodos de estabilización MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020.

**Tabla 8**

*Comparativo de sistemas*

Sistema	PU (\$/m <sup>2</sup> )	Cantidad (m <sup>2</sup> )	Total (\$)	Total (S/.)
MacWall	111.17	2187.5	\$243,184.38	873,031.91
MacForce	165.08	2187.5	\$361,112.50	1,296,393.88
Concreto armado	178.29	2187.5	\$390,002.33	1,400,108.38



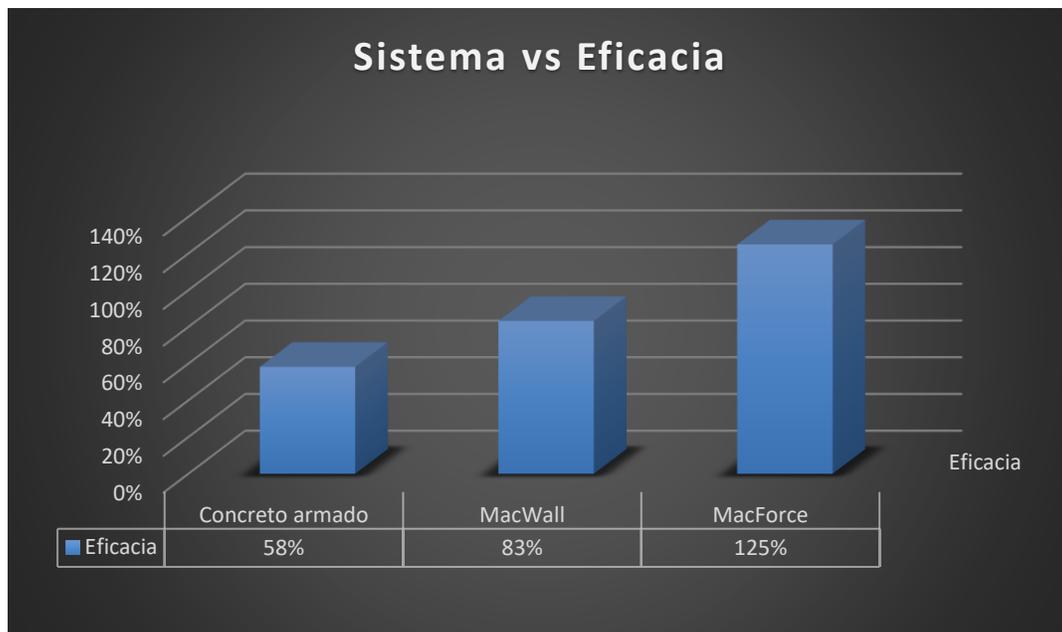
*Figura 101. Comparativo de sistemas*

Comparar la eficiencia y eficacia de los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020.

**Tabla 9**

*Comparativo de eficiencia y eficacia de ejecución en 90 días.*

Sistema	Meta de Ejecucion (m <sup>2</sup> /día)	Produccion (m <sup>2</sup> /día)	Demora (m <sup>2</sup> /día)	Eficacia	Eficiente
Concreto armado	24	14	10	58%	17%
MacWall	24	20	4	83%	67%
MacForce	24	30	-6	125%	150%
Ideal	24	24	0	100%	100%



*Figura 102. Comparativo de eficacia*

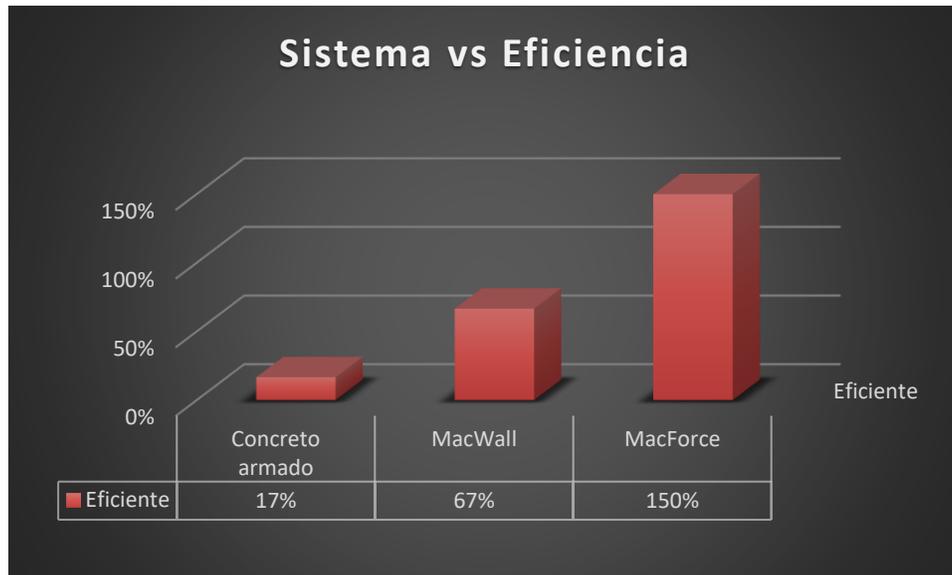


Figura 103. Comparativo de eficiencia.

Determinar y/o diferenciar la eficiencia técnica de los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020.

**Tabla 9**

*Comparativo de rendimiento y tiempo de ejecución.*

Sistema	Rendimiento (m <sup>2</sup> /día)	Cantidad (m <sup>2</sup> )	Tiempo de ejecución(días)
MacWall	20	2187.5	109
MacForce	30	2187.5	73

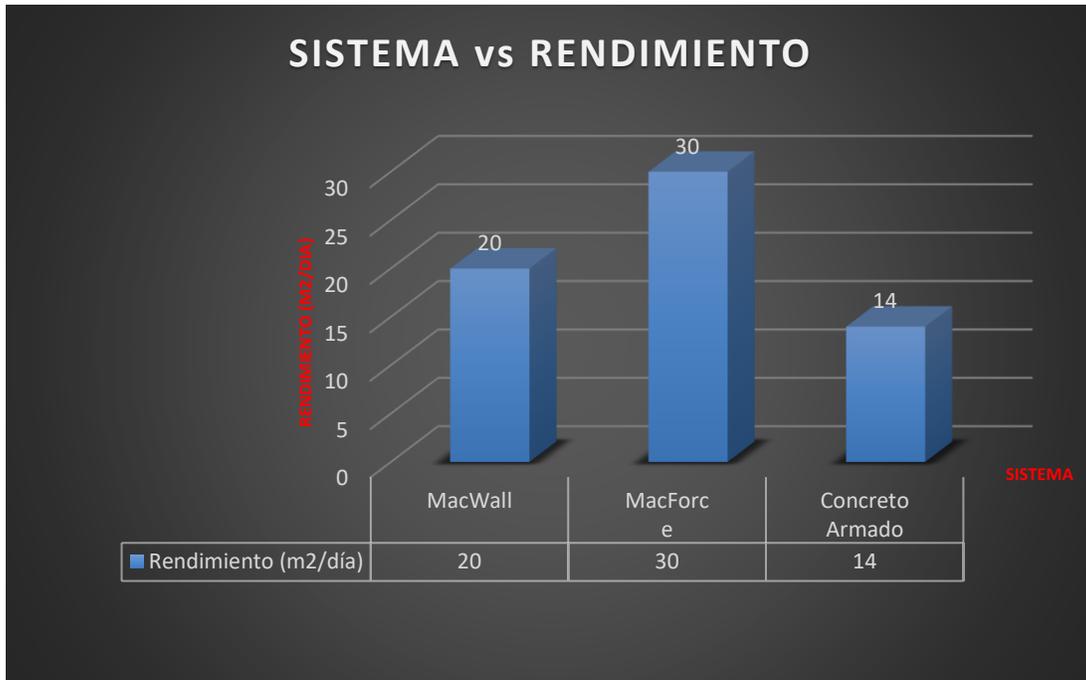


Figura 104. Comparativo de rendimiento.

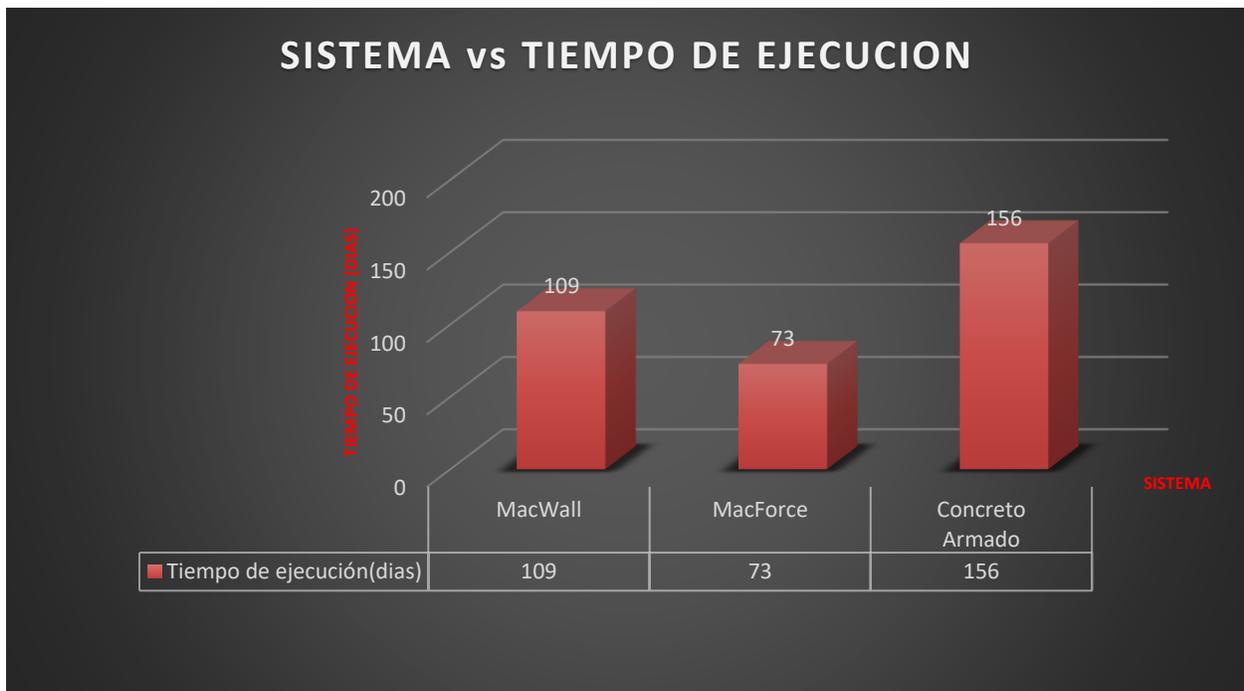


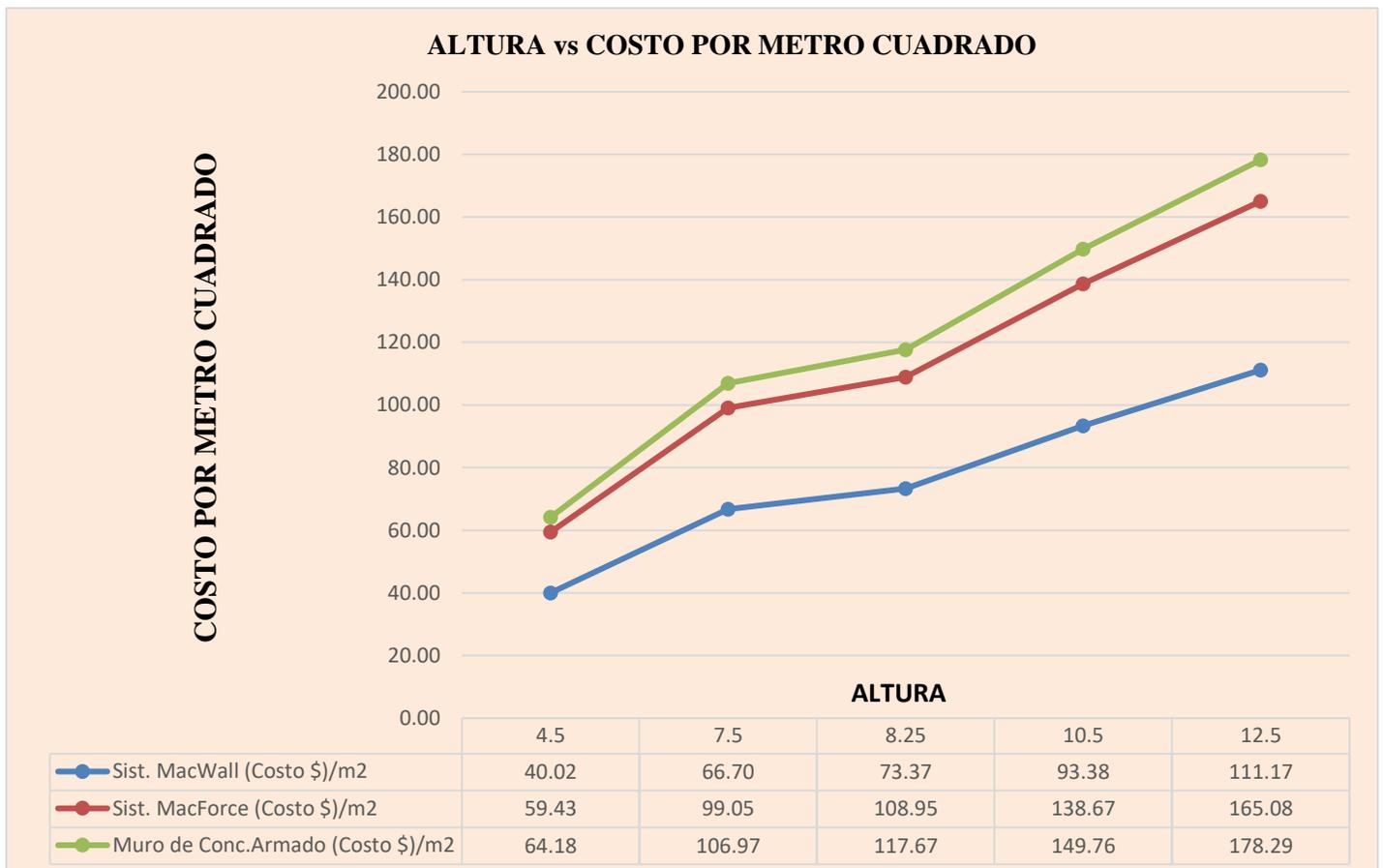
Figura 105. Comparativo de tiempo de ejecución.

Realizar la evaluación económica entre los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020

**Tabla 10**

*Evaluación económica entre los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce.*

H (m)	Suelo Reforzado con el Sistema MacWall (Costo \$)/m <sup>2</sup>	Suelo Reforzado con el Sistema MacForce (Costo \$)/m <sup>2</sup>	Muro de Contención Convencional de Concreto Armado (Costo \$)/m <sup>2</sup>
4.5	40.02	59.43	64.18
7.5	66.70	99.05	106.97
8.25	73.37	108.95	117.67
10.5	93.38	138.67	149.76
12.5	111.17	165.08	178.29



*Figura 106. Evaluación económica entre los métodos MacWall y MacForce.*

La eficiencia técnica de cada sistema se aprecia en las respectivas fichas mencionadas en los anexos.

## CAPITULO IV.- DISCUSIONES Y CONCLUSIONES

### 4.1. DISCUSIONES

- Al comparar el método de concreto armado de estabilización de taludes con los métodos de estabilización MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA, se observó que usando el método de concreto armado la obra tendría un costo total de S/.1,400,108.38; utilizando el método de estabilización MacForce la obra tendría un costo total de S/. 1, 296,393.88 y utilizando el método MacWall tendría un costo de S/. 873,031.91; es decir, utilizando el método de estabilización MacForce el costo sería 7.4% menor que utilizando el método convencional, y utilizando el método MacWall el costo sería 37.6% menor que el método convencional.
- Al comparar la eficacia y eficiencia de los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA, se observó que el sistema MacForce es eficaz y eficiente con 125% y 150% respectivamente; por otro lado, el sistema MacWall tiene una eficacia y eficiencia de 83% y 67% respectivamente y por ultimo tenemos al concreto armado con un 58% y 17% respectivamente.
- Al determinar y/o diferenciar la eficiencia técnica de los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA, se observó que el rendimiento en obra utilizando el método MacWall fue de 20 m<sup>2</sup>/día y el tiempo de

ejecución fue de 109 días; asimismo, el rendimiento en obra utilizando el método MacForce fue de 30 m<sup>2</sup>/día y el tiempo de ejecución fue de 73 días.

- Al realizar la evaluación económica entre los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA, se observó que para reforzar un talud de 12.5 m de altura el costo unitario de suelo reforzado con el sistema MacWall es de \$111.17 / m<sup>2</sup>, el costo unitario de suelo reforzado con el sistema MacForce es de \$165.08 / m<sup>2</sup> y el costo unitario de muro de contención convencional de concreto armado es de \$178.29, lo cual indica que el costo unitario de suelo reforzado con el sistema MacWall es 37.65% menor que el costo unitario de muro de contención convencional de concreto armado; asimismo tendríamos que el costo unitario de suelo reforzado con el sistema MacForce es de 7.4% menor que el costo unitario de muro de contención convencional de concreto armado.

#### 4.2. CONCLUSIONES

- Al comparar el métodos de concreto armado de estabilización de taludes con los métodos de estabilización MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA, se concluyó de los datos obtenidos en las fichas técnicas que entre los métodos de estabilización MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA, el más adecuado en esta obra para reemplazar al muro de contención convencional de concreto armado sería el método de estabilización MacForce, pues el sistema MacForce ofrece la posibilidad de utilizar refuerzos poliméricos de alta adherencia, asimismo sus

características permiten la construcción de estructuras altas capaces de soportar grandes cargas.

- Al comparar la eficacia y eficiencia de los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA, se observó que usando que el sistema MacForce es más eficaz y eficiente dentro de los tres sistemas mencionados.
- Al determinar y/o diferenciar la eficiencia técnica de los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA, se concluyó que en el método MacWall los bloques de concreto deberán tener un mínimo de resistencia a la compresión a los 28 días de  $255 \text{ kg/cm}^2$ , mientras que en el método MacForce el panel de concreto del paramento frontal deberá tener un mínimo de resistencia a la compresión a los 28 días de  $350 \text{ kg/cm}^2$ , además de tener el refuerzo para los paneles de concreto armado un mínimo de resistencia a la ruptura de  $510 \text{ N/mm}^2$  y un mínimo límite de fluencia de  $355 \text{ N/mm}^2$ , lo cual indica que el método MacForce es más conveniente para disminuir el riesgo de deslizamiento del talud vertical a reforzar.
- Al realizar la evaluación económica entre los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA, se concluyó que el método MacForce sería el más apropiado aun siendo más costoso que el método MacWall, por considerarse, dadas sus especificaciones técnicas, más seguro; además, sigue siendo un poco más económico que el muro de contención convencional de concreto armado al cual se desea reemplazar.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Pinedo, M. (2012). Comparación entre muros de suelo reforzado con elementos extensibles y no extensibles. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Skok, D. M. (2010). Apuntes de Estructuras de Contención en Suelo reforzado cátedra de Geotecnia III. Ciudad de la Plata: Facultad de Ingeniería Universidad Nacional de la Plata.
- Suarez, J. (2012). Diseño de Muros de Suelo Reforzados con Geosintéticos. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander.
- Das, B. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones 7ma edición. Mexico, D.F.: Cengage Learning Editores, S.A. de C.V.
- Ale Véliz, José Daniel, (2013), “Métodos de Estabilización de Taludes con Suelos Reforzados Métodos de Estabilización de Taludes mediante Estructuras de Suelo Reforzado” Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Lima – Perú.
- Miguel Eduardo Leoncio Avalos, (2015), Tesis “Estudio comparativo de costos entre muros de contención por gravedad, en volado y suelo reforzado”, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería Civil, Junio del 2015.

Manual de Diseño con geosintéticos, Geosistemas PAVCO, (2012), Departamento de Ingeniería-Geosistemas PAVCO S.A., Mexichem, Bogotá D.C.-Colombia. Octava Edición.

SUAREZ DIAZ, Jaime (2000),” Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales”. (1° ed.).

Secretaria de Comunicaciones y Transportes (2014), “Guía de procedimientos y lineamientos para la construcción de muros mecánicamente estabilizados”.(1° ed.),México

M. L.R. Laneri & P. Rimoldi (2015) « Estructuras innovadoras de suelo reforzado para paredes altas y pendientes que combinan refuerzos poliméricos y metálicos,» Revista Procedia Engineering, (125); 397-405.

Shanon & Wilson (2019) « Deformación de excesiva de un terraplén de muro de tierra estabilizado neánicamente construido en terreno blando,» Revista Procedia Engineering, (125); 397-405.

Galindo Mondragon A. Actualidad del diseño de muros de suelo reforzado. Analisis comparativo entre la FHWA NHI-10-024 (USA), BS 8006 (Gran Bretaña) y EBGEO (Alemania). Comp Anal between three Differ Methodol Des MSE walls FHWA NHI-10- 024, BS 8006 EBGEO. 2014;024(175):115-24.

AGUDELO, Jennifer. El Cuerpo Oficial de Bomberos evacuó a 190 personas por deslizamiento de tierra en el barrio San Blas, sur de Bogotá. NOTICIAS RCN. (21 de marzo de 2015). Recuperado de: <http://www.noticiasrcn.com/videos/emision-1230-pm-21-marzo-2015>

CASTRILLÓN, Deslizamiento en el norte de Bogotá afecta plan retorno, consultado 30 de mayo de 2016 recuperado de: <http://www.rcnradio.com/nacional/deslizamiento-norte-bogota-afecta-plan-retorno>.

CAFIK INGENIERIA (2014) Construcción de vías. [consultado 20 septiembre 2016] Disponible en: <http://www.chafikingeneria.com.co/la-empresa/chafik-ingenieria/>

INVÍAS. (2015) Manual de consultoría e interventoría para estudios y diseños y gerencia de proyectos en inías. Colombia. Recuperado de: [http://sci.org.co/sci/media/file/manu\\_consultoria.pdf](http://sci.org.co/sci/media/file/manu_consultoria.pdf).

RCN RADIO. (2016) Deslizamiento en el norte de Bogotá afecta plan retorno. Recuperado de: <http://www.rcnradio.com/nacional/deslizamiento-norte-bogota-afecta-plan-retorno/>

REDACCIÓN BOGOTÁ. Deslizamiento de tierra mantiene bloqueada vía Bogotá-Villavicencio. ESPECTADOR. (29 de marzo de 2016) Recuperado en: <http://www.elespectador.com/noticias/nacional/cundinamarca/deslizamiento-de-tierra-mantiene-bloqueada-via-bogota-v-articulo-624330>

UNIVERSIDAD NACIONAL. (2016) Estandarización de técnicas de diseño y construcción de muros de tierra reforzada con llantas de desecho {consultado 20 de noviembre de 2017) Recuperado de: <http://www.bdigital.unal.edu.co/53439/1/71389816.2016.pdf>

Cabrera Ubillus, C. B., & Falcon Hurtado, I. F. (2019). Diseño de un muro de suelo reforzado por problemas de inestabilidad de taludes en el tramo km 163+960 al km 164+024 IIRSA sur tramo 2 - Cusco, 2019.

Vásquez Herrera, Y. (2014). Evaluación de los muros de contención con concreto armado y suelo reforzado Terramesh, en la carretera San Marcos- Cajabamba.

## ANEXOS

### Anexo 1: Matriz de Consistencia

ANÁLISIS COMPARATIVO TÉCNICO ECONÓMICO ENTRE EL MÉTODO DE CONCRETO ARMADO Y SUELO REFORZADO PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES VERTICALES EN OBRAS DE SANEAMIENTO PARA	Formulación del problema	Objetivos	Hipótesis	Variables y=f(x)	Indicadores	Diseño de la investigación
	Problema general: ¿ De qué manera un análisis comparativo entre el método de concreto armado y suelo reforzado determinara la mejor alternativa técnico económico para la estabilización de taludes verticales en obras de	Objetivo general: Realizar un análisis comparativo técnico económico entre el método de concreto armado y suelo reforzado para la estabilización de taludes verticales en obras de saneamiento para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020	<b>Hipótesis general:</b> Hipótesis Nula (Ho): El análisis comparativo entre el método de concreto armado y suelo reforzado no determinará la mejor alternativa técnico económico para la estabilización de taludes verticales en obras de saneamiento para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020. Hipótesis Alterna(Ha): El análisis comparativo entre el	<b>Variable dependiente (y):</b> Obras de saneamiento para la empresa GEHA EIRL <u>DIMENSIONES</u> D1. Sistema de tratamiento de aguas residuales. D2. Operación y mantenimiento. D3. Estudio de Mecánica de Suelos. D4: Suelos Reforzados	Tanques Imhoff. Sedimentador Primario Tanques de Flotación Filtros Percoladores Plan de mantenimiento Remoción de aceites y grasas	Tipo: Investigación Aplicada. Método: Enfoque Cuantitativo Diseño: No experimental. En tiempo: Transversal

<p>LA EMPRESA GEHA EIRL. LIMA 2020.</p>	<p>saneamiento para la empresa GEHA EIRL Lima 2020?</p>		<p>método de concreto armado y suelo reforzado determinará la mejor alternativa técnico económico para la estabilización de taludes verticales en obras de saneamiento para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020.</p>	<p>D5: Relleno compactado</p>	<p>Límites de Atterberg(%) Perfiles Estratigráficos</p>
<p><b>Problemas específicos:</b> ¿Cómo determinar y/o diferenciar el método de concreto armado de estabilización de taludes con los métodos de estabilización MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020? ¿Cómo identificar la eficiencia técnica de los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020? ¿De qué manera realizar un comparativo de precios entre los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020?</p>	<p><b>Objetivos específicos:</b> Comparar el método de concreto armado de estabilización de taludes con los métodos de estabilización MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020.  Determinar y/o diferenciar la eficiencia técnica de los métodos de concreto armado, MacWall y Mac Force para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020.  Realizar la evaluación económica entre los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de</p>	<p><b>Hipótesis específicas:</b> Hipótesis Nula (Ho): El análisis comparativo del método de concreto armado de estabilización de taludes con los métodos de estabilización MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020, no permitió identificar el más idóneo  Hipótesis Alterna (Ha): El análisis comparativo del método de concreto armado de estabilización de taludes con los métodos de estabilización MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020, permitió identificar el más idóneo.  Hipótesis Nula (Ho): No se pudo determinar y/o diferenciar la eficiencia técnica de los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para</p>	<p><b>Variable independiente</b> (x): Análisis comparativo técnico económico entre el método de concreto armado y suelos reforzados</p>	<p>MacWall. MacForce. Ángulo de Fricción Cohesión</p>	

taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020.

optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020.

Hipótesis Alterna (Ha): Si se pudo determinar y/o diferenciar la eficiencia técnica de los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020.

Hipótesis Nula (Ho): Realizar la evaluación económica entre los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020, no permitió distinguir el más conveniente.

Hipótesis Alterna (Ha): Realizar la evaluación económica entre los métodos de concreto armado, MacWall y MacForce para optimizar el reforzamiento de taludes verticales en obras de saneamiento utilizando suelos reforzados para la empresa GEHA EIRL. Lima 2020, permitió distinguir el más conveniente.

## Anexo 2. Ficha Técnica – Sistema MacWall

### SOIL DATA

#### REINFORCED SOIL

Unit weight, $\gamma$	19.0 kN/m <sup>3</sup>
Design value of internal angle of friction, $\phi$	34.0 °

#### RETAINED SOIL

Unit weight, $\gamma$	19.0 kN/m <sup>3</sup>
Design value of internal angle of friction, $\phi$	34.0 °

#### FOUNDATION SOIL (Considered as an equivalent uniform soil)

Equivalent unit weight, $\gamma_{equiv.}$	19.0 kN/m <sup>3</sup>
Equivalent internal angle of friction, $\phi_{equiv.}$	34.0 °
Equivalent cohesion, $c_{equiv.}$	0.0 kPa

Water table does not affect bearing capacity

### LATERAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

$K_a$  (internal stability) = 0.2827 (if batter is less than 10°,  $K_a$  is calculated from eq. 15. Otherwise, eq. 38 is utilized)

Inclination of internal slip plane,  $\psi = 62.00^\circ$  (see Fig. 28 in DEMO 82).

$K_a$  (external stability) = 0.2827 (if batter is less than 10°,  $K_a$  is calculated from eq. 16. Otherwise, eq. 17 is utilized)

### SEISMICITY

Maximum ground acceleration coefficient,  $A = 0.225$

Design acceleration coefficient in Internal Stability:  $K_h = A_m = 0.276$

Design acceleration coefficient in External Stability:  $K_{h,d} = 0.276 \Rightarrow K_h = A_m = 0.276$

$K_{ae} (K_h > 0) = 0.4727$

$K_{ae} (K_h = 0) = 0.2827$

$\Delta K_{ae} = 0.1900$

Seismic soil-geogrid friction coefficient,  $F^*$  is 80.0% of its specified static value.

ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Static conditions)

Bearing capacity,  $F_s = 10.35$ , Meyerhof stress = 280.35 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding,  $F_s = 3.520$ , Eccentricity,  $e/L = 0.0866$ ,  $F_s$ -overturning = 5.77

GEOGRID				CONNECTION		Geogrid strength $F_s$	Pullout resistance $F_s$	Direct sliding $F_s$	Eccentricity $e/L$	Product name
#	Elevation [m]	Length [m]	Type #	$F_s$ -overall [connection strength]	$F_s$ -overall [geogrid strength]					
1	0.00	9.00	2	6.51	7.03	7.027	77.314	2.893	0.0866	PG 200
2	0.60	8.50	2	3.38	3.65	3.650	34.703	2.873	0.0878	PG 200
3	1.20	8.00	2	3.56	3.85	3.849	31.241	2.852	0.0891	PG 200
4	1.80	8.00	2	3.77	4.07	4.071	29.882	3.016	0.0796	PG 200
5	2.40	8.00	2	4.00	4.32	4.320	28.523	3.201	0.0707	PG 200
6	3.00	7.00	2	4.26	4.60	4.602	22.925	2.984	0.0814	PG 200
7	3.60	7.00	2	4.56	4.92	4.923	21.566	3.192	0.0711	PG 200
8	4.20	7.00	2	4.90	5.29	5.292	20.223	3.431	0.0615	PG 200
9	4.80	7.00	1	2.05	2.24	2.238	18.864	3.709	0.0527	PG 80
10	5.40	7.00	1	2.24	2.44	2.436	17.505	4.037	0.0445	PG 80
11	6.00	7.00	1	2.45	2.67	2.671	16.163	4.427	0.0370	PG 80
12	6.60	7.00	1	2.71	2.96	2.958	14.803	4.902	0.0302	PG 80
13	7.20	7.00	1	3.04	3.31	3.312	13.444	5.490	0.0240	PG 80
14	7.80	7.00	1	3.45	3.76	3.764	12.102	6.238	0.0186	PG 80
15	8.40	7.00	1	3.77	4.36	4.358	10.743	7.224	0.0139	PG 80
16	9.00	7.00	1	4.02	5.18	5.176	9.384	8.578	0.0098	PG 80
17	9.60	7.00	1	4.38	6.37	6.370	8.041	10.557	0.0065	PG 80
18	10.20	7.00	1	4.86	8.28	8.281	6.682	13.725	0.0038	PG 80
19	10.80	7.00	1	4.86	11.83	11.830	5.323	19.607	0.0019	PG 80
20	11.40	7.00	1	3.86	16.43	16.425	3.158	34.312	0.0006	PG 80

ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Seismic conditions)

Bearing capacity,  $F_s = 3.33$ , Meyerhof stress = 494.37 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding,  $F_s = 1.523$ , Eccentricity,  $e/L = 0.2656$ ,  $F_s$ -overturning = 1.88

GEOGRID				CONNECTION		Geogrid strength $F_s$	Pullout resistance $F_s$	Direct sliding $F_s$	Eccentricity $e/L$	Product name
#	Elevation [m]	Length [m]	Type #	$F_s$ -overall [connection strength]	$F_s$ -overall [geogrid strength]					
1	0.00	9.00	2	2.59	3.87	3.869	29.199	1.252	0.2656	PG 200
2	0.60	8.50	2	1.83	2.63	2.635	18.170	1.243	0.2692	PG 200
3	1.20	8.00	2	1.97	2.82	2.818	16.650	1.234	0.2732	PG 200
4	1.80	8.00	2	2.07	2.97	2.972	15.863	1.305	0.2442	PG 200
5	2.40	8.00	2	2.19	3.14	3.142	15.075	1.385	0.2169	PG 200
6	3.00	7.00	2	2.44	3.48	3.484	12.738	1.291	0.2496	PG 200
7	3.60	7.00	2	2.61	3.72	3.721	11.959	1.381	0.2181	PG 200
8	4.20	7.00	2	2.80	3.99	3.993	11.188	1.485	0.1888	PG 200
9	4.80	7.00	1	1.17	1.68	1.685	10.408	1.605	0.1615	PG 80
10	5.40	7.00	1	1.27	1.83	1.829	9.628	1.747	0.1364	PG 80
11	6.00	7.00	1	1.39	2.00	2.000	8.856	1.916	0.1134	PG 80
12	6.60	7.00	1	1.53	2.21	2.206	8.075	2.121	0.0925	PG 80
13	7.20	7.00	1	1.70	2.46	2.460	7.293	2.376	0.0737	PG 80
14	7.80	7.00	1	1.92	2.78	2.779	6.518	2.700	0.0571	PG 80
15	8.40	7.00	1	2.12	3.19	3.195	5.733	3.126	0.0426	PG 80
16	9.00	7.00	1	2.30	3.76	3.755	4.945	3.712	0.0302	PG 80
17	9.60	7.00	1	2.56	4.56	4.555	4.161	4.569	0.0199	PG 80
18	10.20	7.00	1	2.90	5.79	5.788	3.362	5.939	0.0118	PG 80
19	10.80	7.00	1	3.06	7.94	7.935	2.546	8.484	0.0058	PG 80
20	11.40	7.00	1	2.66	10.89	10.888	1.489	14.848	0.0019	PG 80

DIRECT SLIDING for GIVEN LAYOUT (for GEOGRID reinforcements)

Along reinforced and foundation soils interface:  $F_s$ -static = 3.520 and  $F_s$ -seismic = 1.523

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	$F_s$ Static	$F_s$ Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.00	9.00	2.893	1.252	2	PG 200
2	0.60	8.50	2.873	1.243	2	PG 200
3	1.20	8.00	2.852	1.234	2	PG 200
4	1.80	8.00	3.016	1.305	2	PG 200
5	2.40	8.00	3.201	1.385	2	PG 200
6	3.00	7.00	2.984	1.291	2	PG 200
7	3.60	7.00	3.192	1.381	2	PG 200
8	4.20	7.00	3.431	1.485	2	PG 200
9	4.80	7.00	3.709	1.605	1	PG 80
10	5.40	7.00	4.037	1.747	1	PG 80
11	6.00	7.00	4.427	1.916	1	PG 80
12	6.60	7.00	4.902	2.121	1	PG 80
13	7.20	7.00	5.490	2.376	1	PG 80
14	7.80	7.00	6.238	2.700	1	PG 80
15	8.40	7.00	7.224	3.126	1	PG 80
16	9.00	7.00	8.578	3.712	1	PG 80
17	9.60	7.00	10.557	4.569	1	PG 80
18	10.20	7.00	13.725	5.939	1	PG 80
19	10.80	7.00	19.607	8.484	1	PG 80
20	11.40	7.00	34.312	14.848	1	PG 80

ECCENTRICITY for GIVEN LAYOUT

At interface with foundation:  $e/L$  static = 0.0866,  $e/L$  seismic = 0.2656; Overturning:  $F_s$ -static = 5.77,  $F_s$ -seismic = 1.88

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	$e/L$ Static	$e/L$ Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.00	9.00	0.0866	0.2656	2	PG 200
2	0.60	8.50	0.0878	0.2692	2	PG 200
3	1.20	8.00	0.0891	0.2732	2	PG 200
4	1.80	8.00	0.0796	0.2442	2	PG 200
5	2.40	8.00	0.0707	0.2169	2	PG 200
6	3.00	7.00	0.0814	0.2496	2	PG 200
7	3.60	7.00	0.0711	0.2181	2	PG 200
8	4.20	7.00	0.0615	0.1888	2	PG 200
9	4.80	7.00	0.0527	0.1615	1	PG 80
10	5.40	7.00	0.0445	0.1364	1	PG 80
11	6.00	7.00	0.0370	0.1134	1	PG 80
12	6.60	7.00	0.0302	0.0925	1	PG 80
13	7.20	7.00	0.0240	0.0737	1	PG 80
14	7.80	7.00	0.0186	0.0571	1	PG 80
15	8.40	7.00	0.0139	0.0426	1	PG 80
16	9.00	7.00	0.0098	0.0302	1	PG 80
17	9.60	7.00	0.0065	0.0199	1	PG 80
18	10.20	7.00	0.0038	0.0118	1	PG 80
19	10.80	7.00	0.0019	0.0058	1	PG 80
20	11.40	7.00	0.0006	0.0019	1	PG 80

RESULTS for STRENGTH

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Tavailable [kN/m]	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Specified minimum Fs-overall static	Actual calculated Fs-overall static	Specified minimum Fs-overall seismic	Actual calculated Fs-overall seismic	Product name
1	0.00	136.5	19.42	21.72	N/A	7.027	N/A	3.869	PG 200
2	0.60	136.5	37.39	19.74	N/A	3.650	N/A	2.635	PG 200
3	1.20	136.5	35.45	17.76	N/A	3.849	N/A	2.818	PG 200
4	1.80	136.5	33.52	16.99	N/A	4.071	N/A	2.972	PG 200
5	2.40	136.5	31.58	16.22	N/A	4.320	N/A	3.142	PG 200
6	3.00	136.5	29.65	13.04	N/A	4.602	N/A	3.484	PG 200
7	3.60	136.5	27.72	12.27	N/A	4.923	N/A	3.721	PG 200
8	4.20	136.5	25.78	11.50	N/A	5.292	N/A	3.993	PG 200
9	4.80	53.4	23.85	10.73	N/A	2.238	N/A	1.685	PG 80
10	5.40	53.4	21.92	9.96	N/A	2.436	N/A	1.829	PG 80
11	6.00	53.4	19.98	9.19	N/A	2.671	N/A	2.000	PG 80
12	6.60	53.4	18.05	8.42	N/A	2.958	N/A	2.206	PG 80
13	7.20	53.4	16.11	7.65	N/A	3.312	N/A	2.460	PG 80
14	7.80	53.4	14.18	6.88	N/A	3.764	N/A	2.779	PG 80
15	8.40	53.4	12.25	6.11	N/A	4.358	N/A	3.195	PG 80
16	9.00	53.4	10.31	5.34	N/A	5.176	N/A	3.755	PG 80
17	9.60	53.4	8.38	4.57	N/A	6.370	N/A	4.555	PG 80
18	10.20	53.4	6.45	3.80	N/A	8.281	N/A	5.788	PG 80
19	10.80	53.4	4.51	3.03	N/A	11.830	N/A	7.935	PG 80
20	11.40	53.4	3.25	2.26	N/A	16.425	N/A	10.888	PG 80

RESULTS for PULLOUT

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Coverage Ratio	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Le [m]	La [m]	Avail.Static Pullout, Pr [kN/m]	Specified Static Fs	Actual Static Fs	Avail.Seism. Pullout, Pr [kN/m]	Specified Seismic Fs	Actual Seismic Fs
1	0.00	1.000	19.42	21.72	9.00	0.00	1501.3	N/A	77.314	1201.0	N/A	29.199
2	0.60	1.000	37.39	19.74	8.18	0.32	1297.4	N/A	34.703	1037.9	N/A	18.170
3	1.20	1.000	35.45	17.76	7.36	0.64	1107.6	N/A	31.241	886.1	N/A	16.650
4	1.80	1.000	33.52	16.99	7.04	0.96	1001.6	N/A	29.882	801.3	N/A	15.863
5	2.40	1.000	31.58	16.22	6.72	1.28	900.9	N/A	28.523	720.7	N/A	15.075
6	3.00	1.000	29.65	13.04	5.40	1.60	679.8	N/A	22.925	543.8	N/A	12.738
7	3.60	1.000	27.72	12.27	5.09	1.91	597.8	N/A	21.566	478.2	N/A	11.959
8	4.20	1.000	25.78	11.50	4.77	2.23	521.4	N/A	20.223	417.1	N/A	11.188
9	4.80	1.000	23.85	10.73	4.45	2.55	449.9	N/A	18.864	359.9	N/A	10.408
10	5.40	1.000	21.92	9.96	4.13	2.87	383.6	N/A	17.505	306.9	N/A	9.628
11	6.00	1.000	19.98	9.19	3.81	3.19	323.0	N/A	16.163	258.4	N/A	8.856
12	6.60	1.000	18.05	8.42	3.49	3.51	267.2	N/A	14.803	213.7	N/A	8.075
13	7.20	1.000	16.11	7.65	3.17	3.83	216.7	N/A	13.444	173.3	N/A	7.293
14	7.80	1.000	14.18	6.88	2.85	4.15	171.6	N/A	12.102	137.3	N/A	6.518
15	8.40	1.000	12.25	6.11	2.53	4.47	131.6	N/A	10.743	105.3	N/A	5.733
16	9.00	1.000	10.31	5.34	2.21	4.79	96.8	N/A	9.384	77.4	N/A	4.945
17	9.60	1.000	8.38	4.57	1.90	5.10	67.4	N/A	8.041	53.9	N/A	4.161
18	10.20	1.000	6.45	3.80	1.58	5.42	43.1	N/A	6.682	34.5	N/A	3.362
19	10.80	1.000	4.51	3.03	1.26	5.74	24.0	N/A	5.323	19.2	N/A	2.546
20	11.40	1.000	3.25	2.26	0.94	6.06	10.3	N/A	3.158	8.2	N/A	1.489

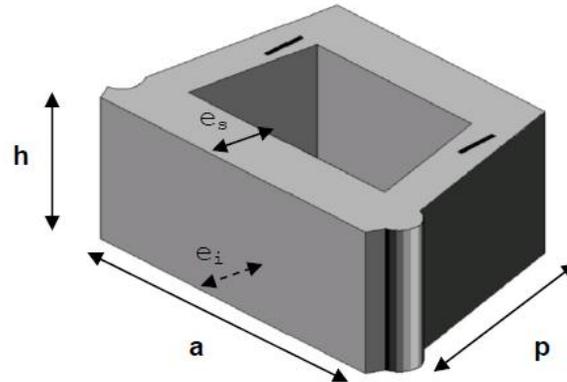
**RESULTS for CONNECTION (seismic conditions)**  
Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Connection force, To [kN/m]	Reduction factor for connection (short-term strength) CRult	Reduction factor for connection (long-term strength) CRcr	Available connection strength [kN/m]	Available Geogrid strength, Tavailable [kN/m]	Fs-overall connection strength		Fs-overall Geogrid strength		Product name
							Specified	Actual	Specified	Actual	
1	0.00	41.1	1.00	0.72	101.1	136.5	N/A	2.59	N/A	3.87	PG 200
2	0.60	57.1	1.00	0.72	101.1	136.5	N/A	1.83	N/A	2.63	PG 200
3	1.20	53.2	1.00	0.72	101.1	136.5	N/A	1.97	N/A	2.82	PG 200
4	1.80	50.5	1.00	0.72	101.1	136.5	N/A	2.07	N/A	2.97	PG 200
5	2.40	47.8	1.00	0.72	101.1	136.5	N/A	2.19	N/A	3.14	PG 200
6	3.00	42.7	1.00	0.72	101.1	136.5	N/A	2.44	N/A	3.48	PG 200
7	3.60	40.0	1.00	0.72	101.1	136.5	N/A	2.61	N/A	3.72	PG 200
8	4.20	37.3	1.00	0.72	101.1	136.5	N/A	2.80	N/A	3.99	PG 200
9	4.80	34.6	1.00	0.72	39.2	53.4	N/A	1.17	N/A	1.68	PG 80
10	5.40	31.9	1.00	0.72	39.2	53.4	N/A	1.27	N/A	1.83	PG 80
11	6.00	29.2	1.00	0.72	39.2	53.4	N/A	1.39	N/A	2.00	PG 80
12	6.60	26.5	1.00	0.72	39.2	53.4	N/A	1.53	N/A	2.21	PG 80
13	7.20	23.8	1.00	0.72	39.2	53.4	N/A	1.70	N/A	2.46	PG 80
14	7.80	21.1	1.00	0.72	39.2	53.4	N/A	1.92	N/A	2.78	PG 80
15	8.40	18.4	1.00	0.68	36.9	53.4	N/A	2.12	N/A	3.19	PG 80
16	9.00	15.7	1.00	0.61	33.1	53.4	N/A	2.30	N/A	3.76	PG 80
17	9.60	13.0	1.00	0.54	29.4	53.4	N/A	2.56	N/A	4.56	PG 80
18	10.20	10.2	1.00	0.46	25.1	53.4	N/A	2.90	N/A	5.79	PG 80
19	10.80	7.5	1.00	0.32	17.6	53.4	N/A	3.06	N/A	7.94	PG 80
20	11.40	5.5	1.00	0.18	10.0	53.4	N/A	2.66	N/A	10.89	PG 80

**RESULTS for CONNECTION (seismic conditions)**  
Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Connection force, To [kN/m]	Reduction factor for connection (short-term strength) CRult	Reduction factor for connection (long-term strength) CRcr	Available connection strength [kN/m]	Available Geogrid strength, Tavailable [kN/m]	Fs-overall connection strength		Fs-overall Geogrid strength		Product name
							Specified	Actual	Specified	Actual	
1	0.00	41.1	1.00	0.72	101.1	136.5	N/A	2.59	N/A	3.87	PG 200
2	0.60	57.1	1.00	0.72	101.1	136.5	N/A	1.83	N/A	2.63	PG 200
3	1.20	53.2	1.00	0.72	101.1	136.5	N/A	1.97	N/A	2.82	PG 200
4	1.80	50.5	1.00	0.72	101.1	136.5	N/A	2.07	N/A	2.97	PG 200
5	2.40	47.8	1.00	0.72	101.1	136.5	N/A	2.19	N/A	3.14	PG 200
6	3.00	42.7	1.00	0.72	101.1	136.5	N/A	2.44	N/A	3.48	PG 200
7	3.60	40.0	1.00	0.72	101.1	136.5	N/A	2.61	N/A	3.72	PG 200
8	4.20	37.3	1.00	0.72	101.1	136.5	N/A	2.80	N/A	3.99	PG 200
9	4.80	34.6	1.00	0.72	39.2	53.4	N/A	1.17	N/A	1.68	PG 80
10	5.40	31.9	1.00	0.72	39.2	53.4	N/A	1.27	N/A	1.83	PG 80
11	6.00	29.2	1.00	0.72	39.2	53.4	N/A	1.39	N/A	2.00	PG 80
12	6.60	26.5	1.00	0.72	39.2	53.4	N/A	1.53	N/A	2.21	PG 80
13	7.20	23.8	1.00	0.72	39.2	53.4	N/A	1.70	N/A	2.46	PG 80
14	7.80	21.1	1.00	0.72	39.2	53.4	N/A	1.92	N/A	2.78	PG 80
15	8.40	18.4	1.00	0.68	36.9	53.4	N/A	2.12	N/A	3.19	PG 80
16	9.00	15.7	1.00	0.61	33.1	53.4	N/A	2.30	N/A	3.76	PG 80
17	9.60	13.0	1.00	0.54	29.4	53.4	N/A	2.56	N/A	4.56	PG 80
18	10.20	10.2	1.00	0.46	25.1	53.4	N/A	2.90	N/A	5.79	PG 80
19	10.80	7.5	1.00	0.32	17.6	53.4	N/A	3.06	N/A	7.94	PG 80
20	11.40	5.5	1.00	0.18	10.0	53.4	N/A	2.66	N/A	10.89	PG 80

Características de los bloques de concreto pre fabricados:



## Tabla

### *Dimensiones del Bloque*

DIMENSIONES DEL BLOQUE		TOLERANCIA
Largo (a)	40 cm	±10mm
Altura (h)	20 cm	±5mm
Profundidad (p)	30 cm	±5mm
Espesor superior (e <sub>s</sub> )	7.0 cm	±10mm
Espesor inferior (e <sub>i</sub> )	7.5 cm	± 10mm
Peso aproximado	33 kg	Sin tolerancia

## Tabla

### *Detalles de acabado del Bloque*

CARACTERISTICAS	ESTADO
Macho	No afectado por el corte
Hembra	No afectado por el corte
Rasurado	Ajustado a las medidas del pin de anclaje

Los bloques de concreto deberán tener un mínimo de resistencia a la compresión a los 28 días de 25MPa o 255 kg/cm<sup>2</sup>.

### Anexo 3. Ficha Técnica – Sistema MacForce

#### SOIL DATA

##### REINFORCED SOIL

Unit weight,  $\gamma$  19.0 kN/m<sup>3</sup>  
Design value of internal angle of friction,  $\phi$  34.0 °

##### RETAINED SOIL

Unit weight,  $\gamma$  19.0 kN/m<sup>3</sup>  
Design value of internal angle of friction,  $\phi$  34.0 °

##### FOUNDATION SOIL (Considered as an equivalent uniform soil)

Equivalent unit weight,  $\gamma_{equiv}$  19.0 kN/m<sup>3</sup>  
Equivalent internal angle of friction,  $\phi_{equiv}$  34.0 °  
Equivalent cohesion,  $c_{equiv}$  0.0 kPa

Water table does not affect bearing capacity

#### LATERAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

$K_a$  (internal stability) = 0.2827 (if batter is less than 10°,  $K_a$  is calculated from eq. 15. Otherwise, eq. 38 is utilized)

Inclination of internal slip plane,  $\psi = 62.00^\circ$  (see Fig. 28 in DEMO 82).

$K_a$  (external stability) = 0.2827 (if batter is less than 10°,  $K_a$  is calculated from eq. 16. Otherwise, eq. 17 is utilized)

#### BEARING CAPACITY

Bearing capacity coefficients (calculated by MSEW):  $N_c = 42.16$   $N_\gamma = 41.06$

#### SEISMICITY

Maximum ground acceleration coefficient,  $A = 0.225$

Design acceleration coefficient in Internal Stability:  $K_h = A_m = 0.276$

Design acceleration coefficient in External Stability:  $K_{h,d} = 0.276 \Rightarrow K_h = A_m = 0.276$

$K_{ae} (K_h > 0) = 0.4727$   $K_{ae} (K_h = 0) = 0.2827$   $\Delta K_{ae} = 0.1900$

Seismic soil-geogrid friction coefficient,  $F^*$  is 80.0% of its specified static value.

#### ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Static conditions)

Bearing capacity,  $F_s = 9.35$ , Meyerhof stress = 286.25 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding,  $F_s = 3.335$ , Eccentricity,  $e/L = 0.0964$ ,  $F_s$ -overturning = 5.18

#	GEOGRID			CONNECTION			Geogrid strength $F_s$	Pullout resistance $F_s$	Direct sliding $F_s$	Eccentricity $e/L$	Product name
	Elevation [m]	Length [m]	Type #	$F_s$ -overall [pullout resistance]	$F_s$ -overall [connection break]	$F_s$ -overall [geogrid strength]					
1	0.38	8.50	3	N/A	1.89	1.82	1.821	8.000	3.095	0.0905	50KN-2att
2	1.14	8.50	2	N/A	1.82	1.75	1.752	10.466	3.169	0.0792	30KN-3att
3	1.90	8.50	2	N/A	1.96	1.88	1.882	9.927	3.404	0.0687	30KN-3att
4	2.66	8.50	2	N/A	2.11	2.03	2.033	9.392	3.676	0.0589	30KN-3att
5	3.42	7.00	1	N/A	1.53	1.47	1.473	4.579	3.468	0.0735	30KN-2att
6	4.18	7.00	1	N/A	1.68	1.61	1.613	4.223	3.798	0.0612	30KN-2att
7	4.94	7.00	1	N/A	1.85	1.78	1.783	3.863	4.198	0.0501	30KN-2att
8	5.70	7.00	1	N/A	2.07	1.99	1.993	3.507	4.692	0.0401	30KN-2att
9	6.46	7.00	1	N/A	2.35	2.26	2.259	3.151	5.317	0.0312	30KN-2att
10	7.22	7.00	1	N/A	2.71	2.61	2.606	2.792	6.135	0.0235	30KN-2att
11	7.98	7.00	1	N/A	3.20	3.08	3.080	2.435	7.251	0.0168	30KN-2att
12	8.74	7.00	1	N/A	3.91	3.76	3.764	2.079	8.862	0.0112	30KN-2att
13	9.50	7.00	2	N/A	7.55	7.26	7.260	2.580	10.812	0.0068	30KN-3att
14	10.26	9.50	4	N/A	17.62	16.94	16.939	5.849	20.242	0.0019	50KN-3att
15	11.02	9.50	5	N/A	45.21	43.47	43.473	8.109	31.727	0.0007	50KN-4att
16	11.50	10.00	5	N/A	83.75	80.53	80.528	9.277	57.685	0.0002	50KN-4att

ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Seismic conditions)

Bearing capacity,  $F_s = 2.39$ , Meyerhof stress = 565.64 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding,  $F_s = 1.443$ , Eccentricity,  $e/L = 0.2958$ ,  $F_s$ -overturning = 1.69

GEOGRID				CONNECTION			Geogrid strength $F_s$	Pullout resistance $F_s$	Direct sliding $F_s$	Eccentricity $e/L$	Product name
#	Elevation [m]	Length [m]	Type #	$F_s$ -overall [pullout resistance]	$F_s$ -overall [connection break]	$F_s$ -overall [geogrid strength]					
1	0.38	8.50	3	N/A	1.41	1.35	1.353	4.332	1.339	0.2776	50KN-2att
2	1.14	8.50	2	N/A	1.35	1.30	1.296	5.637	1.371	0.2429	30KN-3att
3	1.90	8.50	2	N/A	1.44	1.39	1.386	5.313	1.473	0.2106	30KN-3att
4	2.66	8.50	2	N/A	1.55	1.49	1.488	4.991	1.591	0.1805	30KN-3att
5	3.42	7.00	1	N/A	1.19	1.14	1.141	2.613	1.501	0.2253	30KN-2att
6	4.18	7.00	1	N/A	1.30	1.25	1.247	2.403	1.643	0.1878	30KN-2att
7	4.94	7.00	1	N/A	1.43	1.37	1.374	2.191	1.816	0.1537	30KN-2att
8	5.70	7.00	1	N/A	1.59	1.53	1.531	1.981	2.030	0.1231	30KN-2att
9	6.46	7.00	1	N/A	1.80	1.73	1.728	1.770	2.301	0.0958	30KN-2att
10	7.22	7.00	1	N/A	2.06	1.98	1.983	1.558	2.655	0.0720	30KN-2att
11	7.98	7.00	1	N/A	2.42	2.33	2.326	1.347	3.138	0.0515	30KN-2att
12	8.74	7.00	1	N/A	2.93	2.81	2.814	1.135	3.835	0.0345	30KN-2att
13	9.50	7.00	2	N/A	5.55	5.34	5.339	1.379	4.679	0.0209	30KN-3att
14	10.26	9.50	4	N/A	8.61	8.28	8.282	1.916	8.759	0.0058	50KN-3att
15	11.02	9.50	5	N/A	16.08	15.47	15.466	1.854	13.729	0.0021	50KN-4att
16	11.50	10.00	5	N/A	18.29	17.58	17.583	1.249	24.962	0.0006	50KN-4att

DIRECT SLIDING for GIVEN LAYOUT (for GEOGRID reinforcements)

Along reinforced and foundation soils interface:  $F_s$ -static = 3.335 and  $F_s$ -seismic = 1.443

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	$F_s$ Static	$F_s$ Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.38	8.50	3.095	1.339	3	50KN-2att
2	1.14	8.50	3.169	1.371	2	30KN-3att
3	1.90	8.50	3.404	1.473	2	30KN-3att
4	2.66	8.50	3.676	1.591	2	30KN-3att
5	3.42	7.00	3.468	1.501	1	30KN-2att
6	4.18	7.00	3.798	1.643	1	30KN-2att
7	4.94	7.00	4.198	1.816	1	30KN-2att
8	5.70	7.00	4.692	2.030	1	30KN-2att
9	6.46	7.00	5.317	2.301	1	30KN-2att
10	7.22	7.00	6.135	2.655	1	30KN-2att
11	7.98	7.00	7.251	3.138	1	30KN-2att
12	8.74	7.00	8.862	3.835	1	30KN-2att
13	9.50	7.00	10.812	4.679	2	30KN-3att
14	10.26	9.50	20.242	8.759	4	50KN-3att
15	11.02	9.50	31.727	13.729	5	50KN-4att
16	11.50	10.00	57.685	24.962	5	50KN-4att

ECCENTRICITY for GIVEN LAYOUT

At interface with foundation:  $e/L$  static = 0.0964,  $e/L$  seismic = 0.2958; Overturning:  $F_s$ -static = 5.18,  $F_s$ -seismic = 1.69

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	$e/L$ Static	$e/L$ Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.38	8.50	0.0905	0.2776	3	50KN-2att
2	1.14	8.50	0.0792	0.2429	2	30KN-3att
3	1.90	8.50	0.0687	0.2106	2	30KN-3att
4	2.66	8.50	0.0589	0.1805	2	30KN-3att
5	3.42	7.00	0.0735	0.2253	1	30KN-2att
6	4.18	7.00	0.0612	0.1878	1	30KN-2att
7	4.94	7.00	0.0501	0.1537	1	30KN-2att
8	5.70	7.00	0.0401	0.1231	1	30KN-2att
9	6.46	7.00	0.0312	0.0958	1	30KN-2att
10	7.22	7.00	0.0235	0.0720	1	30KN-2att
11	7.98	7.00	0.0168	0.0515	1	30KN-2att
12	8.74	7.00	0.0112	0.0345	1	30KN-2att
13	9.50	7.00	0.0068	0.0209	2	30KN-3att
14	10.26	9.50	0.0019	0.0058	4	50KN-3att
15	11.02	9.50	0.0007	0.0021	5	50KN-4att
16	11.50	10.00	0.0002	0.0006	5	50KN-4att

RESULTS for STRENGTH

Live Load included in calculating  $T_{max}$

#	Geogrid Elevation [m]	Tavailable [kN/m]	$T_{max}$ [kN/m]	$T_{md}$ [kN/m]	Specified minimum $F_s$ -overall static	Actual calculated $F_s$ -overall static	Specified minimum $F_s$ -overall seismic	Actual calculated $F_s$ -overall seismic	Product name
1	0.38	365.0	48.09	22.95	N/A	1.821	N/A	1.353	50KN-2att
2	1.14	238.9	44.99	21.84	N/A	1.752	N/A	1.296	30KN-3att
3	1.90	238.9	41.89	20.72	N/A	1.882	N/A	1.386	30KN-3att
4	2.66	238.9	38.78	19.60	N/A	2.033	N/A	1.488	30KN-3att
5	3.42	238.9	35.68	14.33	N/A	1.473	N/A	1.141	30KN-2att
6	4.18	238.9	32.58	13.21	N/A	1.613	N/A	1.247	30KN-2att
7	4.94	238.9	29.47	12.10	N/A	1.783	N/A	1.374	30KN-2att
8	5.70	238.9	26.37	10.98	N/A	1.993	N/A	1.531	30KN-2att
9	6.46	238.9	23.27	9.86	N/A	2.259	N/A	1.728	30KN-2att
10	7.22	238.9	20.17	8.74	N/A	2.606	N/A	1.983	30KN-2att
11	7.98	238.9	17.06	7.63	N/A	3.080	N/A	2.326	30KN-2att
12	8.74	238.9	13.96	6.51	N/A	3.764	N/A	2.814	30KN-2att
13	9.50	238.9	10.86	5.39	N/A	7.260	N/A	5.339	30KN-3att
14	10.26	365.0	7.76	11.19	N/A	16.939	N/A	8.282	50KN-3att
15	11.02	365.0	4.03	10.07	N/A	43.473	N/A	15.466	50KN-4att
16	11.50	365.0	2.18	10.75	N/A	80.528	N/A	17.583	50KN-4att

**RESULTS for PULLOUT**

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Coverage Ratio	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Le [m]	La [m]	Avail.Static Pullout, Pr [kN/m]	Specified Static Fs	Actual Static Fs	Avail.Seism. Pullout, Pr [kN/m]	Specified Seismic Fs	Actual Seismic Fs
1	0.38	0.240	48.09	22.95	8.30	0.20	384.7	N/A	8.000	307.8	N/A	4.332
2	1.14	0.330	44.99	21.84	7.89	0.61	470.8	N/A	10.466	376.7	N/A	5.637
3	1.90	0.330	41.89	20.72	7.49	1.01	415.8	N/A	9.927	332.6	N/A	5.313
4	2.66	0.330	38.78	19.60	7.09	1.41	364.3	N/A	9.392	291.4	N/A	4.991
5	3.42	0.220	35.68	14.33	5.18	1.82	163.4	N/A	4.579	130.7	N/A	2.613
6	4.18	0.220	32.58	13.21	4.78	2.22	137.6	N/A	4.223	110.0	N/A	2.403
7	4.94	0.220	29.47	12.10	4.37	2.63	113.9	N/A	3.863	91.1	N/A	2.191
8	5.70	0.220	26.37	10.98	3.97	3.03	92.5	N/A	3.507	74.0	N/A	1.981
9	6.46	0.220	23.27	9.86	3.57	3.43	73.3	N/A	3.151	58.7	N/A	1.770
10	7.22	0.220	20.17	8.74	3.16	3.84	56.3	N/A	2.792	45.0	N/A	1.558
11	7.98	0.220	17.06	7.63	2.76	4.24	41.6	N/A	2.435	33.2	N/A	1.347
12	8.74	0.220	13.96	6.51	2.35	4.65	29.0	N/A	2.079	23.2	N/A	1.135
13	9.50	0.330	10.86	5.39	1.95	5.05	28.0	N/A	2.580	22.4	N/A	1.379
14	10.26	0.360	7.76	11.19	4.04	5.46	45.4	N/A	5.849	36.3	N/A	1.916
15	11.02	0.480	4.03	10.07	3.64	5.86	32.7	N/A	8.109	26.1	N/A	1.854
16	11.50	0.480	2.18	10.75	3.89	6.11	20.2	N/A	9.277	16.1	N/A	1.249

**RESULTS for CONNECTION (static conditions)**

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Connection force, To [kN/m]	Reduction factor for connection break, CRu	Reduction factor for connection pullout, CRs	Available connection strength, Tc-break criterion [kN/m]	Available connection strength, Tc-pullout criterion [kN/m]	Available Geogrid strength, Tavailable [kN/m]	Fs-overall connection break		Fs-overall connection pullout		Fs-overall Geogrid strength		Product name
								Specified	Actual	Specified	Actual	Specified	Actual	
1	0.38	48.1	1.00	N/A	379.6	N/A	365.0	N/A	1.89	N/A	N/A	N/A	1.82	50KN-2att
2	1.14	45.0	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	1.82	N/A	N/A	N/A	1.75	30KN-3att
3	1.90	41.9	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	1.96	N/A	N/A	N/A	1.88	30KN-3att
4	2.66	38.8	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	2.11	N/A	N/A	N/A	2.03	30KN-3att
5	3.42	35.7	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	1.53	N/A	N/A	N/A	1.47	30KN-2att
6	4.18	32.6	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	1.68	N/A	N/A	N/A	1.61	30KN-2att
7	4.94	29.5	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	1.85	N/A	N/A	N/A	1.78	30KN-2att
8	5.70	26.4	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	2.07	N/A	N/A	N/A	1.99	30KN-2att
9	6.46	23.3	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	2.35	N/A	N/A	N/A	2.26	30KN-2att
10	7.22	20.2	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	2.71	N/A	N/A	N/A	2.61	30KN-2att
11	7.98	17.1	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	3.20	N/A	N/A	N/A	3.08	30KN-2att
12	8.74	14.0	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	3.91	N/A	N/A	N/A	3.76	30KN-2att
13	9.50	10.9	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	7.55	N/A	N/A	N/A	7.26	30KN-3att
14	10.26	7.8	1.00	N/A	379.6	N/A	365.0	N/A	17.62	N/A	N/A	N/A	16.94	50KN-3att
15	11.02	4.0	1.00	N/A	379.6	N/A	365.0	N/A	45.21	N/A	N/A	N/A	43.47	50KN-4att
16	11.50	2.2	1.00	N/A	379.6	N/A	365.0	N/A	83.75	N/A	N/A	N/A	80.53	50KN-4att

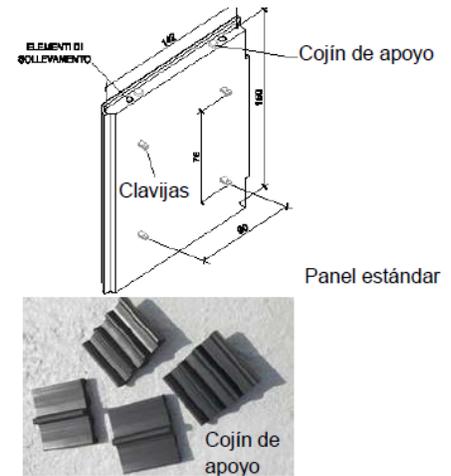
**RESULTS for CONNECTION (seismic conditions)**

Live Load included in calculating Tmax

#	Geogrid Elevation [m]	Connection force, To [kN/m]	Reduction factor for connection break, CRu	Reduction factor for connection pullout, CRs	Available connection strength, Tc-break criterion [kN/m]	Available connection strength, Tc-pullout criterion [kN/m]	Available Geogrid strength, Tavailable [kN/m]	Fs-overall connection break		Fs-overall connection pullout		Fs-overall Geogrid strength		Product name
								Specified	Actual	Specified	Actual	Specified	Actual	
1	0.38	71.0	1.00	N/A	379.6	N/A	365.0	N/A	1.41	N/A	N/A	N/A	1.35	50KN-2att
2	1.14	66.8	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	1.35	N/A	N/A	N/A	1.30	30KN-3att
3	1.90	62.6	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	1.44	N/A	N/A	N/A	1.39	30KN-3att
4	2.66	58.4	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	1.55	N/A	N/A	N/A	1.49	30KN-3att
5	3.42	50.0	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	1.19	N/A	N/A	N/A	1.14	30KN-2att
6	4.18	45.8	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	1.30	N/A	N/A	N/A	1.25	30KN-2att
7	4.94	41.6	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	1.43	N/A	N/A	N/A	1.37	30KN-2att
8	5.70	37.4	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	1.59	N/A	N/A	N/A	1.53	30KN-2att
9	6.46	33.1	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	1.80	N/A	N/A	N/A	1.73	30KN-2att
10	7.22	28.9	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	2.06	N/A	N/A	N/A	1.98	30KN-2att
11	7.98	24.7	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	2.42	N/A	N/A	N/A	2.33	30KN-2att
12	8.74	20.5	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	2.93	N/A	N/A	N/A	2.81	30KN-2att
13	9.50	16.2	1.00	N/A	248.4	N/A	238.9	N/A	5.55	N/A	N/A	N/A	5.34	30KN-3att
14	10.26	18.9	1.00	N/A	379.6	N/A	365.0	N/A	8.61	N/A	N/A	N/A	8.28	50KN-3att
15	11.02	14.1	1.00	N/A	379.6	N/A	365.0	N/A	16.08	N/A	N/A	N/A	15.47	50KN-4att
16	11.50	12.9	1.00	N/A	379.6	N/A	365.0	N/A	18.29	N/A	N/A	N/A	17.58	50KN-4att

## Características técnicas de los componentes que constituyen el paramento frontal

- **Panel de Concreto del Paramento Frontal.**  
Concreto con resistencia a la compresión  $f_c \geq 350 \text{ Kg/cm}^2$  a los 28 días;
- **Refuerzo para los paneles de concreto armado.**  
El refuerzo debe de cumplir con los valores mínimos de la norma ASTM A615 Grado 60  
Resistencia a la ruptura  $\geq 510 \text{ N/mm}^2$ ;  
Límite de Fluencia  $\geq 355 \text{ N/mm}^2$ ;
- **Pines de izaje.**  
En acero forjado teniendo como capacidad de izaje equivalente a 1 Ton;
- **Cojines de apoyo** en caucho EPDM;
- **Juntas horizontales y verticales;**  
Tiras de geotextil no tejido MacTex N40.1



## Anexo 4. ACU de un Muro convencional de concreto armado, para la obra Planta de Tratamiento de Aguas Residuales en la ciudad de Huaral – Lima

### Análisis de precios unitarios

Partida	01.01	TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR				
Rendimiento	m2/DIA	250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : m2	1.72	

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
Mano de Obra						
014700032	TOPOGRAFO	hh	0.1000	0.0533	4.38	0.14
014701004	PEON	hh	3.0000	0.0960	3.13	0.30
0.44						
Materiales						
0229060002	YESO EN BOLSAS DE 25 kg	bol		0.0200	4.21	0.08
0230990080	WINCHA	und		0.0030	50.00	0.15
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		0.0200	5.20	0.10
0.33						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.44	0.01
0349880003	TEODOLITO	hm	1.0000	0.0320	29.44	0.94
0.95						

Partida	02.01	EXCAVACION A MAQUINA EN TERRENO NORMAL				
Rendimiento	m3/DIA	131.0000	EQ. 131.0000	Costo unitario directo por : m3	13.26	

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
Mano de Obra						
014700023	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	hh	1.0000	0.0611	6.25	0.38
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0611	4.38	0.27
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.1221	3.13	0.38
1.03						
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		1.0000	1.03	0.01
0349040006	CARGADOR RETROEXCAVADOR 621	hm	1.0000	0.0611	200.00	12.22
12.23						

Partida	02.02	RELLENO Y COMPACTADO C/MATERIAL PROPIO				
Rendimiento	m/DIA	5.0000	EQ. 5.0000	Costo unitario directo por : m	19.60	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
Mano de Obra						
014700023	PEON	hh	1.0000	1.6000	3.13	5.01
						5.01
Materiales						
0205010036	PRODUCCION DE MATERIAL PARA P	m3		1.0000	4.20	4.20
						4.20
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	5.01	0.15
0349030001	COMPACTADOR VIBRATORIO TIPO F	hm	0.3200	0.5120	20.00	10.24
						10.39

Partida	03.01	SOLADO PARA ZAPATAS DE LOS MUROS e=0.075 m. C:H. 1:12				
Rendimiento	m2/DIA	80.0000	EQ. 80.0000	Costo unitario directo por : m2	12.90	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
Mano de Obra						
014700022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	1.0000	0.1000	3.65	0.37
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	0.2000	4.82	0.96
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.1000	4.38	0.44
0147010004	PEON	hh	6.0000	0.6000	3.13	1.88
						3.65
Materiales						
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5kg)	bol		0.2700	17.65	4.77
0238000002	HORMIGON DE RIO	m3		0.0968	15.00	1.45
						6.22
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	3.65	0.11
0337040034	REGLA DE MADERA	p2		0.1120	3.53	0.40
0349100022	MEZCLADORA DE CONCRETO TIPO I	hm	1.0000	1.0000	25.21	2.52
						3.03

Partida	03.02	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 EN MUROS DE SOSTENIMIENTO				
Rendimiento	m3/DIA	9.0000	EQ. 9.0000	Costo unitario directo por :	m3	253.08
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
Mano de Obra						
014700022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	1.0000	0.8889	3.65	3.24
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	1.7778	4.82	8.57
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8889	4.38	3.89
0147010004	PEON	hh	6.0000	5.3333	3.13	16.69
						32.39
Materiales						
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.8000	17.65	172.97
0238000002	HORMIGON DE RIO	m3		0.9500	15.00	14.25
0239050000	AGUA	m3		0.2100	0.50	0.11
						187.33
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	32.39	1.62
0349070006	VIBRADOR DE CONCRETO 3/4" - 2"	hm	0.5000	0.4444	21.00	9.33
0349100022	MEZCLADORA DE CONCRETO TIPO I	hm	1.0000	0.8889	25.21	22.41
						33.36

---

Partida	03.03	ACERO fg = 4200 kg/cm2 GRADO 60				
Rendimiento	kg/DIA	250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por :	kg	3.87
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	1.5000	0.0480	4.82	0.23
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	4.38	0.14
						0.37
Materiales						
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO #16	kg		0.0600	3.37	0.20
0203020003	ACERO CORRUGADO fg= 4200 kg/cm2	kg		1.0700	3.06	3.27
						3.47
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.37	0.01
0348960008	CIZALLA	hm	1.0000	0.0320	0.48	0.02
						0.03

Partida	03.04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MUROS DE C ° ARMADO				
Rendimiento	m2/DIA	10.0000		EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m2	41.60
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
	Mano de Obra					
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	4.82	3.86
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	1.6000	4.38	7.01
0147010004	PEON	hh	3.0000	2.4000	3.13	7.51
						18.38
	Materiales					
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.1200	3.37	0.40
0202020036	CLAVOS DE 4"	kg		0.2200	3.37	0.74
0243040000	MADERA TORNILLO	p2		4.0700	5.20	21.16
						22.30
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	18.38	0.92
						0.92

## Anexo 5. ACU con el Sistema MacWall, para la obra Planta de Tratamiento de Aguas

### Residuales en la ciudad de Huaral – Lima

Rendimiento = 20	m2/día				Costo por : m2
DESCRIPCION	und	Cuad.	Cant	P.U	Parcial
<b>MATERIALES</b>					
Bloque MacWall de 0.40x0.30x0.20 m	m2		1.00	77.15	77.15
<b>MANO DE OBRA</b>					
Capataz	hh	0.2	0.08	6.25	0.10
Oficial	hh	3.0	1.20	4.38	15.77
Peón	hh	3.0	1.20	3.13	11.27
					31.52
<b>Equipo</b>					
Desgaste de herramientas	%M.O		5.00	0.50	2.50
					2.50
				US\$	111.17

**Anexo 6. ACU con el Sistema MacForce, para la obra Planta de Tratamiento de Aguas Residuales en la ciudad de Huaral – Lima**

Rendimiento = 30	m2/día				Costo por : m2
DESCRIPCION	und	Cuad.	Cant	P.U	Parcial
<b>MATERIALES</b>					
Panel MacForce	m2		1.00	131.11	131.11
<b>MANO DE OBRA</b>					
Capataz	hh	0.2	0.08	6.25	0.10
Oficial	hh	3.0	1.20	4.38	15.77
Peón	hh	3.0	1.20	3.13	11.27
					31.52
<b>Equipo</b>					
Desgaste de herramientas	%M.O		5.00	0.49	0.00
					0.00
				US\$	165.08