



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA  
SEDE QUITO**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DEL SISTEMA DE MUROS  
VOLADIZO DE ALTURA VARIABLE CON CURVATURA EN PLANTA, TERRAPLÉN  
2:1 EN LA PROLONGACIÓN DE LA VÍA YASUNÍ, CANTÓN RUMIÑAHUI,  
PROVINCIA DE PICHINCHA**

Trabajo de titulación previo a la obtención del  
Título de Ingenieros Civiles

**AUTORES:** Alexis Ricardo Llumiquinga Ortega

Juan Carlos Baño Narváez

**TUTOR:** Juan Pablo Chacón Sánchez

Quito – Ecuador

2023

## CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Juan Carlos Baño Narvárez con cédula de identificación N° 1718592643 y Alexis Ricardo Llumiquinga Ortega con cédula de identidad N° 1723404487, manifestamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores y responsables del trabajo de grado; y, autorizamos a que sin fines de lucro se pueda usar, difundir, publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 29 de junio del 2023

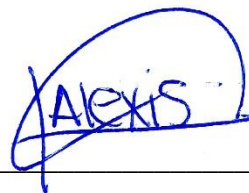
Atentamente,



---

Juan Carlos Baño Narvárez

1718592643



---

Alexis Ricardo Llumiquinga Ortega

1723404487

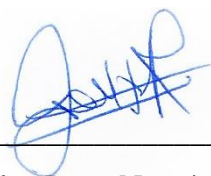
**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE  
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, Juan Carlos Baño Narvárez con documento de identificación N° 1718592643 y Alexis Ricardo Llumiquinga Ortega con documento de identificación N° 1723404487; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto Técnico: “Diagnóstico y Propuesta de reforzamiento del Sistema de Muros voladizo de altura variable con curvatura en planta, Terraplén 2:1 en la prolongación de la Vía Yasuní, Cantón Rumiñahui, Provincia de Pichincha”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 29 de junio del 2023

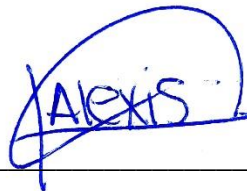
Atentamente,



---

Juan Carlos Baño Narvárez

1718592643



---

Alexis Ricardo Llumiquinga Ortega

1723404487

## **CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

Yo, Juan Pablo Chacón Sánchez con documento de identificación N° 1720525565, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DIAGNÓSTICO Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DEL SISTEMA DE MUROS VOLADIZO DE ALTURA VARIABLE CON CURVATURA EN PLANTA, TERRAPLÉN 2:1 EN LA PROLONGACIÓN DE LA VÍA YASUNÍ, CANTÓN RUMIÑAHUI, PROVINCIA DE PICHINCHA, realizado por Juan Carlos Baño Narváez con documento de identificación N° 1718592643 y por Alexis Ricardo Llumiquinga Ortega con documento de identificación N° 1723404487, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 29 de junio del 2023

Atentamente,



---

Juan Pablo Chacón Sánchez, MSc.

1720525565



## **DEDICATORIA**

Dedico con todo mi corazón el presente trabajo a mi madre por su amor, apoyo y por ser la que más ha confiado en mí durante mi formación, por su gran esfuerzo y trabajo diario para lograr esta meta, por alentarme las noches largas de estudio. También dedico este trabajo a mi padre que ha sido el motivo de sus trasnoches de trabajo y amar esta carrera.

A mi hermano Fernando y mi cuñada que contribuyeron en el apoyo para seguir avanzando mi meta, cuando más lo necesitaba y por nunca negarme algún favor. A mi hermano Geovany por ser el hermano alegre y entusiasta, que a pesar de todo siempre ha confiado en mí.

Dedico este trabajo para mi hijo o hija que viene en camino, para que en algún momento sus logros sean el doble de grandes que los míos y para la madre de mi bebé que ha sabido ganarse el amor, por comprenderme y entender la difícil situación que hemos pasado y darme la más grande felicidad.

Como último dedico para toda mi familia Llumiquinga Ortega, mis sobrinos que han sido mi motivación para que todos sus logros sean muchos más grandes que los míos, que sigan el camino del bien y nunca se rindan, que siempre luchen por sus sueños con la bendición de Dios.

***ALEXIS RICARDO LLUMIQUINGA ORTEGA***

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo a mis padres, desde luego este logro es también es suyo, también a amigos, que han sido una compañía y apoyo durante este largo y sinuoso camino, ha sido un placer el transitar con ustedes hacia el cumplimiento de este objetivo en sus infinitas caras y altibajos, ya que como decía José Vasconcelos, el conocimiento es sólo una de las representaciones de la existencia. En un sentido más elevado dedico este trabajo al conocimiento y su voraz afán por encontrar soluciones a las necesidades humanas que la condición humana exige.

***JUAN CARLOS BAÑO NARVÁEZ***

## **AGRADECIMIENTOS**

Un agradecimiento incondicional a Dios por darme un día más de vida y porque ante todas las adversidades que ha pasado mi familia nunca me dejó caer y por ayudarme a concretar mi meta más deseada, por brindarme una familia estupenda, amorosa y fiel.

A mis padres Geovana y Ernesto por apoyarme económica y emocionalmente, por haber confiado en mí desde el principio a pesar de todo, gracias por haberme dado la oportunidad de vivir y enseñarme el sacrificio, por sus grandes anhelos y por su gran amor.

A mis hermanos Geovany, Fernando y Elvis que los quiero mucho, que siempre han estado conmigo alentándome y ayudándome, por ser mi inspiración más grande de seguir avanzado y hacer las cosas bien.

A la Universidad Politécnica Salesiana, a la Carrera de Ingeniería Civil y a todos los docentes que aportaron para mi formación académica. A los ingenieros que nos asesoraron en la elaboración de nuestra tesis Ing. Juan Pablo Chacón, Ing. David Patricio Guerrero y Ing. Freddy Rodríguez por su gran ayuda.

A todos mis amigos y amigas que hemos compartido momentos de felicidad, de locuras y estudio, especialmente para: Angel C., Alexandra C., Claudia T., Vinicio P., Brayán S., Grace H., Richard P., David S., y Josselin Z. que por ahora todos hemos logrado cumplir nuestra meta y gracias por su apoyo y amistad.

***ALEXIS RICARDO LLUMIQUINGA ORTEGA***

## **AGRADECIMIENTOS**

El más grande agradecimiento a mi padre y mi madre, Aníbal y Lidia, quienes a lo largo de toda mi vida han sabido prestarme su apoyo en el cumplimiento de mis objetivos, y por no desfallecer en el cumplimiento de su deber.

A todos mis amigos que a lo largo de la carrera han constituido un maravilloso apoyo y que han sabido enriquecer mi acervo de experiencias, con gratificantes, divertidas y constructivas anécdotas; una especial mención a: Anthony C, Christian A., Freddy B. y Carolina E, mi más sincero agradecimiento por su amistad.

A la Universidad Politécnica Salesiana, institución que me brindó la oportunidad de continuar con mis objetivos académicos, a los docentes que han sabido ser modelos ejemplares y no solo entes dictantes de cátedra, un especial agradecimiento al Ingeniero Juan Pablo Chacón por tutelar nuestro proyecto, también un especial agradecimiento a los Ingenieros Patricio Guerrero y Freddy Rodríguez por sus puntuales aportaciones en el desarrollo de este proyecto. Mi infinita gratitud a todos.

***JUAN CARLOS BAÑO NARVÁEZ***

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

<b>CAPÍTULO I.....</b>	<b>1</b>
<b>ANTECEDENTES Y GENERALIDADES .....</b>	<b>1</b>
1.1    Introducción .....	1
1.2    Antecedentes .....	2
1.3    Importancia y alcance.....	2
1.4    Delimitación geográfica del proyecto .....	3
1.5    Justificación.....	5
1.6    Objetivos .....	6
1.6.1    Objetivo general.....	6
1.6.2    Objetivos específicos .....	6
<b>CAPÍTULO II .....</b>	<b>7</b>
<b>MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>7</b>
2.1    Mecánica de suelos.....	7
2.2    Propiedades físicas del suelo.....	7
2.2.1    Granulometría .....	7
2.2.2    Permeabilidad .....	8
2.2.3    Límite líquido (LL).....	9
2.2.4    Límite plástico (LP) .....	9
2.2.5    Índice de plasticidad (IP) .....	9
2.3    Características Físicas y Mecánicas del Suelo .....	10
2.3.1    Peso unitario del suelo .....	10

2.3.2	Compactación .....	11
2.3.3	Muestras inalteradas.....	11
2.3.4	Muestras alteradas.....	11
2.3.5	Capacidad portante del suelo .....	11
2.4	Definición previa al estudio de suelos.....	12
2.5	Estudios previos al proyecto .....	12
2.5.1	Standard penetration test (SPT) .....	13
2.5.2	Ensayos triaxiales.....	13
2.5.3	Sistema unificado de clasificación de los suelos (SUCS).....	15
2.5.4	Contenido de humedad .....	17
2.5.5	Clasificación de los suelos .....	18
2.5.6	Proctor modificado.....	18
2.5.7	Ensayo del densímetro nuclear .....	18
2.5.8	Ensayo de corte directo.....	19
2.5.9	Parámetros de resistencia al corte del suelo.....	19
2.6	Empujes de tierras .....	20
2.6.1	Empuje de Reposo ( $E_o$ ) .....	21
2.6.2	Empuje activo ( $E_a$ ) y pasivo ( $E_p$ ).....	22
2.7	Teoría para empujes de tierras .....	24
2.7.1	Teoría de Coulomb .....	25

2.7.2	Teoría de Rankine .....	28
2.7.3	Teoría de Mononobe – Okabe (M-O) .....	30
2.8	Empuje hidrostático en condición activo .....	33
2.9	Materiales de relleno .....	34
2.9.1	Materiales recomendables para rellenos .....	34
2.9.2	Suelos seleccionados.....	35
2.9.3	Suelos adecuados .....	35
2.9.4	Suelos tolerables .....	36
2.9.5	Suelos marginales .....	36
2.9.6	Suelos inadecuados .....	36
2.10	Estabilidad de talud .....	37
2.10.1	Definición de talud.....	37
2.11	Terraplén .....	37
2.11.1	Zonas de los rellenos tipo terraplén .....	37
2.12	Factores de seguridad.....	38
2.13	Superficie de falla.....	39
2.13.1	Falla de talud.....	39
2.13.2	Falla de base.....	39
2.14	Tipos de falla.....	40
2.14.1	Deslizamientos superficiales (Creep) .....	40

2.14.2	Falla rotacional.....	40
2.14.3	Falla traslacional .....	41
2.15	Teoría de análisis de estabilidad de talud.....	41
2.15.1	Método de Bishop simplificado .....	41
2.15.2	Strength Reduction Method (Método de Reducción de Resistencia).....	43
2.16	Definición y tipos de muros de contención.....	44
2.16.1	Definición de muros de contención .....	44
2.16.2	Tipología de muros de contención.....	45
2.17	Muros de gravedad.....	46
2.18	Muro en voladizo .....	46
2.19	Muros de contrafuerte .....	47
2.20	Fuerzas y sobrecargas.....	48
2.20.1	Cargas permanentes .....	48
2.20.2	Cargas transitorias.....	48
2.21	Normativas utilizadas para el análisis .....	50
2.21.1	Normativa AASHTO LRFD 2020 .....	50
2.21.2	Normativa American Concrete Institute (ACI 318-19) .....	55
2.22	Formas de agotamiento .....	56
2.22.1	Giro excesivo del muro.....	56
2.22.2	Deslizamiento del muro .....	57



2.22.3	Deslizamiento profundo del muro .....	58
2.22.4	Deformación excesiva del alzado .....	58
2.22.5	Fisuración excesiva.....	59
2.22.6	Rotura por flexión.....	59
2.22.7	Rotura por esfuerzo cortante.....	60
2.23	Verificación de fallas .....	61
2.23.1	Estabilidad.....	61
2.23.2	Resistencia interna de la estructura.....	66
2.23.3	Verificación del agrietamiento.....	73
2.24	Tipos de reforzamiento.....	75
2.25	Evaluación de estructuras existentes .....	75
2.25.1	Incremento de secciones estructurales y no estructurales.....	76
2.25.2	Revestimiento de láminas de fibras de carbono (CFRP) .....	76
2.25.3	Construcción de contrafuertes.....	93
<b>CAPÍTULO III.....</b>		<b>94</b>
<b>METODOLOGÍA.....</b>		<b>94</b>
3.1	Tipo de investigación .....	94
3.2	Método de investigación .....	94
3.3	Técnicas o instrumentos para recopilar información .....	95
3.4	Proceso técnico de ingeniería civil.....	95
<b>CAPÍTULO IV.....</b>		<b>97</b>

<b>DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....</b>	<b>97</b>
4.1 Descripción de materiales .....	99
4.2 Características geotécnicas del suelo .....	99
4.2.1 Suelo de cimentación .....	100
4.2.2 Suelo de relleno.....	101
4.3 Análisis de fuerzas y sobrecargas.....	103
4.3.1 Cargas verticales .....	104
4.3.2 Cargas horizontales.....	116
4.4 Estados límites aplicables y combinaciones de cargas por AASHTO LRFD.....	142
4.4.1 Factores de carga y combinaciones de carga, Caso A .....	143
4.4.2 Factores de carga y combinaciones de carga, Caso B .....	144
4.5 Factores de carga y combinaciones de cargas por ACI 318-19 .....	146
<b>CAPITULO V.....</b>	<b>147</b>
<b>MODELACIÓN DE LOS MUROS EN VOLADIZO POR EL METODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF) EN SAP2000.....</b>	<b>147</b>
5.1 Exportar de archivo. dxf al Sap2000.....	147
5.2 Definir materiales.....	148
5.3 Definir elementos área tipo Shell.....	149
5.4 Asignación de sección área .....	150
5.5 Corrección de ejes locales.....	150
5.6 Modificación del espesor del elemento área “Shell” .....	151
5.7 Discretización del elemento área.....	152

5.8	Asignación de link rígidos.....	152
5.9	Asignación del coeficiente de balasto .....	153
5.10	Añadir patrones de carga y combinaciones de cargas.....	155
5.11	Asignación de cargas y empujes .....	156
5.11.1	Asignación de empujes horizontales en dirección perpendicular a la pantalla.....	156
5.11.2	Asignación de cargas verticales en la base de cimentación .....	159
5.12	Esfuerzos cortantes y momentos en la pantalla.....	163
5.13	Esfuerzos de corte y momento en talón .....	166
5.14	Esfuerzos de corte y momento en el dedo.....	168
<b>CAPÍTULO VI.....</b>		<b>174</b>
<b>MODELACIÓN DEL TERRAPLEN EN MIDAS GTS (2D).....</b>		<b>174</b>
6.1	Criterio de elección de talud crítico .....	174
6.2	Software (Programa MIDAS GTS).....	175
6.3	Exportación de modelo en formato dxf a MIDAS GTS .....	175
6.4	Definición de cargas.....	177
6.5	Mallado.....	177
6.6	Definición de las propiedades de los materiales .....	178
6.7	Ingreso de parámetros .....	180
6.7.1	Creación de materiales .....	180
6.7.2	Ingreso de cargas.....	184

6.8	Configuración del caso de análisis .....	186
6.9	Factor de seguridad del talud por el método SMR.....	187
<b>CAPÍTULO VII .....</b>		<b>188</b>
<b>EVALUACIÓN DE MUROS EN VOLADIZO Y TERRAPLÉN .....</b>		<b>188</b>
7.1	Evaluación de muros en voladizo.....	188
7.2	Cargas y momentos factorados por AASHTO LRFD.....	188
7.3	Verificación de la estabilidad externa en los muros voladizo .....	191
7.3.1	Estabilidad al volcamiento .....	192
7.3.2	Estabilidad al deslizamiento en la base del muro .....	193
7.3.3	Presiones de contacto suelo-estructura .....	195
7.4	Verificación de resistencia de los elementos del muro .....	217
7.5	Evaluación de la pantalla.....	219
7.5.1	Verificación por cortante .....	219
7.5.2	Verificación por flexión.....	226
7.5.3	Verificación del agrietamiento por distribución del acero de refuerzo.....	234
7.5.4	Verificación del acero de retracción y temperatura .....	241
7.6	Evaluación del talón.....	242
7.6.1	Verificación por cortante .....	243
7.6.2	Verificación por flexión.....	244
7.7	Evaluación del dedo .....	245
7.7.1	Verificación por cortante .....	245

7.7.2	Verificación por flexión.....	246
<b>CAPITULO VIII.....</b>		<b>247</b>
<b>ESTUDIO DE LAS ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO .....</b>		<b>247</b>
8.1	Alternativas de reforzamiento de muros en voladizo.....	247
8.2	Alternativa 1 .....	247
8.3	Análisis y diseño del sistema de reforzamiento interno y externo en el muro tipo I ...	249
8.3.1	Estabilidad externa.....	251
8.3.2	Resistencia estructural .....	253
8.4	Análisis y diseño del reforzamiento de estabilidad y resistencia en el muro tipo II ....	268
8.4.1	Estabilidad.....	269
8.4.2	Resistencia estructural .....	270
8.5	Análisis y diseño del reforzamiento de estabilidad y resistencia en el muro tipo III...	275
8.5.1	Estabilidad.....	276
8.5.2	Resistencia estructural .....	277
8.6	Alternativa 2.....	281
8.6.1	Estabilidad.....	281
8.6.2	Resistencia estructural .....	284
8.7	Análisis y diseño del reforzamiento de estabilidad y resistencia en el muro tipo II ....	302
8.7.1	Estabilidad.....	302
8.7.2	Resistencia estructural .....	303
8.8	Análisis y diseño del reforzamiento de estabilidad y resistencia en el muro tipo III...	310

8.8.1	Estabilidad.....	310
8.8.2	Resistencia estructural .....	311
8.9	Alternativas de reforzamiento para la estabilidad de talud .....	318
<b>CAPITULO IX.....</b>		<b>319</b>
<b>PRESUPUESTO REFERENCIAL .....</b>		<b>319</b>
9.1	Presupuesto referencial .....	319
9.1.1	Alternativa 1.....	319
9.1.2	Alternativa 2.....	322
9.2	Especificaciones Técnicas.....	327
<b>CONCLUSIONES.....</b>		<b>359</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>		<b>363</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>		<b>365</b>
<b>ANEXOS.....</b>		<b>369</b>

## LISTADO DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> <i>Coordenadas UTM de las abscisas</i> .....	<b>4</b>
<b>Tabla 2</b> <i>Escala Granulométrica de Tamices</i> .....	<b>8</b>
<b>Tabla 3</b> <i>Clasificación de suelos según el sistema SUCS</i> .....	<b>16</b>
<b>Tabla 4</b> <i>Valores de movimiento relativo <math>\Delta/H</math> para alcanzar la condición mínima activa y máxima pasiva de presión de tierras.</i> ....	<b>25</b>
<b>Tabla 5</b> <i>Factores de seguridad permisibles para el análisis de estabilidad de talud</i> .....	<b>38</b>
<b>Tabla 6</b> <i>Peso unitario de materiales</i> .....	<b>49</b>
<b>Tabla 7</b> <i>Factores de carga y combinaciones</i> .....	<b>52</b>
<b>Tabla 8</b> <i>Factores de carga para cargas permanentes, <math>\gamma_p</math></i> .....	<b>53</b>
<b>Tabla 9</b> <i>Combinaciones de cargas respecto AASHTO LRFD</i> .....	<b>54</b>
<b>Tabla 10</b> <i>Factores de seguridad</i> .....	<b>63</b>
<b>Tabla 11</b> <i>Cuantías mínimas del refuerzo vertical y horizontal</i> .....	<b>72</b>
<b>Tabla 12</b> <i>Factor de reducción ambiental, CE</i> .....	<b>79</b>
<b>Tabla 13</b> <i>Dimensiones de los muros voladizo</i> .....	<b>98</b>
<b>Tabla 14</b> <i>Cálculo del peso propio del muro</i> .....	<b>104</b>
<b>Tabla 15</b> <i>Cálculo del peso propio del suelo de relleno</i> .....	<b>110</b>
<b>Tabla 16</b> <i>Fuerzas de diseño de barandas</i> .....	<b>125</b>
<b>Tabla 17</b> <i>Resumen de fuerzas verticales, muro 1 (Tipo I)</i> .....	<b>133</b>
<b>Tabla 18</b> <i>Resumen de fuerzas horizontales, muro 1(Tipo I)</i> .....	<b>133</b>
<b>Tabla 19</b> <i>Resumen de fuerzas verticales, muro 2</i> .....	<b>134</b>
<b>Tabla 20</b> <i>Resumen de fuerzas horizontales, muro 2</i> .....	<b>134</b>
<b>Tabla 21</b> <i>Resumen de fuerzas verticales, muro 3</i> .....	<b>135</b>
<b>Tabla 22</b> <i>Resumen de fuerzas horizontales, muro 3</i> .....	<b>135</b>
<b>Tabla 23</b> <i>Resumen de fuerzas verticales, muro 4 (Tipo II)</i> .....	<b>136</b>
<b>Tabla 24</b> <i>Resumen de fuerzas horizontales, muro 4 (Tipo II)</i> .....	<b>136</b>
<b>Tabla 25</b> <i>Resumen de fuerzas verticales, muro 5</i> .....	<b>137</b>
<b>Tabla 26</b> <i>Resumen de fuerzas horizontales, muro 5</i> .....	<b>137</b>
<b>Tabla 27</b> <i>Resumen de fuerzas verticales, muro 6</i> .....	<b>138</b>
<b>Tabla 28</b> <i>Resumen de fuerzas horizontales, muro 6</i> .....	<b>138</b>
<b>Tabla 29</b> <i>Resumen de fuerzas verticales, muro 7</i> .....	<b>139</b>
<b>Tabla 30</b> <i>Resumen de fuerzas horizontales, muro 7</i> .....	<b>139</b>
<b>Tabla 31</b> <i>Resumen de fuerzas verticales, muro 8 (Tipo III)</i> .....	<b>140</b>

<b>Tabla 32</b> <i>Resumen de fuerzas horizontales, muro 8 (Tipo III)</i> .....	<b>140</b>
<b>Tabla 33</b> <i>Resumen de fuerzas verticales, muro 9</i> .....	<b>141</b>
<b>Tabla 34</b> <i>Resumen de fuerzas horizontales, muro 9</i> .....	<b>141</b>
<b>Tabla 35</b> <i>Factores de carga mínimos en cargas verticales, caso (a)</i> .....	<b>143</b>
<b>Tabla 36</b> <i>Factores de carga máximos en cargas horizontales, caso (a)</i> .....	<b>143</b>
<b>Tabla 37</b> <i>Factores de cargas máximos en cargas verticales, caso (b)</i> .....	<b>144</b>
<b>Tabla 38</b> <i>Factores de carga máximos en cargas horizontales, caso (b)</i> .....	<b>145</b>
<b>Tabla 39</b> <i>Resumen de combinaciones de carga</i> .....	<b>146</b>
<b>Tabla 40</b> <i>Resumen de cargas y momentos no mayorados, actuantes en la pantalla del muro 1</i> .....	<b>165</b>
<b>Tabla 41</b> <i>Verificación de momentos horizontales y cortantes, manual y software en la pantalla</i> .....	<b>166</b>
<b>Tabla 42</b> <i>Resumen de cargas y momentos no mayorados, actuantes en el talón del muro 1</i> .....	<b>166</b>
<b>Tabla 43</b> <i>Verificación de momentos horizontales y cortantes, manual y software en el talón</i> .....	<b>168</b>
<b>Tabla 44</b> <i>Resumen de cargas y momentos no mayorados, actuantes en el dedo del muro 1</i> .....	<b>168</b>
<b>Tabla 45</b> <i>Verificación de momentos horizontales y cortantes, manual y software en el dedo</i> .....	<b>170</b>
<b>Tabla 46</b> <i>Verificación de momentos horizontales y cortantes, manual y software en el talón</i> .....	<b>171</b>
<b>Tabla 47</b> <i>Verificación de momentos horizontales y cortantes, manual y software en el dedo</i> .....	<b>171</b>
<b>Tabla 48</b> <i>Verificación de momentos horizontales y cortantes, manual y software en la pantalla</i> .....	<b>172</b>
<b>Tabla 49</b> <i>Verificación de momentos horizontales y cortantes, manual y software en el talón</i> .....	<b>173</b>
<b>Tabla 50</b> <i>Verificación de momentos horizontales y cortantes, manual y software en el talón</i> .....	<b>173</b>
<b>Tabla 51</b> <i>Resumen de cargas y sobrecargas sobre el terraplén</i> .....	<b>177</b>
<b>Tabla 52</b> <i>Valores típicos obtenidos según diferentes autores para los diferentes materiales componentes del talud</i> .....	<b>178</b>
<b>Tabla 53</b> <i>Valores calculados según diferentes autores para los componentes del talud</i> .....	<b>179</b>
<b>Tabla 54</b> <i>Valores calculados mediante ensayo</i> .....	<b>179</b>
<b>Tabla 55</b> <i>Fuerzas verticales mayorados, muro I</i> .....	<b>188</b>
<b>Tabla 56</b> <i>Momentos resistentes mayorados, muro I</i> .....	<b>189</b>
<b>Tabla 57</b> <i>Fuerzas horizontales mayoradas, muro I</i> .....	<b>190</b>
<b>Tabla 58</b> <i>Momentos desestabilizadores mayorados, muro I</i> .....	<b>190</b>
<b>Tabla 59</b> <i>Verificación de la estabilidad al vuelco, caso a</i> .....	<b>193</b>
<b>Tabla 60</b> <i>Verificación de la estabilidad al deslizamiento en la base, caso a</i> .....	<b>194</b>
<b>Tabla 61</b> <i>Verificación de la presión de contacto, caso b</i> .....	<b>196</b>
<b>Tabla 62</b> <i>Factores de seguridad por el método tradicional</i> .....	<b>199</b>
<b>Tabla 63</b> <i>Verificación de la estabilidad al volcamiento, caso a</i> .....	<b>200</b>



<b>Tabla 64</b> Verificación de la estabilidad al deslizamiento en la base, caso a.....	<b>201</b>
<b>Tabla 65</b> Verificación de presión del suelo, caso b.....	<b>201</b>
<b>Tabla 66</b> Verificación de la estabilidad al vuelco, caso a .....	<b>202</b>
<b>Tabla 67</b> Verificación de la estabilidad al deslizamiento en la base, caso a.....	<b>203</b>
<b>Tabla 68</b> Verificación de la presión del suelo, caso b .....	<b>203</b>
<b>Tabla 69</b> Verificación de la estabilidad al vuelco, caso a .....	<b>204</b>
<b>Tabla 70</b> Verificación de la estabilidad al deslizamiento en la base, caso a.....	<b>205</b>
<b>Tabla 71</b> Verificación de la presión del suelo, caso b .....	<b>205</b>
<b>Tabla 72</b> Verificación de la estabilidad al vuelco, caso a .....	<b>207</b>
<b>Tabla 73</b> Verificación de la estabilidad al deslizamiento en la base, caso a.....	<b>208</b>
<b>Tabla 74</b> Verificación de la presión de contacto, caso b .....	<b>208</b>
<b>Tabla 75</b> Verificación de la estabilidad al vuelco, caso a .....	<b>209</b>
<b>Tabla 76</b> Verificación de la estabilidad al deslizamiento en la base, caso a.....	<b>210</b>
<b>Tabla 77</b> Verificación de la presión de contacto, caso b .....	<b>210</b>
<b>Tabla 78</b> Verificación de la estabilidad al vuelco, caso a .....	<b>211</b>
<b>Tabla 79</b> Verificación de la estabilidad al deslizamiento en la base, caso a.....	<b>212</b>
<b>Tabla 80</b> Verificación de la presión de contacto, caso b .....	<b>212</b>
<b>Tabla 81</b> Verificación de la estabilidad al vuelco, caso a .....	<b>213</b>
<b>Tabla 82</b> Verificación de la estabilidad al deslizamiento en la base, caso a.....	<b>214</b>
<b>Tabla 83</b> Verificación de la presión de contacto, caso b .....	<b>214</b>
<b>Tabla 84</b> Verificación de la estabilidad al vuelco, caso a .....	<b>215</b>
<b>Tabla 85</b> Verificación de la estabilidad al deslizamiento en la base, caso a.....	<b>216</b>
<b>Tabla 86</b> Verificación de la presión de contacto, caso b .....	<b>216</b>
<b>Tabla 87</b> Esfuerzos de corte extraído del programa Sap2000 del muro 1 .....	<b>222</b>
<b>Tabla 88</b> Análisis y verificación del corte, muro 1 .....	<b>223</b>
<b>Tabla 89</b> Análisis y verificación del corte, muro 2 .....	<b>224</b>
<b>Tabla 90</b> Análisis y verificación del corte, muro 3 .....	<b>224</b>
<b>Tabla 91</b> Análisis y verificación del corte, muro 4 .....	<b>224</b>
<b>Tabla 92</b> Análisis y verificación del corte, muro 5 .....	<b>225</b>
<b>Tabla 93</b> Análisis y verificación del corte, muro 6 .....	<b>225</b>
<b>Tabla 94</b> Análisis y verificación del corte, muro 7 .....	<b>225</b>
<b>Tabla 95</b> Análisis y verificación del corte, muro 8 .....	<b>226</b>
<b>Tabla 96</b> Análisis y verificación del corte, muro 9 .....	<b>226</b>

<b>Tabla 97</b> <i>Comprobación del acero mínimo</i> .....	<b>228</b>
<b>Tabla 98</b> <i>Cálculo del momento resistente de la sección</i> .....	<b>229</b>
<b>Tabla 99</b> <i>Cálculo de momentos mínimos</i> .....	<b>230</b>
<b>Tabla 100</b> <i>Momentos últimos extraídos del programa Sap2000</i> .....	<b>230</b>
<b>Tabla 101</b> <i>Verificación de resistencias a flexión por ACI 318-19, muro 1</i> .....	<b>231</b>
<b>Tabla 102</b> <i>Verificación de resistencias por AASHTO LRFD, muro 1</i> .....	<b>231</b>
<b>Tabla 103</b> <i>Verificación de resistencia a flexión, muro 2</i> .....	<b>232</b>
<b>Tabla 104</b> <i>Verificación de resistencia a flexión, muro 3</i> .....	<b>232</b>
<b>Tabla 105</b> <i>Verificación de resistencia a flexión, muro 4</i> .....	<b>232</b>
<b>Tabla 106</b> <i>Verificación de resistencia a flexión, muro 5</i> .....	<b>233</b>
<b>Tabla 107</b> <i>Verificación de resistencia a flexión, muro 6</i> .....	<b>233</b>
<b>Tabla 108</b> <i>Verificación de resistencia a flexión, muro 7</i> .....	<b>233</b>
<b>Tabla 109</b> <i>Verificación de resistencia a flexión, muro 8</i> .....	<b>234</b>
<b>Tabla 110</b> <i>Verificación de resistencia a flexión, muro 9</i> .....	<b>234</b>
<b>Tabla 111</b> <i>Momentos de servicio muro 1</i> .....	<b>237</b>
<b>Tabla 112</b> <i>Esfuerzo del acero por cargas de servicio</i> .....	<b>237</b>
<b>Tabla 113</b> <i>Separación máxima del acero de refuerzo, evitar el agrietamiento</i> .....	<b>238</b>
<b>Tabla 114</b> <i>Verificación de acero de temperatura</i> .....	<b>242</b>
<b>Tabla 115</b> <i>Verificación de resistencia a corte en el talón</i> .....	<b>243</b>
<b>Tabla 116</b> <i>Verificación de resistencia a flexión en el talón</i> .....	<b>244</b>
<b>Tabla 117</b> <i>Verificación de resistencia a corte en el dedo</i> .....	<b>245</b>
<b>Tabla 118</b> <i>Verificación de resistencia a flexión en el dedo</i> .....	<b>246</b>
<b>Tabla 119</b> <i>Dimensiones corregidas por estabilidad, muro tipo I</i> .....	<b>250</b>
<b>Tabla 120</b> <i>Verificación de excentricidad de alternativa 1, en muro tipo I</i> .....	<b>251</b>
<b>Tabla 121</b> <i>Revisión contra el deslizamiento de base en alternativa 1, en muro tipo I</i> .....	<b>251</b>
<b>Tabla 122</b> <i>Revisión de la presión de contacto en alternativa 1, en muro tipo I</i> .....	<b>251</b>
<b>Tabla 123</b> <i>Factores de seguridad por método tradicional con sección modificada</i> .....	<b>252</b>
<b>Tabla 124</b> <i>Momentos últimos actuantes sobre la pantalla, muro tipo I</i> .....	<b>254</b>
<b>Tabla 125</b> <i>Verificación del momento límite de resistencia para aplicar el FRP</i> .....	<b>256</b>
<b>Tabla 126</b> <i>Dimensiones corregidas por estabilidad, muro tipo II</i> .....	<b>268</b>
<b>Tabla 127</b> <i>Revisión de excentricidad o volcamiento de alternativa 1, en muro tipo II</i> .....	<b>269</b>
<b>Tabla 128</b> <i>Revisión contra el deslizamiento de la base en alternativa 1, en muro tipo II</i> .....	<b>269</b>
<b>Tabla 129</b> <i>Revisión de la presión de contacto en alternativa 1, en muro tipo II</i> .....	<b>269</b>

<b>Tabla 130</b> Dimensiones corregidas por estabilidad, muro tipo III .....	<b>275</b>
<b>Tabla 131</b> Revisión de excentricidad o volcamiento de alternativa 1, en muro tipo III .....	<b>276</b>
<b>Tabla 132</b> Revisión contra el deslizamiento de base en alternativa 1, en muro tipo III .....	<b>276</b>
<b>Tabla 133</b> Revisión de la presión de contacto en alternativa 1, en muro tipo III .....	<b>276</b>
<b>Tabla 134</b> Revisión de excentricidad o volcamiento de alternativa 2, en muro tipo 1 (I) .....	<b>283</b>
<b>Tabla 135</b> Revisión contra el deslizamiento de base en alternativa 2, en muro tipo 1 (I) .....	<b>284</b>
<b>Tabla 136</b> Revisión de la presión de contacto en alternativa 2, en muro tipo 1 (I) .....	<b>284</b>
<b>Tabla 137</b> Fuerzas actuantes sobre el contrafuerte del muro tipo 1 (I) .....	<b>285</b>
<b>Tabla 138</b> Factores de combinación de carga según la normativa AASHTO LRFD .....	<b>285</b>
<b>Tabla 139</b> Estado limite crítico para el análisis del contrafuerte según la AASHTO LRFD .....	<b>286</b>
<b>Tabla 140</b> Factores de combinación de carga según la normativa ACI 318-19 .....	<b>286</b>
<b>Tabla 141</b> Estado limite crítico para el análisis del contrafuerte según el ACI 318-19 .....	<b>286</b>
<b>Tabla 142</b> Resumen de presiones y momentos mayorados por dovelas para el muro tipo I (I) .....	<b>290</b>
<b>Tabla 143</b> Resumen de acero calculado para el contrafuerte por dovelas para el muro tipo I. ....	<b>291</b>
<b>Tabla 144</b> Resumen de acero colocado por dovelas para el muro tipo I (I) .....	<b>291</b>
<b>Tabla 145</b> Resumen de acero colocado por dovelas para el muro tipo I .....	<b>291</b>
<b>Tabla 146</b> Resumen de acero colocado por dovelas para el muro tipo I .....	<b>292</b>
<b>Tabla 147</b> Momentos actuantes sobre la pantalla por dovelas luego de la colocación del contrafuerte para el muro tipo I. ....	<b>295</b>
<b>Tabla 148</b> Momentos actuantes sobre la pantalla por dovelas luego de la colocación del contrafuerte para el muro tipo I tomados de SAP2000 .....	<b>295</b>
<b>Tabla 149</b> Verificación de resistencias a flexión por ACI 318-19, muro tipo I .....	<b>295</b>
<b>Tabla 150</b> Presiones promedio por dovela en el contra fuerte del muro tipo I .....	<b>301</b>
<b>Tabla 151</b> Presiones promedio por dovela en el contra fuerte del muro tipo I .....	<b>301</b>
<b>Tabla 152</b> Revisión de excentricidad o volcamiento de alternativa 2, en muro tipo II .....	<b>302</b>
<b>Tabla 153</b> Revisión contra el deslizamiento de base en alternativa 2, en muro tipo II .....	<b>303</b>
<b>Tabla 154</b> Revisión de la presión de contacto en alternativa 2, en muro tipo II .....	<b>303</b>
<b>Tabla 155</b> Resumen de presiones y momentos mayorados por dovelas para el muro tipo II .....	<b>304</b>
<b>Tabla 156</b> Resumen de acero calculado para el contrafuerte por dovelas para el muro tipo II .....	<b>304</b>
<b>Tabla 157</b> Resumen de acero colocado por dovelas para el muro tipo II .....	<b>305</b>
<b>Tabla 158</b> Resumen de acero colocado por dovelas para el muro tipo II .....	<b>305</b>
<b>Tabla 159</b> Resumen de acero colocado por dovelas para el muro tipo II .....	<b>305</b>
<b>Tabla 160</b> Momentos actuantes sobre la pantalla por dovelas luego de la colocación del contrafuerte para el muro tipo II .....	<b>307</b>

<b>Tabla 161</b> <i>Momentos actuantes sobre la pantalla por dovelas luego de la colocación del contrafuerte para el muro tipo II tomados de SAP 2000.....</i>	<b>308</b>
<b>Tabla 162</b> <i>Verificación de resistencia a flexión, muro tipo II.....</i>	<b>308</b>
<b>Tabla 163</b> <i>Presiones promedio por dovela en el contra fuerte del muro 4.....</i>	<b>309</b>
<b>Tabla 164</b> <i>Revisión de excentricidad o volcamiento de alternativa 2, en muro tipo III .....</i>	<b>310</b>
<b>Tabla 165</b> <i>Revisión contra el deslizamiento de base en alternativa 2, en muro tipo III. ....</i>	<b>311</b>
<b>Tabla 166</b> <i>Revisión de la presión de contacto en alternativa 2, en muro tipo III.....</i>	<b>311</b>
<b>Tabla 167</b> <i>Resumen de presiones y momentos mayorados por dovelas para el muro tipo III.....</i>	<b>312</b>
<b>Tabla 168</b> <i>Resumen de acero calculado para el contrafuerte por dovelas para el muro tipo III.....</i>	<b>312</b>
<b>Tabla 169</b> <i>Resumen de acero colocado por dovelas para el muro tipo III .....</i>	<b>312</b>
<b>Tabla 170</b> <i>Resumen de acero colocado por dovelas para el muro tipo III .....</i>	<b>313</b>
<b>Tabla 171</b> <i>Resumen de acero colocado por dovelas para el muro tipo III .....</i>	<b>313</b>
<b>Tabla 172</b> <i>Momentos actuantes sobre la pantalla por dovelas luego de la colocación del contrafuerte para el muro tipo III tomados de SAP 2000 .....</i>	<b>316</b>
<b>Tabla 173</b> <i>Verificación de resistencia a flexión, muro 8.....</i>	<b>316</b>
<b>Tabla 174</b> <i>Presiones promedio por dovela en el contra fuerte del muro VIII .....</i>	<b>317</b>
<b>Tabla 175</b> <i>Descripción de rubros, unidades, precios unitarios, cantidad de trabajo, en muro tipo 1 ....</i>	<b>319</b>
<b>Tabla 176</b> <i>Descripción de rubros, unidades, precios unitarios, cantidad de trabajo, en muro tipo 2 ....</i>	<b>320</b>
<b>Tabla 177</b> <i>Descripción de rubros, unidades, precios unitarios, cantidad de trabajo, en muro tipo 3 ....</i>	<b>321</b>
<b>Tabla 178</b> <i>Descripción de rubros, unidades, precios unitarios, cantidad de trabajo, en muro tipo 1 ....</i>	<b>322</b>
<b>Tabla 179</b> <i>Descripción de rubros, unidades, precios unitarios, cantidad de trabajo, en muro tipo 2 ....</i>	<b>323</b>
<b>Tabla 180</b> <i>Descripción de rubros, unidades, precios unitarios, cantidad de trabajo, en muro tipo 3 ....</i>	<b>324</b>

## LISTADO DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> <i>Ubicación Geográfica del proyecto</i> .....	<b>3</b>
<b>Figura 2</b> <i>Perfil longitudinal al eje costado interno de la vía a nivel de adoquín.</i> .....	<b>4</b>
<b>Figura 3</b> <i>Límites de Atterberg</i> .....	<b>9</b>
<b>Figura 4</b> <i>Las tres fases de elemento del suelo</i> .....	<b>10</b>
<b>Figura 5</b> <i>Círculos de Mohr y envolvente de falla</i> .....	<b>14</b>
<b>Figura 6</b> <i>Gráfica de plasticidad para suelo finos</i> .....	<b>16</b>
<b>Figura 7</b> <i>Prueba de falla de la cuña &amp; polígono de fuerza</i> .....	<b>27</b>
<b>Figura 8</b> <i>Esquema de falla de la cuña</i> .....	<b>28</b>
<b>Figura 9</b> <i>Diagramas de presión activo estático y dinámico del terreno</i> .....	<b>31</b>
<b>Figura 10</b> <i>Empuje producido por el suelo y por presencia del nivel freático</i> .....	<b>33</b>
<b>Figura 11</b> <i>Falla de talud</i> .....	<b>39</b>
<b>Figura 12</b> <i>Falla de base</i> .....	<b>40</b>
<b>Figura 13</b> <i>Análisis de estabilidad de talud</i> .....	<b>42</b>
<b>Figura 14</b> <i>Principio del Método de Reducción de la Resistencia</i> .....	<b>44</b>
<b>Figura 15</b> <i>Clasificación de los muros de contención</i> .....	<b>45</b>
<b>Figura 16</b> <i>Geometría de los muros de gravedad</i> .....	<b>46</b>
<b>Figura 17</b> <i>Muro de contención en voladizo</i> .....	<b>47</b>
<b>Figura 18</b> <i>Muro de contrafuerte</i> .....	<b>48</b>
<b>Figura 19</b> <i>Factores de reducción de resistencia, <math>\phi</math></i> .....	<b>56</b>
<b>Figura 20</b> <i>Giro excesivo del muro</i> .....	<b>57</b>
<b>Figura 21</b> <i>Deslizamiento del muro</i> .....	<b>57</b>
<b>Figura 22</b> <i>Deslizamiento profundo</i> .....	<b>58</b>
<b>Figura 23</b> <i>Deformación excesiva</i> .....	<b>58</b>
<b>Figura 24</b> <i>Fisuración excesiva</i> .....	<b>59</b>
<b>Figura 25</b> <i>Rotura por flexión</i> .....	<b>60</b>
<b>Figura 26</b> <i>Rotura por corte</i> .....	<b>60</b>
<b>Figura 27</b> <i>Diagramas de presiones</i> .....	<b>65</b>
<b>Figura 28</b> <i>Método de distribución uniforme de Whitney</i> .....	<b>68</b>
<b>Figura 29</b> <i>Diagramas equivalentes de Whitney</i> .....	<b>69</b>
<b>Figura 30</b> <i>Distribución de acero de temperatura</i> .....	<b>73</b>

<b>Figura 31</b> <i>Compuestos de FRP</i> .....	<b>76</b>
<b>Figura 32</b> <i>Comportamiento de las propiedades de los materiales</i> .....	<b>80</b>
<b>Figura 33</b> <i>Reforzamiento al refuerzo a flexión</i> .....	<b>81</b>
<b>Figura 34</b> <i>Detalle indicativo del modo de falla por delaminación y despegue del FRP</i> .....	<b>82</b>
<b>Figura 35</b> <i>Distribución interna de tensiones y deformaciones de una sección reforzada.</i> .....	<b>84</b>
<b>Figura 36</b> <i>Representación gráfica del coeficiente de reducción en función de la ductilidad</i> .....	<b>90</b>
<b>Figura 37</b> <i>Métodos de anclajes del FRP a flexión en un muro a corte</i> .....	<b>93</b>
<b>Figura 38</b> <i>Perfil longitudinal de muros en voladizo</i> .....	<b>98</b>
<b>Figura 39</b> <i>Descripción grafica</i> .....	<b>101</b>
<b>Figura 40</b> <i>Vista longitudinal del muro 1 (Tipo I)</i> .....	<b>103</b>
<b>Figura 41</b> <i>Representación gráfica del muro 1</i> .....	<b>104</b>
<b>Figura 42</b> <i>Detalle de barandas de seguridad vial</i> .....	<b>105</b>
<b>Figura 43</b> <i>Detalle de anclaje de barandas antichoque</i> .....	<b>106</b>
<b>Figura 44</b> <i>Detalle de vereda en muro 1</i> .....	<b>108</b>
<b>Figura 45</b> <i>Detalle del suelo de relleno en muro 1</i> .....	<b>109</b>
<b>Figura 46</b> <i>Detalle del suelo de relleno, en muro 1</i> .....	<b>111</b>
<b>Figura 47</b> <i>Detalle de S/C viva peatonal</i> .....	<b>112</b>
<b>Figura 48</b> <i>Empuje activo del suelo de relleno, en muro 1 (tipo I)</i> .....	<b>113</b>
<b>Figura 49</b> <i>Empuje horizontal producto S/C muerta de vereda del muro I</i> .....	<b>117</b>
<b>Figura 50</b> <i>Empuje horizontal producto S/C viva peatonal del muro I</i> .....	<b>118</b>
<b>Figura 51</b> <i>Detalle transversal del proyecto</i> .....	<b>119</b>
<b>Figura 52</b> <i>Empuje horizontal producto S/C viva vehicular, en muro 1</i> .....	<b>120</b>
<b>Figura 53</b> <i>Empuje horizontal producto del incremento dinámico del suelo, en el muro 1</i> .....	<b>123</b>
<b>Figura 54</b> <i>Fuerza distribuida de impacto vehicular</i> .....	<b>126</b>
<b>Figura 55</b> <i>Empuje por impacto vehicular</i> .....	<b>127</b>
<b>Figura 56</b> <i>Fuerza inercial del muro y relleno</i> .....	<b>129</b>
<b>Figura 57</b> <i>Empuje pasivo del suelo, en muro 1</i> .....	<b>132</b>
<b>Figura 58</b> <i>Estructura Modelada en AutoCAD Civil 3D</i> .....	<b>147</b>
<b>Figura 59</b> <i>Tabla de importación del archivo .dxf a Sap2000 como elemento Shell</i> .....	<b>148</b>
<b>Figura 60</b> <i>Asignación de propiedades de los materiales</i> .....	<b>148</b>
<b>Figura 61</b> <i>Definir las dimensiones y tipo de elemento área</i> .....	<b>149</b>
<b>Figura 62</b> <i>Asignación de la sección área a los partes del muro en voladizo</i> .....	<b>150</b>
<b>Figura 63</b> <i>Corrección de ejes locales del elemento "Shell"</i> .....	<b>151</b>

<b>Figura 64</b> <i>Modificación del espesor de la pantalla del muro</i> .....	<b>151</b>
<b>Figura 65</b> <i>Mallado de elementos área "Shell"</i> .....	<b>152</b>
<b>Figura 66</b> <i>Demostración de la ubicación de Link/ Support</i> .....	<b>153</b>
<b>Figura 67</b> <i>Asignación del coeficiente de balasto</i> .....	<b>153</b>
<b>Figura 68</b> <i>Restricción al desplazamiento de la base de cimentación</i> .....	<b>154</b>
<b>Figura 69</b> <i>Asignación de patrones de cargas</i> .....	<b>155</b>
<b>Figura 70</b> <i>Asignación de combinaciones de cargas de AASHTO LRFD y ACI 318-19</i> .....	<b>155</b>
<b>Figura 71</b> <i>Empuje horizontal por sobrecarga viva vehicular, LS H</i> .....	<b>156</b>
<b>Figura 72</b> <i>Empuje horizontal por sobrecarga viva peatonal, PL H</i> .....	<b>157</b>
<b>Figura 73</b> <i>Empuje horizontal por sobrecarga muerta de vereda, DW H</i> .....	<b>157</b>
<b>Figura 74</b> <i>Empuje activo del suelo de relleno, EHa</i> .....	<b>158</b>
<b>Figura 75</b> <i>Empuje activo dinámico del suelo de relleno EQ H</i> .....	<b>158</b>
<b>Figura 76</b> <i>Fuerza horizontal por impacto vehicular, CT</i> .....	<b>159</b>
<b>Figura 77</b> <i>Carga vertical por peso propio del suelo de relleno, EVI</i> .....	<b>159</b>
<b>Figura 78</b> <i>Carga vertical por sobrecarga muerta de vereda, DW V</i> .....	<b>160</b>
<b>Figura 79</b> <i>Carga vertical por sobrecarga viva peatonal, PL V</i> .....	<b>160</b>
<b>Figura 80</b> <i>Carga vertical por peso propio del suelo de relleno pasivo, EV2</i> .....	<b>161</b>
<b>Figura 81</b> <i>Análisis de los muros en voladizo</i> .....	<b>162</b>
<b>Figura 82</b> <i>Modelamiento de los muros en voladizo inicial para la evaluación</i> .....	<b>163</b>
<b>Figura 83</b> <i>Identificación de caras de uno elemento Shell</i> .....	<b>163</b>
<b>Figura 84</b> <i>Notación de fuerzas y momentos en un elemento Shell</i> .....	<b>164</b>
<b>Figura 85</b> <i>Momentos mayorados resultantes del análisis en SAP2000</i> .....	<b>165</b>
<b>Figura 86</b> <i>Obtención de momento actuante en el talón</i> .....	<b>167</b>
<b>Figura 87</b> <i>Obtención del cortante actuante en el talón</i> .....	<b>167</b>
<b>Figura 88</b> <i>Obtención de momentos actuantes en el dedo</i> .....	<b>169</b>
<b>Figura 89</b> <i>Obtención del cortante actuante en el dedo</i> .....	<b>169</b>
<b>Figura 90</b> <i>Modelamiento con incremento de base, alternativa I</i> .....	<b>170</b>
<b>Figura 91</b> <i>Modelamiento con incremento de base y contrafuertes, alternativa II</i> .....	<b>172</b>
<b>Figura 92</b> <i>Detalle transversal muro-terraplén</i> .....	<b>175</b>
<b>Figura 93</b> <i>Plantilla en formato .dxf generada en AutoCAD del talud de sección crítica</i> .....	<b>176</b>
<b>Figura 94</b> <i>Ventana de ingreso de plantilla dxf al programa MIDAS GTS</i> .....	<b>176</b>
<b>Figura 95</b> <i>Ventana de generación de mallado</i> .....	<b>177</b>
<b>Figura 96</b> <i>Modelación muro-terraplén en la sección crítica</i> .....	<b>180</b>

<b>Figura 97</b> Definición de materiales.....	<b>181</b>
<b>Figura 98</b> Ventana de ingreso de datos de materiales del programa MIDAS GTS .....	<b>181</b>
<b>Figura 99</b> Ventana de materiales creados .....	<b>182</b>
<b>Figura 100</b> Creación de nuevas propiedades 2D.....	<b>182</b>
<b>Figura 101</b> Ventana de asignación de diferentes tipos de propiedades 2D .....	<b>183</b>
<b>Figura 102</b> Propiedades 2D creadas .....	<b>183</b>
<b>Figura 103</b> Ventana de ingreso de sobrecarga vehicular al programa MIDAS GTS .....	<b>184</b>
<b>Figura 104</b> Ventana de ingreso de sobrecarga peatonal al programa MIDAS GTS .....	<b>184</b>
<b>Figura 105</b> Ventana de ingreso de carga de barandas al programa MIDAS GTS .....	<b>185</b>
<b>Figura 106</b> Ventana de ingreso de peso propio al programa MIDAS GTS .....	<b>185</b>
<b>Figura 107</b> Ventana de ingreso de datos de materiales del programa MIDAS GTS .....	<b>186</b>
<b>Figura 108</b> Ventana de configuración del caso de análisis del programa MIDAS GTS .....	<b>186</b>
<b>Figura 109</b> Ventana de resultado de análisis del programa MIDAS GTS.....	<b>187</b>
<b>Figura 110</b> Geometría del muro 1.....	<b>191</b>
<b>Figura 111</b> Geometría del muro 2.....	<b>200</b>
<b>Figura 112</b> Geometría del muro 3.....	<b>202</b>
<b>Figura 113</b> Geometría del muro 4.....	<b>204</b>
<b>Figura 114</b> Inspección del suelo EV2.....	<b>206</b>
<b>Figura 115</b> Geometría del muro 5.....	<b>207</b>
<b>Figura 116</b> Geometría del muro 6.....	<b>209</b>
<b>Figura 117</b> Geometría muro 7 .....	<b>211</b>
<b>Figura 118</b> Geometría muro 8 .....	<b>213</b>
<b>Figura 119</b> Geometría del muro 9.....	<b>215</b>
<b>Figura 120</b> Detalle de armado en muro 1 .....	<b>218</b>
<b>Figura 121</b> Modelación del muro 1 en programa Sap2000 .....	<b>221</b>
<b>Figura 122</b> Detallamiento y puntos de análisis en la pantalla .....	<b>222</b>
<b>Figura 123</b> Distribución de acero de temperatura.....	<b>241</b>
<b>Figura 124</b> Detalle transversal del dedo.....	<b>242</b>
<b>Figura 125</b> Detalle transversal del dedo.....	<b>245</b>
<b>Figura 126</b> Detalle transversal de alternativa 1, en muro tipo I. ....	<b>250</b>
<b>Figura 127</b> Detalle de refuerzo del muro tipo I, en alternativa 1 .....	<b>253</b>
<b>Figura 128</b> Sección transversal de análisis. ....	<b>254</b>
<b>Figura 129</b> Propiedades mecánicas del FRP, Sika CarboDur .....	<b>255</b>



<b>Figura 130</b> Longitud del refuerzo FRP en función del momento de fisuración .....	<b>265</b>
<b>Figura 131</b> Detalle longitudinal del muro tipo I, reforzado con FRP .....	<b>267</b>
<b>Figura 132</b> Detalle transversal de alternativa 1, en muro tipo II .....	<b>268</b>
<b>Figura 133</b> Detalle transversal de alternativa 1, en muro tipo III.....	<b>275</b>
<b>Figura 134</b> Muro I con adición de contrafuertes .....	<b>283</b>
<b>Figura 135</b> Diagrama de presiones resultante.....	<b>287</b>
<b>Figura 136</b> Diagrama de empuje resultante en los contrafuertes.....	<b>287</b>
<b>Figura 137</b> Diagrama de esfuerzo resultante sobre el contrafuerte a altura de dovela “z” .....	<b>288</b>
<b>Figura 138</b> Detalle de contrafuerte, en muro tipo I. ....	<b>292</b>
<b>Figura 139</b> Vista en planta de muro con contrafuerte del muro tipo I .....	<b>293</b>
<b>Figura 140</b> Idealización de losa empotrada que forma la pantalla con los contrafuertes del muro tipo I. .....	<b>294</b>
<b>Figura 141</b> Esquemmatización de un perno de expansión.....	<b>298</b>
<b>Figura 142</b> Modo de falla por arrancamiento del concreto.....	<b>298</b>
<b>Figura 143</b> Modo de falla a tracción del acero .....	<b>299</b>
<b>Figura 144</b> Tablas de diseño del fabricante Hilti para diferentes diámetros nominales en función de esfuerzo de tensión para concreto no fisurado .....	<b>299</b>
<b>Figura 145</b> Tablas de diseño del fabricante Hilti para diferentes diámetros nominales en función de la resistencia de diseño del acero .....	<b>300</b>
<b>Figura 146</b> Empuje presión activa sobre la pantalla del muro tipo I.....	<b>300</b>
<b>Figura 147</b> Detalle de contrafuerte, en muro IV.....	<b>306</b>
<b>Figura 148</b> Vista en planta de muro con contrafuerte del muro IV.....	<b>307</b>
<b>Figura 149</b> Vista en planta de muro con contrafuerte del muro 8.....	<b>314</b>
<b>Figura 150</b> Vista en planta de muro con contrafuerte del muro 8.....	<b>315</b>
<b>Figura 151</b> Análisis comparativo de presupuestos .....	<b>325</b>

## RESUMEN

Este proyecto técnico tiene como objetivo determinar una alternativa de reforzamiento adecuada y, debidamente fundamentada para un sistema de muros de contención que sostienen un terraplén sobre el cual se asienta la prolongación vial de la calle Río Yasuní, en el cantón Rumiñahui, provincia de Pichincha, sobre una base de cálculo estructural de los muros de contención fundamentada en las normativas de diseño: AAHSTO LRFD y ACI 318-19, con las cuales se busca contrastar y asumir una posición conservadora en cuanto al diseño, proponiendo las alternativas de reforzamiento con fibras de carbono (FRP) y la adicción de contrafuertes. Es necesario hacer hincapié que este proyecto nace para dar solución a la incertidumbre del comportamiento estructural de la estructura basándonos en la evidencia de que ha existido una incorrecta interpretación de los planos estructurales en cuanto al acero colocado en los muros uno, dos y tres de dicho conjunto. Este error constructivo genera la motivación suficiente para replantearse nuevamente el cálculo de la estabilidad del terraplén y los muros construidos, basándonos en la información existente de ensayos geotécnicos y de materiales gentilmente concedidos por el personal del GAD del cantón Rumiñahui. Para llevar a cabo este objetivo se optó por apoyarse en el análisis estructural a partir de los programas: SAP 2000, para facilitar y corroborar mediante el cálculo manual del muro y MIDAS GTS en la evaluación de la estabilidad del talud. Dadas las dimensiones del proyecto se analizó cada muro del conjunto por individual en busca de las problemáticas esperadas, se simplificó el cálculo mediante la agrupación del conjunto de muros dentro de tres tipos, para luego establecer el diseño de los reforzamientos y el análisis técnico económico de ellos para establecer conclusiones que permitan sopesar las bondades y desventajas propias del uno con el otro tipo de reforzamiento.

**PALABARAS CLAVE:** Contrafuerte, fibras de carbono, reforzamiento, estabilidad, resistencia.

## ABSTRACT

The purpose of this technical project is to determine an adequate and duly founded reinforcement alternative for a system of retaining walls that support an embankment on which the road extension of Río Yasuní street is located, in the Rumiñahui canton, Pichincha province, on a structural calculation basis for the retaining walls based on the design regulations: AAHSTO LRFD and ACI 318-19, with which it seeks to contrast and assume a conservative position in terms of design, proposing alternatives for reinforcement with carbon fibers (FRP) and the addition of counterforts. It is necessary to emphasize that this project was born to solve the uncertainty of the structural behavior of the structure based on the evidence that there has been an incorrect interpretation of the structural plans regarding the steel placed in walls one, two and three of said set. This construction error generates sufficient motivation to reconsider the calculation of the stability of the embankment and the built walls, based on the existing information from geotechnical and material tests, kindly granted by the staff of the GAD of the Rumiñahui canton. To carry out this objective, it was decided to rely on the structural analysis from the programs: SAP 2000, to facilitate and corroborate through the manual calculation of the wall and MIDAS GTS in the evaluation of the slope stability. Given the dimensions of the project, each wall of the set was analyzed individually in search of the expected problems, the calculation was simplified by grouping the set of walls into three types, to then establish the design of the reinforcements and the technical-economic analysis of them to establish conclusions that allow weighing the benefits and disadvantages of one with the other type of reinforcement.

**Keywords:** Counterfort, carbon fibers, reinforcement, stability, resistance.

# CAPÍTULO I

## ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

### 1.1 Introducción

En el presente proyecto titulado “Diagnóstico y propuesta de reforzamiento del sistema de muros voladizo de altura variable con curvatura en planta, terraplén 2:1 en la prolongación de la vía Yasuní, cantón Rumiñahui, provincia de Pichincha”, se buscó dos métodos de reforzamiento para el sistema de muros, se calculó y diseñó dos propuestas de reforzamiento para tres tipos de muros, Tipo I (muros uno, dos y tres), Tipo II (muros cuatro, cinco, seis y siete) y Tipo III (muros ocho y nueve) ver figura 1.2.

La primera opción es la aplicación de fibras de carbono, que consiste en un método de reforzamiento estructural que utiliza unas fibras de polímero confiables y de alto rendimiento, que permite mejorar el comportamiento del hormigón armado.

La segunda opción consiste en la colocación de contrafuertes, un componente de los muros de contención que le otorga un mayor comportamiento resistente a los mismos.

Para el cálculo y diseño de estas propuestas de reforzamiento nos apoyaremos la utilización de software de uso comercial SAP 2000 para el caso de los muros.

En cuanto al talud, nos enfocaremos en el análisis de su estabilidad para lo cual nos apoyaremos en el software de uso comercial Midas GTS.

Posteriormente se realizará el análisis técnico y económico para establecer las bondades y desventajas de la utilización de uno u otro método de reforzamiento, seguido a la toma de decisión.

## **1.2 Antecedentes**

El 25 de febrero del 2022, el personal técnico de los Departamentos de Fiscalización y Planificación del Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Rumiñahui (GADMUR), visitó la construcción para verificar el avance y cumplimiento de las especificaciones técnicas como también del proceso constructivo donde constataron una errónea interpretación de los planos estructurales, existiendo un incorrecto armado del acero de refuerzo en la pantalla del muro. Asimismo, se identificó que existe un inadecuado drenaje ya que no presenta de tubos de drenaje en toda su altura y esto sumado a la carencia de estudios de las propiedades mecánicas del suelo de relleno, genera la incertidumbre suficiente para cuestionar el desempeño del muro ante las solicitaciones que estará expuestas durante su vida útil de diseño (carga muerta, carga viva, empuje de tierra, presión hidrostática, carga vehicular, carga accidental), siendo esta estructura de gran importancia para la localidad ya que esta calle se conectará a una avenida de alto tráfico vehicular.

## **1.3 Importancia y alcance**

Este proyecto se presenta como la necesidad de analizar y proponer alternativas de reforzamiento por los errores constructivos que presenta el proyecto, por lo que, se debe verificar el comportamiento estructural global ante las solicitaciones de carga presentes. La técnica de reforzamiento propuesta por los técnicos del GADMUR es la colocación de material de relleno en la parte exterior de la pantalla con la finalidad de contrarrestar los esfuerzos a flexión, hasta que se realice un análisis completo.

Al no realizar ninguna intervención técnica del muro, podría presentar un riesgo de colapso de algún tramo del muro, aparición de fisuras, fallas de estabilidad y deslizamientos del material de relleno

#### 1.4 Delimitación geográfica del proyecto

El proyecto se encuentra ubicado en la intersección de las calles Río Amazonas y Río Yasuní que se conecta con la calle Venezuela, Cantón Rumiñahui, Provincia de Pichincha, el mismo que cuenta con un terraplén de aproximadamente de 5.50 metros de altura y con una longitud de 90 metros, los muros de contención lindera al suelo de relleno con una estructura existente, como se observa en la Figura 1, siendo +0.000 el inicio y +0.100 el fin de la prolongación vial.

#### Figura 1

*Ubicación Geográfica del proyecto*



*Nota.* Imagen Satelital, de la abscisa inicial (+0.000) y final (+0.100) de la vía. Elaborado por: Los autores, a través de Google Earth, 2022.

**Tabla 1**

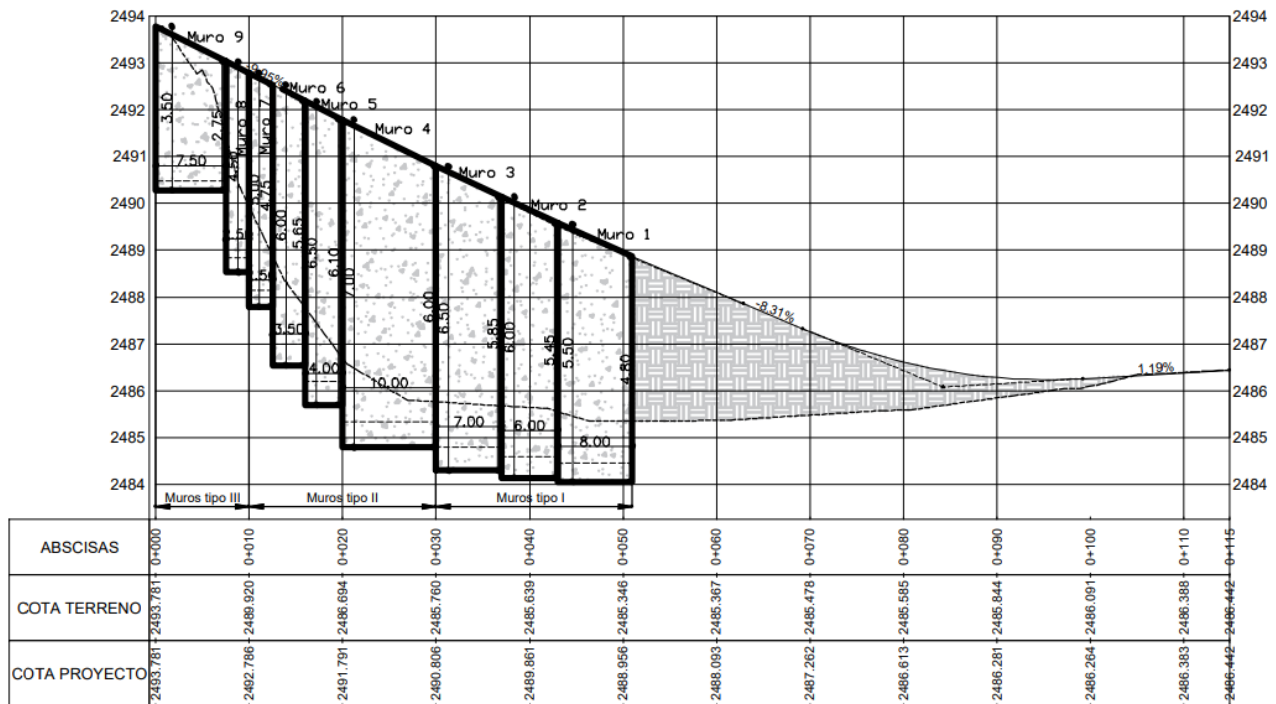
*Coordenadas UTM de las abscisas*

DATOS - UTM WGS 84			
ABSCISA	ZONA	ESTE (X)	SUR (Y)
0+000	17 M	783592.92 m E	9964181.67 m S
0+100	17 M	783551.51 m E	9964080.54 m S

*Nota.* Se detalla las coordenadas de la abscisa inicial y final del proyecto. Elaborado por: Los autores, a través de Google Earth Pro, 2022.

**Figura 2**

*Perfil longitudinal al eje costado interno de la vía a nivel de adoquín.*



*Nota.* Demostración de la notación de los muros y agrupación en tipos a través del diseño longitudinal vertical. Elaborado por: Los autores, a través de AutoCAD.

## 1.5 Justificación

El presente trabajo está concebido como un análisis comparativo entre la estructura ya construida y una reinterpretación de los parámetros obtenidos que permitieron su proyección, enfocándose principalmente en las partes del proceso constructivo de colocación de la armadura de refuerzo y colocación de elementos de drenaje; toda vez que, se ha verificado la deficiente interpretación de la información presentada en planos. Constituye, además, una colaboración con el (GADMUR), entregando un análisis técnico para dicha obra, como componente adicional más de su análisis estructural.

El alcance de esta obra civil en su magnitud beneficiará a los habitantes del sector, brindando seguridad y confiabilidad, aumentando el grado de satisfacción. El proyecto amerita una revisión concienzuda, y como tal, el Municipio del Cantón Rumiñahui se ha dispuesto apoyar el presente proyecto técnico, aportando estudios previos tales como topográficos y geotécnicos. Además, con la prestación del laboratorio de suelos.

Además, el GAD del cantón Rumiñahui, al constituir el beneficiario directo es libre de la interpretación y uso de los resultados obtenidos del mismo, ya sea como un documento de tipo consultivo o una reinterpretación de los parámetros obtenidos para su diseño en posteriores trabajos de adecuación o rediseño.



## 1.6 Objetivos

### 1.6.1 *Objetivo general*

Analizar y diagnosticar el sistema de muros voladizo y terraplén, empleando softwares comerciales de elementos finitos como SAP2000 y MIDAS GTS, para proveer alternativas de reforzamiento.

### 1.6.2 *Objetivos específicos*

Determinar los parámetros de corte del suelo de relleno en el laboratorio, aplicando el ensayo de corte directo, con el fin de obtener los parámetros de corte ángulo de fricción y cohesión.

Realizar la modelación a través de software comercial de elementos finitos SAP2000, para comparar la resistencia actual con los puntos con mayor concentración de esfuerzo.

Determinar y modelar el terraplén de sección crítica por medio del software comercial de elementos finitos Midas GTS, para legitimar la estabilidad o proveer soluciones factibles de mejoramiento.

Comprobar los estados límites y factores de seguridad con los que presenta el proyecto, a través del análisis de AASHTO LRFD y método tradicional para verificar el desempeño externo de las estructuras.

Legitimar la estabilidad interna del sistema de muros a través de la cuantía de acero de refuerzo colocado con el acero requerido, para conocer los elementos estructurales que requiere aumentar su resistencia y planteamiento de reforzamientos.

Entregar planos, especificaciones técnicas de los nuevos rubros necesarios a través de un análisis de precios unitarios para la readecuación del proyecto.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1 Mecánica de suelos**

La mecánica de suelos se encarga de estudiar el comportamiento del suelo frente a sollicitaciones externas e internas. Es de vital importancia conocer la mecánica de suelo ya que es la teoría fundamental para conocer la estructura del suelo donde se pretende cimentar una construcción, respecto a (Terzaghi K., 1963) “La mecánica de suelos es la aplicación de las leyes de la mecánica y la hidráulica a los problemas de Ingeniería Civil y se ha dividido en tres partes: Propiedades Físicas y Mecánicas de suelos, Mecánica Teórica de los Suelos y Problemas del Proyecto y de la Construcción” (pág. 23), por tal razón, un mal estudio de la mecánica de suelos podría producir esfuerzos adicional a los elementos estructurales por deformaciones del suelo no consideradas en el diseño y ocasionar hasta el colapso o su inutilización de cualquier obra edificada en ingeniería civil.

#### **2.2 Propiedades físicas del suelo**

Estas propiedades permiten identificar y clasificar el suelo dentro de determinados parámetros que guardan relación con su rigidez y fuerza de sostenimiento.

##### **2.2.1 *Granulometría***

Es la medición y gradación de las partículas de una formación sedimentaria, con el fin de determinar sus propiedades mecánicas y el cálculo de la abundancia correspondiente a cada tamaño previstos por la escala granulometría utilizada.

**Tabla 2***Escala Granulométrica de Tamices*

Normas ASTM		Norma UNE
Designación	Tamaño de la apertura	Designación
3'	75 mm	80
2'	50 mm	50
1,5'	37,5 mm	40
1'	25 mm	25
¾'	19 mm	20
3/8'	9,5 mm	10
No. 4	4,75 mm	5
No. 8	2,36 mm	2,5
No. 10	2 mm	2
No. 16	1,18 mm	1,25
No. 20	850 µm	-
No. 30	600 µm	0,63
No.40	425 µm	0,4
No. 50	300 µm	0,32
No. 60	250 µm	0,25
No. 100	150 µm	0,14
No. 140	106 µm	-
No. 200	75 µm	0,08

*Nota.* Rango de tamices utilizados para el análisis del tamaño de partículas recomendado por las Normas ASTM y UNE. Elaborado por: Los autores.

### 2.2.2 *Permeabilidad*

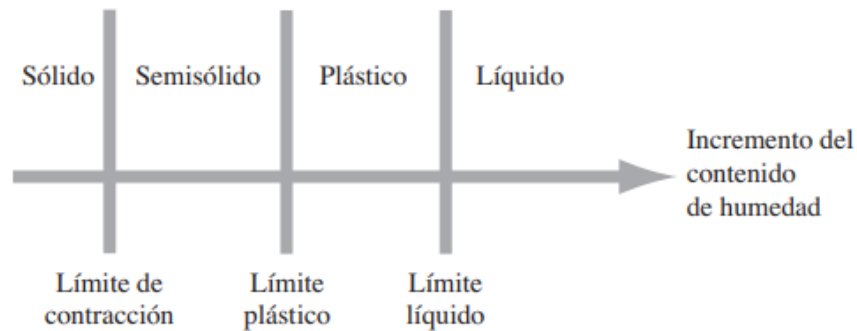
La permeabilidad de un suelo depende del tipo y la granulación, esta propiedad se puede medir en función de la velocidad de fluido o aire en atravesar el suelo, lo cual dependerá de los vacíos que tenga el suelo y si estos están intercomunicados; aquellos suelos con granulación gruesa serán más permeables que un suelo fino.

### 2.2.3 *Límite líquido (LL)*

Es el contenido de humedad en porcentaje, que define la transición entre el estado de plástico al estado líquido, el procedimiento del ensayo límite líquido es tratado por la ASTM D-4318.

**Figura 3**

*Límites de Atterberg*



*Nota.* Estados básicos del comportamiento del suelo. Fuente: Braja M. Das, (2002)

### 2.2.4 *Límite plástico (LP)*

Es el contenido de humedad en porcentaje, que corresponde a una frontera convencional entre el estado semisólido al estado plástico. Este límite líquido es el límite inferior del estado plástico del suelo según el procedimiento de ASTM D-4318 es la prueba más simple y se realiza mediante rodados de una masa de tierra en hilos de aproximadamente de 3.2 mm de diámetro.

### 2.2.5 *Índice de plasticidad (IP)*

Rango de variación del contenido de humedad sobre el cual el suelo se mantiene plástico, esto determina obteniendo la diferencia entre el límite líquido y límite plástico.

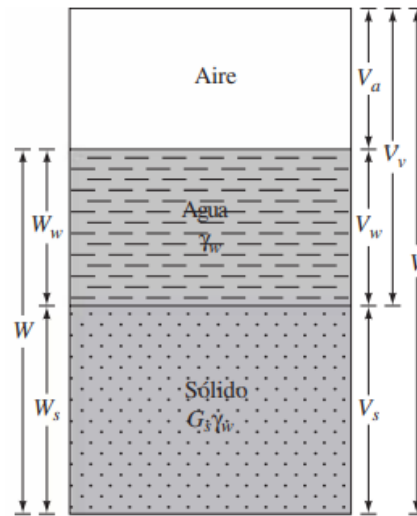
## 2.3 Características Físicas y Mecánicas del Suelo

### 2.3.1 *Peso unitario del suelo*

(Das, 2014) en su libro, establece que las relaciones de peso comunes son el contenido de humedad y el peso unitario. El peso unitario del suelo ( $\gamma$ ) es la relación del peso del suelo por unidad de volumen.

**Figura 4**

*Las tres fases de elemento del suelo*



*Nota.* Idealización de las fases del suelo y definición de variables. Fuente: Braja M. Das.

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

**Donde:**

$\gamma$  = Peso unitario o peso específico del suelo

$W$  = Peso total de la muestra

$V$  = Volumen total de la muestra

### 2.3.2 *Compactación*

La compactación se realiza para un suelo que se requiere mejorar las propiedades mecánicas, el procedimiento consiste en aplicar energía mecánica y un porcentaje de agua que logre alcanzar la densidad óptima del suelo y así se generará el reacomodo de las partículas eliminación de los espacios vacíos, en (Das, 2014) el grado de compactación de un suelo se mide en términos de su peso unitario seco.

### 2.3.3 *Muestras inalteradas*

Son aquellas que conservan su estructura y su contenido de humedad, que no existan una gran variación con el suelo donde se extrajo mediante un tallado de muestra (en bloque), muestreo mediante tubo de sondeo (Shelby) y muestra por hinca de un tubo adecuado, este tipo de muestra es recomendable realizar para suelos finos que se pueda obtener sin disgregarse.

### 2.3.4 *Muestras alteradas*

Es aquel material que se encuentra disgregado o fragmentado, en las cuales no se toman precauciones especiales en conservar su estructura y contenido humedad, pero, en algunas ocasiones se necesita conocer su contenido de humedad, para lo cual es recomendable enfundar el material para transportarlo adecuadamente.

### 2.3.5 *Capacidad portante del suelo*

Es la máxima presión de soporte del suelo entre el contacto cimentación y suelo, tal que no se produzca un fallo por cortante o se desarrolle un asentamiento diferencial excesivo en el suelo.

## **2.4 Definición previa al estudio de suelos**

Un estudio de suelos se trata de realizar un conjunto de actividades que nos permite obtener información de un determinado terreno a diferentes profundidades, esto se realiza donde se piense planificar, diseñar y ejecutar la construcción del proyecto. Aquel estudio nos ayuda conocer las características físicas, químicas y mecánicas del suelo donde se requiera construir o resolver por infraestructura civil. Así mismo, nos permite identificar los diferentes estratos con sus espesores y la profundidad del nivel freático, como también la profundidad de cimentación.

La importancia de realizar un buen estudio de suelos es que nos permite conocer con más certeza en qué tipo de suelo se va a cimentar la construcción, garantizando que la obra cumpla con la vida útil y un alto grado de confiabilidad. Según (Rodriguez Ortiz, 1995), señala “El estudio geotécnico se realiza previamente al proyecto de un edificio y tiene por objeto determinar la naturaleza y propiedades del terreno, necesarios para definir el tipo y condiciones de cimentación “, y por tal razón, un estudio de suelo es de gran importancia para cimentar adecuado en un suelo firme y mantener de forma segura las infraestructuras que se pretenda construir sin importar que tan pequeñas sean.

En la actualidad existen varios métodos de exploración del subsuelo que depende de la magnitud del proyecto y la dificultad de exploración, pero los más utilizado es el ensayo Standard Penetration Test (SPT), por calicatas y entre otros.

## **2.5 Estudios previos al proyecto**

En la ejecución del proyecto, se requiere conocer los parámetros del suelo tanto del suelo de cimentación y del relleno, los ensayos necesarios están en función de los parámetros de diseño y son los siguientes:

### 2.5.1 *Standard penetration test (SPT)*

Básicamente este ensayo consiste en hincar una barra de perforación en el terreno, mediante golpes de martillo en la parte superior de la barra. Donde el peso estándar del martillo es de 62,3 Newton y por cada golpe debe cumplir una altura de caída de 762mm. El número de golpes contabilizados necesarios para la penetración son los 2 últimos de intervalos de 150mm, el resultado de la suma de ambos intervalos es el número de penetración estándar “N”. Este valor se refiere generalmente como Sociedad Americana para pruebas y materiales, (ASTM-D1586, 2008).

La prueba de penetración SPT utiliza varios factores que modifican el número de penetración estándar (N), los factores están relacionados a la eficiencia del martillo  $\eta_H$ , diámetro de la perforación  $\eta_B$ , el método de muestreo  $\eta_S$  y el factor de longitud de la barra  $\eta_R$  (Braja M. Das, 7ma)

$$N_{60} = \frac{N * \eta_H * \eta_B * \eta_S * \eta_R}{60}$$

#### **Donde:**

$N_{60}$  = Número de penetración estándar corregido para condiciones de campo.

$\eta_H$  = factor de eficiencia del martillo

$\eta_B$  = factor relacionado al diámetro de perforación

$\eta_S$  = factor relacionado al método de muestreo

$\eta_R$  = factor de longitud de la barra

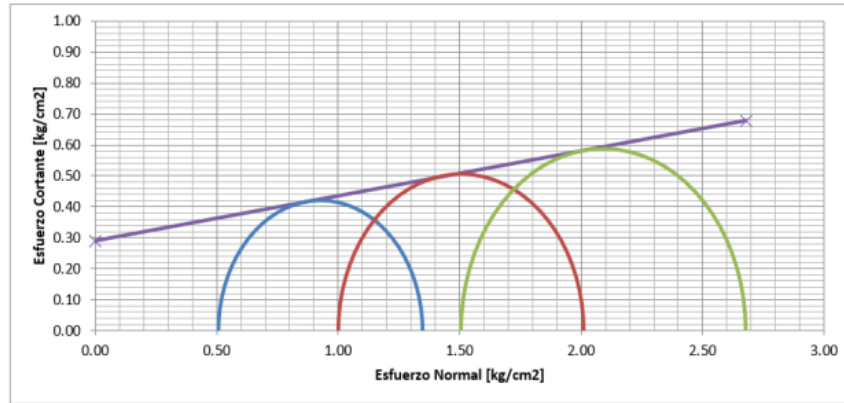
### 2.5.2 *Ensayos triaxiales*

Son los métodos más fiables para definir el comportamiento esfuerzo-deformación, al final de cada ensayo se definen los parámetros de corte del suelo cohesión “c” y ángulo de fricción “ $\phi$ ”, que no son más que otra cosa los estados límites del suelo.



## Figura 5

### *Círculos de Mohr y envolvente de falla*



*Nota.* Define la envolvente de falla respecto a los Círculos de Mohr. Elaborado por: Los autores.

Los factores  $c$  y  $\phi$  se dibujan en graficas representados por los círculos de Mohr-Coulomb. Estos círculos definen el plano de falla del suelo, valores por encima de la recta ocasionaran la falla de este.

Dentro de los ensayos triaxiales existen varios tipos como:

- Triaxial UU, no consolidada no drenada
- Triaxial CU, consolidado no drenado
- Triaxial CD, consolidado drenado

**Tipo UU (no consolidado, no drenado)**, conocido también como triaxial rápido, es usado para definir los parámetros  $c$  y  $\phi$  en las condiciones actuales del suelo, es decir no se modifica su relación de vacíos ni se permite el drenaje de la muestra. Este ensayo es apto siempre y cuando no se exista la posibilidad del fenómeno de consolidación o saturación del material.

### 2.5.3 *Sistema unificado de clasificación de los suelos (SUCS)*

La clasificación SUCS fue elaborado por Arthur Casagrande, usado para describir la textura y el tamaño de las partículas de una masa de suelo. En 1952 en colaboración con “U.S Bureau of Reclamation” fue modificada y en la actualidad es ampliamente utilizada por los ingenieros geotécnicos.

La norma dedicada en la elaboración del ensayo de clasificación SUCS es (ASTM-D2487, 2010), donde clasifica a los suelos en dos amplias categorías, para el primer símbolo de grupo se identifica por el porcentaje que pasa el tamiz N° 200, con menos del 50% corresponde a un suelo grueso su prefijo empieza G (grava) o S (arena) y con el 50% o más corresponde a suelo fino su prefijo comienza con M (limos), C (arcillas) y Pt (turbas). El segundo símbolo de grupo corresponde a la plasticidad del suelo y uniformidad del suelo que se los puede identificar con el coeficiente de uniformidad (Cu) y coeficiente de curvatura (Cc).

W—Bien gradado

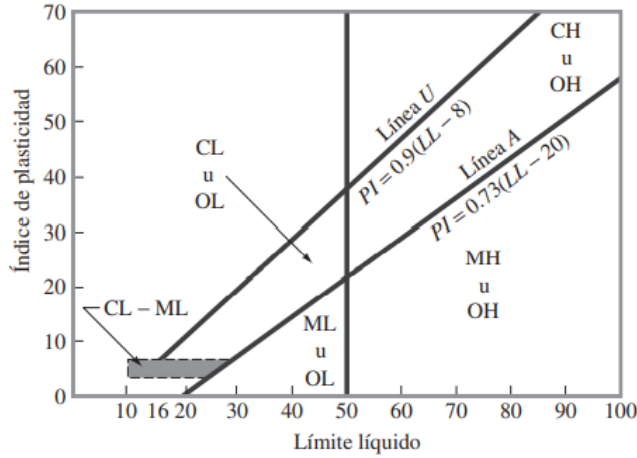
P—Pobrementemente gradado

L—Baja plasticidad (límite líquido menos a 50)

H—Alta plasticidad (límite líquido mayor a 50)

**Figura 6**

*Gráfica de plasticidad para suelo finos*



*Nota:* Identificación de categoría para suelos finos. Fuente Braja M. Das, 2014.

**Tabla 3**

*Clasificación de suelos según el sistema SUCS*

Criterio para asignación de Símbolo de Grupo y Nombre de Grupo utilizando Pruebas de Laboratorio <sup>A</sup>				Clasificación del Suelo		
				Símbolo del Grupo	Nombre del Grupo <sup>B</sup>	
SUELOS DE GRANULOMETRÍA GRUESA Más del 50% es retenido en la malla No. 200	Gravas Más del 50% de la fracción gruesa es retenida en la malla No.4	Gravas Limpias	$Cu \geq 4$ y $1 \leq Cc \leq 3$ <sup>E</sup>	GW	Grava bien graduada <sup>F</sup>	
		Menos del 5% de finos <sup>C</sup>	$Cu < 4$ y/ó $1 > Cc > 3$ <sup>E</sup>	GP	Grava mal graduada <sup>F</sup>	
	Arenas 50% ó más de la fracción gruesa pasa la malla No.4	Gravas con Finos Más del 12% de finos <sup>C</sup>	Finos clasificados como ML ó MH	GM	Grava limosa <sup>F,G,H</sup>	
		Finos clasificados como CL ó CH	GC	Grava arcillosa <sup>F,G,H</sup>		
	SUELOS DE GRANULOMETRÍA FINA 50% ó más pasa la malla No. 200	Arcillas y Limos Límite líquido menor a 50	Arenas Limpias	$Cu \geq 4$ y $1 \leq Cc \leq 3$ <sup>E</sup>	SW	Arena bien graduada <sup>I</sup>
			Menos del 5% de finos <sup>D</sup>	$Cu < 4$ y/ó $1 > Cc > 3$ <sup>F</sup>	SP	Arena mal graduada <sup>I</sup>
Arcillas y Limos Límite líquido de 50 o más		Arenas con Finos Más del 12% de finos <sup>D</sup>	Finos clasificados como ML ó MH	SM	Arena limosa <sup>F,G,H</sup>	
		Finos clasificados como CL ó CH	SC	Arena arcillosa <sup>F,G,H</sup>		
		Inorgánico	IP > 7 y puntos en ó sobre la línea "A" <sup>L</sup>	CL	Arcilla magra <sup>K,L,M</sup>	
			IP < 4 ó puntos debajo de la línea "A" <sup>L</sup>	ML	Limo <sup>K,L,M</sup>	
		Orgánico	Límite líquido - secado al horno < -0.75	OL	Arcilla orgánica <sup>K,L,M,N</sup>	
			Límite líquido - no secado		Limo orgánico <sup>K,L,M,D</sup>	
		Inorgánico	IP puntos en ó sobre la línea "A"	CH	Arcilla gruesa <sup>K,L,M</sup>	
			IP puntos debajo de la línea "A"	MH	Limo elástico <sup>K,L,M</sup>	
		Orgánico	Límite líquido - secado al horno < -0.75	OH	Arcilla orgánica <sup>K,L,M,P</sup>	
			Límite líquido - no secado		Limo orgánico <sup>K,L,M,D</sup>	
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	Sobre todo materia orgánica, color negro, y olor orgánico			PT	Turba	

<sup>A</sup> Basado en material que pasa la malla de 3" (75 mm).

<sup>B</sup> Si la muestra de campo contiene material entre 3" y 12" ó mayor de 12", ó ambos, añadir "con material entre 3" y 12" ó mayor de 12", ó ambos" al nombre del grupo.

<sup>C</sup> Gravos con 5 a 12% de finos requieren símbolo doble:  
GW-GM grava bien graduada con limo  
GW-GC grava bien graduada con arcilla  
GP-GM grava mal graduada con limo  
GP-GC grava mal graduada con arcilla

<sup>D</sup> Arenas con 5 a 12% de finos requieren símbolo doble:  
SW-SM arena bien graduada con limo  
SW-SC arena bien graduada con arcilla  
SP-SM arena mal graduada con limo  
SP-SC arena mal graduada con arcilla

<sup>E</sup>  $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$      $Cc = \frac{D_{60}^2}{D_{10} \times D_{40}}$

<sup>F</sup> Si el contenido de arena es  $\geq 15\%$ , añadir "con arena" al nombre del grupo.

<sup>G</sup> Si la clasificación de los finos es CL-ML, usar símbolo doble GC-GM, ó SC-SM.

<sup>H</sup> Si los finos son orgánicos, añadir "con finos orgánicos" al nombre del grupo.

<sup>I</sup> Si el contenido de grava es  $\geq 15\%$ , añadir "con grava" al nombre del grupo.

<sup>J</sup> Si el punto, de los límites de Atterberg, cae en el área achurada, el suelo es un CL-ML, arcilla limosa.

<sup>K</sup> Si el suelo pasa de 15 a 29% la malla No.200, añadir "con arena" ó "con grava", según lo que predomine.

<sup>L</sup> Si el suelo que pasa la malla No.200 es  $\geq 30\%$ , y, es predominantemente arena, añadir "arenoso" al nombre del grupo.

<sup>M</sup> Si el suelo que pasa la malla No.200 es  $\geq 30\%$ , y, es predominantemente grava, añadir "gravoso" al nombre del grupo.

<sup>N</sup> IP  $\geq 4$  y puntos en ó sobre la línea "A"

<sup>O</sup> IP < 4 ó puntos debajo de la línea "A"

<sup>P</sup> IP puntos en ó sobre la línea "A"

<sup>Q</sup> IP puntos debajo de la línea "A"

*Nota:* Designación de categoría de suelo y delimitaciones. Fuente: ASTM D2487-11.

### 2.5.3.1 Suelos gruesos

Son todas aquellas partículas que han sido retenidos hasta el tamiz N200, este tipo de suelo se divide en grava (G) y arena (S), y para identificar a que grupo pertenece es a través del tamiz N° 4, si el 50% es retenido corresponde a grava (G) y 50% o más pasa es una arena (S).

### 2.5.3.2 Suelos finos

Son todas aquellas partículas que han pasado el tamiz N200 y son denominados suelos o granos finos, dentro de este tipo de suelo se divide en limos inorgánicos (M), arcillas inorgánicas (C), limos y arcillas orgánicos (O). Para cada uno de estos suelos se subdividen según el límite líquido, donde cuya frontera es  $LL=50\%$ .

### 2.5.4 *Contenido de humedad*

Según (Das, 2014), establece que las relaciones de peso comunes son el contenido de humedad y el peso unitario. El contenido de humedad ( $w$ ) también conocido como contenido de agua, se lo determina por la relación del peso de agua y el peso de los sólidos en un volumen dado de suelo.

$$w = \frac{W_w}{W_s}$$

**Donde:**

$W_w$  = Peso del agua en la muestra

$W_s$  = Peso de sólidos del suelo

### **2.5.5 Clasificación de los suelos**

Según, (Das, 2014) los suelos que presentan propiedades similares pueden ser clasificados por grupos y subgrupos en función de sus características mecánicas y su comportamiento ingenieril, ya que los suelos son infinitamente variables. En la actualidad, existen dos elaborados sistemas de clasificación: American Association of State Highway Officials (AASHTO) y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), normalmente la clasificación SUCS es la más demanda por los ingenieros geotécnicos.

### **2.5.6 Proctor modificado**

El ensayo de Proctor abarca los procesos de compactación en laboratorio que permite determinar el peso por unidad de volumen de un suelo bajo diferentes contenidos de humedad. Con los datos obtenidos se define una relación entre el contenido de agua y el peso unitario seco del suelo (curva de compactación) y estimar la densidad seca máxima y la humedad óptima con la que se debe compactar un terreno (Crespo, 2005).

La compactación por Proctor modificado en laboratorio permite simular una compactación homogénea desde la base hasta la parte superior de cada capa. Este tipo de ensayo establece tres métodos, en la cual depende del tamiz #4, tamiz #3/8 y tamiz #3/4, para cualquier método de ensayo se realiza en 5 capas y el total de golpes aceptadas por (ASTM D-1557) es de 25 golpes/capa en el método A y B.

### **2.5.7 Ensayo del densímetro nuclear**

Este tipo de ensayo su objetivo es determinar la humedad y densidad seca de los suelos en campo mediante rayos gamma “métodos nucleares”, sin la necesidad de recurrir a la intervención física. La normativa que describe el procedimiento es (ASTM D-2922).

### 2.5.8 *Ensayo de corte directo*

Este ensayo de prueba es desarrollado para la determinación de los parámetros de resistencia al corte de un suelo o entre dos materiales distintos. La prueba es realizada mediante la deformación de un espécimen en un rango de deformación controlada a una velocidad constante. Generalmente la norma establece que se realice un mínimo de tres pruebas, cada una bajo una carga normal diferente y determinar el efecto sobre la resistencia de corte desarrollada a lo largo de la superficie horizontal determinada.

Este tipo de ensayo de corte directo, se clasifican en tres tipos de forma para ejecutarlo respecto a sus condiciones más desfavorable de falla.

- Ensayo de corte directo no consolidado – no drenado (UU)
- Ensayo de corte directo consolidado – no drenado (CU)
- Ensayo de corte directo consolidado – drenado (CD)

### 2.5.9 *Parámetros de resistencia al corte del suelo*

Es la resistencia interna por unidad de área que la masa de suelo resiste a la fuerza de corte y deslizamiento a lo largo de cualquier plano de falla. La resistencia al esfuerzo cortante está constituida fundamentalmente por la resistencia friccionante (ángulo de fricción interna) y resistencia cohesiva (cohesión).

#### 2.5.9.1 **Ángulo de fricción interna del suelo**

Es la resistencia al deslizamiento causado por la fricción que existe entre las superficies de contacto de las partículas y de su densidad. Como los suelos granulares tienen superficies de contacto mayores por sus partículas grandes y especialmente si son angulares por el cual presentan una buena trabazón, esto resultará en que tendrán fuerzas friccionantes internas altas. En cambio, los suelos finos tendrán fuerzas friccionantes internas bajas. En (INEN 685, pág. 2) la fricción

interna de un suelo está definida por el ángulo cuya tangente se define como la pendiente de la envolvente de falla, en el diagrama de Mohr.

#### 2.5.9.2 **Cohesión**

Fuerza de unión entre las partículas de un suelo, cuya magnitud depende de la naturaleza y estructura de este. En (Geotechnical Consulting, 2022), menciona que en los suelos cohesivos la estructura depende del contenido de minerales arcillosos presentes y de las fuerzas que actúan entre ellos, estas fuerzas de unión determinan la resistencia al corte de una masa de suelo.

La norma INEN 685 “Geotecnia. Mecánica de Suelos. Terminología y Simbología” define a la cohesión ( $c'$ ) como “Parte de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo debida a la atracción molecular entre las partículas, determinada en la intersección de la envolvente de falla con el eje vertical, en el diagrama de Mohr”.

### 2.6 **Empujes de tierras**

Las presiones que son generadas por parte de la masa de tierra contenida, transfieren esfuerzos a la pantalla del muro y son denominados empujes de tierra, por lo cual depende de muchos factores como de la inclinación del muro, pendiente del relleno, densidad del suelo, contenido de humedad, interacción suelo-estructura, grado de compactación, cantidad de sobrecargas, efectos sísmicos y la ubicación del nivel freático (Campos, 2006) ya que, para el caso más desfavorable; consiste en la suma de un empuje hidrostático y el empuje de efectivo que lo generan las partículas del suelo, se divide en tres categorías principales dependiendo de la naturaleza del movimiento de la estructura de contención. Las cuales son:

- Empuje en reposo
- Empuje activo
- Empuje pasivo (forzada)

### 2.6.1 *Empuje de Reposo (Eo)*

El empuje de tierra en reposo se origina únicamente en estructuras arriostradas que ofrecen un empotramiento y evitan el desplazamiento del muro, esto es usual en muros de sótano. Se considera que este empuje no sucede en este proyecto, ya que la tierra o muro empujaran y generan los respectivos empujes pasivos y activos.

Este coeficiente de reposo ( $k_o$ ), es la relación entre la tensión efectiva horizontal y la tensión efectiva vertical en cualquier punto del relleno, y de no existir deformaciones laterales el suelo estará en un estado límite de equilibrio elástico.

$$k_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o}$$

Como manera de información, se conoce que el empuje de reposo para suelos de grano grueso se puede estimar por la relación empírica (Jaky, 1944).

$$k_o = 1 - \text{sen}(\phi)$$

El empuje de reposo total ( $E_o$ ) generado es de forma lineal con la profundidad y es aplicado al tercio inferior de la altura del muro.

$$E_o = \frac{1}{2} * k_o * \gamma * H^2$$

**Donde:**

$E_o$  = Coeficiente de reposo

$\gamma$  = Peso unitario del suelo ( $kg/m^3$ )

$\phi$  = Ángulo de fricción interna del suelo

$H$  = Altura del suelo por debajo de la superficie (m)



### 2.6.2 Empuje activo ( $E_a$ ) y pasivo ( $E_p$ )

Debido a la imposibilidad de determinar el valor exacto de los empujes y por su seguridad se suele despreciarse o aplicar un factor reductor. Según Lambe (1996), la formulación al caso de terrenos cohesivos y la presencia de nivel freático, cargas uniformes sobre el trasdós e inclinación del relleno tras el muro.

Siendo  $\sigma'_v$  la tensión efectiva vertical y  $c'$  la cohesión efectiva del relleno del trasdós, el empuje activo  $P_a$  se define como la resultante de los empujes unitarios activos.

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_a}$$

#### Donde

$K_a$ : Coeficiente de presión activa

$\sigma'_v$ : Tensión efectiva vertical

$c'$ : Cohesión efectiva

$\sigma'_a$ : Tensión efectiva activa

De la forma análoga, el empuje pasivo  $P_p$  se define como la resultante de los empujes unitarios pasivos ( $\sigma'_p$ ), que se puede determinarse mediante:

$$\sigma'_p = K_p \sigma'_v + 2c' \sqrt{K_p}$$

#### Donde

$K_p$ : coeficiente de presión pasiva

La recomendación de Terzaghi es ocupar el valor del ángulo de fricción entre el suelo del trasdós y muro ( $\delta$ ) entre ( $\frac{1}{2}\phi \leq \delta' \leq \frac{2}{3}\phi$ ), por la falta de información se usa generalmente:

( $\delta' = \frac{2}{3}\phi$ ). También, (Calavera J., 1989) recomienda un valor ( $\delta' = 20^\circ$ ) con muros de hormigón y suelo granular este valor no se ve afectado por el grado de humedad del suelo.

### **Cálculo del empuje activo**

El empuje activo ( $E_a$ ) actúa formando un ángulo ( $\delta$ ) con la normal al muro, por esta razón esta fuerza no es horizontal generalmente. El empuje activo ( $E_a$ ) será horizontal solo cuando la pared del muro sea vertical ( $90^\circ$ ), el ángulo ( $\delta = 0^\circ$ ) y la inclinación del relleno ( $\alpha = 0^\circ$ ). En tal sentido, las componentes horizontal y vertical del ( $E_a$ ), se obtendrán de la siguiente manera.

$$E_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

$$E_{a h} = E_a * \cos (\delta + \theta + \alpha)$$

$$E_{a v} = E_a * \text{sen} (\delta + \theta + \alpha)$$

### **Donde**

$E_a$  = Empuje activo del relleno

$E_{a h}$  = Empuje activo del relleno, componente horizontal

$E_{a v}$  = Empuje activo del relleno, componente vertical

### **Cálculo del empuje pasivo**

El empuje pasivo o empuje forzado del suelo sirve en estructuras de contención o estribo para contrarrestar el empuje activo, lo que ejerce al suelo de relleno comprimir en la dirección horizontal originando un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior ( $E_p$ ), la resultante se aplica al tercio inferior de la altura.

$$K_p = \frac{1}{K_a}$$

Depende de las características del sitio de implantación de los muros de contención para decidir tomar en cuenta este empuje, en casos de existir socavación se despreciará o criterio de cada diseñador.

$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma * hf^2$$

**Donde**

$K_p$  = Coeficiente pasivo

$E_p$  = Empuje pasivo

$hf$  = Profundidad de desplante

$\gamma$  = Peso unitario del suelo, en zona del intrados

## 2.7 Teoría para empujes de tierras

Para que se desarrolle el empuje activo o pasivo en el suelo, (Torres R., 2008) los muros de contención deben experimentar traslaciones o rotaciones alrededor de su base, que dependen de las condiciones de rigidez (geometría) del muro y de las características del suelo de fundación.

Dado que los muros no son infinitamente rígidos y si se producen una ínfima deformación lateral para el caso de ser positiva “comprimiría” al terreno y en el caso de ser negativa “descomprimiría” al terreno, dando origen a los denominados coeficientes de empuje activo ( $K_a$ ) y coeficiente de empuje pasivo ( $K_p$ ).

$$K_a < K_o < K_p$$

Los valores límites de desplazamiento relativos requeridos para alcanzar las condiciones de presión de tierra mínima activa y máxima pasiva, en (AASHTO LRFD, 2020) aconseja los siguientes coeficientes.

**Tabla 4**

*Valores de movimiento relativo  $\Delta/H$  para alcanzar la condición mínima activa y máxima pasiva de presión de tierras.*

<b>Tipos de Suelo</b>	<b>Valores de <math>\Delta/H</math></b>	
	<b>Activa</b>	<b>Pasiva</b>
Arena densa	0,001	0,01
Arena mediamente densa	0,002	0,02
Arena suelta	0,004	0,04
Limo compacto	0,002	0,02
Arcilla compacta	0,010	0,05

*Nota. Datos extraídos de AASHTO LRFD, 2020*

Desde hace siglos atrás se han desarrollado teorías para la determinación los coeficientes activo y pasivo, entre las que se destacan son las debidas teorías de Coulomb y Rankine. Según (Torres R., 2008), menciona que “En ambas teorías se establecen diversas hipótesis simplificativas del problema, y conducen a valores de empujes que están dentro de los márgenes de seguridad aceptables”.

### **2.7.1 Teoría de Coulomb**

La teoría de Coulomb es la primera teoría racional en determinar el empuje de tierra y un mecanismo de falla del suelo, por lo cual, consiste en establecer una cuña limitada por la cara interior del muro, la superficie del relleno y una superficie de falla plana que se origina dentro del relleno. (Torres R., 2008)

La aplicación de la teoría de Coulomb es más frecuente para muros gravedad, muros prefabricados, muros voladizos, entre otros. Donde es necesario considerar la fricción de rozamiento entre el muro y relleno. En esta teoría es más preciso y seguro trabajar con suelos granulares.

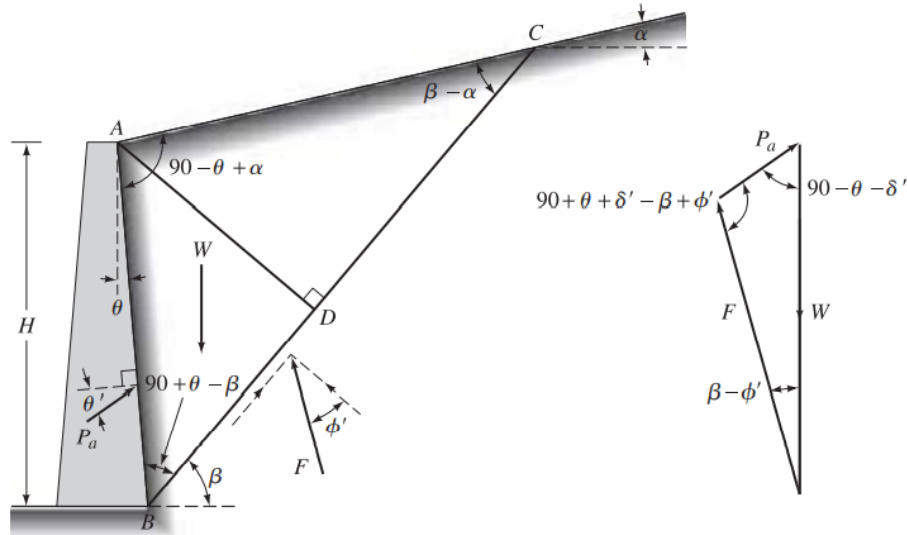
La teoría de Coulomb fundamenta una serie de hipótesis que son las siguientes:

- El suelo es una masa homogénea e isotrópica y se encuentra adecuadamente drenado como para no considerar presiones intersticiales (suelos granulares).
- La superficie de falla es planar.
- El suelo posee fricción, siendo  $\varphi$  el ángulo de fricción interna del suelo, la fricción interna se distribuye uniformemente a lo largo del plano de falla.
- La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.
- La falla es un problema de deformación plana (bidimensional), y se considera una longitud unitaria de un muro infinitamente largo.
- La cuña de falla se mueve a lo largo de la pared interna del muro, produciendo fricción entre éste y el suelo,  $\delta$  es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro.
- La reacción ( $E_a$ ) de la pared interna del muro sobre el terreno, formará un ángulo  $\delta$  con la normal al muro, que es el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno, si la pared interna del muro es muy lisa ( $\delta = 0^\circ$ ), el empuje activo actúa perpendicular a ella.
- La reacción de la masa de suelo sobre la cuña forma un ángulo  $\varphi$  con la normal al plano de falla.

Las fórmulas a continuación indican los coeficientes de empuje activo y pasivo, con respecto a la teoría de Coulomb.

**Figura 7**

*Prueba de falla de la cuña & polígono de fuerza*



$$K_a = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2 \theta * \cos(\delta' + \theta) * \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta' + \phi') * \sin(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta' + \theta) * \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

*Nota:* Esquema de la presión activa de Coulomb. Fuente: Braja Das, 2014.

**Donde:**

$K_a$  = Coeficiente activo del relleno

$\phi'$  = Angulo de fricción interna del suelo

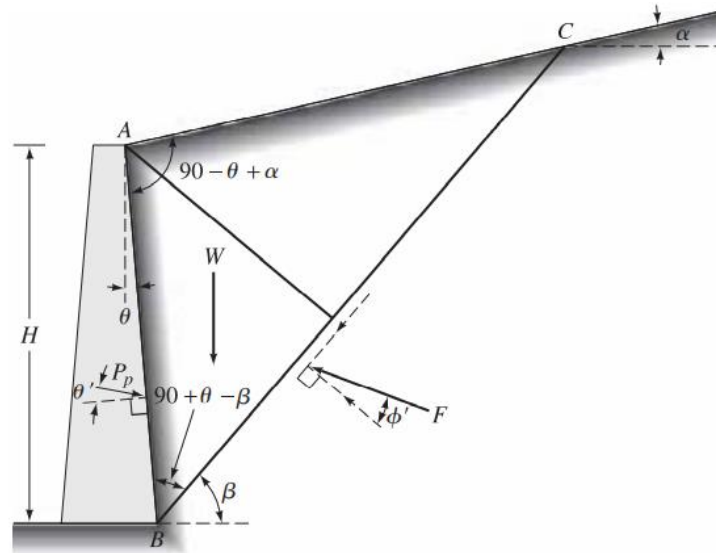
$\delta'$  = Angulo de fricción entre muro y suelo

$\theta$  = Angulo de inclinación AB con respecto a la vertical

$\alpha$  = Angulo de inclinación AC con respecto con la horizontal

**Figura 8**

*Esquema de falla de la cuña*



*Nota:* Esquema de la presión pasiva de Coulomb. Fuente: Braja Das, 2014.

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' + \theta)}{\cos^2 \theta * \cos(\delta' - \theta) * \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' - \delta') * \text{sen}(\phi' + \alpha)}{\cos(\delta' - \theta) * \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2}$$

### 2.7.2 Teoría de Rankine

Los empujes de tierra de Rankine asumen un plano de falla de  $\mp (45 + \phi/2)$  con la horizontal, este plano de falla no se asemeja nunca a la realidad ya que depende de muchos otros factores como: la topografía, ubicación del nivel freático, vegetación, tipo de suelo, etc. Según (Juárez, 2004) esta teoría es utilizable generalmente en muros de escasa altura, también menciona que es más preciso y seguro trabajar en suelos cohesivos, pero evidentemente esta teoría se encuentra al rango de seguridad, ya que resulta coeficientes de empuje más altos de la teoría de Coulomb.

En (Torres R, 2008) radica que Rankine en 1857, obtiene los empujes por una serie de investigaciones y propuso una expresión mucho más sencilla que la de Coulomb. Se baso en la siguiente hipótesis:

- El suelo es una masa homogénea e isotrópica.
- No existe fricción entre el suelo y el muro (pared lisa  $\delta = 0^\circ$ ).
- La cara interna del muro es vertical ( $\psi = 90^\circ$ ).
- La resultante del empuje de tierras está ubicada en el extremo del tercio inferior de la altura (H/3).
- El empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma un ángulo ( $\alpha = 0^\circ$ ) con la horizontal.

En el cálculo de la teoría de Rankine obtiene las presiones de efectivas a la profundidad correspondiente y aplica las fórmulas deducidas, permitiéndonos así calcular la presión en terrenos con diferentes estratos y considerando una carga uniforme de coronación. Según (Das, 2014) “Los coeficientes de empuje activo y pasivo para un terreno que forma un ángulo ( $\alpha$ ) con la horizontal, teniendo en cuenta que la resultante forma un ángulo ( $\alpha = 0$ ) con la horizontal”, dichos coeficientes se determinan:

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

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$



### 2.7.3 *Teoría de Mononobe – Okabe (M-O)*

El método de Mononobe-Okabe es una prolongación de la teoría estática de Coulomb, esta teoría adopta hipótesis simplificadoras para desarrollarse, Okabe (1926) y luego Mononobe & Matsuo (1929), ambos establecen las bases de un análisis pseudo-estático de las presiones de tierra debido al sismo.

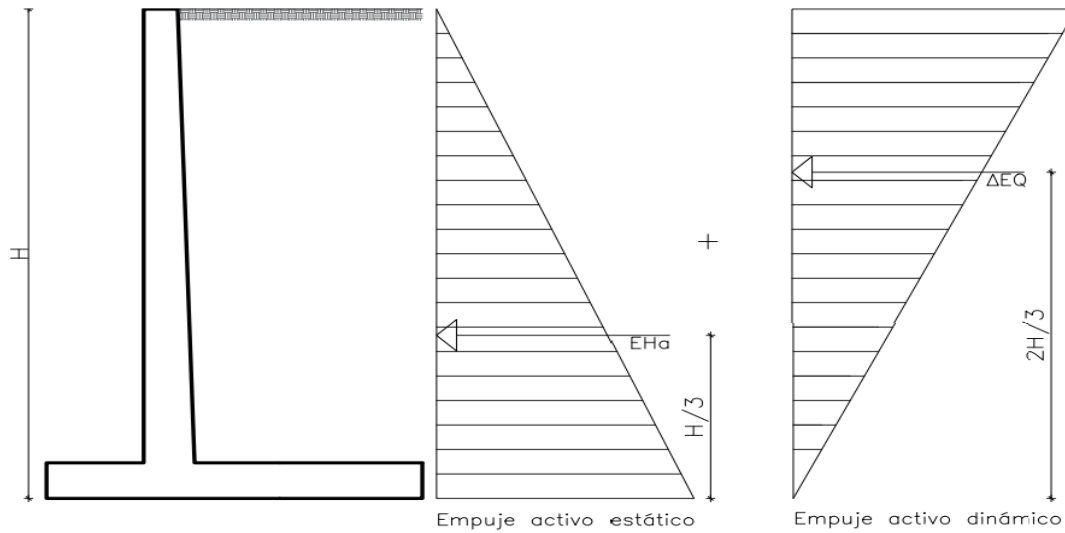
El análisis de M-O, considera la aplicación de la aceleración pseudo-estático, tanto horizontal y vertical a la cuña de suelo que se desliza sobre el plano de falla actuando sobre un muro de contención lo que resulta la teoría de Coulomb. La formulación consiste en determinar el empuje activo dinámico, incorporando fuerzas inerciales generadas en la cuña deslizante en términos de coeficientes sísmicos horizontales y verticales. Este empuje activo dinámico o pseudo-estático del terreno es obtenido a partir del equilibrio de la cuña.

El método de Mononobe-Okabe toma en consideración ciertas hipótesis:

- Relleno en material granular no saturado
- Fundación indeformable
- Admite que la cuña de suelo es un cuerpo rígido-plástico
- Desplazamientos laterales son despreciables
- La superficie de falla del suelo de relleno sobre el muro es plana
- El muro es lo suficiente largo para considerar despreciables los efectos de borde
- Aceleración sísmico uniforme en toda la cuña deslizante

**Figura 9**

*Diagramas de presión activo estático y dinámico del terreno*



*Nota.* Demostración de la distribución de presión estático y dinámico del suelo. Elaborado por:  
Los autores.

Coefficiente sísmico horizontal

$$K_h = \frac{2}{3} * Z * F_a$$

Coefficiente sísmico vertical

$$K_v = \frac{4}{9} * Z * F_a$$

Angulo de aceleración sísmico

$$\eta = \text{atan} \left( \frac{K_h}{1 - K_v} \right) = \frac{0,32}{1 - 0} = 17,74^\circ$$

Coefficiente sísmico de presión dinámico.

**Cuando**  $\eta \leq \phi'_r - \alpha$

$$Ka_{EQ} = \frac{\cos^2(\phi' - \theta - \eta)}{\cos(\eta) * \cos^2(\delta' + \theta + \eta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta' + \phi') \text{sen}(\phi' - \alpha - \eta)}{\cos(\delta' + \theta + \eta) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2}$$

**Donde:**

$\phi'$  = Angulo de fricción interna del suelo, (en grados).

$\delta'$  = Angulo de fricción entre muro y suelo, (en grados).

$\eta$  = Angulo de aceleración sísmico, (en grados).

$\theta$  = Angulo de inclinación AB con respecto a la vertical, (en grados).

$\alpha$  = Angulo de inclinación AC con respecto con la horizontal, (en grados).

$Z$  = Factor zona, representación de la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

$F_a$  = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

Incremento dinámico del empuje activo (EQ)

$$\Delta EQ = \frac{1}{2} * (Ka_{EQ} - K_a) * \gamma_S * H^2$$

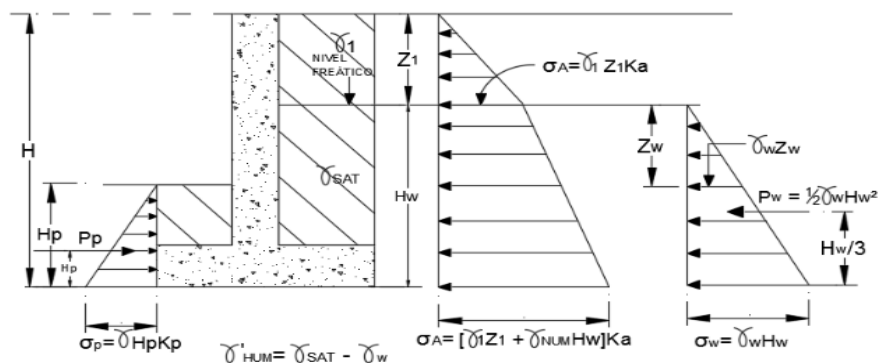
## 2.8 Empuje hidrostático en condición activo

La presencia de agua en el suelo como consecuencia de infiltraciones subterráneas y por acción de la lluvia debe minimizarse en lo posible mediante el empleo de obras adecuadas de drenaje. En (Torres R., 2008) rememora que el material de relleno del muro de contención si es permeable (gravas y arenas), el aporte de agua por infiltraciones subterráneas y de lluvia, es evacuado mediante filtración predominantemente vertical, de esta manera el agua no rebasará la cota del sistema de drenaje. Las ecuaciones vistas hasta ahora son válidas y pueden ser utilizadas para la determinación del empuje de tierra.

En caso donde no sea posible drenar el agua retenida por el muro, el cálculo de los empujes debe afectarse de manera importante, sumando a los empujes de tierra la presión hidrostática. Si el material de relleno es de baja permeabilidad, como es el caso de las arcillas, las arenas finas y las arenas limosas, aunque exista un sistema de drenaje para evacuar los aportes de agua se produce un aumento de presiones y de los empujes respecto a los casos estudiados anteriormente debido a la baja permeabilidad del suelo, en estos casos para determinar las presiones y empujes se debe utilizar el peso específico del suelo húmedo.

**Figura 10**

*Empuje producido por el suelo y por presencia del nivel freático*



*Nota.* Esquema del incremento de presión por presencia del nivel freático. Fuente: (AGIES, 2018).

Si fuera el caso de existir nivel freático, el incremento del empuje horizontal por presión hidrostática que actúa detrás del muro se podrá calcular de la siguiente manera.

$$P_w = \gamma_w * H_w$$

$$E_w = \frac{1}{2} * \gamma_w * H_w^2$$

**Donde:**

$P_w$  = Presión hidrostática

$E_w$  = Empuje hidrostático total

$\gamma_w$  = Peso unitario del agua

$H_w$  = Altura del nivel freático medida desde la base del muro.

## 2.9 Materiales de relleno

Para la conformación de rellenos y terraplenes se necesita conocer los diferentes tipos de materiales utilizados y se los puede clasificar como:

- Suelos friccionantes (gravas-arenas)
- Suelos cohesivos (arcillas-limos)
- Suelos cohesivos-friccionantes (arcilla-limo con arena-grava).

### 2.9.1 *Materiales recomendables para rellenos*

Los materiales de relleno recomendados para la conformación de terraplenes son aquellos que resultan fáciles de apisonar y que una vez compactados son resistentes a la deformación y poco sensibles a los cambios de humedad, respecto al (Pliego de Prescripciones Técnicas Generales de España, 330) en su sección “Terraplenes” describe distintos tipos de suelos, en función de su granulometría, plasticidad, capacidad de soporte o resistencia a la deformación, densidad máxima

el Proctor y del contenido de materia orgánica. Dado como resultado la clasificación en suelos intolerables, tolerables, adecuados y seleccionados.

### 2.9.2 *Suelos seleccionados*

Se los consideran por cumplir las siguientes condiciones:

Los tamices caben a mencionar son convertidos a la serie de tamices A.S.T.M.

- Contenido de material orgánico  $< 0,2\%$
- Contenido de sales solubles en agua, incluido el yeso sea  $< 0,2\%$
- Tamaño máximo del agregado no debe exceder de 10cm.
- Cernido por el tamiz #40  $\leq 15\%$ , o en caso contrario que cumpla todas las siguientes condiciones.
  1. Cernido por el tamiz #10  $< 80\%$
  2. Cernido por el tamiz #40  $< 75\%$
  3. Cernido por el tamiz #200  $< 25\%$
  4. Limite liquido  $< 30\%$
  5. Índice de plasticidad  $< 10$

### 2.9.3 *Suelos adecuados*

Son los suelos que no pudieron ser clasificados como suelos seleccionados, por lo tanto, deben cumplir las siguientes condiciones:

- Contenido en materia orgánico  $< 1\%$
- Contenido de sales solubles en agua, incluido el yeso sea  $< 0,2\%$
- Tamaño máximo del agregado no debe exceder de 10cm.
- Cernido por el tamiz #10  $< 80\%$
- Cernido por el tamiz #200  $< 35\%$

- Límite líquido < 40%
- Si el límite líquido > 30%, el índice de plasticidad > 4%.

#### 2.9.4 *Suelos tolerables*

Son los suelos que no lograron ser clasificados como suelos adecuados, por lo cual, deben cumplir las siguientes condiciones para ser establecidos en este tipo de suelos.

- Contenido en materia orgánico < 2%
- Contenido de yeso sea < 5%
- Contenido en otras sales solubles distintas al yeso < 1%
- Límite líquido < 65%
- Si el límite líquido > 40%, el índice de plasticidad >  $(0,73*(LL - 20\%))$
- En ensayo de colapso el asiento debe < 1%
- En ensayo de expansión el hinchamiento debe ser < 3%

#### 2.9.5 *Suelos marginales*

Estos suelos no han cumplido con las condiciones de los suelos antes mencionados, por lo cual, para que se clasifiquen como este tipo de suelo cumplirán con las siguientes condiciones:

- Contenido en materia orgánico < 5%
- En ensayo de expansión el hinchamiento debe ser < 5%
- Si el límite líquido > 90%, el índice de plasticidad <  $(0,73*(LL - 20\%))$

#### 2.9.6 *Suelos inadecuados*

Este tipo de suelo no deben colocarse por ninguna razón.

- Los que no han logrado incluirse en las categorías anteriores
- Las turbas y materiales procedentes a ramas, tocones orgánicos, material perecederos y basura, etc.

## 2.10 Estabilidad de talud

Para los análisis de estabilidad de laderas naturales o intervenidas y taludes de excavación, se deben tener en cuenta la geometría del terreno antes y después de cualquier intervención constructiva, la distribución y características geomecánicas de los materiales del subsuelo que conforman el talud, las condiciones hidrogeológicas e hidráulicas, las sobrecargas de las obras vecinas, los sistemas y procesos constructivos y los movimientos sísmicos (NSR-10).

### 2.10.1 *Definición de talud*

De acuerdo con (Das ,2013), “A una superficie de suelo expuesta que se sitúa en un ángulo con la horizontal se llama talud sin restricciones” (pág. 355), un talud conformado por las fuerzas de la naturaleza es denominado talud natural, los taludes conformados por la intervención humana de denominan taludes artificiales.

## 2.11 Terraplén

Consiste en un relleno artificial para obtener una elevación del terreno con el fin de conformar el suelo como un talud y parte integral de una obra. El terraplén a diferencia del talud tiene una pendiente claramente definida para fines de estabilidad.

### 2.11.1 *Zonas de los rellenos tipo terraplén*

Los suelos inadecuados no cumplen las condiciones mínimas exigidas a las tolerables, y no pueden usarse en ninguna zona del terraplén. En núcleos y cimientos pueden emplearse los tolerables, adecuados o seleccionados. Los núcleos sujetos a inundación se formarán solo con suelos granulares (adecuados o seleccionados). En coronación deberán usarse suelos adecuados o seleccionados, aunque se pueden admitir los tolerables mejorados o estabilizados con cemento o cal.



## 2.12 Factores de seguridad

Tanto para los terraplenes que son construidos para presas de tierra como para los edificados para carreteras, se define un factor de seguridad que desde luego está en función de la importancia de dicha obra. En los terraplenes carreteros usualmente basta con analizar un análisis estático global puesto que al mantener una estructura geométrica bastante definida su comportamiento ante sollicitaciones del tipo sísmica suele ser tanto o igual de predecible como si se analizase de modo estático. (Torres Vila, 1986; NC- 856,2011; Mesa et al., 2014). Diferentes normativas y diferentes autores establecen factores de seguridad mínimos para ambos casos como se detalla a continuación.

Factores de seguridad permisibles considerados por diferentes normas y autores según el tipo de análisis:

**Tabla 5**

*Factores de seguridad permisibles para el análisis de estabilidad de talud*

Referencia	Análisis estático (FSD)	Análisis dinámico
DM-7.01 (1986) y DM-7.02 (1987)	1,5	1,2-1,15
Torres Vila (1986)	1,5	-
Alva e Infantes (2001)	-	>1
Abramson et al. (2002)	-	>1
FHWA-NHI-11-032 (2011)	-	1,1
NC-856:2011 (2011)	1,5	-
CE-020 (2012)	1,5	1,25
AASHTO-LRFD (2014)	1,33-1,53	1,1

*Nota.* Valores tomados por diferentes autores y normas. Elaborado por: los autores.

## 2.13 Superficie de falla

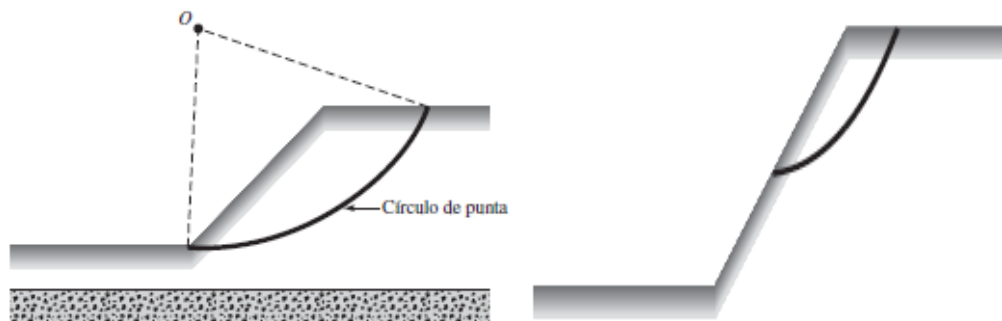
Existen 2 modos posibles de falla, a saber:

### 2.13.1 *Falla de talud*

Ocurre cuando la falla de deslizamiento tiene lugar dentro del talud o bien por encima de su punta, si el círculo de falla pasa por la punta del talud se denomina círculo de punta, en tanto que si ocurre por encima de dicha punta se denomina círculo de pendiente.

#### **Figura 11**

##### *Falla de talud*



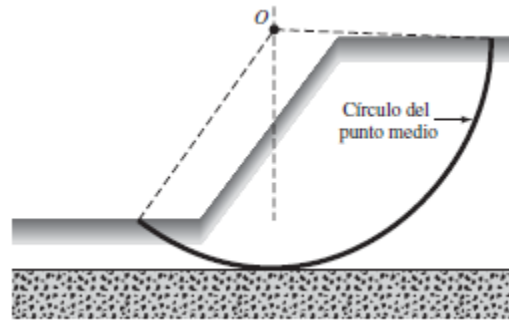
*Fuente:* Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica, (pág. 365).

### 2.13.2 *Falla de base*

Ocurre cuando la falla de deslizamiento se produce por debajo de la punta del talud, su círculo de falla se denomina círculo de punto medio.

## Figura 12

### *Falla de base*



*Fuente:* Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica, pág. 365

## 2.14 Tipos de falla

Existen tres tipos de falla comunes en taludes:

### 2.14.1 *Deslizamientos superficiales (Creep)*

Se produce por las fuerzas naturales a las que está expuesto el talud, dado que las partículas tenderán del suelo a deslizarse hacia abajo. Se trata de un proceso lento y continuo, no existen movimientos bruscos y se produce generalmente en las zonas superficiales de laderas naturales. Es impropio hablar de una superficie de deslizamiento.

### 2.14.2 *Falla rotacional*

Ocurre generalmente en materiales arcillosos homogéneos o en suelos con una importante fracción arcillosa pudiéndose presentar su superficie de falla atravesando el cuerpo del talud, su punta o incluso afectando la masa del terreno sobre la que se asienta (falla en la base).

### 2.14.3 *Falla traslacional*

Son propios de taludes que se asientan sobre superficies de falla planas con presencia de estratos con poca resistencia y localizados a una baja profundidad del talud, desarrollando una superficie de falla en paralelo a dichos estratos que generalmente se conforman de arcillas blandas, arenas finas o incluso limos no plásticos. La debilidad del estrato frecuentemente es atribuida a presiones de poro altas en las arcillas o al aumento de la presión del agua en estratos de arena, un fenómeno frecuentemente ligado a las épocas lluviosas.

## 2.15 **Teoría de análisis de estabilidad de talud**

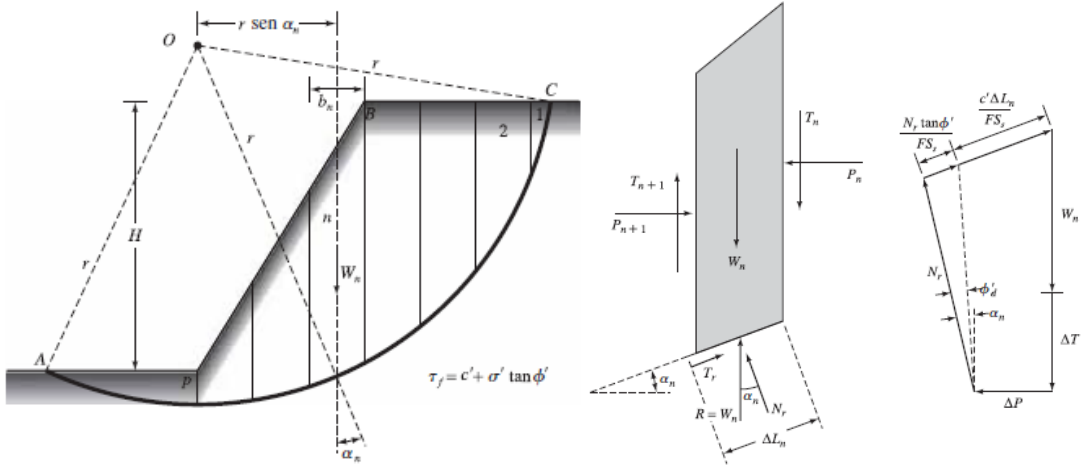
### 2.15.1 *Método de Bishop simplificado*

Desarrollado por Bishop y Morgenstern en 1960, como una alternativa más refinada al método de dovelas clásico, consiste en dividir en dovelas o rebanadas verticales la superficie de suelo por encima de un arco que representa la superficie de falla con el fin de analizar las fuerzas y momentos involucrados en cada una de dichas dovelas, en este método las fuerzas que actúan sobre los lados de las dovelas sí son considerados a partir de la condición de equilibrio de cada dovela y se obtienen las fuerzas normales y se sustituyen en las ecuaciones de equilibrio de momentos para así determinar el FS mediante varias iteraciones. (Das, 2014)

Obtenidos los diagramas de cuerpo libre de cada rebanada, se desarrollan los diagramas de cuerpo libre para cada rebanada y se establece ecuaciones de equilibrio para las fuerzas y los momentos actuantes.

**Figura 13**

*Análisis de estabilidad de talud*



*Fuente: Fundamentos de la Ingeniería Geotécnica, pág. 365*

Las fuerzas actuantes sobre la dovela son mostradas en la figura, Así mismo puede escribirse:

$$T_r = N_r (\tan \Phi'_d) + C'_d \Delta L_n = N_r \left( \frac{\tan \Phi'}{FS_s} \right) + \frac{c' \Delta L_n}{FS_s}$$

Sumando las fuerzas en dirección vertical obtenemos:

$$W_n + \Delta T = N_r * \cos \alpha_n + \left[ \frac{N_r \tan \Phi'}{FS_s} + \frac{c' \Delta L_n}{FS_s} \right] \text{sen} \alpha_n$$

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - \frac{c' \Delta L_n}{FS_s} \text{sen} \alpha_n}{\cos \alpha_n + \frac{\tan \Phi' \text{sen} \alpha_n}{FS_s}}$$

Para el equilibrio de la cuña ABC, si tomamos el momento alrededor de O se obtiene

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \text{sen} \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} T_r r$$

Donde  $T_r = \frac{1}{FS} (c' + \sigma' \tan \Phi' \Delta L_n) = \frac{1}{FS} (c' \Delta L_n + N \tan \Phi')$

Sustituyendo dichas ecuaciones, se obtiene:

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c'b_n + W_n \tan \Phi' + \Delta T \tan \Phi') \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \operatorname{sen} \alpha_n}$$

**Donde:**

$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \Phi' \operatorname{sen} \alpha_n}{FS_s}$$

Si  $\Delta T = 0$ , entonces la ecuación se convierte en:

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c'b_n + W_n \tan \Phi') \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \operatorname{sen} \alpha_n}$$

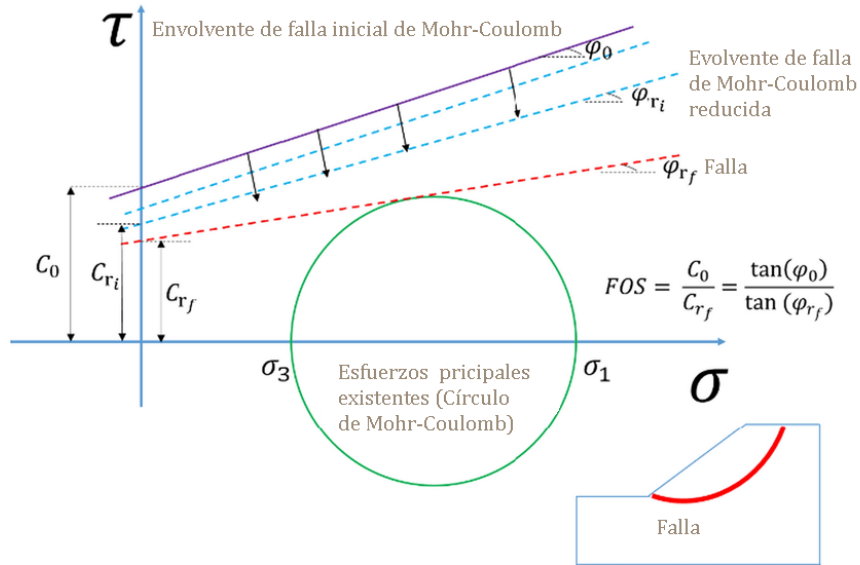
### ***2.15.2 Strength Reduction Method (Método de Reducción de Resistencia)***

La estabilidad por reducción de resistencia es un procedimiento donde el factor de seguridad se obtiene debilitando el suelo en pasos en un análisis de elementos finitos elástico-plástico hasta que la pendiente "falla". El factor de seguridad se considera ser el factor por el cual se necesita reducir la resistencia del suelo para llegar a la falla (Dawson et al., 1999; Griffiths y Lane, 1999).

Numéricamente hablando, la falla sobreviene cuando la solución es no convergente, es decir cuando la solución obtenida por las ecuaciones de equilibrio para una formulación de tensión-deformación es el infinito, por lo tanto, se infiere que el sistema está más allá de un punto de equilibrio límite. Otra de forma de definir este "fallo" es un punto donde las deformaciones son muy grandes.

**Figura 14**

*Principio del Método de Reducción de la Resistencia*



Elaborado por: Los Autores

## 2.16 Definición y tipos de muros de contención

### 2.16.1 Definición de muros de contención

Los muros de contención son estructuras que tienen como objetivo de resistir presiones laterales o verticales que produce el suelo natural, suelos artificiales, materiales almacenados, cargas y sobrecargas. Es decir que los muros sirven para mantener en forma permanente a una diferencia de niveles de un suelo natural a otro y soportar cargas verticales sobre la corona o sobre el relleno, con un margen de seguridad en cuanto a la estabilidad, resistencia y durabilidad de los materiales teniendo en cuenta los aspectos económicos y estéticos.

Su estabilidad se debe fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación, los muros básicamente se comportan básicamente como una viga en voladizo empotrado en su base. (Torres R., 2008)

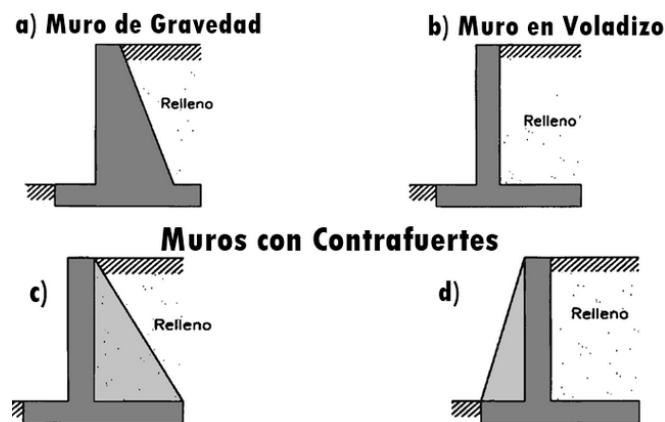
### 2.16.2 Tipología de muros de contención

Existen diferentes tipos de muros de contención que son utilizados, donde depende de las propiedades del terreno y la altura necesaria a retener, los más conocidos en el ámbito ingenieril son los siguientes:

- Muros de gravedad
- Muros de voladizo o ménsula
- Muros de contrafuerte

**Figura 15**

*Clasificación de los muros de contención*



*Nota.* Tipología y funcionalidad de muros. Fuente: (Bañon Blázquez, 2010).

Para el análisis y diseño de muros de contención consisten en la selección del tipo de muro y secciones que equilibren, y está en función de la altura. Analizar la estabilidad del muro frente a todas las solicitaciones presentes durante su vida útil y en caso de que la estructura seleccionada no satisfaga la estabilidad interna se modificarán las dimensiones y se efectúan nuevamente los cálculos hasta lograr su estabilidad mediante los estados límites o factores de seguridad. En la estabilidad interna se procura diseñar los elementos estructurales frente a los esfuerzos de flexión y corte.



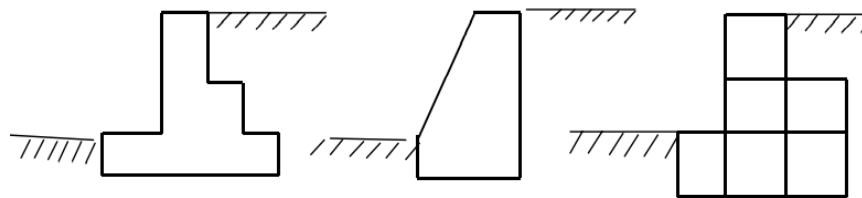
## 2.17 Muros de gravedad

Son muros de gran masa y resisten el empuje de tierra mediante su propio peso y el peso sobre su talón o el que se apoye en ellos; suelen ser económicos para altura menores de 5 metros, son de sección robusta y no requieren de refuerzo (acero).

La sección transversal puede tener varias formas y se construyen con hormigón ciclópeo, hormigón en masa, mampostería y gaviones. Las dimensiones de la sección dependen del empuje y para que resulte más económico, su base debe ser lo más angosto posible; por lo cual oscila entre  $(0,4H - 0,7H)$  para proporcionar estabilidad contra el volcamiento, deslizamiento y las presiones de contacto con el suelo.

**Figura 16**

*Geometría de los muros de gravedad*



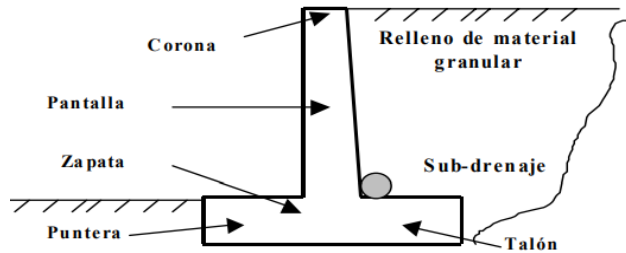
Fuente: Gráficos tomados de Torres R., (2008)

## 2.18 Muro en voladizo

De acuerdo con (Das, 2014), este es un tipo de muro que está destinado a resistir esfuerzos generados por el empuje de tierra y por medio de la acción la pantalla vertical se comporta como un voladizo y su base se encuentra empotrada en una losa horizontal (cimentación), ambas partes reforzadas con acero de refuerzo para resistir momentos y fuerzas cortantes, su estabilidad estructural es gracias a su propio peso y peso del suelo sobre el talón, En ocasiones se requiere adicionar un dentellón para aumentar la resistencia al deslizamiento, este tipo de muro se construyen en hormigón armado y resultan más económicos para alturas hasta los 8 metros.

**Figura 17**

*Muro de contención en voladizo*



*Nota.* Designaciones de partes de un muro en voladizo. Tomando de (Calavera J., 1987).

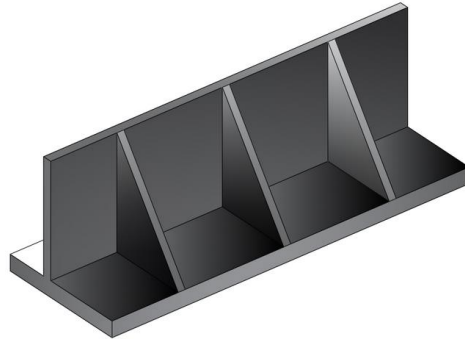
### 2.19 Muros de contrafuerte

Este tipo de muro consiste en la unión de la pantalla vertical del muro y un espaldón denominado contrafuerte, la función de este elemento es servir de apoyo a la pantalla del muro, por el cual trabaja como una losa unidireccional continua (dirección longitudinal) y el refuerzo principal es horizontal, estos muros se construyen con hormigón armado y resulta más económicos para alturas mayores de 8 metros.

Los muros con contrafuertes representan una evolución de los muros en voladizo, ya que al aumentar la altura del muro y aumentar el espesor de la pantalla, resulta un trabajo complejo en el encofrado y hormigonado lo que resulta más costoso, por lo tanto, este aumento de espesor es sustituido por los contrafuertes. El propósito de los contrafuertes es reducir el esfuerzo cortante y los momentos de flexión de la pantalla del muro. (Torres R.,2008)

## Figura 18

### *Muro de contrafuerte*



Fuente: (Agudelo J., 2022).

## 2.20 Fuerzas y sobrecargas

### 2.20.1 *Cargas permanentes*

Estas cargas se permanecerán presente a lo largo de la vida útil de la estructura, este tipo de carga no varía en el tiempo y espacio.

DC = Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

DW= Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

EH = Empuje horizontal del suelo.

ES = Sobrecarga de suelo.

EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

### 2.20.2 *Cargas transitorias*

Este tipo de carga es lo contrario de las cargas permanentes, lo cual varían en tiempo y espacio.

CT = Fuerza de colisión de un vehículo.

EQ = Sismo

LL = Sobrecarga vehicular

LS =	Sobrecarga de la carga viva
PL =	Sobrecarga peatonal
WA =	Carga hidráulica y presión del flujo de agua.

**Tabla 6**

*Peso unitario de materiales*

<b>Material</b>	<b>Peso unitario (kg/m<sup>3</sup>)</b>
Acero	7850
Agua fresca	1000
Agua salada	1020
Albañilería de piedra	2700
Aleaciones de aluminio	2800
Arcilla blanda	1600
Arena, limo o grava no compactados	1600
Arena, limo o arcilla compactados	1900
<b>Concreto simple</b>	
Liviano	1760
De arena liviana	1920
Peso normal con $f'c \leq 350$ kg/cm <sup>2</sup>	2320
Peso normal con $350 < f'c \leq 1050$ kg/cm <sup>2</sup>	$2240 + 0,23f'c$
Hormigón armado (C3.5.1 AASHTO)	Peso hormigón simple + 80kg/cm <sup>2</sup>
Grava, macadam o balasto compactados	2240
Hierro fundido	7200
Madera dura	960
Madera blanda	800
Relleno de ceniza	960
Superficies de rodamiento bituminosas	2240
Material	Peso por unidad de longitud (kg/m)
Rieles de tránsito, durmientes y fijadores de vía	300

*Nota.* Valores de pesos unitarios de materiales de construcción. Fuente: AASHTO LRFD, 2020.

## 2.21 Normativas utilizadas para el análisis

Las normativas que regirán la evaluación general del proyecto serán a través de ACI 318-19 y AASHTO LRFD 2020, entre ambas se selecciona la que determine las solicitaciones más críticas ante la estabilidad interna y externa.

### 2.21.1 Normativa AASHTO LRFD 2020

#### 2.21.1.1 Estados límites aplicables de AASHTO LRFD

Cada componente debe satisfacer la condición de diseño por factores de carga y resistencia LRFD para cada estado límite, a menos que se indique lo contrario, si se trabaja con estados límites de Servicio los factores de resistencia se pueden tomar como 1.

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Para cargas para las cuales es adecuado el valor máximo de  $\gamma_i$  es:

$$h_i = \eta_D h_R h_I \geq 0.95$$

Para cargas para las cuales es adecuado el valor mínimo de  $\gamma_i$  es:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$$

**Donde:**

$\gamma_i$  = Factor de carga, valor multiplicativo a las solicitaciones de base estadístico.

$\phi$  = Factor de resistencia, valor multiplicativo a la resistencia nominal de base estadístico.

$\eta_i$  = Factor de modificación de cargas, valor relacionado a la ductilidad.

$\eta_D$  = Factor relacionado con la ductilidad

$\eta_R$  = Factor relacionado con la redundancia

$\eta_I$  = Factor relacionado con la importancia operativa

$Q_i$  = Solicitación

$R_n$  = Resistencia nominal

$R_r$  = Resistencia mayorada =  $\phi R_n$

### **Estados límite considerados para el análisis de muros de contención**

Se debe tomar en cuenta para el análisis de los muros de contención los estados límite de resistencia I, si se presenta vientos superiores a los 90 km/h generalmente fuertes se analizará los estados límite de resistencia III y V, con un valor  $\eta = \eta_D \eta_R \eta_I = 1$ .

Para los estados límite de eventos extremos I y II con un valor  $\eta_i = 1$ .

Para los estados límite de Servicio I con un valor  $\eta_i = 1$ .

### **Estado límite de resistencia**

Es importante considerar el estado límite de resistencia ya que nos permite asegurar la resistencia y estabilidad a la estructura tanto local como global, por lo cual los elementos deben tener la suficiente resistencia para resistir a las diferentes combinaciones de carga que enfrentara a lo largo de su vida útil.

### **Estado límite de eventos extremos**

Este tipo de estado límite de eventos extremos pretende garantizar la supervivencia estructural ante un evento sísmico, impacto vehicular o alguna otra acción dinámica.

## Estado límite de servicio

En el estado de servicio hay que considerar como un conjunto de restricciones impuestas a la tensión, deformaciones y anchos fisurados bajo condiciones normales de servicio. (Borja Z, Taípe B., 2017)

**Tabla 7**

*Factores de carga y combinaciones*

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	$\gamma_p$	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength II	$\gamma_p$	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength III	$\gamma_p$	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength IV	$\gamma_p$	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	$\gamma_p$	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	$\gamma_{EQ}$	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	$\gamma_{LL}$	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

*Nota.* Combinaciones de carga respecto a cada estado límite. Fuente: AASHTO LRFD, (2020).

**Tabla 8**

*Factores de carga para cargas permanentes,  $\gamma_p$*

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
<i>DC: Component and Attachments</i>		1.25	0.90
<i>DC: Strength IV only</i>		1.50	0.90
<i>DD: Downdrag</i>	Piles, $\alpha$ Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, $\lambda$ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
<i>DW: Wearing Surfaces and Utilities</i>		1.50	0.65
<i>EH: Horizontal Earth Pressure</i>			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• <i>AEP</i> for anchored walls		1.35	N/A
<i>EL: Locked-in Construction Stresses</i>		1.00	1.00
<i>EV: Vertical Earth Pressure</i>			
• Overall and Compound Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• MSE wall internal stability soil reinforcement loads			
○ Stiffness Method			
▪ Reinforcement and connection rupture		1.35	N/A
▪ Soil failure – geosynthetics (Service I)		1.20	N/A
○ Coherent Gravity Method		1.35	N/A
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
○ Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.50	0.90
○ Thermoplastic Culverts		1.30	0.90
○ All others		1.95	0.90
• Internal and Compound Stability for Soil Failure in Soil Nail Walls		1.00	N/A
<i>ES: Earth Surcharge</i>		1.50	0.75

*Nota.* Factores máximos y mínimos para cargas permanentes. Fuente: AASHTO LRFD, (2020).

El factor de carga para sobrecarga  $q_{EQ}$  en la combinación de Evento Extremo I se deberá determinar en base a las características específicas de cada proyecto. En ediciones anteriores de AASHTO se usaba  $q_{EQ} = 0$ , y aunque este tema no ha sido resuelto, se debería considerar la posibilidad de sobrecarga parcial con sismos, es decir  $q_{EQ} < 1,0$ . Podría ser razonable  $q_{EQ} = 0,5$  para un amplio rango de valores de tráfico.



### 2.21.1.2 Combinaciones de Cargas

Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento, según (AASHTO LRFD, 2020) utiliza factores  $\gamma_p$  máximos para las cargas horizontales (desestabilizadoras), las cuales generan vuelco alrededor del punto inferior de análisis y el deslizamiento en la base (EH, LS, PL, CT). En cambio, para las cargas verticales que generan estabilidad (DC, DW, EV, LS, PL), utilizan factores de carga  $\gamma_p$  mínimos. De esta manera genera condiciones críticas en la estructura, casos que se denominan Ia, respectivamente.

Y para el chequeo de presión del suelo y el diseño estructural (estabilidad interna) se utilizan factores  $\gamma_p$  máximos, tanto en las cargas verticales y horizontales para de ese modo generar condiciones críticas, casos se denominan Ib, respectivamente.

**Tabla 9**

*Combinaciones de cargas respecto AASHTO LRFD*

<b>Estado limite</b>	<b><math>\gamma_{DC}</math></b>	<b><math>\gamma_{Dw}</math></b>	<b><math>\gamma_{Ev}</math></b>	<b><math>\gamma_{PL}</math></b>	<b><math>\gamma_{LS}</math></b>	<b><math>\gamma_{EH}</math></b>	<b><math>\gamma_{DW}</math></b>	<b><math>\gamma_{EQ}</math></b>	<b><math>\gamma_{CT}</math></b>
Resistencia Ia	0,90	0,65	1,00	0,00	1,75	1,50	1,50	0,00	0,00
Resistencia Ib	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	1,50	1,50	0,00	0,00
Evento extremo Ia	0,90	0,65	1,00	0,00	1,00	1,50	1,50	1,00	0,00
Evento extremo Ib	1,25	1,50	1,35	1,00	1,00	1,50	1,50	1,00	0,00
Evento extremo IIa	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	1,50	1,50	0,00	1,00
Evento extremo IIb	1,25	1,50	1,35	0,50	0,50	1,50	1,50	0,00	1,00
Servicio I	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00

Elaborado por: Los autores.

## 2.21.2 *Normativa American Concrete Institute (ACI 318-19)*

### 2.21.2.1 **Combinaciones de carga por ACI 318-19**

Respecto al análisis de estabilidad externa se regirá al método tradicional (ASD) por los factores de seguridad de volteo, deslizamiento y capacidad de carga. Dicho análisis se realiza para la condición estática y dinámica (sismo).

$$C_{S_{estatico}} = DC + DW + EV + EH + PL + LS$$

$$C_{S_{dinamica}} = DC + DW + EV + EH + PL + LS + EQ$$

La estabilidad interna tiene como fin de reforzar los elementos que componen al muro para resistir esfuerzos flectores y corte, el diseño de esto se toma en cuenta las combinaciones y factores de cargas del código ACI método por resistencia última.

$$Combinación_1 = 1,4DC + 1,4DW + 1,4EV + 1,6EH$$

$$Combinación_2 = 1,2DC + 1,2DW + 1,2EV + 1,6LS + 1,6PL + 1,6EH$$

$$Combinación_3 = 1,2DC + 1,2DW + 1,2EV + 1,6EH + PL + LS$$

$$Combinación_4 = 1,2DC + 1,2DW + 1,2EV + CT + PL + LS + 1,6EH$$

$$Combinación_5 = 1,2DC + 1,2DW + 1,2EV + EQ + 1,6EH + PL + LS$$

### 2.21.2.2 **Factores de reducción de resistencia**

Este factor representa una reducción de la capacidad de un elemento para soportar una acción. Esta reducción se realiza por el propósito de reflejar la ductilidad, confiabilidad requerida, menor resistencia de los materiales, inexactitud de las ecuaciones, y la importancia del elemento.

**Figura 19**

*Factores de reducción de resistencia,  $\phi$*

Acción o Elemento Estructural		$\phi$	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.90 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de miembros pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, $\phi$ debe cumplir con 21.2.3.
(b)	Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
(c)	Torsión	0.75	—
(d)	Aplastamiento	0.65	—
(e)	Zonas de anclajes de postensado	0.85	—
(f)	Cartelas y ménsulas	0.75	—
(g)	Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor del Capítulo 23	0.75	—
(h)	Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0.90	—
(i)	Elementos de concreto simple	0.60	—
(j)	Anclajes en elementos de concreto	0.45 a 0.75 de acuerdo con el Capítulo 17	—

Fuente: ACI 318-19, (cap. 21)

## 2.22 Formas de agotamiento

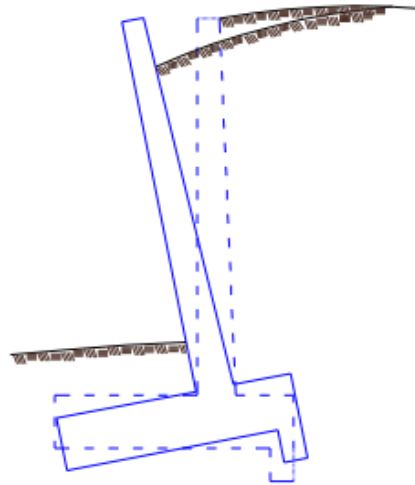
Los muros pueden en alguna ocasión llegar alcanzar los estados límites:

### 2.22.1 *Giro excesivo del muro*

Este tipo de problema ocasiona cuando el muro se considera un elemento rígido y por tal razón que las mayores lesiones se desarrollan en el resto de la estructura, así provocando su movimiento. Pueden que se produzcan grietas verticales en el muro o aparecer grietas en las juntas de hormigonado o de dilatación.

**Figura 20**

*Giro excesivo del muro*



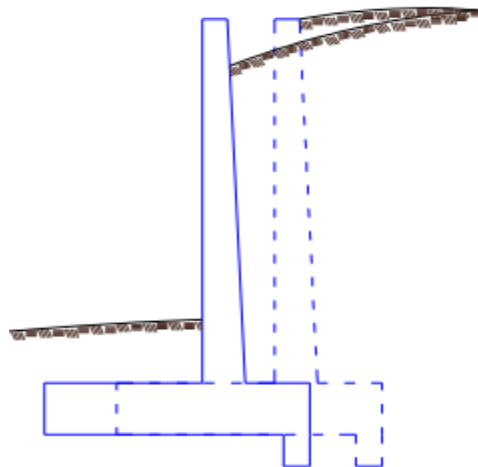
Fuente: Gallegos C., (2006)

### 2.22.2 *Deslizamiento del muro*

Es semejante al problema del giro por considerar como un elemento rígido.

**Figura 21**

*Deslizamiento del muro*



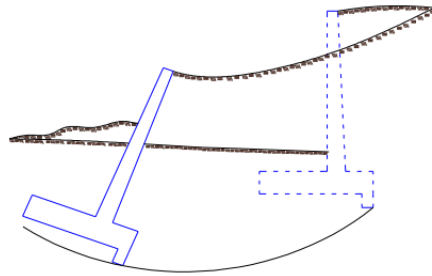
Fuente: Gallegos C., (2006)

### 2.22.3 *Deslizamiento profundo del muro*

Este tipo de problema consiste no solo en el deslizamiento del muro, sino también en su hundimiento y giro del muro, inducidos generalmente por la formación de una superficie de deslizamiento profunda en forma aproximadamente circular. La causa de la formación de esta superficie de falla es la existencia de un estrato de suelo blando en los estratos más inferiores. (Calavera J., 1987)

**Figura 22**

*Deslizamiento profundo*



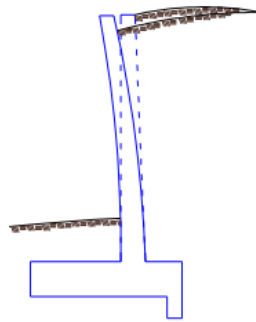
Fuente: (Gallegos C., 2006).

### 2.22.4 *Deformación excesiva del alzado*

Según (Calavera J., 1987) este tipo de falla es muy raro salvo en muros esbeltos.

**Figura 23**

*Deformación excesiva*



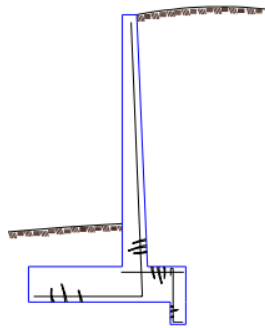
Fuente: (Gallegos C., 2006).

### 2.22.5 *Fisuración excesiva*

Se presenta en todas las zonas de tracción y se trata de una fisuración especialmente grave si su ancho es excesivo, por lo general estas fisuras son de alto riesgo para el acero de refuerzo ya que el terreno en su estado normal está en estado húmedo aparte frente agua lluvia y con sulfatos lo que provocaría una alteración directa al acero por corrosión y como consecuencia genera una inminente falla. Los orígenes de la fisuración son por la excesiva retracción plástica del hormigón al momento de fraguado y variación de temperatura. (Calavera J., 1987)

**Figura 24**

*Fisuración excesiva*



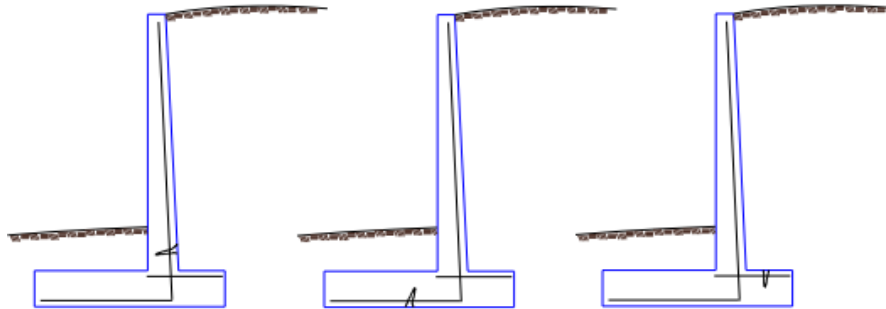
Fuente: (Gallegos C., 2006).

### 2.22.6 *Rotura por flexión*

Las roturas por flexión pueden aparecer tanto en el muro como en la punta de la base o el talón. Como las cuantías en muros suelen ser bajas, los síntomas de pre-rotura sólo son visibles en la cara de tracción que en todos los casos está oculta, por lo que no se conoce los síntomas de falla. (Calavera J.,1987)

**Figura 25**

*Rotura por flexión*



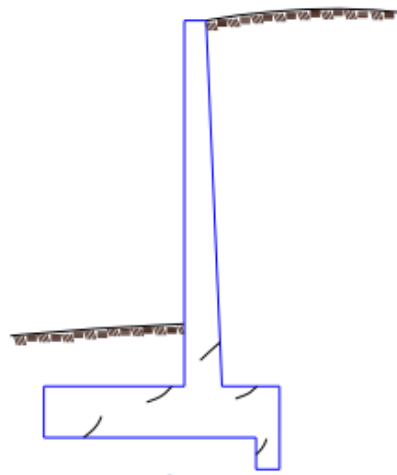
Fuente: Gallegos C., (2006)

### 2.22.7 *Rotura por esfuerzo cortante*

Las roturas por cortante son como los esfuerzos por flexión, estos esfuerzos pueden llevar a la rotura en varias zonas del muro, tanto en la pantalla como en el dentellón, la punta y el talón.

**Figura 26**

*Rotura por corte*



Fuente: Gallegos C., (2006)

## 2.23 Verificación de fallas

### 2.23.1 Estabilidad

Ante la verificación de estabilidad en estructuras de contención se procura analizar las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierra, peso propio, peso del suelo de relleno, cargas y sobrecargas con la finalidad de reajustar la estabilidad al volcamiento y deslizamiento, así como las presiones de contacto suelo – base de cimentación y la resistencia de los elementos estructurales. (Torres Belandria, 2008)

#### 2.23.1.1 Estabilidad al volcamiento

Este tipo de falla de estabilidad al vuelco es ocasionado cuando las fuerzas horizontales (empujes) son mayores a los momentos estabilizadores provocados por cargas verticales, esto implicaría que la fuerza resultante cae fuera del tercio medio, por lo cual, los factores de seguridad o estados límites no son adecuados.

Los momentos estabilizadores  $M_e$ , producidos por el peso propio del muro, la masa de relleno situada sobre la cimentación, la contribución si fuera el caso de considerar la presión pasiva y la componente vertical del empuje activo ( $E_a$ ), son los que contribuyen al momento resistente o estabilizadores.

Los momentos volcadores  $M_v$ , son las fuerzas que tienden a volcar el muro por lo cual son los empujes producidos por el relleno, sobrecargas en la superficie del relleno, presión hidrostática y sismo.

$$FSV = \frac{M_e}{M_v} \geq 1.50$$



El factor de seguridad al volcamiento (FSV) según (Braja D., 2002) varían entre 1,50 – 2,00, mientras la Normativa Ecuatoriana de la Construcción SE- Geotecnia y Cimentación (NEC-SE-GC) recomienda un valor superior a 3.00, y en condición sísmico  $FSV \geq 1,05$

#### 2.23.1.2 Estabilidad al deslizamiento

Los muros tienen a ser deslizados por efectos de los empujes horizontales causados por el suelo de relleno y sobrecargas. Lo que ocasiona que el muro resista al deslizamiento es el rozamiento que presenta en la interacción base y suelo de cimentación.

El Factor de Seguridad al Deslizamiento (FSD), es igual al cociente entre la división de la fuerza resistente horizontal ( $Fr$ ) y la componente horizontal del empuje activo ( $Fd$ ).

$$FSD = \frac{Fr}{Fd} \geq 1.50$$

La fuerza resistente ( $Fr$ ), son todas aquellas que por gravedad provocan un peso entre estas se encuentra el peso propio del muro o instalaciones y el suelo de relleno sobre la cimentación, esto multiplicado por un coeficiente de fricción  $\mu = \tan(2\phi/3)$  y sumado el empuje pasivo si es adecuado considerarlo.

$$Fr = V * \tan\left(\frac{2\phi}{3}\right) + EHp$$

**Donde:**

$V =$  Fuerza resultante, (kg)

$\phi =$  Angulo de fricción interna del suelo

$EHp =$  Empuje pasivo del suelo, (kg)

Las fuerzas impulsadoras horizontales, son todas aquellas que generan un empuje horizontal activo y estos empujes pueden ser ocasionados por el suelo de relleno, presión hidrostática y sobrecargas. El factor de seguridad contra el deslizamiento recomendado por (Braja M. Das, 2013), (Torres R.,2008) es utilizar un  $FSD \geq 1,50$  y para condición sísmico, el valor suele ser  $FSD \geq 1,05$ .

**Tabla 10**

*Factores de seguridad*

Condición	Factor de seguridad	
	Estático	Pseudo estático
Volcamiento	$\geq 1,5$	$\geq 1,05$
Deslizamiento	$\geq 1,5$	$\geq 1,05$

*Nota.* Valores recomendados, tomados de (Braja M. 2013; Torres R., 2008; NEC-SE-GC).

### 2.23.1.3 Estabilidad por capacidad de carga

En la verificación de la capacidad portante del suelo ( $\sigma_{adm}$ ), esto debe ser superior al esfuerzo de compresión máximo o presión de contacto ( $\sigma_{max}$ ) producto por los esfuerzos de carga y sobrecarga que es transferido al suelo mediante la base del muro.

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{q_{ult}}{FS_{adm}}$$

El valor del factor de seguridad a la falla por capacidad del suelo ( $FS_{adm}$ ), no debe ser menor que tres para cargas estáticas,  $FS_{adm} \geq 3$ , y para cargas dinámicas de corta duración (sismo) no menor que dos,  $FS_{adm} \geq 2$ . (Torres R.,2008)

Cuando toda el área de la base del muro se encuentra teóricamente sujeta a compresión, la fuerza resultante de la presión del suelo originada por las cargas transmitidas por el muro debe

quedar en el tercio medio. Por lo mencionado anteriormente la capacidad portante del suelo de fundación  $\sigma_{adm}$ , no debe ser superada en ningún caso, si resultase que la excentricidad de la fuerza resultante debe superar el sexto de la base, en este caso el diagrama de presión es trapezoidal y se determinan de la siguiente manera. (AASHTO LRFD,2020)

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{V}$$

$$e_x = \frac{B}{2} - X_r$$

Cuando cimenta sobre roca se determinan de la siguiente formula:

Cuando  $e_x \leq \frac{B}{6}$

$$\sigma_{max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6 * e_x}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6 * e_x}{B}\right)$$

**Donde:**

$e_x$  = Excentricidad de la fuerza resultante, (m).

$B$  = Base de la cimentación del muro, (m).

$\sigma_{max}$  = Esfuerzo máximo del diagrama de presión, (kg/m<sup>2</sup>)

$\sigma_{min}$  = Esfuerzo mínimo del diagrama de presión, (kg/m<sup>2</sup>).

Si fuera el caso donde la excentricidad supera el sexto de la base (sale del tercio medio), ya no se encuentra sujeta a compresión toda su base y en este caso el diagrama de presión es triangular. Se acepta que la fuerza resultante coincida con el centro de gravedad del diagrama de presión. (Torres R.,2008)

Cuando  $\frac{B}{6} \leq e_x \leq \frac{B}{2}$

$$\sigma_{max} = \frac{2 * V}{3 * \left[\left(\frac{B}{2}\right) - e_x\right]}$$

$$\sigma_{min} = 0$$

Cuando se cimenta sobre suelo se determina de la siguiente manera

$$\sigma_{max} = \frac{V}{B - 2 * e_x}$$

**Donde:**

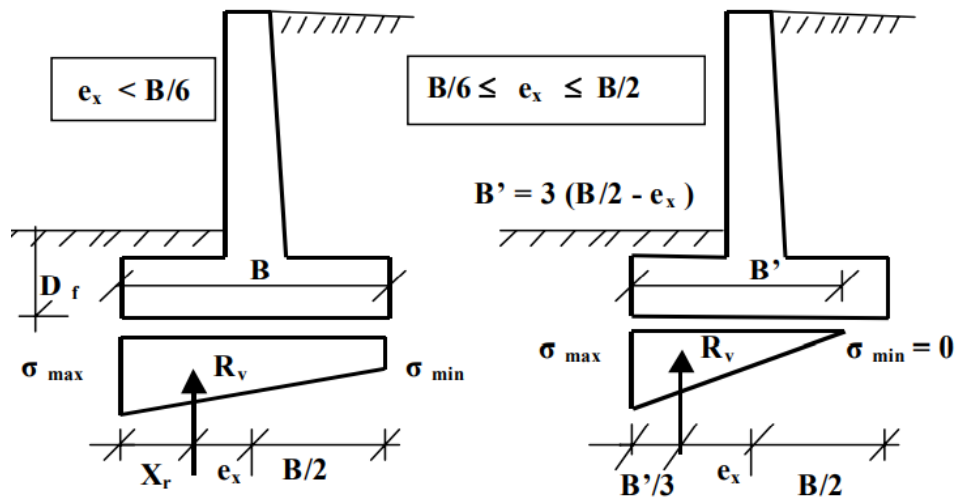
$M_e$  = Momento estabilizador o resistente

$M_v$  = Momento desestabilizador o volcador

$V$  = Fuerza resultante vertical de cargas actuantes sobre el muro

**Figura 27**

*Diagramas de presiones*



*Nota.* Diagramas de presión del suelo acorde a su excentricidad. Fuente: Torres R., (2008).

### 2.23.2 Resistencia interna de la estructura

Las estructuras de contención dependen de su estabilidad y resistencia para soportar las solicitaciones externas, una vez determinado las secciones de equilibrio es de gran importancia verificar los esfuerzos flectores y de corte para poder definir las dimensiones reales de diseño.

Según el reglamento ACI 318-19, en la sección 13 específica para muros de contención en voladizo se deberá diseñar como una losa en una dirección.

#### 2.23.2.1 Verificación de los esfuerzos de corte

Para secciones transversales con refuerzos de corte (estribos), se supone que el hormigón proporciona una parte de resistencia a cortante y el resto proporcionada el refuerzo (acero). Para la verificación sujeta a corte debe estar basado en lo siguiente:

$$\phi V_n = V_c + V_s$$

**Donde:**

$V_c$  = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón.

$V_s$  = Resistencia nominal al cortante proporcionada por medio del refuerzo a corte.

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia.

$\phi V_n$  = Resistencia nominal de diseño a cortante.

Para el caso de muro de contención se acostumbra a despreciar el aporte de cortante del acero de refuerzo, es decir,  $V_s = 0$  y que el cortante solo debe soportar el hormigón.

$$V_u \leq \phi V_c$$

La normativa ACI 318-19, indica que la resistencia al cortante que aporta el hormigón de los elementos que están sujetos solamente a esfuerzos de corte y flexión, se puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$V_c = 0,53 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

**Donde:**

$b_w$  = Ancho unitario de la sección, en cm.

$d$  = Peralte efectivo, en cm.

$f'c$  = Resistencia cilíndrica a compresión del hormigón a los 28 días.

$\lambda$  = Factor de modificación igual a 0,85 para hormigones livianos y 1,0 para hormigones de peso normal.

#### 2.23.2.2 Verificación de los esfuerzos a flexión

De igual manera que el corte la resistencia a flexión de la sección transversal del elemento debe satisfacer lo siguiente:

$$M_u \leq \phi M_n$$

**Donde:**

$M_u$  = Momento flector último en la sección.

$\phi M_n$  = Momento nominal de diseño de la sección.

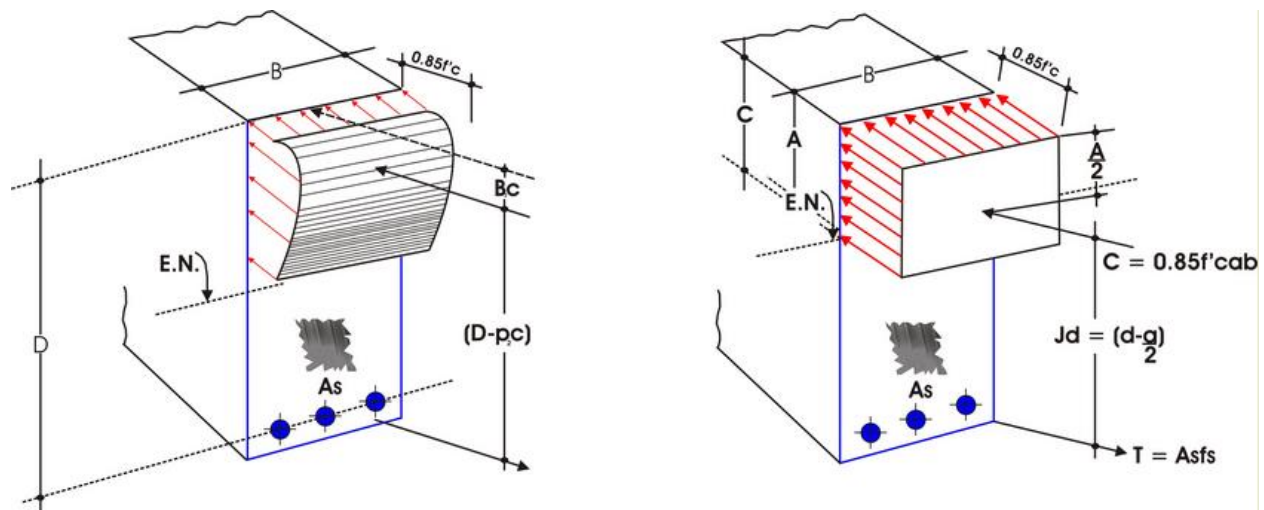
$\phi = 0,9$  Factor de reducción de resistencia a flexión

En estructuras que estén sujetas a esfuerzos de flexión y compresión, el reglamento ACI 318-19 en el capítulo 22 establece dos condiciones fundamentales para determinar su resistencia que es el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones unitarias.

Para este tipo de diseño de sección rectangulares, T o L, ACI incorpora el método de Whitney que corresponde en el reemplazo del diagrama de esfuerzo deformación del hormigón a un bloque rectangular con un comportamiento aproximado equivalente.

**Figura 28**

*Método de distribución uniforme de Whitney*



*Nota:* Descripción de las fuerzas internas en una sección rectangular. Fuente: Cesar H, (2020).

Las deformaciones en el refuerzo y el hormigón se supone que es directamente proporcional a la distancia del eje neutro. La deformación unitaria utilizable en las fibras sometidas a compresión del hormigón es a  $\epsilon_c = 0,003$ .

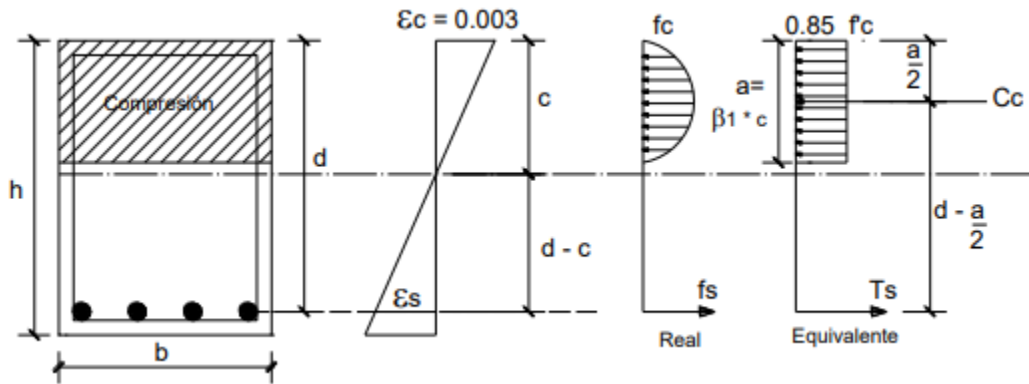
La deformación unitaria del acero ( $\epsilon_y$ ) es la relación  $F_y/E_s$  y para cuando:

$$\epsilon_s < \epsilon_y \quad \text{Comportamiento Elástico} \quad f_s = \epsilon_s * E_s < F_y$$

$$\epsilon_s \geq \epsilon_y \quad \text{Comportamiento Plástico} \quad f_s = \epsilon_s * E_s \geq F_y \quad f_s = F_y$$

**Figura 29**

*Diagramas equivalentes de Whitney*



*Nota:* Distribución de esfuerzos uniformes equivalente. Fuente: (Lucero F.; Pachacama E.; Rodríguez W.; 2012).

El factor  $\beta_1$  define la profundidad del bloque equivalente de compresión ( $a$ ) y esto que depende de la resistencia de compresión del hormigón.

$$0,65 \leq \beta_1 = 1,05 - \frac{f'c}{1400} \leq 0,85$$

$$\beta_1 = 0,85$$

Por equilibrio de fuerzas internas se obtiene:

$$Cc = Ts$$

$$0,85f'c * a * b = As * Fy$$

$$a = \frac{As * Fy}{0,85f'c * b}$$



Su momento nominal resistente de la sección cuando se falla es por tensión, se determina de la siguiente manera:

$$Mn = As * Fy * (d - \frac{a}{2})$$

**Donde:**

$As$  = Área de acero de refuerzo, en (cm<sup>2</sup>).

$Fy$  = Resistencia de fluencia del acero, en (kg/cm<sup>2</sup>).

$a$  = Profundidad del bloque de esfuerzo de Whitney, en (cm).

### **Tipos de falla del refuerzo**

Si un elemento de hormigón armado falla por flexión, podría haber fallado por las siguientes causas:

#### **Falla por tensión**

Esto ocurre cuando el acero de refuerzo alcanza su resistencia de fluencia antes que el hormigón alcance su resistencia máxima de compresión de diseño ( $0,85f_c$ ) para su deformación unitaria 0,003.

$$fs = Fy$$

#### **Falla por compresión**

Esto ocurre cuando el hormigón alcanza su resistencia máxima de compresión de diseño  $0,85f_c$  antes que el acero fluya. Por lo cual el acero estaría en su rango elástico.

$$fs < Fy$$

$$Mn = 0,85 * f'c * a * b * (d - \frac{a}{2})$$

### **Falla balanceada**

Este tipo de falla es cuando el acero de refuerzo alcanza al punto de fluencia y seguido el hormigón alcanza su resistencia máxima de compresión de diseño  $0,85f'c$  para su deformación unitaria 0,003.

$$fs = Fy$$

$$Mn = 0,85 * f'c * a * b * (d - \frac{a}{2})$$

### **Cuantía balanceada y máxima**

Las cuantías sirven para realizar un diseño dúctil de los elementos sujetos a flexión, su objetivo es generar seguridad a la estructura y evitar daños violentos repentidos del hormigón en compresión, la cuantía máxima nos proporcionara una advertencia suficiente antes de la falla mediante agrietamientos visibles. Por lo cual el reglamento ACI limita la cuantía máxima ( $\rho_{max}$ ) donde jamás debe exceder 0,75 veces la cuantía balanceada ( $\rho_b$ ) con la finalidad de limitar un comportamiento dúctil. Para un diseño extra dúctil o por condición sísmica la ( $\rho_{max}$ ) 0,50 veces la ( $\rho_b$ ).

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{Fy} \left[ \frac{6120}{6120 + Fy} \right]$$

## Cuantía mínima

Las secciones sujetas a flexión la cuantía ( $\rho$ ) proporcionado no debe ser menor el que especifica en ACI 318-08 capítulo 14

**Tabla 11**

*Cuantías mínimas del refuerzo vertical y horizontal*

<b>Refuerzo vertical, <math>\rho_L</math></b>	
<b><math>\rho</math> mínimo</b>	<b>Descripción</b>
0,0012	Para barras corrugadas no mayores que 16mm de diámetro con <b>Fy</b> no menor que 420MPa.
0,0015	Barras corrugadas mayores a 16mm de diámetro.
<b>Refuerzo horizontal, <math>\rho_T</math></b>	
0,0020	Para barras corrugadas no mayores que 16mm de diámetro con <b>Fy</b> no menor que 420MPa.
0,0025	Barras corrugadas mayores a 16mm de diámetro.

Elaborado por: Los autores mediante de ACI 318-08.

## Cuantía por temperatura y contracción

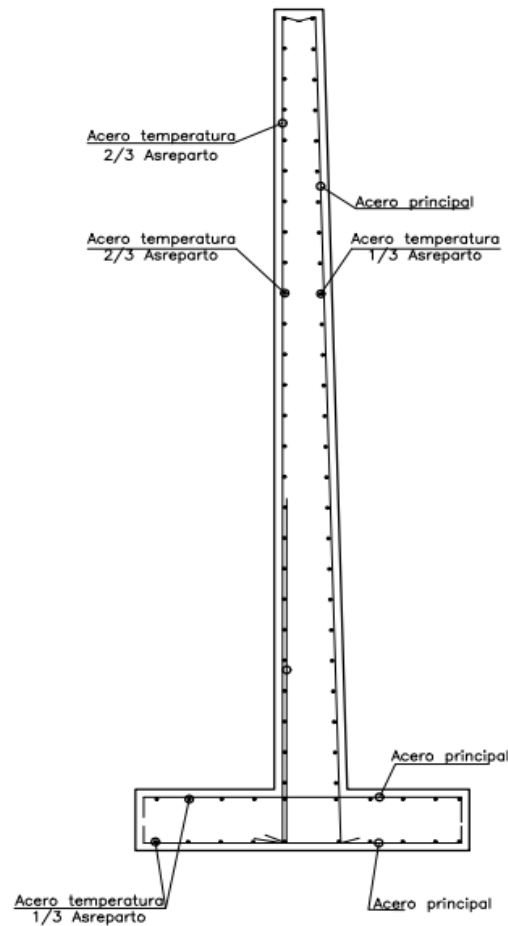
Para muros de contención que tienen espesores mayores a 25 cm, se requiere colocar acero de refuerzo en cada dirección en las dos caras de la pantalla. Esta verificación del acero perpendicular al refuerzo principal que tiene como función disminuir el agrietamiento y sostener el refuerzo principal con el fin de garantizar que trabaje como se supone en el diseño.

Esto consiste en colocar de  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{2}{3}$  de la cuantía mínima total requerido en ambas direcciones en la parte externa del muro y con una separación no menor a 5 cm ni a más del  $\frac{1}{3}$  del espesor del elemento. En la superficie interna se coloca el resto del refuerzo  $\frac{1}{3}$  en la dirección perpendicular al acero principal, esto debe colocarse no menor a 2 cm ni a más de  $\frac{1}{3}$  del espesor del elemento.

De manera tradicional se acostumbra a tomar una cuantía de reparto de 0,0020 a 0,0025 dependiendo del criterio profesional y realizará el reparto de la cuantía acero de temperatura.

**Figura 30**

*Distribución de acero de temperatura*



Elaborado por: Los autores.

### 2.23.3 Verificación del agrietamiento

Todos los elementos de hormigón excepto las losas, donde la tensión de la sección transversal excede el 80% del módulo de ruptura se debe dimensionar de manera que la condición de carga para el estado límite de servicio (Serquén, 2022), el acero de refuerzo de la capa más cercana a la cara de tensión no este separado más de:

$$S \leq \frac{125000 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2 * d'$$

**Donde:**

$$\beta_s = 1 + \frac{d'}{0,7 * (h - d')}$$

$$f_{ss} = \frac{M_s}{jd * A_s}$$

$$jd = d - \frac{Y_{EN}}{3}$$

- $\gamma_e =$  Factor de exposición
- $\gamma_e = 1,00$  Clase 1, cuando las grietas son tolerables por reducir las.
- $\gamma_e = 0,75$  Clase 2, zonas con altos esfuerzos y las grietas aumentan.
- $d' =$  Espesor del recubrimiento del hormigón medido desde la cara de tensión hasta el centro del refuerzo de flexión, en cm.
- $f_{ss} =$  Esfuerzo de tensión en el refuerzo de acero para el estado límite de servicio, kg/cm<sup>2</sup>.
- $Y_{EN} =$  Eje neutro de la sección transformada, en cm.

## 2.24 Tipos de reforzamiento

## 2.25 Evaluación de estructuras existentes

Si existiera duda respecto a la resistencia de una parte o toda la estructura ACI 318 sugiere realizar una evaluación si cumple con los requisitos de seguridad de los reglamentos de cada país. Esto consiste en la comparación de analítica de resistencia.

Las dimensiones y propiedades de los materiales que se requiere para la evaluación serán obtenidos de planos o dimensiones reales en las secciones críticas del elemento y si fuera el caso deficiente determinar la resistencia o no sea posible obtener las dimensiones reales y propiedades, ACI 318 en capítulo 20 propone realizar una prueba de carga.

### Objetivo del reforzamiento

Los mecanismos de reforzamiento en estructuras se dan cuando se tiene la necesidad de rehabilitar, restaurar y evitar catástrofes mediante el incremento de resistencia, entre las causas más usuales son las siguientes:

- Errores constructivos
- Diseño deficiente
- Incremento de sobrecargas
- Cargas no previstas
- Adecuación sísmica
- Cambios de especificaciones
- Mejoramiento de la capacidad de servicio
- Impacto de vehículos
- Modificación estructural, etc.

### 2.25.1 *Incremento de secciones estructurales y no estructurales*

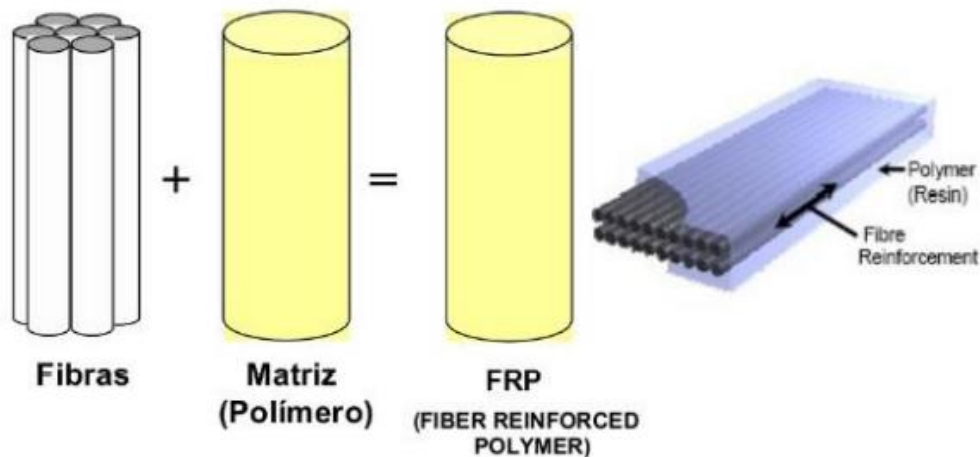
Este tipo de mecanismo de reforzamiento planteado para muros de contención es cuando presenta inestabilidad estructural, por el cual, la solución más rigurosa es el incremento de las secciones de los elementos estructurales. Para problemas de capacidad del suelo la única solución factible y rigurosa es el aumento de la base y si está acompañado por volcamiento o deslizamiento el aumento es muy favorable en el talón, ante la inestabilidad se podría introducir elementos no estructurales y estructurales para el incremento de estabilidad al volcamiento y deslizamiento.

### 2.25.2 *Revestimiento de láminas de fibras de carbono (CFRP)*

Reforzamiento mediante láminas de fibras de carbono (FRP), es un material compuesto de fibras en una resina polimérica. Este sistema ha emergido en el reforzamiento y rehabilitación a nivel mundial, la guía de diseño que gobierna el diseño es ACI 440 y esto se debe por presentar más ensayos de investigación.

**Figura 31**

*Compuestos de FRP*



Fuente: ACI Document 440.2R-08

Las ventajas que ofrece este sistema FRP:

- Tiene poco peso, permitiendo facilidad en el transporte.
- Muy resistente a la tracción.
- Resistente a la fatiga.
- Es resistente a la corrosión y a la exposición atmosférica.
- La instalación es relativamente sencilla, pero requiere de un ingeniero y personal totalmente capacitado por los mismos fabricantes, ya que algún tipo de preparación, saturación e instalación inadecuada podría llevar a una falla prematura del sistema FRP.
- Mantenimiento prácticamente nulo.
- No modifica la arquitectura o secciones de los elementos reforzados.

El empleo de este sistema de reforzamiento se ha evidenciado en vigas, losa, columnas, muros de corte, placas, puentes, alcantarillas, pilotes de muelles y entre otras estructuras. Por el cual en muros de contención no existe una evidencia de su utilización. En el presente trabajo el sistema será aplicativo para el incremento de resistencia a flexión. La base de cálculo y recomendaciones generales de diseño serán a través de ACI (440.2R-17).

#### 2.25.2.1 Requerimiento de diseño

##### Límite de resistencia

Este lineamiento inicial sin reforzamiento de CFRP, consiste en verificar que la estructura o elemento por reforzar presenta la suficiente resistencia para soportar una razonable carga sin colapsar, esto se prevé por el caso donde el sistema FRP este dañado, mal instalado o retirado por vandalismo, etc. La recomendación de ACI 440 propone que la resistencia del elemento existente sea la suficiente para soportar el nivel de carga descrito.

$$(\phi Rn)_{existente} \geq (1.1S_{DL} + 0,75S_{LL})_{nueva}$$



**Donde:**

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia.

$Rn$  = Resistencia nominal de la sección transversal de algún elemento.

$S_{DL}$  = Solicitación por carga permanente.

$S_{LL}$  = Solicitación por carga variable.

La recomendación del comité ACI es verificar que la estructura existente presente la resistencia adecuada para soportar un rango de resistencia al fuego, ya que el sistema FRP tiene baja resistencia al fuego. Para el caso de muros de contención no es tan necesario cumplir esta condición si el FRP se encuentra en el interior.

$$(\phi Rn)_{existente} \geq (S_{DL} + S_{LL})_{nueva}$$

**Selección del tipo de refuerzo FRP**

El profesional titulado debe seleccionar a través del comportamiento conocido, por su experiencia o capacitación del sistema en las condiciones de servicio anticipadas.

Las condiciones ambientales afectan de manera única a las resinas y fibras de varios sistemas, bajo la exposición a ciertos entornos como la alcalinidad, agua salada, productos químicos, luz ultravioleta, altas temperaturas, alta humedad. Estos sistemas FRP se van degradando y afecta a sus propiedades mecánicas. Por lo cual para el diseño se deberá tomar en cuenta esta degradación por exposición ambiental.

**Propiedades de los materiales en el diseño**

Cada proveedor del sistema de reforzamiento dispondrá una ficha técnica donde presentara las propiedades del material, como la resistencia a tracción última, deformación unitaria, módulo de elasticidad entre otros, estas propiedades no son afectadas por la exposición a largo plazo a las condiciones de exposición en caso donde el proveedor indique lo contrario.

Las propiedades que se requieren para el diseño del sistema deben considerar las condiciones de exposición que se realiza a través de un factor de reducción ambiental " $C_E$ ".

**Tabla 12**

*Factor de reducción ambiental,  $C_E$ .*

Condición de exposición	Tipo de fibra y resina	Coefficiente reductor
Exposición interior	Carbono/Epóxico	0,95
	Vidrio/ Epóxico	0,75
Exposición exterior (Puentes, muelles, garajes abiertos)	Aramida/ Epóxico	0,85
	Carbono/Epóxico	0,85
	Vidrio/ Epóxico	0,65
Entornos agresivos (plantas químicas y plantas de tratamiento)	Aramida/ Epóxico	0,75
	Carbono/Epóxico	0,85
	Vidrio/ Epóxico	0,50
	Aramida/ Epóxico	0,70

*Nota.* Factores de reducción en función de su exposición ambiental. Fuente: ACI 440.2R-17

La resistencia a la tracción de diseño se determina utilizando el factor de reducción ambiental.

$$f_{fu} = C_E * f_f$$

**Donde:**

$f_f$  = Resistencia a la tracción del sistema FRP obtenido por el proveedor, en  $kg/cm^2$ .

De igual manera, la deformación de ruptura de diseño.

$$\varepsilon_{fu} = C_E * \varepsilon_f$$

**Donde:**

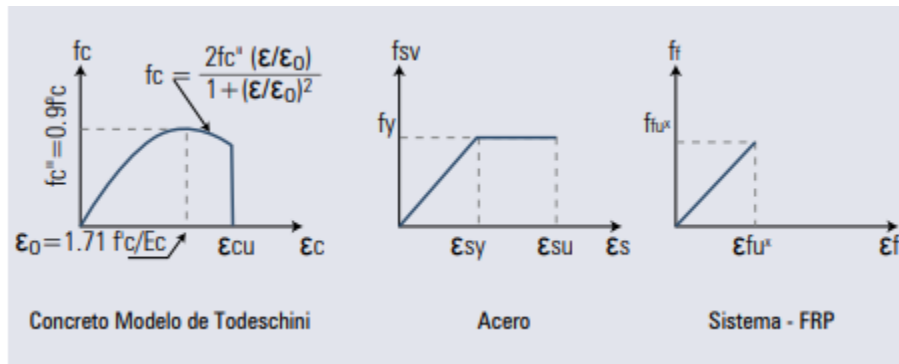
$\varepsilon_f$  = Deformación de ruptura del sistema FRP obtenido por el proveedor, en  $cm/cm$ .

Este tipo de sistema tiene un comportamiento elástico lineal hasta el fallo, por lo cual se puede obtener el módulo de elasticidad a través de la ley de Hooke. Por la expresión del módulo de elasticidad  $E_f$  se puede apreciar que no es afectado por las condiciones de entorno. En este caso será el mismo valor inicial obtenido por el proveedor.

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}}$$

**Figura 32**

*Comportamiento de las propiedades de los materiales*



Fuente: Baca William, (2008)

### Filosofía de diseño

Se basan en principios de diseño de estados límite. Este enfoque establece niveles aceptables de seguridad para la aparición de estados límite de capacidad de servicio (deflexiones excesivas y agrietamiento) y estados límite finales (falla, ruptura por estrés y fatiga). Al evaluar la resistencia nominal de un miembro, deben evaluarse los posibles modos de falla y las deformaciones y tensiones posteriores en cada material. Para evaluar la capacidad de servicio de un miembro, se pueden utilizar principios de ingeniería, como cálculos de secciones transformadas utilizando proporciones modulares, (ACI 440.2R-17).

Los sistemas de refuerzo de FRP deben diseñarse de acuerdo con los requisitos de resistencia y capacidad de servicio de ACI 318 y utilizando los factores de resistencia. Los factores de reducción adicionales aplicados a la contribución del refuerzo de FRP se recomiendan en ACI440.2R-17.

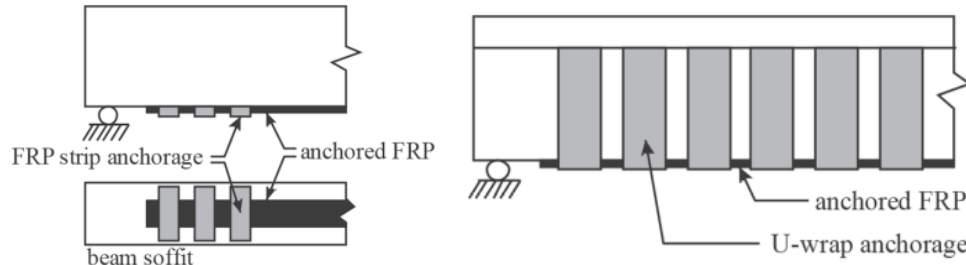
$$\phi R_n \geq R_u$$

## Criterios para el refuerzo a flexión

Para el incremento de resistencia las láminas de fibras de carbono deben ser colocadas paralelas al refuerzo a tracción, las fibras colocadas se podrían mejorar y evitar la falla más frecuente que ocurre en este sistema FRP por delaminación del recubrimiento del hormigón y despegue del FRP la guía recomienda utilizar un refuerzo en las partes externas del elemento.

**Figura 33**

*Reforzamiento al refuerzo a flexión*



Fuente: ACI 440.2R-17.

Para el diseño de la sección de hormigón armado reforzados con FRP unido se puede determinar su resistencia final en función de la compatibilidad de deformación, el equilibrio de la fuerza interna y el modo de control de falla.

## Modos de falla

Así como en las secciones de hormigón armado sin FRP se originan tres modos de fallas, pero en la incorporación del refuerzo FRP se originan en total 5 modos de fallas de estos depende la resistencia a flexión de la sección.

**Falla 1:** Aplastamiento del hormigón a compresión antes de la fluencia del acero de refuerzo.

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$$

Se supone que el aplastamiento del hormigón se produce si la tensión compresiva en el hormigón alcanza su tensión máxima utilizable.

**Falla 2:** Fluencia del acero en tensión seguido por la rotura del FRP.

Se supone que la ruptura del FRP unido externamente ocurre si la deformación en el FRP alcanza su deformación de ruptura de diseño

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{fu}$$

$$f_s = f_{fu}$$

**Falla 3:** Fluencia del acero en tensión seguido al aplastamiento del hormigón, sin falla del refuerzo externo FRP.

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$$

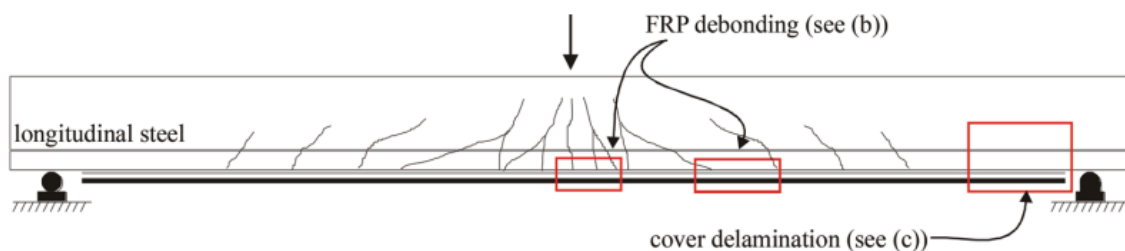
$$f_s = f_{fu}$$

**Fallas 4:** Delaminación del recubrimiento de hormigón debido al fallo cortante/tensión.

Esto ocurre cuando el recubrimiento no soporta las tensiones del FRP, esta falla no influye por las grietas.

### Figura 34

*Detalle indicativo del modo de falla por delaminación y despegue del FRP*



Fuente: ACI 440.2R-17.

**Falla 5:** Desprendimiento o despegue del FRP del elemento.

Ocurre cuando se produce grietas excesivas por el incremento de esfuerzos a flexión y corte. Para evitar un modo intermedio de fallo de despegue inducido por grietas, la tensión efectiva en el refuerzo de FRP debe limitarse a la deformación a la que puede producirse el desprendimiento,  $\varepsilon_{fd}$ .

$$\varepsilon_{fd} = 0,129653 \sqrt{\frac{f'c}{n * E_f * t_f}} \leq 0,9\varepsilon_{fu} \quad \left(\frac{kg}{cm}\right)$$

La tensión efectiva de diseño es menor que la tensión de ruptura, por la cual el despegue controla el diseño, caso contrario será lo invertible.

**Donde:**

$n$  = Número de capas de FRP.

$t_f$  = Espesor del elemento FRP, cm.

$$\varepsilon_{fd} = \min \left( 0,129653 \sqrt{\frac{f'c}{n * E_f * t_f}}; 0,9\varepsilon_{fu} \right)$$

El modo de falla que frecuentemente es deseado para el diseño suele ser el modo falla 2 o 3.

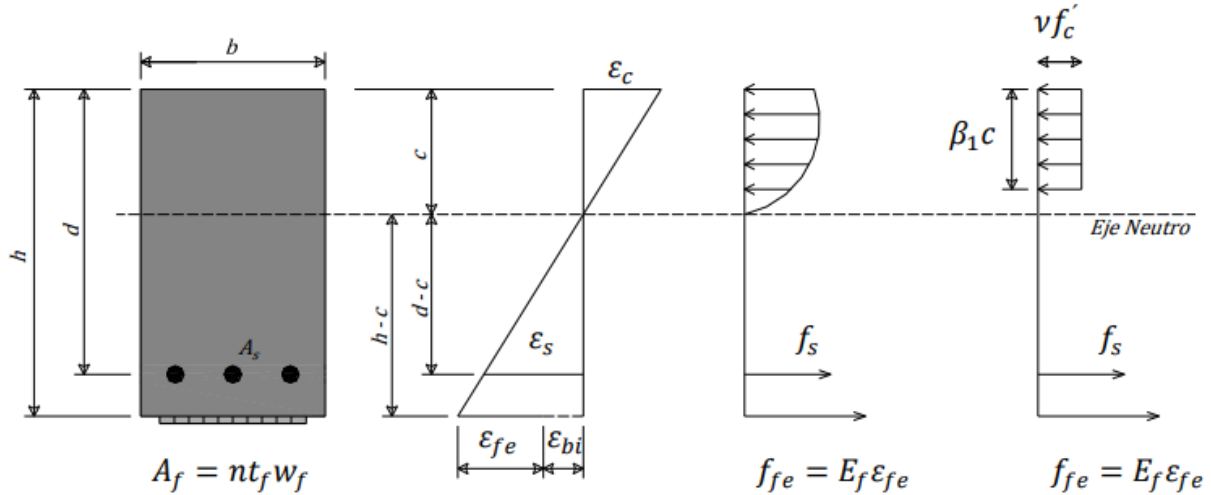
### **Deformación inicial en el instante de colocar el FRP**

Al elemento que se aplicará el FRP se tensará producto a las cargas e incluso por su peso propio. Por lo que se originan deformaciones iniciales ( $\varepsilon_{bi}$ ) y estas deben excluirse de la deformación del FRP.

Para determinar la deformación inicial de la sección existente ACI440.2.-17 en el capítulo 10.2, menciona que se puede determinar a través de un análisis elástico, considerando todas las cargas que estarán sobre el elemento durante la instalación del FRP. El análisis elástico se basa en las propiedades de la sección agrietada.

**Figura 35**

*Distribución interna de tensiones y deformaciones de una sección reforzada.*



Fuente: Molina J.; (2012)

$$B = \frac{b}{n_m * A_s}$$

$$r = \frac{(n_m - 1) A_s'}{n_m * A_s}$$

$$c = kd = \frac{\sqrt{2d * B * \left(1 + r * \frac{d'}{d}\right) + (1 + r)^2} - (1 - r)}{B}$$

$$I_{cr} = \frac{b * c^3}{3} + n_m A_s (d - c)^2 + (n_m - 1) A_s' (c - d')^2$$

**Donde:**

$n_m$  = Relación modular,  $E_s/E_c$ .

$A_s$  = Área de acero de refuerzo en zona de tracción.

$A_s'$  = Área de acero de refuerzo en zona de compresión.

$d$  = Peralte efectivo de la sección, medido entre la cara en compresión al centro del refuerzo a tracción.

$d'$  = Recubrimiento medido entre la cara en compresión al centro de refuerzo a compresión.

$c$  = Distancia al eje neutro de la sección agrietada

$I_{cr}$  = Inercia crítica de la sección agrietada.

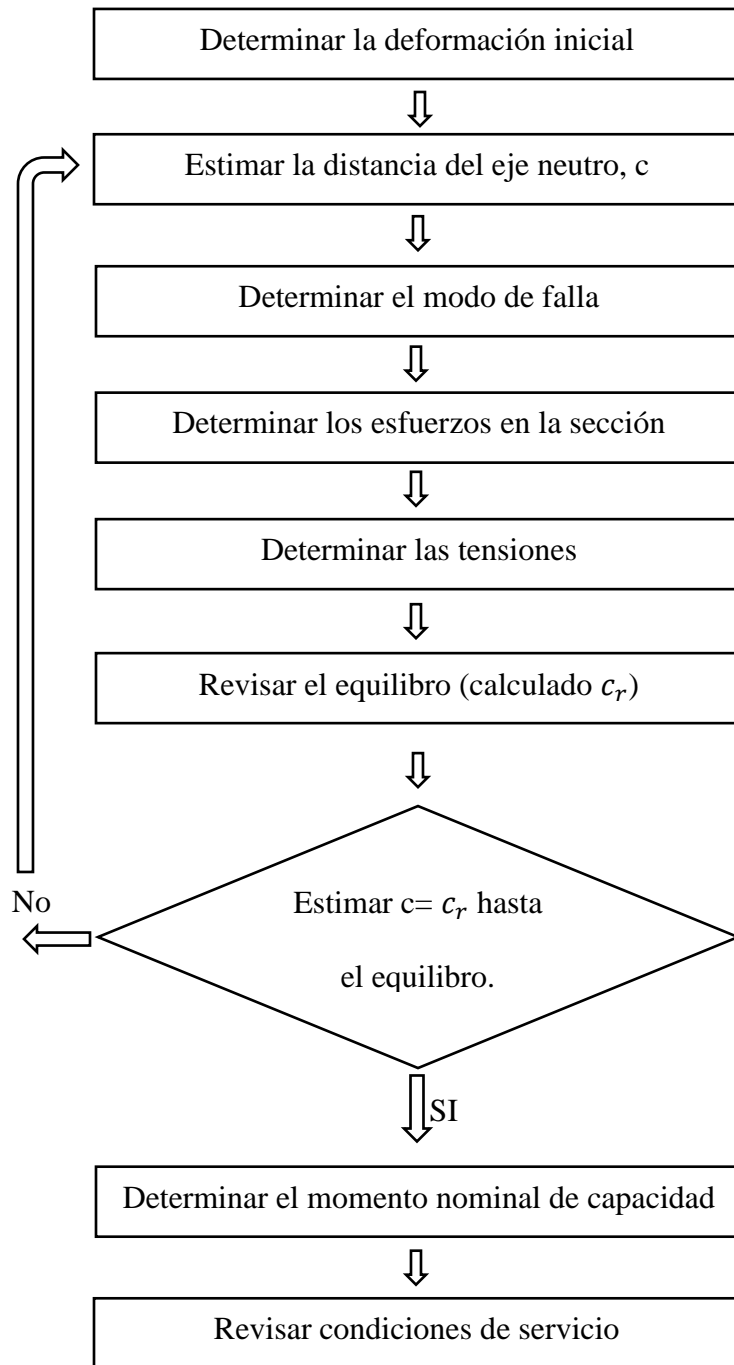
$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_D * (h - c)}{E_c * I_{cr}}$$

### **Estimar la profundidad del eje neutro, $c$ .**

Se debe tener en cuenta que al momento de colocar las láminas refuerzo FRP en la sección, la distancia al eje neutro va a cambiar por lo cual el procedimiento de cálculo es iterativo. Lo primero que se realiza es asumir una profundidad inicial razonable es  $c = 0,2d$  y calcular las deformaciones en cada material mediante la compatibilidad de deformaciones; calcular los esfuerzos en cada material y comprobar el equilibrio de fuerzas internas. Si la resultante de las fuerzas internas no se equilibra se modifica la distancia del eje neutro y este procedimiento se realiza hasta que equilibre las fuerzas internas.



2.25.2.1.1 *Procedimiento de cálculo*



### **Determinar el modo de falla**

Se debe determinar las deformaciones  $\varepsilon_{fd}$ ,  $\varepsilon_{fe}$  y por rotura del FRP para verificar el modo de falla que controla el diseño.

### **Deformación efectiva del FRP**

La tensión máxima que se puede lograr en el refuerzo de FRP se regirá por la tensión desarrollada en el FRP en el punto en que el hormigón aplasta, el punto en el que el FRP se rompe, o el punto en el que el FRP se despega del sustrato.

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{CU} \left( \frac{h - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd}$$

Cuando

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{CU} \left( \frac{h - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd}$$

El aplastamiento del hormigón controla el diseño.

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{CU} \left( \frac{h - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} > \varepsilon_{fd}$$

La ruptura del FRP controla el diseño, por lo cual la tensión del concreto en la falla  $\varepsilon_c$  puede ser menor que 0.003 y se puede calcular usando triángulos similares.

### **Determinación de deformación de cada material**

Una vez encontrada la deformación efectiva del FRP  $\varepsilon_{fe}$ , siendo esta la deformación máxima que puede alcanzar la caga última, se procede a determinar las deformaciones unitarias en los demás materiales a través de la compatibilidad de deformaciones.

Deformación en el concreto

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left( \frac{c}{h - c} \right)$$

Deformación en el acero a tracción existente.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left( \frac{d - c}{h - c} \right)$$

Deformación en el acero a compresión existente.

$$\varepsilon'_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left( \frac{c - d'}{h - c} \right)$$

### **Determinación de esfuerzos**

Esfuerzo en el acero a tracción

$$f_s = \min (E_s * \varepsilon_s; Fy)$$

Esfuerzo en el acero a compresión

$$f'_s = \min (E_s * \varepsilon'_s; Fy)$$

Esfuerzo en la fibra de carbono (FRP)

$$f_{fe} = E_f * \varepsilon_{fe}$$

### **Determinar las tensiones y fuerzas en los materiales**

Tensión en el acero a tracción

$$T_s = f_s * A_s$$

Tensión en el acero a compresión

$$T'_s = f'_s * A_s'$$

Tensión en la fibra de carbono

$$T_f = f_{fe} * A_f$$

Tensión en el concreto en compresión

$$C_c = \beta_1 * \alpha_1 * f'_c * b * c$$

Donde  $\beta_1$  y  $\alpha_1$  depende del modo de falla, entre el aplastamiento del hormigón y rotura del FRP.

- Cuando el modo falla que controla el diseño es por el aplastamiento del hormigón  $\epsilon_c = 0,003$ , es aceptable que se utilice el método de Whitney de ACI 318-19, por lo cual tomaran valores de 0,85 y reducirá  $\beta_1$  respecto a su resistencia de manera lineal.
- Para cuando el modo de falla es por rotura, delaminación o desunión de FRP se produce, el bloque de tensión de Whitney donde dará resultados razonablemente precisos. Se puede también utilizar una distribución de tensión no lineal en el hormigón o un bloque de tensión más preciso apropiado para el nivel de deformación alcanzado en el hormigón en el estado límite máximo.

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\alpha_1 = 0,85$$

### Equilibrio de fuerzas internas

$$\beta_1 * \alpha_1 * f'c * b * c + T'_s = T_s + T_f$$

$$c = \frac{T_s + T_f - T'_s}{\beta_1 * \alpha_1 * f'c * b}$$

### Momento nominal de capacidad

$$\phi Mn = \phi [T_s * \left( d - \frac{\beta_1 * c}{2} \right) + T'_s * \left( \frac{\beta_1 * c}{2} - d' \right) + \psi_f * T_f * \left( h - \frac{\beta_1 * c}{2} \right)]$$

### Factores de reducción de resistencia

$\psi_f = 0,85$  Factor de reducción de resistencia del sistema FRP.

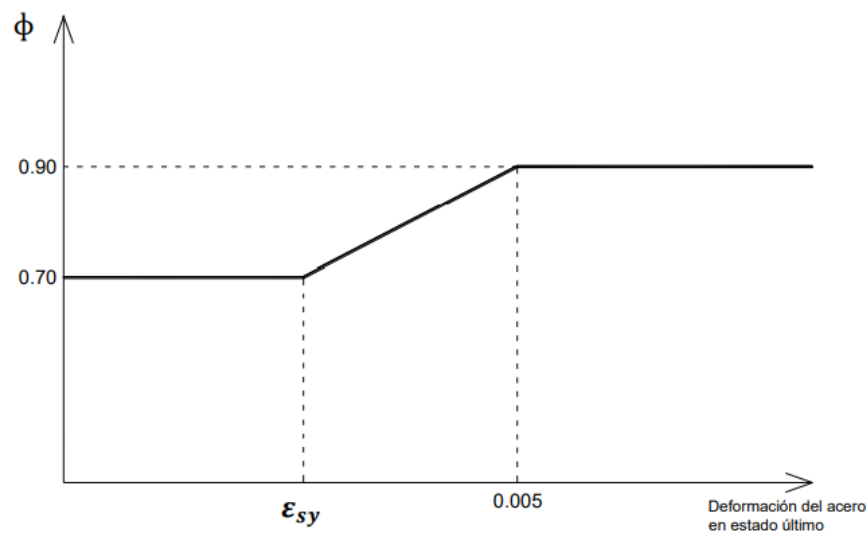
$\phi =$  Factor de reducción de resistencia a flexión e indicativo de la ductilidad.

$$\phi = \begin{cases} 0.90 & \text{for } \epsilon_t \geq 0.005 \\ 0.65 + \frac{0.25(\epsilon_t - \epsilon_{sy})}{0.005 - \epsilon_{sy}} & \\ 0.65 & \text{for } \epsilon_t \leq \epsilon_{sy} \end{cases}$$

El uso del sistema FRP adherido externamente para el refuerzo a flexión reducirá la ductilidad del elemento original. En algunos casos, la pérdida de ductilidad es insignificante. No obstante, a las secciones que experimentan una pérdida representativa en la ductilidad se les debe prestar especial atención. Para mantener un grado suficiente de ductilidad, se debe verificar el nivel de deformación del acero en el estado límite último. Se obtiene ductilidad adecuada si la deformación del acero en el punto de aplastamiento del hormigón o de fallo del FRP, incluyendo delaminación o desprendimiento, alcanza un valor de al menos 0,005. (Molina J., 2012)

**Figura 36**

*Representación gráfica del coeficiente de reducción en función de la ductilidad*



Fuente: Molina J. 2012.

## Capacidad de servicio

La capacidad de servicio de un miembro (deflexiones y anchos de grieta) bajo cargas de servicio debe satisfacer las disposiciones aplicables de ACI 318. El efecto del refuerzo externo de FRP en la capacidad de servicio se puede evaluar utilizando el análisis de sección transformada. Para evitar deformaciones inelásticas de los elementos de hormigón armado con refuerzo de acero y reforzado con refuerzo externo de FRP, deben evitarse que el refuerzo interno de acero existente ceda bajo los niveles de carga de servicio, especialmente para los miembros sometidos a cargas cíclicas. La tensión en el refuerzo de acero bajo carga de servicio debe limitarse al 80 por ciento del límite elástico.

$$f_{s,s} \leq 0,80F_y$$

Además, la tensión de compresión en el hormigón bajo carga de servicio debe limitarse al 60 por ciento de la resistencia a la compresión:

$$f_{c,s} \leq 0,60f'_c$$

La tensión del refuerzo FRP bajo carga de servicio debe limitarse al 0,55 por ciento del límite elástico.

$$f_{f,s} \leq 0,55f_{fu}$$

### Determinación de la tensión del acero bajo cargas de servicio, $f_{s,s}$ .

Se determina a través de un análisis elástico de agrietamiento en la sección de hormigón reforzada y podemos calcular como indica la siguiente expresión:

$$f_{s,s} = \frac{\left[ M_S + \varepsilon_{bi} * A_f * E_f * \left( h - \frac{c}{3} \right) \right] (d - c) * E_s}{A_s * E_s * \left( d - \frac{c}{3} \right) * (d - c) + A_f * E_f * \left( h - \frac{c}{3} \right) * (h - c)}$$

$$c = kd = \frac{\sqrt{2d * B * \left(1 + r * \frac{d'}{d}\right) + (1 + r)^2 - (1 - r)}}{B}$$

$$B = \frac{b}{n_m * A_s}$$

$$r = \frac{(n_m - 1)A_s'}{n_m * A_s}$$

**Determinación de la fuerza de compresión en el hormigón bajo carga de servicio,  $f_{c_s}$ .**

$$f_{c_s} = \frac{f_{s_s}}{E_s} \left( \frac{c}{d - c} \right) * E_c$$

**Determinación de la tensión del refuerzo FRP bajo carga de servicio,  $f_{f_s}$**

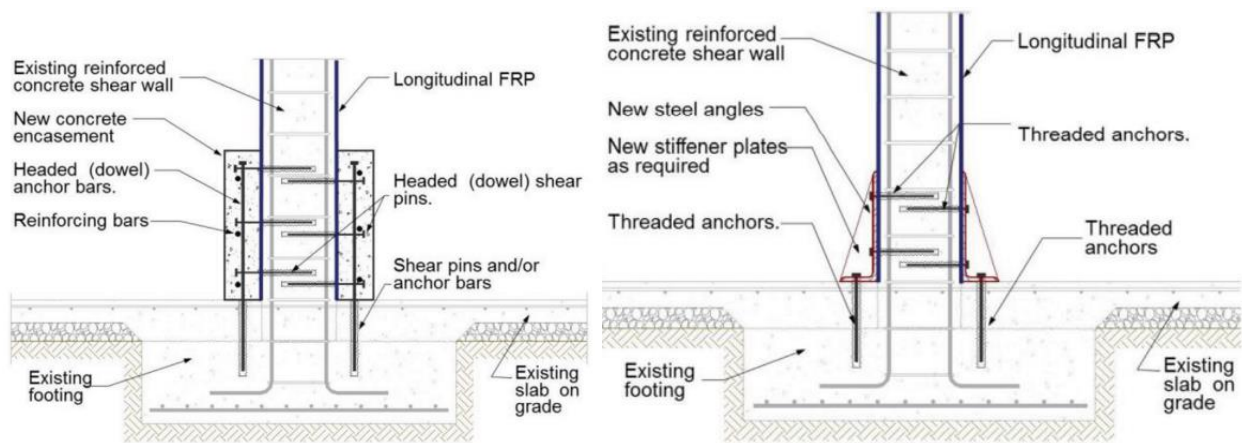
$$f_{f_s} = \frac{f_{s_s} * E_f}{E_s} * \left( \frac{h - c}{d - c} \right) - \varepsilon_{bi} * E_f$$

## Anclaje de muros reforzados a flexión

La guía de diseño ACI440.2R-17 en su capítulo 13.7.2.2 hace referencia el anclaje del refuerzo FRP a flexión, que consiste realizar anclajes al cimiento para la continuidad de la trayectoria de carga y del mismo modo en la pantalla. La guía de diseño plantea dos métodos conceptuales de anclaje en un muro a corte.

### Figura 37

*Métodos de anclajes del FRP a flexión en un muro a corte*



Fuente: ACI 440.2R-17, (cap. 13.7)

### 2.25.3 Construcción de contrafuertes

Este tipo de reforzamiento se propone con la finalidad de contrarrestar los esfuerzos a flexión en la pantalla y base del muro. Aunque generan consideraciones respecto al detalle de los anclajes del contrafuerte.



## **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA**

#### **3.1 Tipo de investigación**

Se utilizará para este proyecto, la investigación aplicada, ya que se busca analizar y verificar posibles fallas y brindar alternativas de reforzamiento, Según Borja Suarez (2012), “Este tipo de investigación es aplicado para proyectos de ingeniería civil que pretenden en conocer, actuar, construir y solucionar una problemática, en base en el sistema de conocimiento descubierto” (p.10). Ajustándose, este tipo de investigación como idónea para el desarrollo del presente proyecto técnico.

#### **3.2 Método de investigación**

El método analítico propuesto en este trabajo nos permite descomponer el objeto de estudio, separándolo en partes, con el propósito de evaluar independientemente sus elementos constitutivos, entendiéndolo a su vez como un todo funcional, para evaluar el diseño y solucionar la incertidumbre en cuanto a la inestabilidad generada por el incumplimiento de los detalles constructivos en cuanto a la colocación del acero de refuerzo en pantalla del muro. Además de contar con la información arrojada por la modelación el software comercial que constituye una reevaluación de la estructura y la consideración de los parámetros del suelo en la estabilidad de talud. Según Pascuas Rengifo (2014), el método analítico “El método de investigación analítico consiste en descomponer el todo en sus partes, con el único fin de observar la naturaleza y los efectos del fenómeno” (p. 21). Concluyendo que este método es el adecuado para el análisis integral del proyecto.

### **3.3 Técnicas o instrumentos para recopilar información**

Para recopilar información se aplicará la técnica de la investigación documental, ya que se analizarán: artículos científicos, artículos académicos, libros, manuales y ensayos del proyecto que abarquen información y/o teoría concerniente a su diseño y desempeño, así como también de las normativas vigentes utilizadas (ACI 318-19, AASHTO LRFD 9th Edition) que determinan sus requerimientos de análisis. Además de contar con los documentos contractuales en los que constan especificaciones técnicas y su proceso constructivo.

### **3.4 Proceso técnico de ingeniería civil**

El análisis geotécnico se basa en el estudio del suelo de relleno, realizando visitas técnicas de campo con la finalidad de obtener muestras alteradas del suelo y para determinar sus características físicas y mecánicas. En el laboratorio se aplicará los ensayos del sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS): contenido de humedad, ensayo de corte directo para un suelo alterado (consolidado - drenado) con el fin de determinar los parámetros inherentes de sus propiedades mecánicas, como la cohesión “c” y ángulo de fricción “ $\phi$ ”.

Se procederá con la solicitud de la documentación requerida que se encuentre al alcance del Departamento de Fiscalización del GAD del cantón Rumiñahui, tales como planos estructurales, especificaciones técnicas, resultados de ensayos de materiales, estudios de suelos, registros fotográficos y libro de obra.

Se determinará las solicitudes a las que estará expuesto el sistema de muros durante su periodo de diseño y se procede a verificar la estabilidad de su estructura, mediante el cumplimiento de los parámetros de resistencia: estabilidad por deslizamiento y volcamiento; además de determinar la capacidad portante del suelo.

Se realizará un análisis de los requerimientos de las normativas y guías de diseño y se procederá al respectivo modelamiento del sistema de muros de contención de voladizo y terraplén de un medio continuo, en los programas comerciales de elementos finitos SAP2000 y MIDAS GTS, para posteriormente identificar los puntos con mayor concentración de esfuerzo y evaluar el comportamiento de la estructura erigida.

Se planteará como alternativa de reforzamiento la colocación de contrafuertes y la colocación de fibras de carbono Sika CarboDurS, sistema de reforzamiento con platinas CFRP de alto desempeño, como una alternativa menos invasiva, con el fin de evitar demoliciones de existir fallas evitando un impacto mayor en el costo de la obra, proyección del tiempo de entrega, contaminación del ambiente y la mala imagen consecuente para el profesional y/o empresa constructora.

Finalmente, se presentará el presupuesto de los nuevos rubros y precios unitarios de la remodelación del proyecto.

## **CAPÍTULO IV**

### **DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

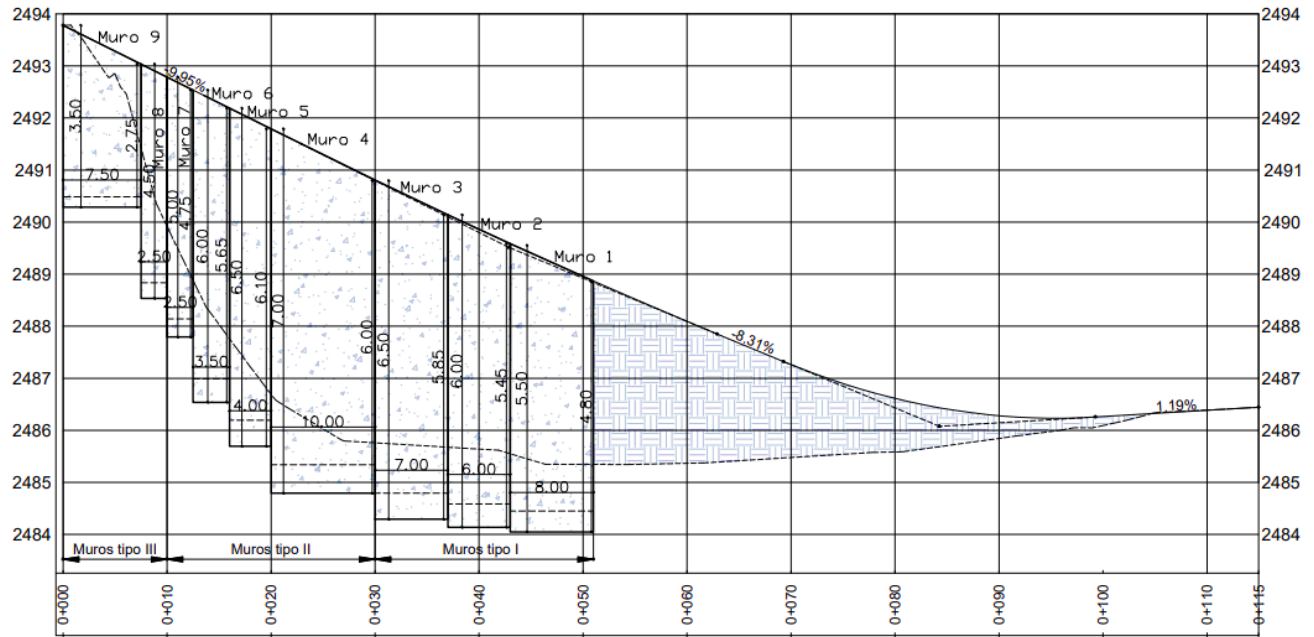
En el presente proyecto contiene un conjunto de nueve muros voladizos que soportan el material de relleno que conforma un terraplén de una vía de bajo tránsito vehicular, como primera parte dicha obra es de gran importancia tanto para las personas que transitan diariamente y al proyectista; por lo mencionado anteriormente se han evidenciado graves problemas constructivos con la colocación del acero de refuerzo en la pantalla de tres muros, sin tubos de drenaje y el desconocimiento de las propiedades mecánicas del suelo de relleno para su respectivo diseño. Estos problemas constructivos la mayoría son causados por falta de experiencia o una desprevisión en la construcción por lo que generan altos riesgos para la población.

Con este trabajo de titulación, se pretende evaluar todo el proyecto considerando todos los efectos posibles que se puedan originar en su vida útil de diseño, y determinar una alternativa de reforzamiento tanto para los muros voladizo y el terraplén si fuera necesario. Dichos reforzamientos no se tiene certeza de ser aplicativos, pero sirve para orientar a futuras investigaciones o trabajos en las que requieran alternativas de reforzamiento para estos tipos de problemas.

En la figura 38 se detalla el perfil longitudinal de los muros con su enumeración y la asignación en tipos para los posteriores análisis.

**Figura 38**

*Perfil longitudinal de muros en voladizo*



*Nota.* Perfil indicativo de la secuencia y agrupación en tipos de muros de altura variable para posterior análisis. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 13**

*Dimensiones de los muros voladizo*

Tipo	Muro	L [m]	Altura libre inicial [m]	Altura libre final [m]	H inicial [m]	H final [m]	Dedo [m]	Talón [m]	Ancho zapata [m]	Ancho pantalla [m]	bo [m]	B [m]
I	1	8,00	3,30	4,00	4,80	5,50	0,85	0,75	0,40	0,45	0,30	2,05
	2	6,00	3,95	4,50	5,45	6,00	0,95	0,95	0,45	0,50	0,30	2,40
	3	7,00	4,35	5,00	5,85	6,50	1,00	1,05	0,50	0,55	0,30	2,60
II	4	10,00	4,50	5,50	6,00	7,00	1,30	1,20	0,55	0,60	0,30	3,10
	5	4,00	4,60	5,00	6,10	6,50	1,05	1,00	0,50	0,55	0,30	2,60
	6	3,50	4,15	4,50	5,65	6,00	0,95	0,95	0,45	0,50	0,30	2,40
	7	2,50	3,25	3,50	4,75	5,00	0,50	0,95	0,35	0,35	0,30	1,80
III	8	2,50	2,75	3,00	4,25	4,50	0,30	0,90	0,30	0,30	0,30	1,50
	9	7,50	1,25	2,00	2,75	3,50	0,00	0,90	0,20	0,20	0,20	1,10

*Nota.* Dimensiones reales de los muros voladizo. Elaborado por: Los autores.

#### 4.1 Descripción de materiales

Con respecto a la calidad del hormigón se obtuvo del ensayo de compresión cilíndrica del hormigón a los 28 días, solicitado por el departamento de fiscalización y ensayo por la Universidad de las Fuerzas Armadas (ESPE) y el resto de las propiedades mecánicas han sido obtenidos a través de su resistencia.

##### **Materiales**

$f'c = 280kg/cm^2$  Resistencia cilíndrica de compresión del hormigón a los 28 días

$\gamma_{HA} = 2400kg/m^3$  Peso unitario del hormigón armado.

$\mu = 0,2$  Coeficiente de Poisson

$\gamma_{HS} = 2320kg/m^3$  Peso unitario del hormigón simple.

$Ec = 12400 * \sqrt{f'c} = 207491,69 \frac{kg}{cm^2}$  Módulo de elasticidad del hormigón

$Fy = 4200kg/cm^2$  Resistencia de fluencia del acero de refuerzo.

#### 4.2 Características geotécnicas del suelo

Frente a las propiedades mecánicas del suelo de cimentación y relleno entre otros, se han obtenido del estudio de suelo llevado a cabo por el GADMUR y ensayos realizados en la Universidad Politécnica Salesiana.

Características geotécnicas del estudio de suelo en la cual se han definido varios parámetros:

- El subsuelo está formado por arenas con limos y gravas.

- El tipo de perfil de suelos es del tipo D.
- La obra se encuentra ubicado en una caracterización de peligro sísmico alto.
- El asentamiento estimado es de 13 mm
- Se recomienda aumentar en un 30% de la capacidad de carga en condición sísmica.
- Presenta un mejoramiento de suelos con subbase clase 3, compactada en capas de 25 cm.
- No se reporta la presencia del nivel freático que pudieran afectar en la estabilidad.
- El suelo de relleno está conformado de grava bien graduada con arena (GW) obtenido de la clasificación SUCS.

#### 4.2.1 *Suelo de cimentación*

Las propiedades y parámetros de corte del suelo de cimentación son obtenidos del estudio de suelo de la entidad contratante, donde se ha realizado un ensayo SPT y ensayo triaxial UU en la investigación del subsuelo.

$\gamma_c = 1630 \text{ kg/m}^3$                       Peso unitario del suelo de cimentación.

$\phi' = 22.25^\circ$                               Ángulo de fricción interna del suelo de cimentación.

$c = 1.1 \text{ ton/m}^2$                               Cohesión del suelo de cimentación.

$q_{adm} = 12.00 \text{ ton/m}^2$                       Capacidad admisible del suelo de cimentación.

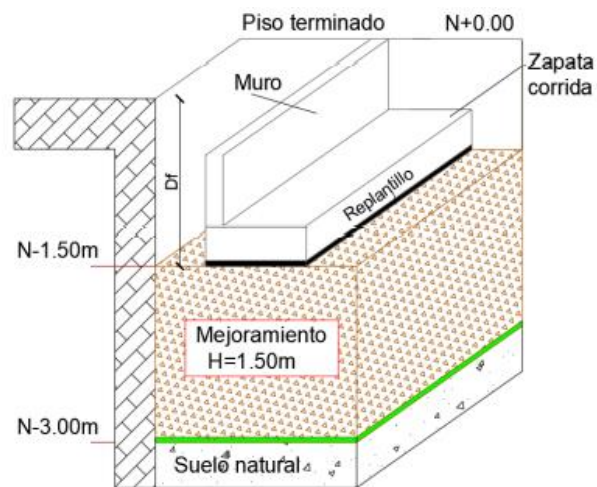
$k_{balasto} = 2.52 \text{ kg/cm}^2$                       Coeficiente de balasto

Parámetros sísmicos en función del tipo de perfil de suelo “E”

- $Z = 0.4g$  Aceleración máxima de sitio
- $Fa = 1.20$  Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.
- $Fd = 1.19$  Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta.
- $Fs = 1.28$  Factor de comportamiento no lineal del suelo

**Figura 39**

*Descripción grafica*



Fuente: Informe del estudio de suelo

#### 4.2.2 *Suelo de relleno*

Del ensayo de clasificación SUCS se ha determinado el tipo de material utilizado como relleno, y como resultado de dicha clasificación se trataría de una grava bien graduada (GW), un material granular perfecto para rellenos en terraplenes.



Los parámetros de corte necesarios para la evaluación han sido obtenidos a través de un remoldeo de la muestra alterada del suelo de relleno y mediante el apisonamiento por capas (ensayo Proctor modificado) se ha procurado igualar lo mejor posible la densidad de campo obtenido del densímetro nuclear con la densidad del suelo alterado en laboratorio. Con el fin de ensayar y aproximarse a un valor real, se ensayaron 3 muestras representativas sin perfecciones para el ensayo de Corte Directo (Consolidado-Drenado) y de esa forma han sido obtenido los siguientes parámetros.

$$\gamma_s = 1886 \text{ kg/m}^3$$

Peso unitario del suelo de relleno.

$$\phi'r = 34.84^\circ$$

Ángulo de fricción interna del suelo del relleno.

$$c = 0 \text{ ton/m}^2$$

Cohesión del suelo de relleno.

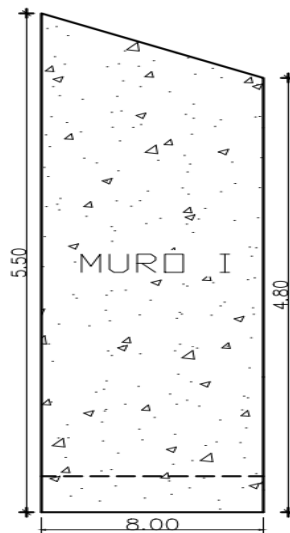
### 4.3 Análisis de fuerzas y sobrecargas

Para realizar la evaluación del proyecto se procede a determinar todos los efectos que se someterá el proyecto durante su vida de diseño, estos se clasifican en cargas y sobrecargas en el cual se desarrollará un ejemplo práctico de la evaluación total y planteamientos de reforzamiento del muro tipo I (muro 1).

Por presentar una geometría irregular en altura del muro, se tomará la altura máxima para la evaluación con el fin de trabajar con los empujes máximos y estar al lado de la seguridad en toda su longitud.

**Figura 40**

*Vista longitudinal del muro 1 (Tipo I)*



*Nota.* Detalle indicativo de la altura irregular del muro 1. Elaborado por: los autores.

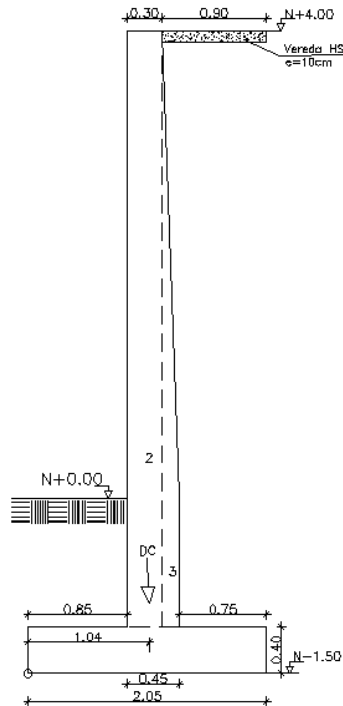
#### 4.3.1 Cargas verticales

Para la determinación de cargas y empujes se realizará para un metro lineal de muro.

#### Peso propio del muro (DC)

**Figura 41**

*Representación gráfica del muro 1*



*Nota.* División del muro en sección conocidas. Elaborado por: Los autores

**Tabla 14**

Cálculo del peso propio del muro

Elemento	Área (m <sup>2</sup> )	DC (kg/m)	Xi (m)	DC*Xi (kg-m/m)
1	0,82	1968,0	1,03	2017,2
2	1,53	3672,0	1,00	3672,0
3	0,38	918,0	1,20	1101,6
$\Sigma=$		6558,0		6790,8

*Nota.* Peso propio y momento estabilizador del muro 1. Elaborado por: Los autores

El peso propio total del muro es la sumatoria del peso de cada elemento dividido.

$$DC_1 = \sum DC_i = 6558,0 \frac{kg}{m}$$

$$X_{cg} = \frac{\sum DC_i * X_i}{\sum DC_i} = \frac{6790,8 \frac{kg \cdot m}{m}}{6558,0 \frac{kg}{m}} = 1,04 m$$

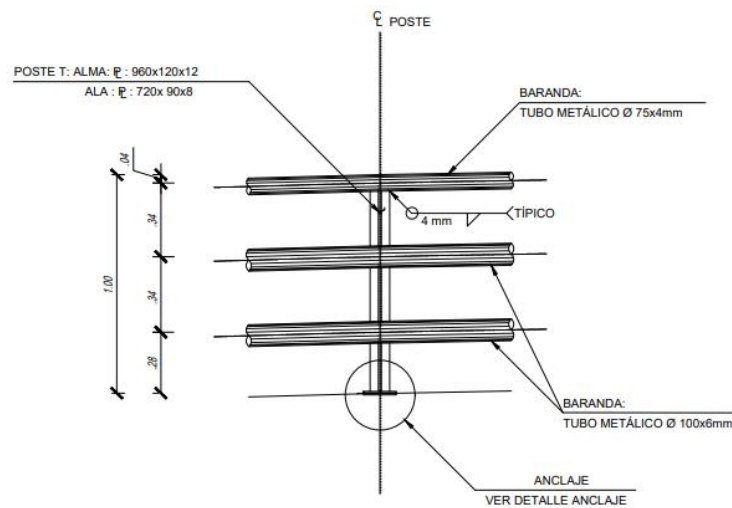
Momento que aporta estabilización al muro (Mr).

$$Mv_{DC1} = \sum DC * X_i = 6790,80 \frac{kg}{m} * m$$

**Peso de barandas (DC)**

**Figura 42**

*Detalle de barandas de seguridad vial*



Elaborado por: Los autores

## Peso de tubos metálicos hueco

$$A_{tubos} = 4435,93 \text{ mm}^2$$

$$P_{tubos} = A_{tubos} * \gamma_{acero} * L = 4435,93 \text{ mm}^2 * 0,0079 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} * 3000\text{mm} = 104,47 \text{ kg}$$

## Poste metálico T

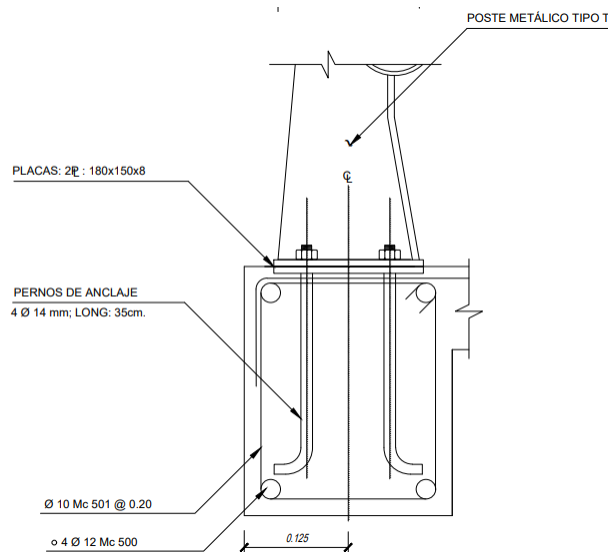
$$V_{poste} = 840,00 \text{ cm}^3 + 518,40 \text{ cm}^3 = 1358,40 \text{ cm}^3$$

$$P_{poste} = V_{poste} * \gamma_{acero} = 1358,40 \text{ cm}^3 * 0,0079 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} = 10,66 \text{ kg}$$

## Placa metálica

### Figura 43

*Detalle de anclaje de barandas antichoque*



Elaborado por: Los autores

$$V_{placa} = 2 * [180mm * 150mm * 8mm] = 432000 \text{ mm}^3$$

$$P_{placa} = V_{placa} * \gamma_{acero} = 432 \text{ cm}^3 * 0,0079 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} = 3,39 \text{ kg}$$

$$DC_2 = \frac{P_{tubos} + P_{poste} + P_{placa}}{L} = 39,50 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

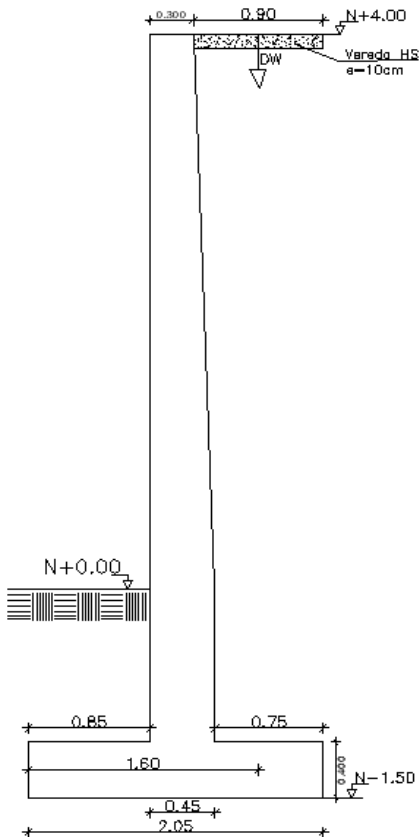
$$X_i = 0,85\text{m} + \frac{0,30\text{m}}{2} = 1,00\text{m}$$

$$Mv_{DC2} = DC_2 * X_i = 39,50 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * \text{m}$$

## Peso propio vertical de vereda (DW)

**Figura 44**

*Detalle de vereda en muro 1*



Elaborado por: Los autores

$$WDW_{vereda} = e_{vereda} * \gamma_{HS} = 0,10 \text{ m} * 2320 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 232 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

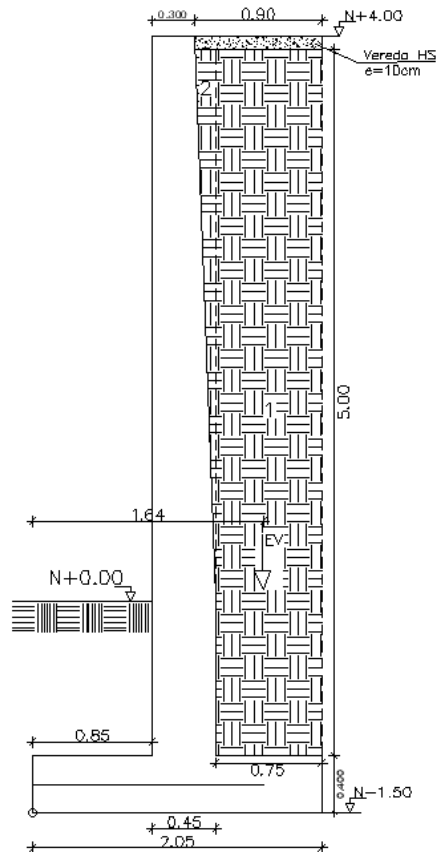
$$DW_{vereda} = WDW_{vereda} * Ancho_{vereda} = 232 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 0,90 \text{ m} = 208,80 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$Mv_{DW} = DW_{vereda} * Xi = 208,80 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 1,60 \text{ m} = 334,08 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * \text{m}$$

## Peso propio del suelo de relleno (EV1)

**Figura 45**

*Detalle del suelo de relleno en muro 1*



Elaborado por: Los autores

$$EV1 = \text{Talón} * H_{\text{suelo}} * \gamma_S = 7073,63 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$EV2 = \frac{(\text{vereda} - \text{Talón}) * H_{\text{suelo}}}{2} * \gamma_S = 707,36 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$EV_1 = 7073,63 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 707,36 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 7780,99 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$



**Tabla 15***Cálculo del peso propio del suelo de relleno*

<b>Elemento</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>EV (kg/m)</b>	<b>Xi (m)</b>	<b>DC*Xi (kg-m/m)</b>
1	3,75	7073,63	1,68	11848,32
2	0,38	707,36	1,25	884,2031
$\Sigma=$		7780,99		12732,53

*Nota.* Fuerzas y momentos estabilizadores producto del suelo relleno muro 1.

Elaborado por: Los autores.

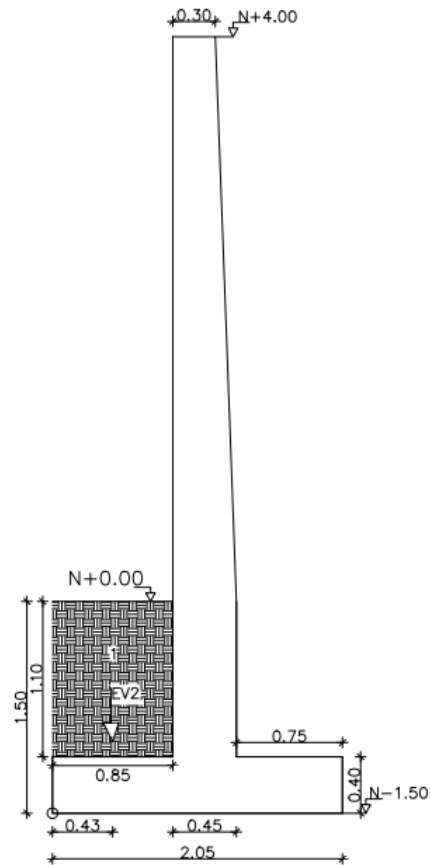
$$X_{EV} = \frac{\Sigma DC * X_i}{\Sigma DC} = \frac{12732,53 \frac{kg}{m} * m}{7780,99 \frac{kg}{m}} = 1,64m$$

$$Mr_{EV1} = 12732,53 \frac{kg}{m} * m$$

## Peso propio del suelo de relleno (EV2)

**Figura 46**

*Detalle del suelo de relleno, en muro 1*



*Nota.* Identificación del suelo de relleno en el intradós. Elaborado por: Los autores

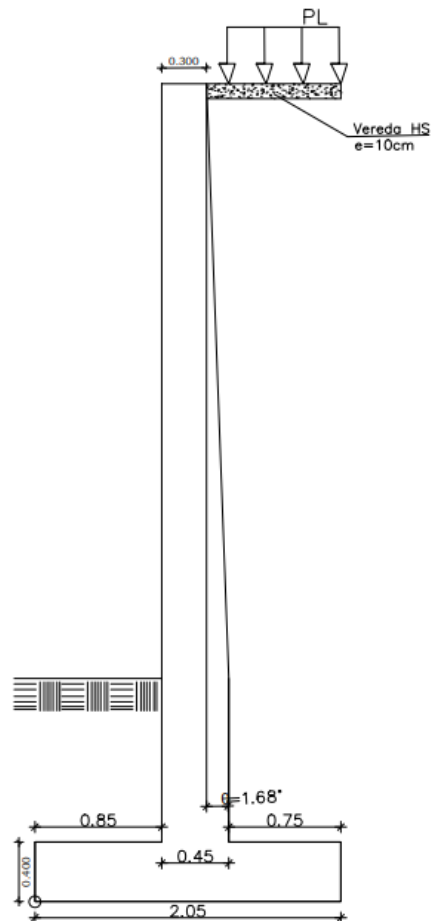
$$EV_2 = \gamma_C * Dedo * \Delta hf = 1630 \frac{kg}{m^3} * 0,85m * 1,10m = 1524,05 \frac{kg}{m}$$

$$Mv_{EV2} = EV_2 * \frac{Dedo}{2} = 1524,05 \frac{kg}{m} * \frac{0,85m}{2} = 647,72 \frac{kg}{m} * m$$

## Sobrecarga peatonal (PL)

**Figura 47**

*Detalle de S/C viva peatonal*



Elaborado por: Los autores

Para la consideración de la carga peatonal AASHTO LRFD, (2020) establece una carga peatonal

de  $366 \frac{kg}{m^2}$  cuando se tiene veredas con ancho superiores de 60 cm.

$$PL = 366 \frac{kg}{m^2} * (0,15m + 0,75m)$$

$$PL = 329,4 \frac{kg}{m}$$

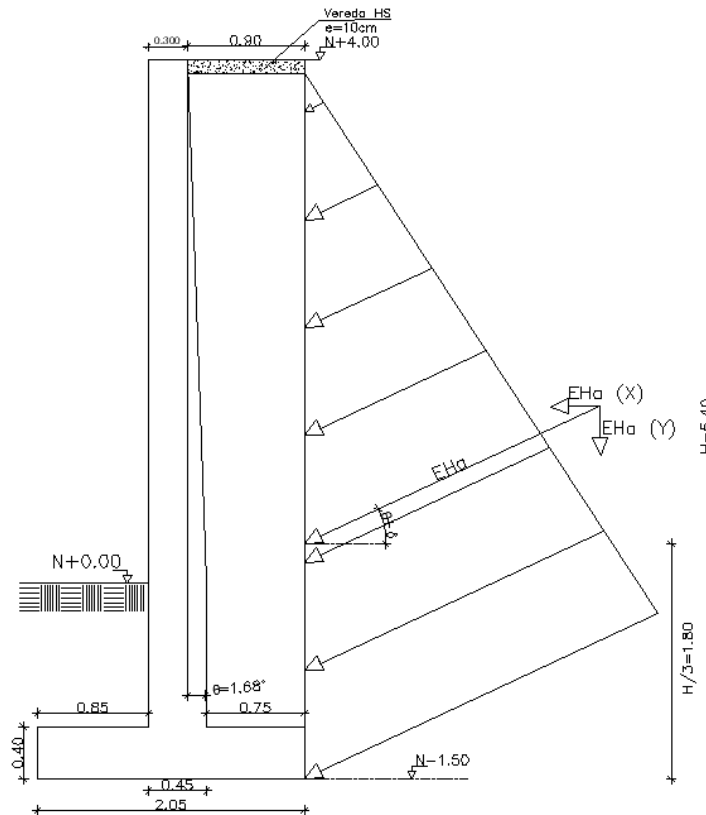
La S/C viva peatonal vertical no es considerada para el análisis de estabilidad estructural, si no para el diseño de los elementos que lo conforman al muro.

### Empuje activo del suelo de relleno en el trasdós (EH)

La teoría utilizada para la determinación del coeficiente de empuje activo ( $k_a$ ) es a través de la teoría de Coulomb, donde considera la fricción que existe entre el muro-suelo de relleno, el ángulo de inclinación del relleno y la inclinación de la pantalla respecto a la componente vertical.

**Figura 48**

*Empuje activo del suelo de relleno, en muro 1 (tipo I)*



Elaborado por: Los autores.

### Coefficiente de empuje activo de Coulomb

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi' r - \theta)}{\cos^2 \theta * \cos(\delta' + \theta) * \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta' + \phi' r) * \text{sen}(\phi' r - \alpha)}{\cos(\delta' + \theta) * \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2}$$

Por la aportación realizada de Terzaghi a la teoría de Coulomb se conoce que la fricción muro-suelo se encuentra entre el siguiente intervalo.  $(\frac{1}{2} * \phi' r - \frac{2}{3} * \phi' r)$

$$\delta' = \frac{2}{3} * \phi' r = \frac{2}{3} * 34,84^\circ = 23,23^\circ$$

$\alpha = 0^\circ$                       Ángulo de inclinación del suelo de relleno con el eje horizontal.

$\phi' r = 34,84^\circ$                 Ángulo de fricción interna del suelo de relleno.

$\theta = 1,68^\circ$                     Ángulo de inclinación de la pantalla con el eje vertical.

$$K_a = \frac{\cos^2(34,84^\circ - 1,68^\circ)}{\cos^2(1,68^\circ) * \cos(23,23^\circ + 1,68^\circ) * \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(23,23^\circ + 34,84^\circ) * \text{sen}(34,84^\circ - 0^\circ)}{\cos(23,23^\circ + 1,68^\circ) * \cos(1,68^\circ - 0^\circ)}} \right]^2}$$

$$K_a = 0,238$$

Mediante la teoría de empuje de tierra se utiliza la siguiente expresión para determinar el empuje activo del suelo.

$$P_a = K_a * \gamma s * H = 0,238 * 1886 \frac{kg}{m^3} * 5,40m = 2423,89 \frac{kg}{m^2}$$

$$EH_a = \frac{H}{2} * P_a = 2423,89 \frac{kg}{m^2} * \frac{5,40m}{2} = 6544,50 \frac{kg}{m}$$

El empuje activo es aplicado perpendicular al muro por lo cual al considerar fricción muro-suelo y tener una inclinación en la pantalla el empuje activo se descompondrá en su eje horizontal y vertical.

$$EH_{a_v} = EH_a * \text{sen}(\delta' + \theta)$$

$$EH_{a_v} = 6544,50 \frac{kg}{m} * \text{sen}(23,23^\circ + 1,68^\circ) = 2756,16 \frac{kg}{m}$$

$$Mv_{EH_a} = 2756,16 \frac{kg}{m} * 2,05m = 5650,12 \frac{kg}{m} * m$$

### 4.3.2 Cargas horizontales

#### Empuje horizontal activo del suelo de relleno (EH)

Fuerza y momento desestabilizador del empuje activo del suelo de relleno.

$$EHa_H = EH_a * \cos(\delta' + \theta)$$

$$EHa_H = 6538,71 \frac{kg}{m} * \cos(23,23^\circ + 1,68^\circ) = 5930,35 \frac{kg}{m}$$

$$MH_{EHa} = EHa_H * \frac{H}{3} = 5930,35 \frac{kg}{m} * \frac{5,40m}{3} = 10674,63 \frac{kg}{m} * m$$

#### Empuje horizontal por S/C muerta de vereda (DW)

$$P_{DW} = K_a * W_{DW} = 0,238 * 232 \frac{kg}{m^2} = 55,16 \frac{kg}{m^2}$$

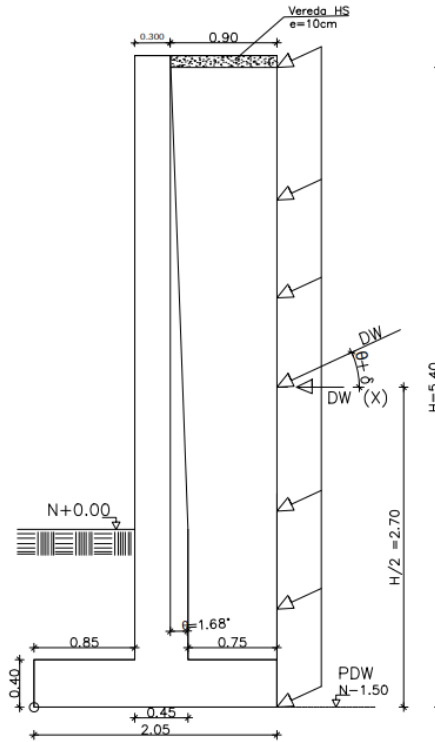
$$DW = P_{DW} * H = 55,22 \frac{kg}{m^2} * 5,40m = 297,86 \frac{kg}{m}$$

$$DW_H = DW * \cos(\delta' + \theta) = 270,14 \frac{kg}{m}$$

$$MH_{DW} = DW_H * \frac{H}{2} = 729,39 \frac{kg}{m} * m$$

**Figura 49**

*Empuje horizontal producto S/C muerta de vereda del muro I*



Elaborado por: Los autores.

**Sobrecarga viva peatonal (PL)**

La normativa AASHTO LRFD, (2020) establece una carga peatonal de  $366 \frac{kg}{m^2}$  cuando se tiene veredas con ancho superiores de 60 cm.

$$W_{PL} = 366 \frac{kg}{m^2}$$

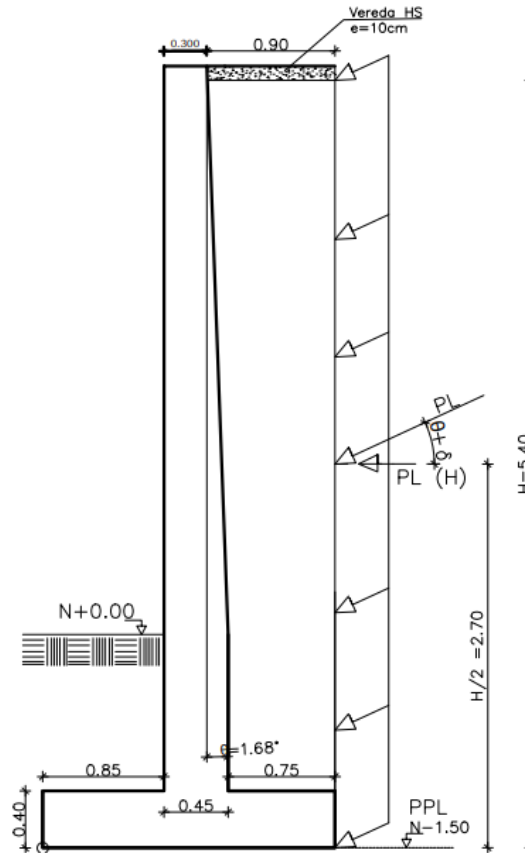
$$P_{PL} = ka * W_{PL} = 0,238 * 366 \frac{kg}{m^2} = 87,02 \frac{kg}{m^2}$$

$$PL = P_{PL} * H = 87,02 \frac{kg}{m^2} * 5,40m = 469,89 \frac{kg}{m}$$



**Figura 50**

*Empuje horizontal producto S/C viva peatonal del muro I*



Elaborado por: Los autores.

Fuerza y momento desestabilizador del empuje horizontal por S/C viva peatonal.

$$PL_H = PL * \cos(\delta' + \theta)$$

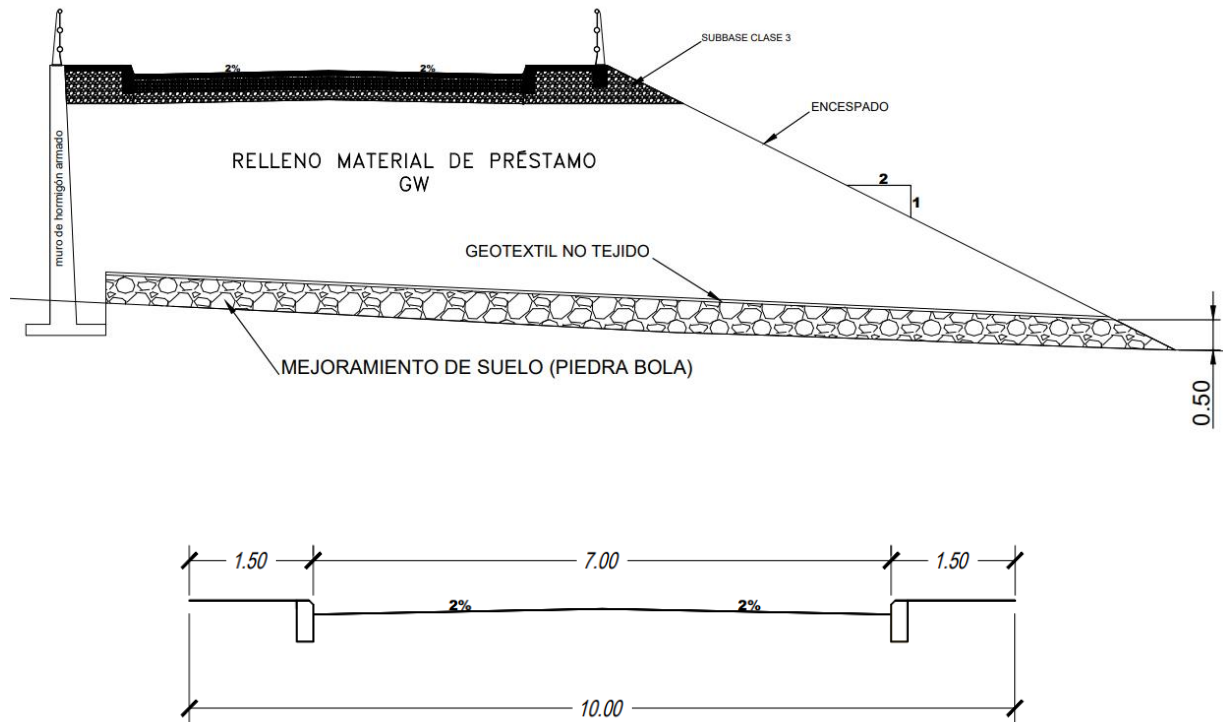
$$PL_H = 469,89 \frac{kg}{m} * \cos(23,23^\circ + 1,68^\circ) = 426,17 \frac{kg}{m}$$

$$MH_{PL} = PL_H * \frac{H}{2} = 426,17 \frac{kg}{m} * \frac{5,40m}{2} = 1150,67 \frac{kg}{m} * m$$

## Sobrecarga viva vehicular (LS)

Figura 51

Detalle transversal del proyecto



Nota. Geometría y detalles constructivos del proyecto. Elaborado por: Los autores.

En AASHTO LRFD, (2020) en su tabla 3.11.6.4.-2, establece una altura de suelo equivalente para tomar en cuenta la carga vehicular en dirección paralelo al muro.

Para el cual se ha tomado un valor de:

$$h_{eq} = 0,6m$$

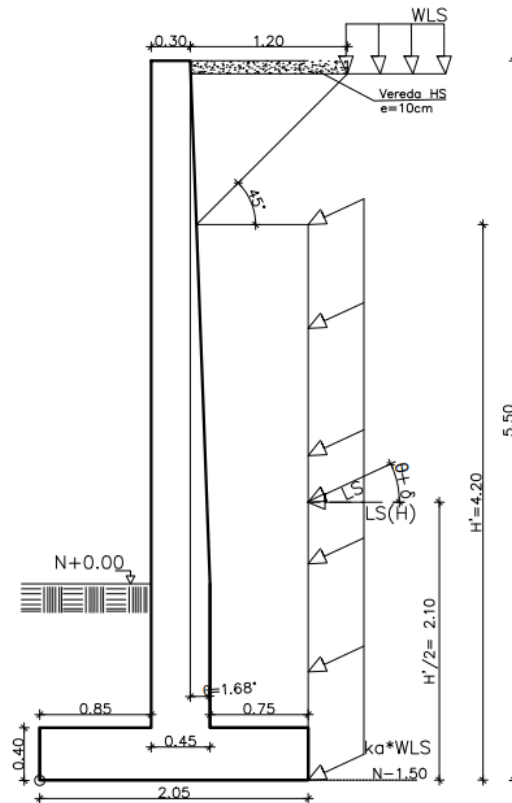
$$W_{LS} = h_{eq} * \gamma_s = 0,6m * 1886 \frac{kg}{m^3} = 1131,60 \frac{kg}{m^2}$$

Observando el detalle transversal del proyecto, se identifica que la sobrecarga vehicular se encuentra por fuera del límite del talón, por lo tanto, se utiliza un método establecido en el libro de McCormac para considerar la presente carga.

Este método empírico es tratado en este tipo de caso, su procedimiento de aplicación es sencillo y entrega valores razonablemente bien. Esta regla se supone que la sobrecarga no afecta a la presión más arriba de la intersección de una línea a 45° que va del borde de la sobrecarga al muro, como se indica en la figura siguiente aplicado al muro 1.

**Figura 52**

*Empuje horizontal producto S/C viva vehicular, en muro 1*



Elaborado por: Los autores.

$$LS = ka * W_{LS} * H' = 0,238 * 1131,78 \frac{kg}{m^2} * 4,20m = 1130,15 \frac{kg}{m}$$

Fuerza y momento desestabilizador del empuje horizontal de S/C viva vehicular.

$$LS_H = LS * \cos(\delta' + \theta)$$

$$LS_H = 1130,15 \frac{kg}{m} * \cos(23,23^\circ + 1,68^\circ) = 1025,00 \frac{kg}{m}$$

$$MH_{LS} = LS_H * \frac{H'}{2} = 1025,00 \frac{kg}{m} * \frac{4,20m}{2} = 2154,48 \frac{kg}{m} * m$$

### **Incremento dinámico del suelo de relleno “Sismo” (EQ)**

La normativa AASHTO LRFD, (2020) y entre otros expertos recomiendan, que para incluir el efecto dinámico del suelo causado por un sismo se utilice la teoría de Mononobe-Okabe, donde el coeficiente dinámico obtenido por esta teoría compone de una parte estática y la otra dinámica del suelo.

El proyecto al encontrarse en el Cantón Rumiñahui, Provincia de Pichincha se conoce mediante la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS el factor de zona (Z).

Zona sísmica V

$$Z = 0,4$$

Del estudio de suelo realizado por la entidad contratante se conoce que es un suelo tipo D, y coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

$$F_a = 1,20$$

Coeficiente sísmico horizontal

$$K_h = \frac{2}{3} * Z * F_a = \frac{2}{3} * 0,4 * 1,20 = 0,32$$

Coeficiente sísmico vertical

AASHTO LRFD, (2020) recomienda que  $K_v$  será igual a cero con el fin de calcular las presiones laterales del suelo, a menos que el muro se vea afectado por efectos de falla cercanas o cuando es probable que la aceleración vertical es relativamente alta y que actúen simultáneamente con la aceleración horizontal.

$$K_v = 0$$

Ángulo de aceleración sísmico

$$\eta = \text{atan} \left( \frac{K_h}{1 - K_v} \right) = \frac{0,32}{1 - 0} = 17,74^\circ$$

Coeficiente sísmico de presión dinámico.

Cuando  $\eta \leq \phi'_r - \alpha$

$$K_{ae_{EQ}} = \frac{\cos^2(\phi'_r - \theta - \eta)}{\cos(\eta) * \cos^2(\delta' + \theta + \eta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\delta' + \phi'_r) \text{sen}(\phi'_r - \alpha - \eta)}{\cos(\delta' + \theta + \eta) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2}$$

$$\eta \leq \phi'_r - \alpha = 17,74^\circ \leq 34,84^\circ - 0^\circ$$

$Ka_{EQ}$

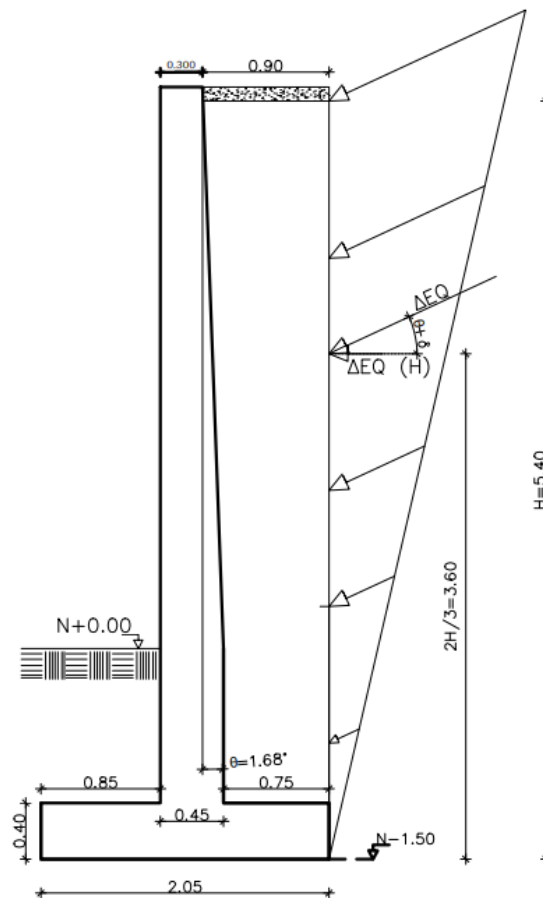
$$= \frac{\cos^2(34,84^\circ - 1,68^\circ - 17,74^\circ)}{\cos(17,74^\circ) * \cos^2(23,23^\circ + 1,68^\circ + 17,74^\circ) [1 + \sqrt{\frac{\sin(23,23^\circ + 34,84^\circ) \sin(34,84^\circ - 17,74^\circ)}{\cos(23,23^\circ + 1,68^\circ + 17,74^\circ) \cos(-1,68^\circ)}}]^2}$$

$$Ka_{EQ} = 0,530$$

Incremento dinámico del empuje activo (EQ)

**Figura 53**

*Empuje horizontal producto del incremento dinámico del suelo, en el muro 1*



Elaborado por: Los autores.

$$\Delta EQ = \frac{1}{2} * (K_{a_{EQ}} - K_a) * \gamma_s * H^2 = \frac{1}{2} * (0,530 - 0,238) * 1886 \frac{kg}{m^3} * (5,40m)^2$$

$$= 8044,33 \frac{kg}{m}$$

Fuerza y momento desestabilizador del empuje horizontal por incremento dinámico del suelo.

$$\Delta EQ_H = \Delta EQ * \cos(\delta' + \theta)$$

$$\Delta EQ_H = 8044,33 \frac{kg}{m} * \cos(23,23^\circ + 1,68^\circ) = 7295,90 \frac{kg}{m}$$

Según Seed & Whitman, 1970 recomienda que la componente dinámica actúe aproximadamente a 0.6H medida desde la base.

$$MH_{\Delta EQ} = \Delta EQ_H * \frac{3H}{5} = 7295,90 \frac{kg}{m} * \frac{3 * 5,40m}{5} = 23638,70 \frac{kg}{m} * m$$

## Fuerza de impacto vehicular (CT)

Esta fuerza es provocada por un impacto vehicular contra las barandas de seguridad vial, por el cual genera un aumento de esfuerzo inesperado en la corona del muro y el procedimiento a seguir para considerar esta acción se trabaja con la tabla A13.2-1 de AASHTO LRFD, (2020).

**Tabla 16**

*Fuerzas de diseño de barandas*

Fuerzas de diseño y designaciones	Nivel de prueba					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Ft Transversal (N)	600000	120000	240000	240000	550000	780000
FL Longitudinal (N)	20000	40000	80000	80000	183000	260000
FV Vertical (N)	20000	20000	20000	80000	355000	355000
LT y LL (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
LV (mm)	5500	5500	5500	5500	12200	12200
He (min) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Altura mínima H(mm)	685	685	685	810	1070	2290

*Nota.* Fuerzas de diseño para barandas de seguridad vial que son determinadas de ensayos de choque con diferentes vehículos y velocidades. Fuente: AASHTO LRFD, (2020).

Se conoce del proyecto que por su ubicación y la geometría curva que presenta, un vehículo no sobrepasaría de 70 km/h en un vehículo de diseño tipo remolque. Con las características establecidas se identifica en la tabla 13.7.2-1 de AASHTO LRFD, (2020) el nivel de análisis, dando como resultado el nivel TL-2.

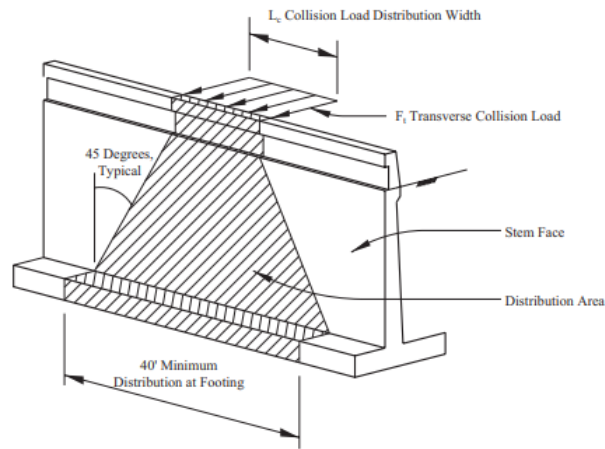
La fuerza de impacto (Ft), la longitud de impacto (Lt) y la altura mínima (He) son datos necesarios para la consideración de la fuerza de impacto y se presenta a continuación.

Cargas	TL-2
Ft (N)	120000
Lt (mm)	1220
He (mm)	100



**Figura 54**

*Fuerza distribuida de impacto vehicular*



*Nota.* Detalle de la distribución de empuje por el impacto vehicular (CT). Fuente: AASHTO LRFD, (2014).

Para determinar la fuerza lineal del impacto vehicular CT se utiliza la siguiente expresión.

$$CT = \frac{Ft}{\frac{Lt}{2} + H + He}$$

$$CT = \frac{12000 \text{ N}}{\frac{1220\text{mm}}{2} + 5400\text{mm} + 100\text{mm}} = 19639,94 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

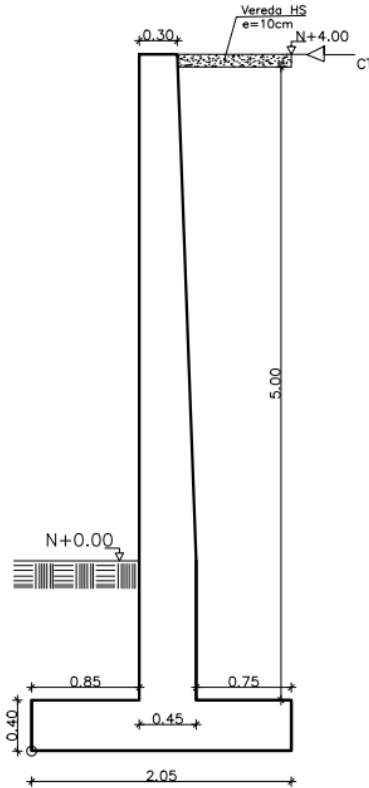
$$CT = 2002,03 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

El momento desestabilizador generado es:

$$MH_{CT} = CT * H_{muro} = 2002,03 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 5,50 \text{ m} = 5507,48 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * \text{m}$$

**Figura 55**

*Empuje por impacto vehicular*



*Nota.* Empuje por metro lineal del impacto vehicular (CT). Elaborado por: Los autores.

**Fuerza inercial del peso propio del muro (DC1) y material de relleno (EV1)**

Para la consideración de la fuerza inercial, es simplemente el producto del peso de propio de ambos materiales por el coeficiente sísmico horizontal  $K_h$ .

$$K_h = 0,32$$

$$D = DC_1 + EV_1 = 6,56 \frac{\text{ton}}{\text{m}} + 7,78 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = 14,34 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$PIR = D * K_h = 4,59 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

En el artículo 11.6.5.1 de AASHTO LRFD, (2020) indica dos condiciones para la asignar de la fuerza inercial  $PIR$ .

$$Eae = \frac{1}{2} * Ka_{EQ} * \gamma_S * H^2 = 14,58 \frac{ton}{m}$$

$$Eae + 0,5PIR = 16,88 \frac{ton}{m}$$

$$(0,5Eae > EH_a) + PIR = 11,88 \frac{ton}{m}$$

En este caso, el valor máximo a resultado la primera condición, por lo tanto, la fuerza inercial será  $0,5PIR$ .

$$\Delta EQ_D = 0,5PIR = 2,29 \frac{ton}{m}$$

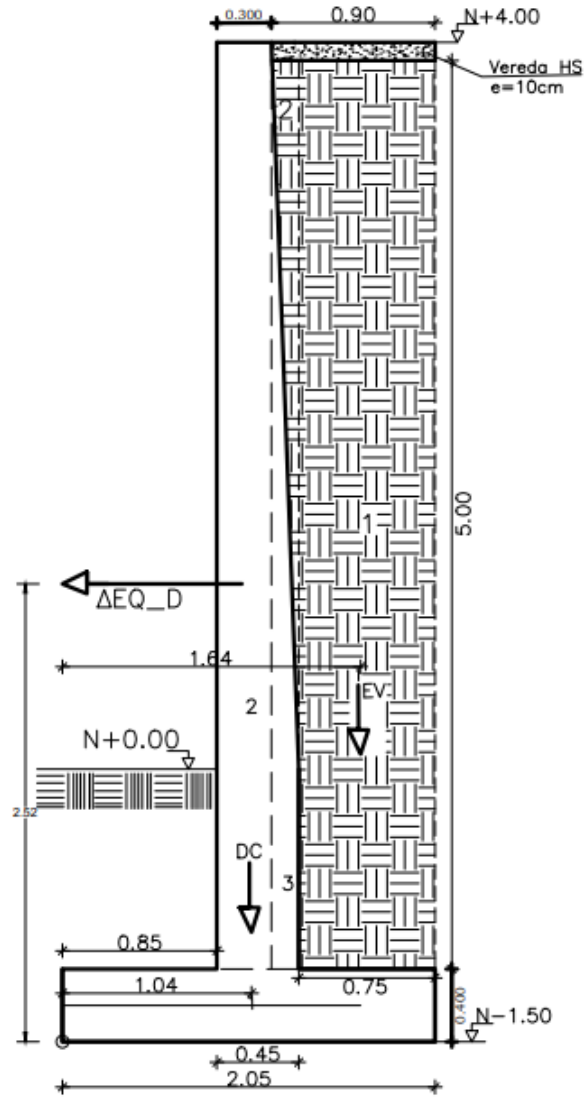
Para conocer el punto de aplicación de la  $\Delta EQ_D$  se determina el centroide de la componente vertical.

$$Y = 2,52m$$

$$MH_{\Delta EQ_D} = 2,29 \frac{ton}{m} * 2,52m = 5,79 \frac{ton}{m} m$$

**Figura 56**

*Fuerza inercial del muro y relleno*



*Nota.* Detalle indicativo de la fuerza inercial dinámica producto del peso muerto. Elaborado por:

Los autores.

## Empuje pasivo de suelo de relleno (EH)

Para la presión pasiva del suelo, se requiere determinar el coeficiente de empuje pasivo ( $k_p$ ) donde se puede obtener a través de la teoría de Rankine o por la tabla 3.11.5.4.1 de AASHTO LRFD, el método aplicado en el presente trabajo es el indicado por AASHTO LRFD, (2020).

$$\phi' = 22,25$$

Ángulo de fricción interna del suelo

$$\alpha = 0^\circ$$

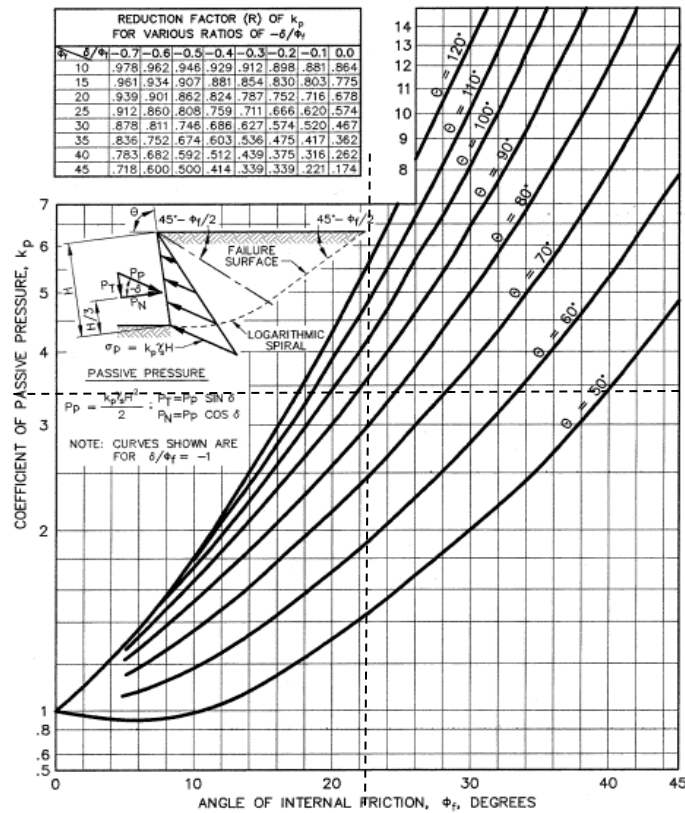
Ángulo de inclinación del suelo de relleno con la horizontal

$$\delta = 0,5 * \phi' = 11,13$$

Ángulo de fricción entre el muro-suelo recomendado

$$\theta = 90^\circ$$

Ángulo de inclinación de la pantalla con la horizontal



Fuente: AASHTO LRFD, 2020.

$$k'_p = 3,51$$

Se utiliza un factor de reducción R, para tomar en consideración la presencia de fricción entre el muro-suelo ( $\delta$ ) o cuando el material de relleno tiene una cierta inclinación ( $\alpha$ ). En este caso se tiene presente la fricción entre el muro-suelo.

$$-\frac{\delta}{\phi'} = -\frac{11,13}{22,25} = -0,5$$

A través de una interpolación lineal se obtiene de la tabla 3.11.5.4.1

$$R = 0,84$$

El coeficiente de empuje pasivo corregido se obtiene de la siguiente manera.

$$k_p = k'_p * R = 3,51 * 0,84 = 2,94$$

Determinación de la presión pasiva:

$$P_p = k_p * \gamma_s * hf$$

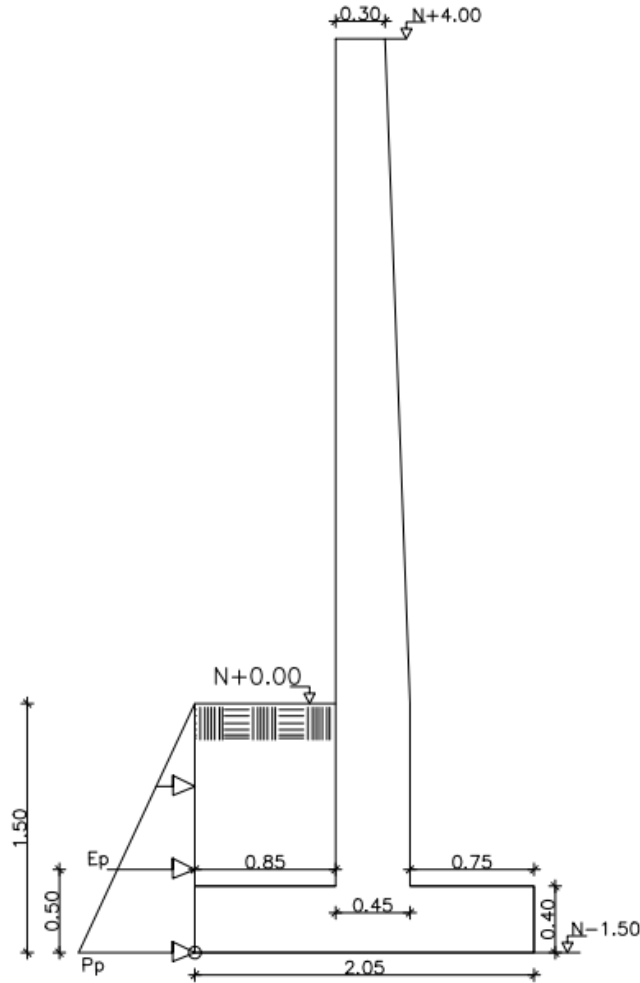
$$P_p = 2,94 * 1630 \frac{kg}{m^3} * 1,50m = 7189,10 \frac{kg}{m^2}$$

Formulación del empuje pasivo

$$E_p = \frac{hf}{2} * P_p$$

**Figura 57**

*Empuje pasivo del suelo, en muro 1*



Elaborado por: Los autores.

$$EH_p = \frac{1,50m}{2} * 7189,10 \frac{kg}{m^2} = 5391,82 \frac{kg}{m}$$

Este empuje horizontal aporta a la estabilidad al deslizamiento.

$$MHp_{EHp} = EH_p * \frac{hf}{3} = 5391,82 \frac{kg}{m} * \frac{1,50m}{3} = 2695,91 \frac{kg}{m} * m$$

#### 4.3.2.1 Resumen de Fuerzas

El procedimiento de obtener las cargas se realiza para cada muro, a continuación, se presenta un resumen de fuerzas verticales y horizontales para cada muro.

**Tabla 17**

*Resumen de fuerzas verticales, muro 1 (Tipo I)*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>V (ton/m)</b>	<b>Xi (m)</b>	<b>Mr (ton-m/m)</b>
DC 1	DC	6,56	1,04	6,79
DC 2	DC	0,04	1,00	0,04
DW	DW	0,21	1,60	0,33
EV1	EV	7,78	1,64	12,73
EV2	EV	1,52	0,43	0,65
EH V	EH	2,75	2,05	5,65
PL V	PL	0,33	1,60	0,53
$\Sigma=$		19,19		26,72

*Nota.* Fuerzas y momentos estabilizadores del muro 1. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 18**

*Resumen de fuerzas horizontales, muro 1(Tipo I)*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>H (ton/m)</b>	<b>Yi (m)</b>	<b>Mv (ton-m/m)</b>
EH	EH	5,93	1,80	10,67
EHDW	EH	0,27	2,70	0,73
EHLS	LS	1,02	2,10	2,15
EHPL	PL	0,43	2,70	1,15
$\Delta$ EQ	EQ	7,30	3,24	23,64
$\Delta$ EQ D	EQ	2,29	2,52	5,79
CT	CT	2,00	5,50	11,01
$\Sigma=$		19,24		55,15

*Nota.* Fuerzas y momentos desestabilizadores del muro 1. Elaborado por: Los autores.



**Tabla 19***Resumen de fuerzas verticales, muro 2*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>V (ton/m)</b>	<b>Xi (m)</b>	<b>Mr (ton-m/m)</b>
DC 1	DC	7,92	1,17	9,26
DC 2	DC	0,04	1,10	0,04
DW	DW	0,27	1,83	0,49
EV1	EV	10,79	1,87	20,22
EV2	EV	1,63	0,48	0,77
EH V	EH	3,31	2,40	7,94
PL V	PL	0,42	1,83	0,77
$\Sigma=$		24,38		39,49

*Nota.* Fuerzas y momentos estabilizadores del muro 2. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 20***Resumen de fuerzas horizontales, muro 2*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>H (ton/m)</b>	<b>Yi (m)</b>	<b>Mv (ton-m/m)</b>
EH	EH	7,00	1,97	13,77
EHDW	EH	0,29	2,95	0,86
EHLS	LS	1,13	2,35	2,67
EHPL	PL	0,46	2,95	1,36
$\Delta$ EQ	EQ	8,86	3,54	31,37
$\Delta$ EQ D	EQ	2,99	2,75	8,24
CT	CT	1,85	6,00	11,10
$\Sigma=$		22,60		69,37

*Nota.* Fuerzas y momentos desestabilizadores del muro 2. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 21***Resumen de fuerzas verticales, muro 3*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>V (ton/m)</b>	<b>Xi (m)</b>	<b>Mr (ton-m/m)</b>
DC 1	DC	9,24	1,25	11,51
DC 2	DC	0,04	1,15	0,05
DW	DW	0,30	1,95	0,59
EV1	EV	13,08	2,01	26,29
EV2	EV	1,63	0,50	0,82
EH V	EH	3,91	2,60	10,18
PL V	PL	0,48	1,95	0,93
$\Sigma=$		28,68		50,35

*Nota.* Fuerzas y momentos estabilizadores del muro 3. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 22***Resumen de fuerzas horizontales, muro 3*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>H (ton/m)</b>	<b>Yi (m)</b>	<b>Mv (ton-m/m)</b>
EH	EH	8,16	2,13	17,42
EHDW	EH	0,31	3,20	1,00
EHLS	LS	1,24	2,60	3,23
EHPL	PL	0,50	3,20	1,58
$\Delta$ EQ	EQ	10,58	3,84	40,62
$\Delta$ EQ D	EQ	3,57	2,98	10,65
CT	CT	1,72	6,50	11,18
$\Sigma=$		26,08		85,69

*Nota.* Fuerzas y momentos desestabilizadores del muro 3. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 23***Resumen de fuerzas verticales, muro 4 (Tipo II)*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>V (ton/m)</b>	<b>Xi (m)</b>	<b>Mr (ton-m/m)</b>
DC 1	DC	11,06	1,48	16,33
DC 2	DC	0,04	1,35	0,05
DW	DW	0,37	2,30	0,85
EV1	EV	17,37	2,37	41,20
EV2	EV	1,86	0,60	1,11
EH V	EH	4,57	3,10	14,16
PL V	PL	0,59	2,30	1,35
$\Sigma=$		35,85		75,06

*Nota.* Fuerzas y momentos estabilizadores del muro 4. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 24***Resumen de fuerzas horizontales, muro 4 (Tipo II)*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>H (ton/m)</b>	<b>Yi (m)</b>	<b>Mv (ton-m/m)</b>
EH	EH	9,41	2,30	21,65
EHDW	EH	0,34	3,45	1,16
EHLS	LS	1,35	2,85	3,85
EHPL	PL	0,53	3,45	1,83
$\Delta$ EQ	EQ	12,44	4,14	51,52
$\Delta$ EQ D	EQ	4,55	3,20	14,55
CT	CT	1,61	7,00	11,25
$\Sigma=$		30,23		105,81

*Nota.* Fuerzas y momentos desestabilizadores del muro 4. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 25***Resumen de fuerzas verticales, muro 5*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>V (ton/m)</b>	<b>Xi (m)</b>	<b>Mr (ton-m/m)</b>
DC 1	DC	9,24	1,28	11,82
DC 2	DC	0,04	1,20	0,05
DW	DW	0,29	1,98	0,57
EV1	EV	12,52	2,04	25,48
EV2	EV	1,71	0,53	0,90
EH V	EH	3,91	2,60	10,18
PL V	PL	0,46	1,98	0,90
$\Sigma=$		28,17		49,90

*Nota.* Fuerzas y momentos estabilizadores del muro 5. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 26***Resumen de fuerzas horizontales, muro 5*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>H (ton/m)</b>	<b>Yi (m)</b>	<b>Mv (ton-m/m)</b>
EH	EH	8,16	2,13	17,42
EHDW	EH	0,31	3,20	1,00
EHLS	LS	1,24	2,60	3,23
EHPL	PL	0,50	3,20	1,58
$\Delta$ EQ	EQ	10,58	3,84	40,62
$\Delta$ EQ D	EQ	3,48	2,97	10,35
CT	CT	1,72	6,50	11,18
$\Sigma=$		26,00		85,38

*Nota.* Fuerzas y momentos desestabilizadores del muro 5. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 27***Resumen de fuerzas verticales, muro 6*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>V (ton/m)</b>	<b>Xi (m)</b>	<b>Mr (ton-m/m)</b>
DC 1	DC	7,92	1,17	9,26
DC 2	DC	0,04	1,10	0,04
DW	DW	0,27	1,83	0,49
EV1	EV	10,79	1,87	20,22
EV2	EV	1,63	0,48	0,77
EH V	EH	3,31	2,40	7,94
PL V	PL	0,42	1,83	0,77
$\Sigma=$		24,38		39,49

*Nota.* Fuerzas y momentos estabilizadores del muro 6. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 28***Resumen de fuerzas horizontales, muro 6*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>H (ton/m)</b>	<b>Yi (m)</b>	<b>Mv (ton-m/m)</b>
EH	EH	7,00	1,97	13,77
EHDW	EH	0,29	2,95	0,86
EHLS	LS	1,13	2,35	2,67
EHPL	PL	0,46	2,95	1,36
$\Delta$ EQ	EQ	8,86	3,54	31,37
$\Delta$ EQ D	EQ	2,99	2,75	8,24
CT	CT	1,85	6,00	11,10
$\Sigma=$		22,60		69,37

*Nota.* Fuerzas y momentos desestabilizadores del muro 6. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 29***Resumen de fuerzas verticales, muro 7*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>V (ton/m)</b>	<b>Xi (m)</b>	<b>Mr (ton-m/m)</b>
DC 1	DC	5,14	0,73	3,76
DC 2	DC	0,04	0,65	0,03
DW	DW	0,23	1,30	0,30
EV1	EV	8,37	1,31	10,98
EV2	EV	0,94	0,25	0,23
EH V	EH	2,22	1,80	4,00
PL V	PL	0,37	1,30	0,48
$\Sigma=$		17,31		19,79

*Nota.* Fuerzas y momentos estabilizadores del muro 7. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 30***Resumen de fuerzas horizontales, muro 7*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>H (ton/m)</b>	<b>Yi (m)</b>	<b>Mv (ton-m/m)</b>
EH	EH	5,03	1,63	8,22
EHDW	EH	0,25	2,45	0,62
EHLS	LS	0,93	1,85	1,72
EHPL	PL	0,40	2,45	0,98
$\Delta$ EQ	EQ	5,71	2,94	16,79
$\Delta$ EQ D	EQ	2,16	2,36	5,09
CT	CT	2,18	5,00	10,90
$\Sigma=$		16,67		44,32

*Nota.* Fuerzas y momentos desestabilizadores del muro 7. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 31***Resumen de fuerzas verticales, muro 8 (Tipo III)*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>V (ton/m)</b>	<b>Xi (m)</b>	<b>Mr (ton-m/m)</b>
DC 1	DC	4,10	0,53	2,17
DC 2	DC	0,04	0,45	0,02
DW	DW	0,21	1,05	0,22
EV1	EV	6,96	1,05	7,31
EV2	EV	0,59	0,15	0,09
EH V	EH	1,77	1,50	2,66
PL V	PL	0,33	1,05	0,35
$\Sigma=$		14,00		12,81

*Nota.* Fuerzas y momentos estabilizadores del muro 8. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 32***Resumen de fuerzas horizontales, muro 8 (Tipo III)*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>H (ton/m)</b>	<b>Yi (m)</b>	<b>Mv (ton-m/m)</b>
EH	EH	4,13	1,47	6,05
EHDW	EH	0,23	2,20	0,51
EHLS	LS	0,82	1,60	1,31
EHPL	PL	0,36	2,20	0,80
$\Delta$ EQ	EQ	4,47	2,64	11,80
$\Delta$ EQ D	EQ	1,77	2,15	3,80
CT	CT	2,39	4,50	10,77
$\Sigma=$		14,17		35,04

*Nota.* Fuerzas y momentos desestabilizadores del muro 8. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 33***Resumen de fuerzas verticales, muro 9*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>V (ton/m)</b>	<b>Xi (m)</b>	<b>Mr (ton-m/m)</b>
DC 1	DC	2,11	0,21	0,45
DC 2	DC	0,04	0,10	0,00
DW	DW	0,21	0,65	0,14
EV1	EV	5,43	0,65	3,53
EV2	EV	0,00	0,00	0,00
EH V	EH	1,06	1,10	1,16
PL V	PL	0,33	0,65	0,21
$\Sigma=$		9,18		5,50

*Nota.* Fuerzas y momentos estabilizadores del muro IX. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 34***Resumen de fuerzas horizontales, muro 9*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>H (ton/m)</b>	<b>Yi (m)</b>	<b>Mv (ton-m/m)</b>
EH	EH	2,46	1,13	2,79
EHDW	EH	0,18	1,70	0,30
EHLS	LS	0,54	1,05	0,56
EHPL	PL	0,28	1,70	0,48
$\Delta$ EQ	EQ	2,67	2,04	5,44
$\Delta$ EQ D	EQ	1,21	1,69	2,04
CT	CT	2,98	3,50	10,42
$\Sigma=$		10,31		22,04

*Nota.* Fuerzas y momentos desestabilizadores del muro IX. Elaborado por: Los autores.



#### 4.4 Estados límites aplicables y combinaciones de cargas por AASHTO LRFD

Para el análisis se aplicarán los estados límites de Resistencia I, Evento Extremo I, II y Servicio I con un valor  $\eta = \eta_D \eta_R \eta_I = 1$ , no se tiene la necesidad evaluar los estados límite que incluyen al viento ya que la ubicación del proyecto presenta bajas velocidades del viento y que se la puede asumir como despreciables.

Los factores de carga  $\gamma_p$  se toman de la tabla 3.4.1-2 establecida por AASHTO LRFD, (2020), y en la tabla 3.4.1-1 se presentan diferentes combinaciones de carga para cada caso de estado límite que se necesario evaluarlo.

El factor de carga por sobrecarga  $\gamma_{EQ}$  en el estado límite de Evento Extremo I, se debe determinar en base a las características específicas de cada proyecto, pero según AASHTO LRFD describe que para muros en voladizo se tome un valor de 1,00.

Para la revisión de la estabilidad al volcamiento (excentricidad) y deslizamiento se desea conseguir la condición más desfavorable, por lo tanto, la especificación recomienda que la condición más crítica se da cuando los factores de carga máximos se apliquen en las cargas horizontales que generen desestabilización del muro y los factores de carga mínimos en cargas verticales que provoquen estabilización al muro. Este caso será denominado caso a.

El estado límite de servicio I es aplicado para la revisión del agrietamiento por la distribución de la armadura de refuerzo en la pantalla.

El chequeo de presión de contacto de base-suelo y el diseño estructural de los elementos se utilizarán los factores de carga máximos tanto para las fuerzas verticales y horizontales para maximizar la presión sobre el suelo de cimentación. Estos casos son denominados caso b, respectivamente.

Al desarrollar las combinaciones de carga se podrían obtener diversas combinaciones para ambos casos, pero siguiendo los criterios recomendados de la especificación se ha obtenido las siguientes combinaciones de carga para cada caso.

#### 4.4.1 Factores de carga y combinaciones de carga, Caso A

**Tabla 35**

*Factores de carga mínimos en cargas verticales, caso (a)*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>Resistencia Ia</b>	<b>Evento Extremo Ia</b>	<b>Evento Extremo IIa</b>	<b>Servicio Ia</b>
Dc 1	DC	0,90	0,90	0,90	1,00
Dc 2	DC	0,90	0,90	0,90	1,00
DW	DW	0,65	0,65	0,65	1,00
EV 1	EV	1,00	1,00	1,00	1,00
EV2	EV	1,00	1,00	1,00	1,00
PL	PL	0,00	0,00	0,00	0,00
EH V	EH	1,50	1,50	1,50	1,00

*Nota.* Factores de carga mínimos y combinaciones acordes a su estado límite para el chequeo del vuelco y deslizamiento. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 36**

*Factores de carga máximos en cargas horizontales, caso (a)*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>Resistencia Ia</b>	<b>Evento Extremo Ia</b>	<b>Evento Extremo IIa</b>	<b>Servicio Ia</b>
EH	EH	1,50	1,50	1,50	1,00
EHDW	DW	1,50	1,50	1,50	1,00
EHLS	LS	1,75	1,00	0,00	1,00
EHPL	PL	1,75	1,00	0,00	1,00
$\Delta$ EQ	EQ	0,00	1,00	0,00	0,00
$\Delta$ EQ D	EQ	0,00	1,00	0,00	0,00
CT	CT	0,00	0,00	1,00	0,00

*Nota.* Factores de carga máximos y combinaciones acordes a su estado límite para el chequeo del vuelco y deslizamiento. Elaborado por: Los autores.

### Resistencia Ia

$$UH_{Ia} = 1,50EHa + 1,50DW_H + 1,75LS_H + 1,75PL_H$$

$$UV_{Ia} = 0,9DC + 0,65DW + EV + 1,50EHa_v$$

### Evento Extremo Ia

$$EH_{Ia} = 1,50EHa + 1,5DW_H + LS_H + PL_H + \Delta EQ_H$$

$$EV_{Ia} = 0,9DC + 0,65DW + EV + 1,5EHa_v$$

### Evento Extremo IIa

$$EH_{IIa} = CT_H + 1,50EHa + 1,5DW_H$$

$$EV_{IIa} = 0,9DC + 0,9DW + EV + 1,5EHa_v$$

### Servicio I

$$SH_{Ia} = EHa + DW_H + LS_H + PL_H$$

$$SV_{Ia} = DC + DW + EV + EHa_v$$

#### 4.4.2 Factores de carga y combinaciones de carga, Caso B

**Tabla 37**

*Factores de cargas máximos en cargas verticales, caso (b)*

Carga	Tipo	Resistencia Ib	Evento Extremo Ib	Evento Extremo IIb
Dc 1	DC	1,25	1,25	1,25
Dc 2	DC	1,25	1,25	1,25
DW	DW	1,50	1,50	1,50
EV 1	EV	1,35	1,35	1,35
EV2	EV	1,35	1,35	1,35
PL	PL	1,75	1,00	0,50
EH V	EH	1,50	1,50	1,50

*Nota.* Factores de carga máximos y combinaciones acordes a su estado límite para el chequeo de presión del suelo y diseño estructural. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 38***Factores de carga máximos en cargas horizontales, caso (b)*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>Resistencia Ib</b>	<b>Evento Extremo Ib</b>	<b>Evento Extremo IIb</b>
EH	EH	1,50	1,50	1,50
EHDW	DW	1,50	1,50	1,50
EHLS	LS	1,75	1,00	0,50
EHPL	PL	1,75	1,00	0,50
ΔEQ	EQ	0,00	1,00	0,00
ΔEQ D	EQ	0,00	0,00	0,00
CT	CT	0,00	0,00	1,00

*Nota.* Factores de carga máximos y combinaciones acordes a su estado límite para el chequeo de presión del suelo y diseño estructural. Elaborado por: Los autores.

**Resistencia Ib**

$$UH_{Ib} = 1,50EH\alpha_H + 1,50DW_H + 1,75LS_H + 1,75PL_H$$

$$UV_{Ib} = 1,25DC + 1,5DW + 1,35EV + 1,75PL + 1,5EH\alpha_V$$

**Evento Extremo Ib**

$$EH_{Ib} = 1,50EH\alpha_H + 1,5DW_H + 1,0LS_H + 1,0PL_H + \Delta EQ_H$$

$$EV_{Ia} = 1,25DC + 1,5DW + 1,35EV + PL + 1,5EH\alpha_V$$

**Evento Extremo IIb**

$$EH_{IIa} = 1,5EH\alpha_H + 1,5DW_H + 0,5LS_H + 0,5PL_H + CT_H$$

$$EV_{IIa} = 1,25DC + 1,5DW + 1,35EV + 0,5PL + 1,5EH\alpha_V$$

**Tabla 39***Resumen de combinaciones de carga*

<b>Estado límite</b>	$\gamma_{DC}$	$\gamma_{Dw}$	$\gamma_{Ev}$	$\gamma_{PL}$	$\gamma_{LS}$	$\gamma_{EH}$	$\gamma_{DW}$	$\gamma_{EQ}$	$\gamma_{CT}$
Resistencia Ia	0,90	0,65	1,00	0,00	1,75	1,50	1,50	0,00	0,00
Resistencia Ib	1,25	1,50	1,35	1,75	1,75	1,50	1,50	0,00	0,00
Evento extremo Ia	0,90	0,65	1,00	0,00	1,00	1,50	1,50	1,00	0,00
Evento extremo Ib	1,25	1,50	1,35	1,00	1,00	1,50	1,50	1,00	0,00
Evento extremo IIa	0,90	0,65	1,00	0,00	0,00	1,50	1,50	0,00	1,00
Evento extremo IIb	1,25	1,50	1,35	0,50	0,50	1,50	1,50	0,00	1,00
Servicio I	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00

Estado límite	Servicio I	Resistencia Ia	Resistencia Ib	Evento extremo Ia	Evento extremo Ib	Evento extremo IIa	Evento extremo IIb
Presión de contacto			<b>X</b>		<b>X</b>		<b>X</b>
Volcamiento		<b>X</b>		<b>X</b>		<b>X</b>	
Deslizamiento		<b>X</b>		<b>X</b>		<b>X</b>	
Agrietamiento	<b>X</b>						
Diseño estructural			<b>X</b>		<b>X</b>		<b>X</b>

*Nota.* Resumen de combinaciones de carga acorde a su estado límite. Elaborado por: Los autores.

#### 4.5 Factores de carga y combinaciones de cargas por ACI 318-19

Para el diseño estructural de los elementos del muro se incluirá las combinaciones establecidas por ACI 318-19, con el fin de determinar los esfuerzos más críticos entre las dos normativas.

$$\text{Combinación}_1 = 1,4DC + 1,4DW + 1,4EV + 1,6EH$$

$$\text{Combinación}_2 = 1,2DC + 1,2DW + 1,2EV + 1,6LS + 1,6PL + 1,6EH$$

$$\text{Combinación}_3 = 1,2DC + 1,2DW + 1,2EV + 1,6EH + PL + LS$$

$$\text{Combinación}_4 = 1,2DC + 1,2DW + 1,2EV + CT + PL + LS + 1,6EH$$

$$\text{Combinación}_5 = 1,2DC + 1,2DW + 1,2EV + EQ + 1,6EH + PL + LS$$

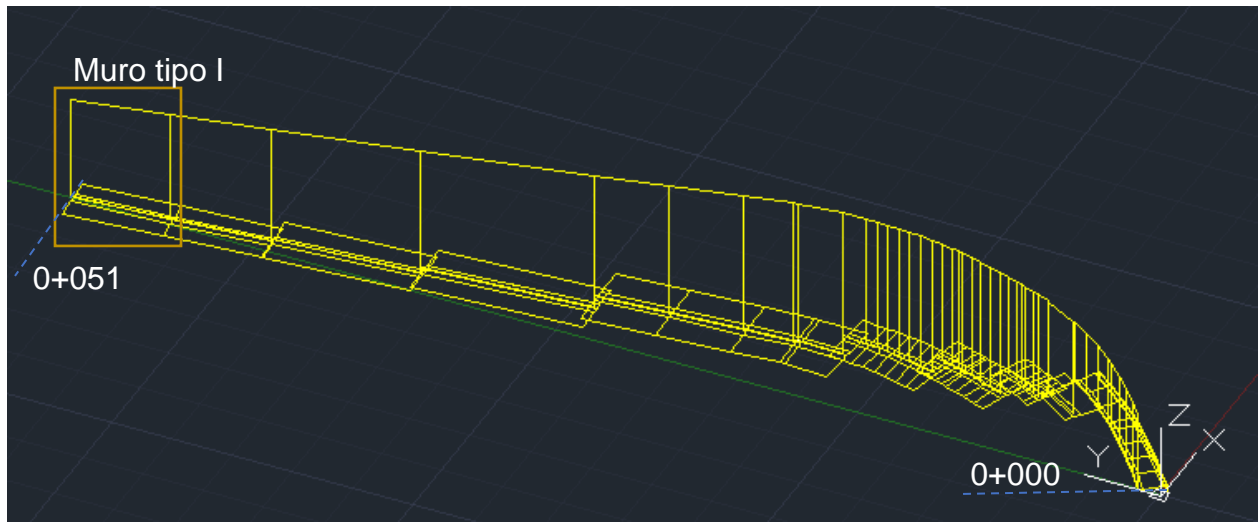
## CAPITULO V

### MODELACIÓN DE LOS MUROS EN VOLADIZO POR EL METODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF) EN SAP2000

A continuación, se detalla el procedimiento de la modelación en el software Sap2000. Donde se inició dibujando en 3D los muros acordes de su topografía y geometría dado en los planos estructurales, con el comando 3Dface se define un elemento área en AutoCAD.

#### **Figura 58**

*Estructura Modelada en AutoCAD Civil 3D*



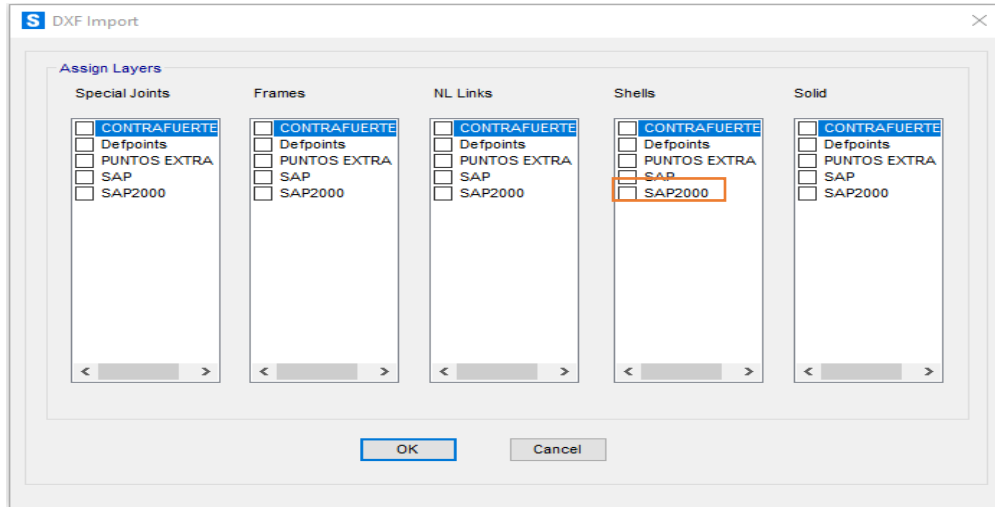
Elaborado por: Los autores.

#### **5.1 Exportar de archivo. dxf al Sap2000**

Como siguiente paso se procede a exportar el archivo AutoCAD 3D en documento de extensión .dxf y al inicio del programa Sap2000 en su icono importa el archivo se realiza como elemento área tipo “Shell” y el programa reconocerá la capa asignada a las áreas creadas.

**Figura 59**

*Tabla de importación del archivo .dxf a Sap2000 como elemento Shell*



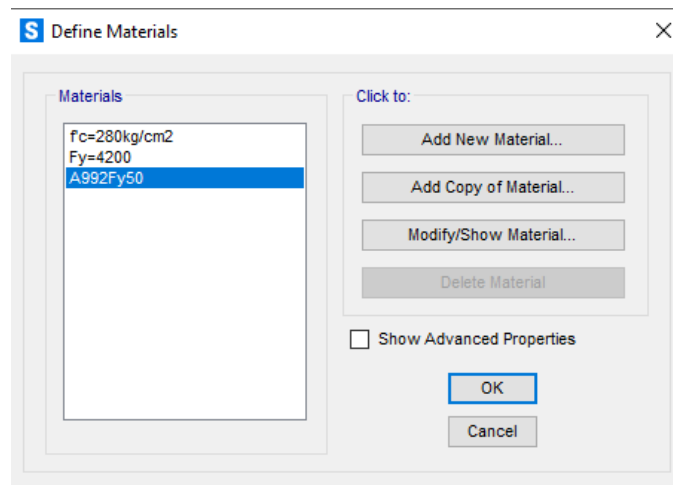
Elaborado por: Los autores.

## 5.2 Definir materiales

A continuación se procede asignar las propiedades de los materiales al elemento área.

**Figura 60**

*Asignación de propiedades de los materiales*



Elaborado por: Los autores.

### 5.3 Definir elementos área tipo Shell

Para crear secciones áreas se debe entender la definición del elemento área tipo Shell, esto nos permite la modelación, análisis y diseño de los muros en contención. El tipo de elementos área son sometidos a flexión, cortante o fuerza axial. Estas nos permiten la formulación de Shell delgados (Thin) o grueso (Thick) donde su diferencia radica de la relación espesor/longitud de la estructura.

**Shell delgados (Thin):** se toma en cuenta solamente las deformaciones por flexión y el efecto del cortante es despreciable y se establece cuando:

$$\frac{Longitud}{espesor} > 20$$

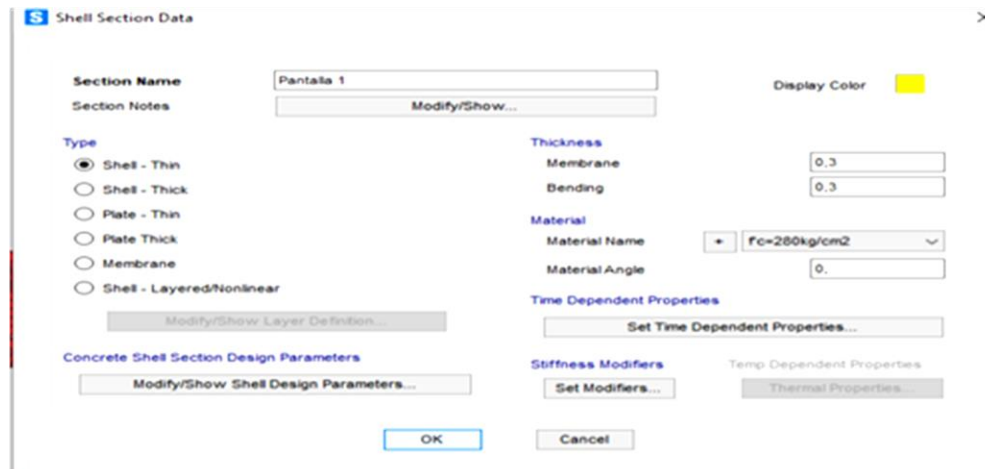
**Shell gruesos (Thick):** se tiene en cuenta las deformaciones por flexión y esfuerzos cortante y se establece cuando:

$$\frac{Longitud}{espesor} \leq 20$$

En ambas condiciones la longitud del elemento en dirección de la flexión.

**Figura 61**

*Definir las dimensiones y tipo de elemento área*



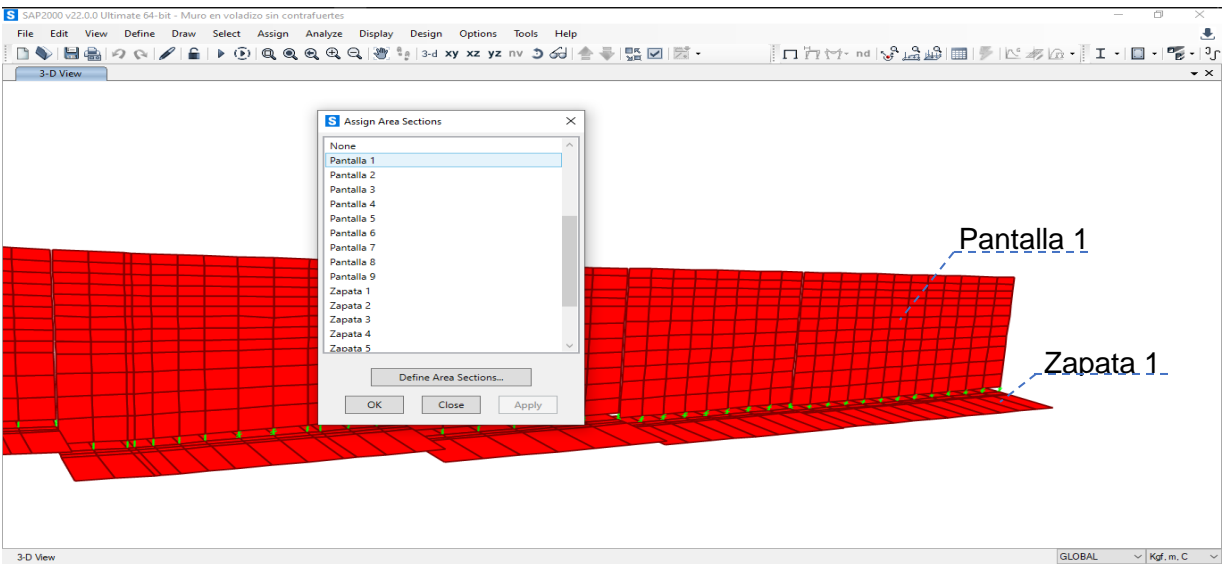


## 5.4 Asignación de sección área

Una vez creado las secciones áreas se procede asignar para elemento área que conforma a los muros en voladizo.

### Figura 62

*Asignación de la sección área a los partes del muro en voladizo*



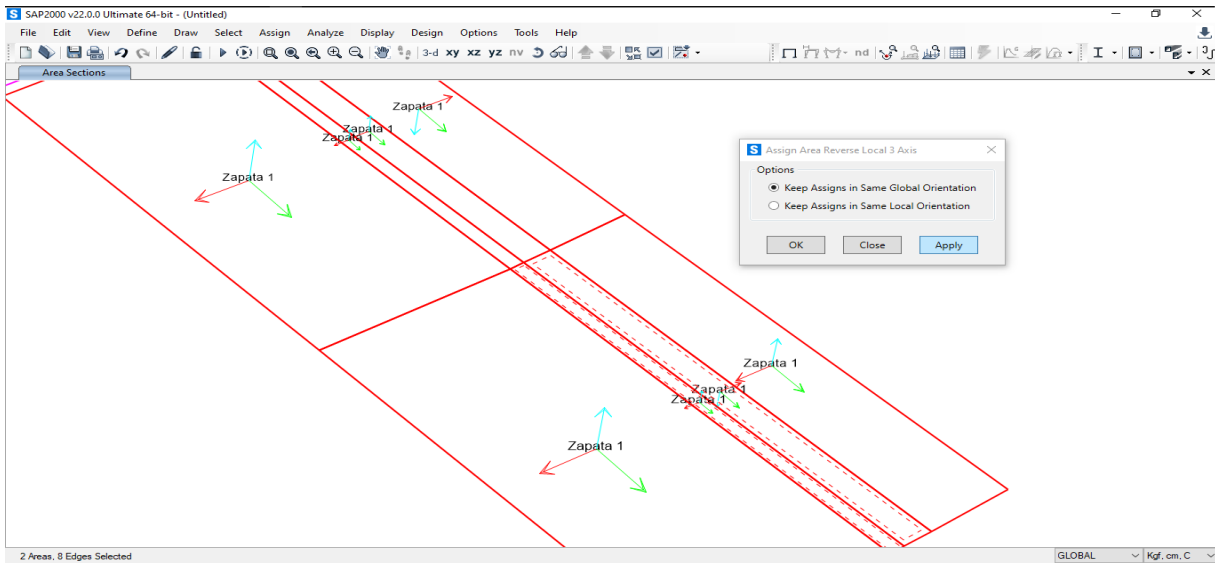
Elaborado por: Los autores.

## 5.5 Corrección de ejes locales

Antes de continuar y evitar errores se acostumbra a verificar y modificar los ejes locales de los elementos área “Shell” que coincidan entre ellos para trabajar en una zona dirección y facilitar el ingreso de cargas.

**Figura 63**

*Corrección de ejes locales del elemento "Shell"*

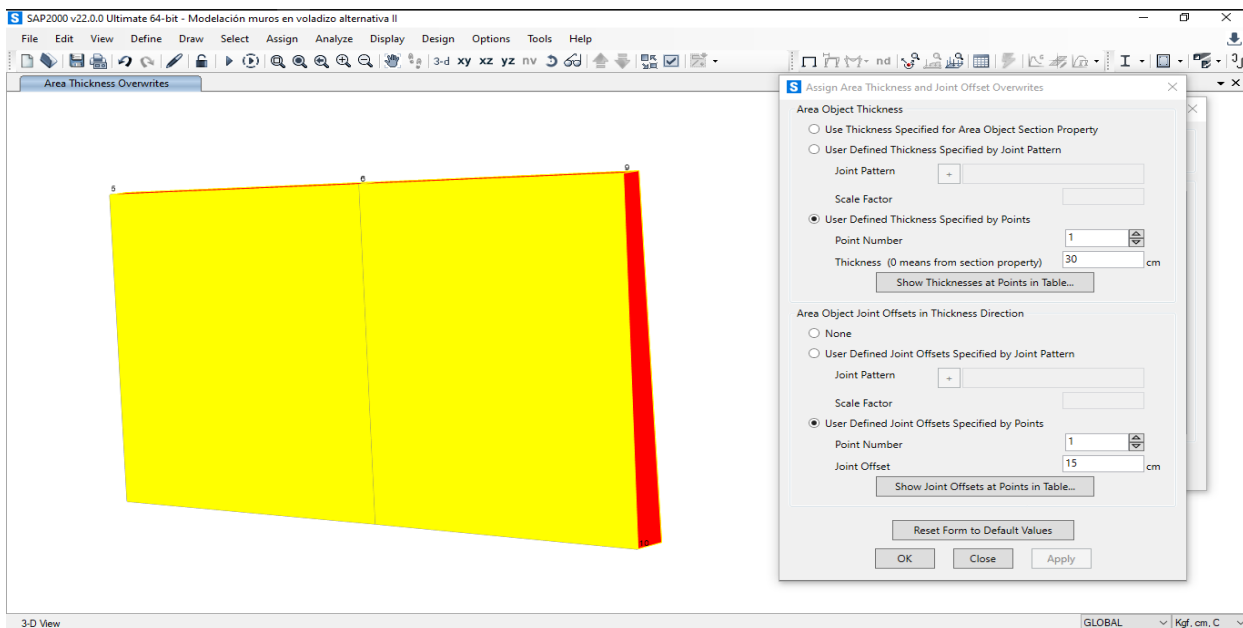


### 5.6 Modificación del espesor del elemento área "Shell"

Una vez corregidos los ejes locales el siguiente paso es modificar el espesor de la pantalla respecto a los planos y esto se realiza a través de la pestaña Asignar – Área.

**Figura 64**

*Modificación del espesor de la pantalla del muro*

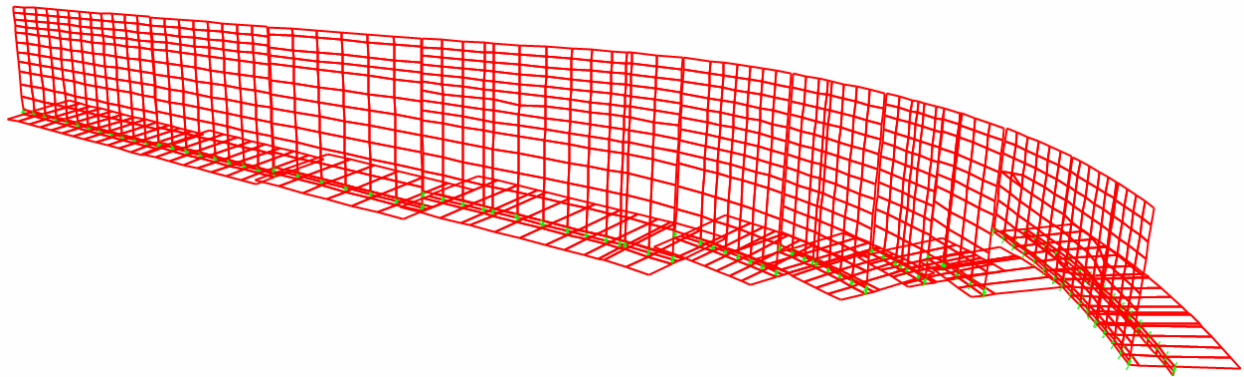


## 5.7 Discretización del elemento área

El siguiente paso consiste en la discretización de las estructuras, para ellos se sigue criterios de elementos finitos de elementos “Shell” y se obtiene:

### **Figura 65**

*Mallado de elementos área "Shell"*



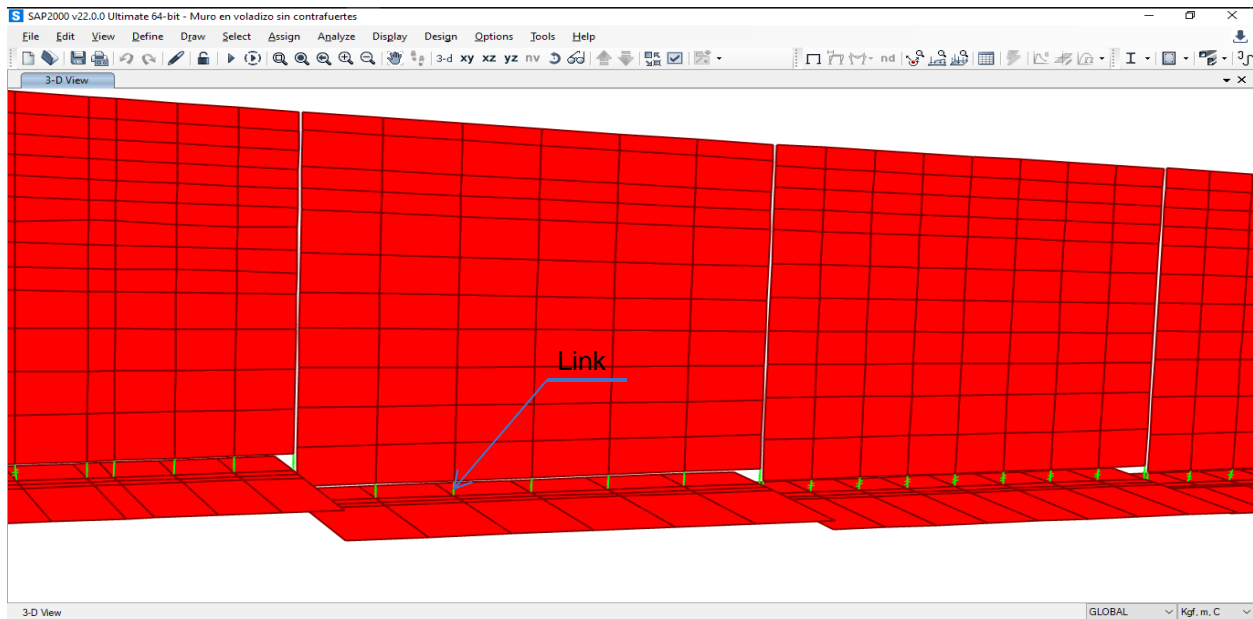
Elaborado por: Los autores.

## 5.8 Asignación de link rígidos

La asignación de link rígidos es criterio individual de modelación, en este caso hemos dejado una separación en altura la mitad del espesor de la zapata y para unir los elementos del muro “pantalla-base”, se utilizó links rígidos para generar un empotramiento perfecto y se lo restringió en sus 6 direcciones.

**Figura 66**

*Demostración de la ubicación de Link/ Support*



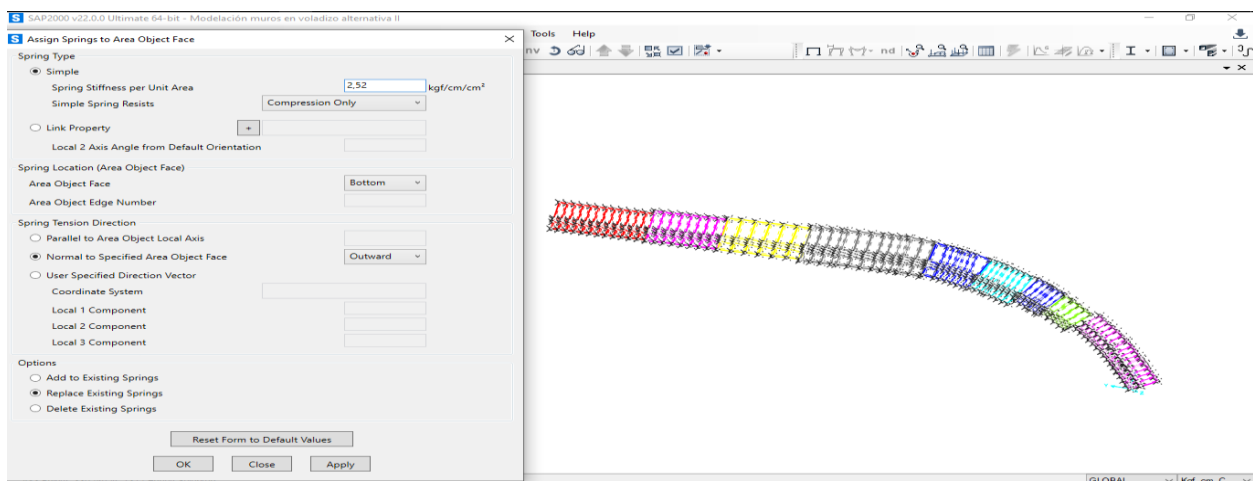
Elaborado por: Los autores

### 5.9 Asignación del coeficiente de balasto

A continuación, se coloca el coeficiente balasto en la base de cimentación de cada muro y la restricción al desplazamiento en (X, Y) en los vértices de este.

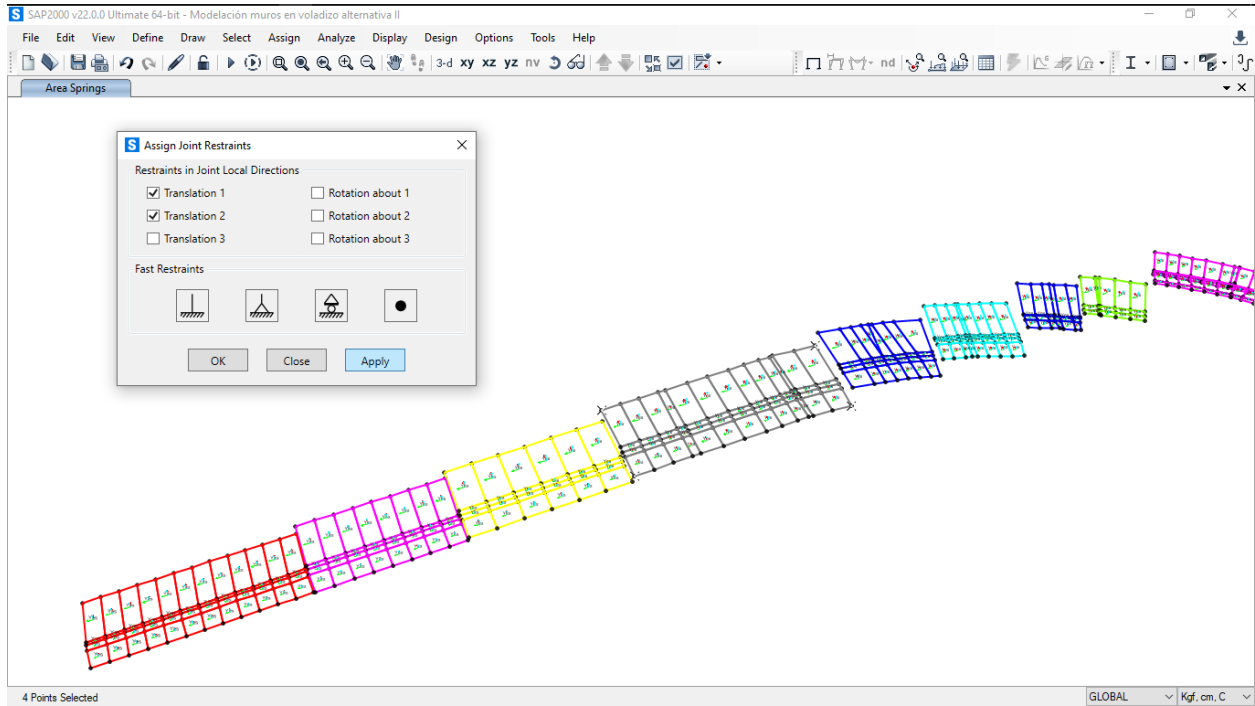
**Figura 67**

*Asignación del coeficiente de balasto*



**Figura 68**

*Restricción al desplazamiento de la base de cimentación*



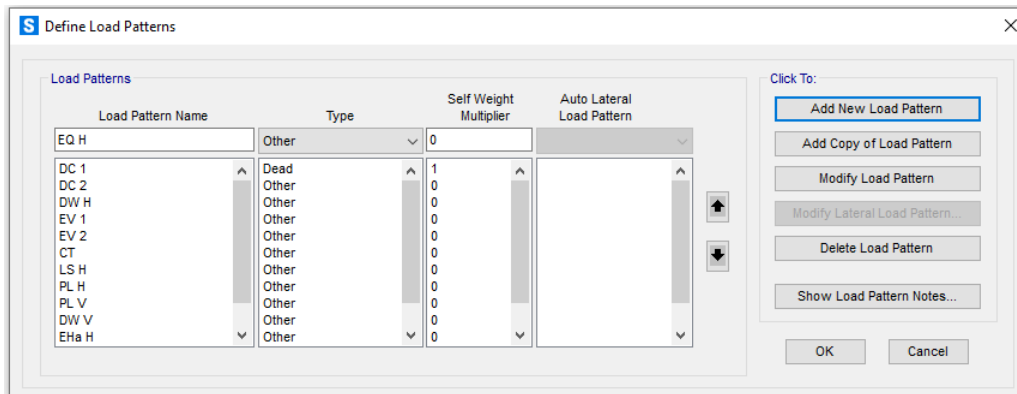
Elaborado por: Los autores.

## 5.10 Añadir patrones de carga y combinaciones de cargas

Una vez culminado los pasos anteriores se empieza a colocar los **Load Patterns** que son sirve para clasificar las carga y crear las combinaciones de cargas.

**Figura 69**

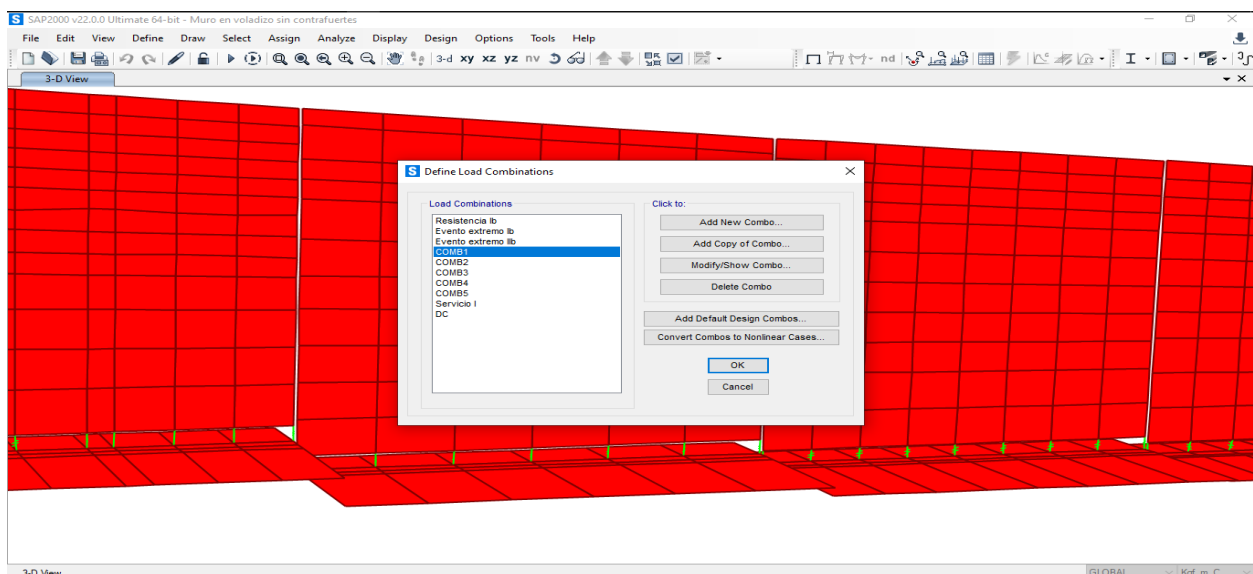
*Asignación de patrones de cargas*



Elaborado por: Los autores.

**Figura 70**

*Asignación de combinaciones de cargas de AASHTO LRFD y ACI 318-19*



Elaborado por: Los autores.

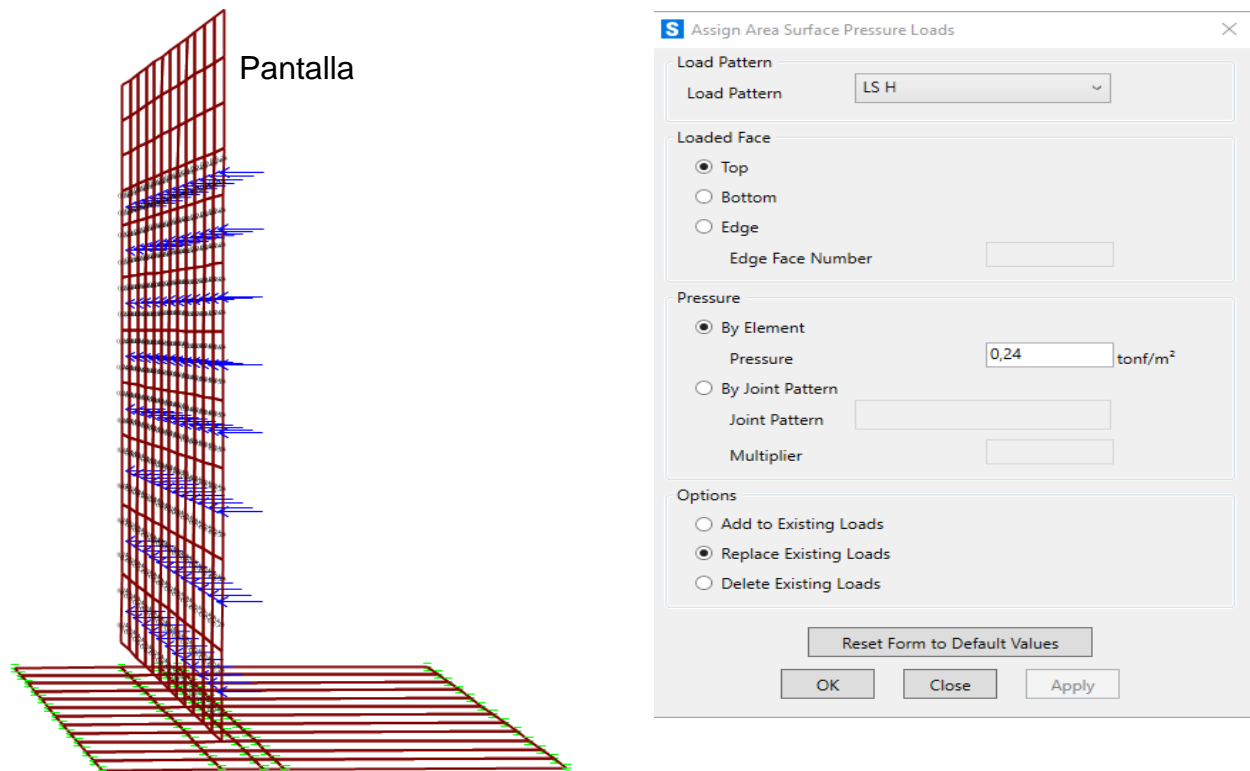
## 5.11 Asignación de cargas y empujes

De aquí para adelante se aplicarán las cargas y sobrecargas que se encuentra sometido los muros.

### 5.11.1 Asignación de empujes horizontales en dirección perpendicular a la pantalla

**Figura 71**

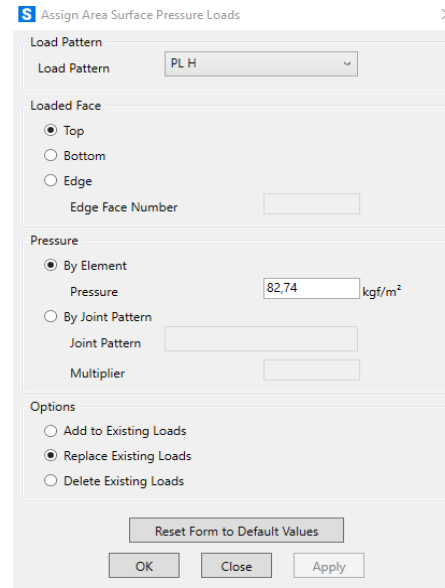
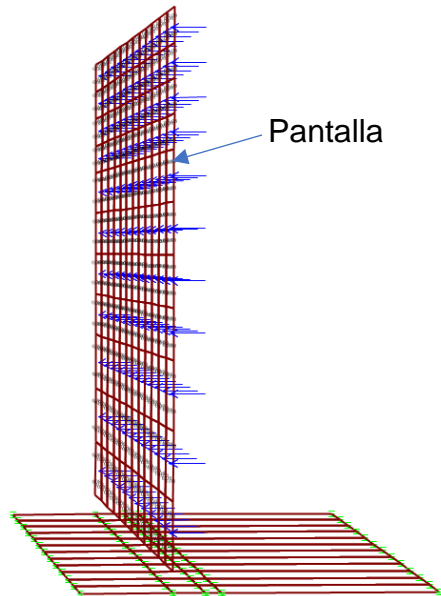
*Empuje horizontal por sobrecarga viva vehicular, LS H*



*Nota.* Asignación de empuje en muro tipo I. Elaborado por: Los autores.

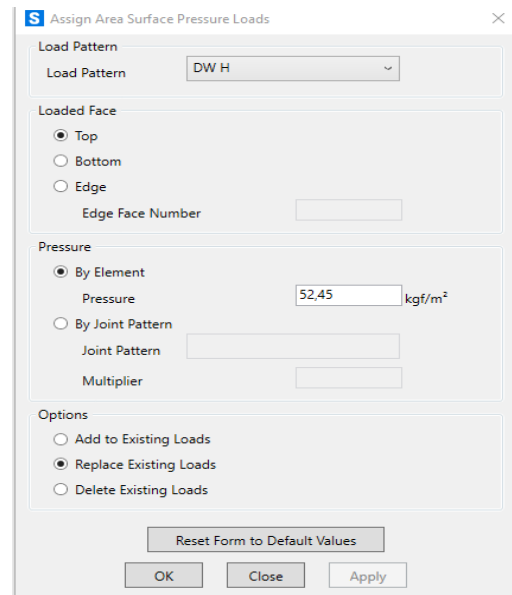
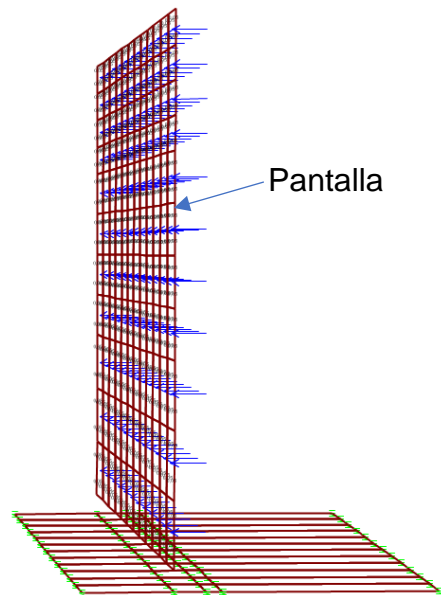
**Figura 72**

*Empuje horizontal por sobrecarga viva peatonal, PL H*



**Figura 73**

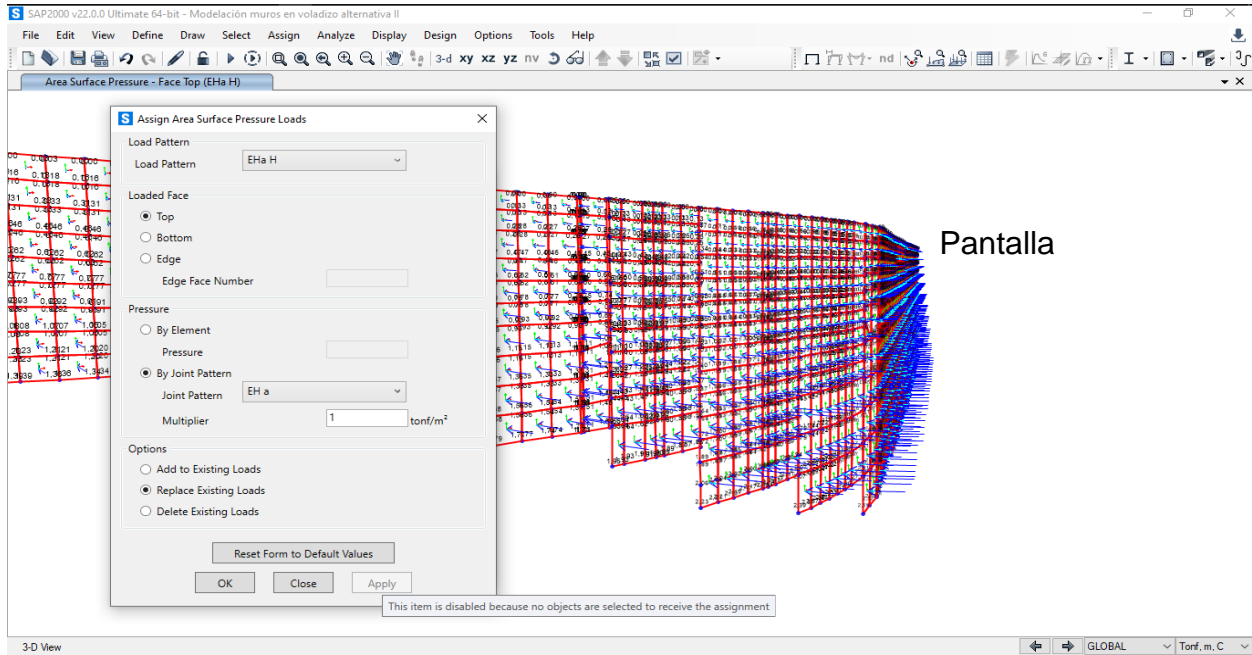
*Empuje horizontal por sobrecarga muerta de vereda, DW H*





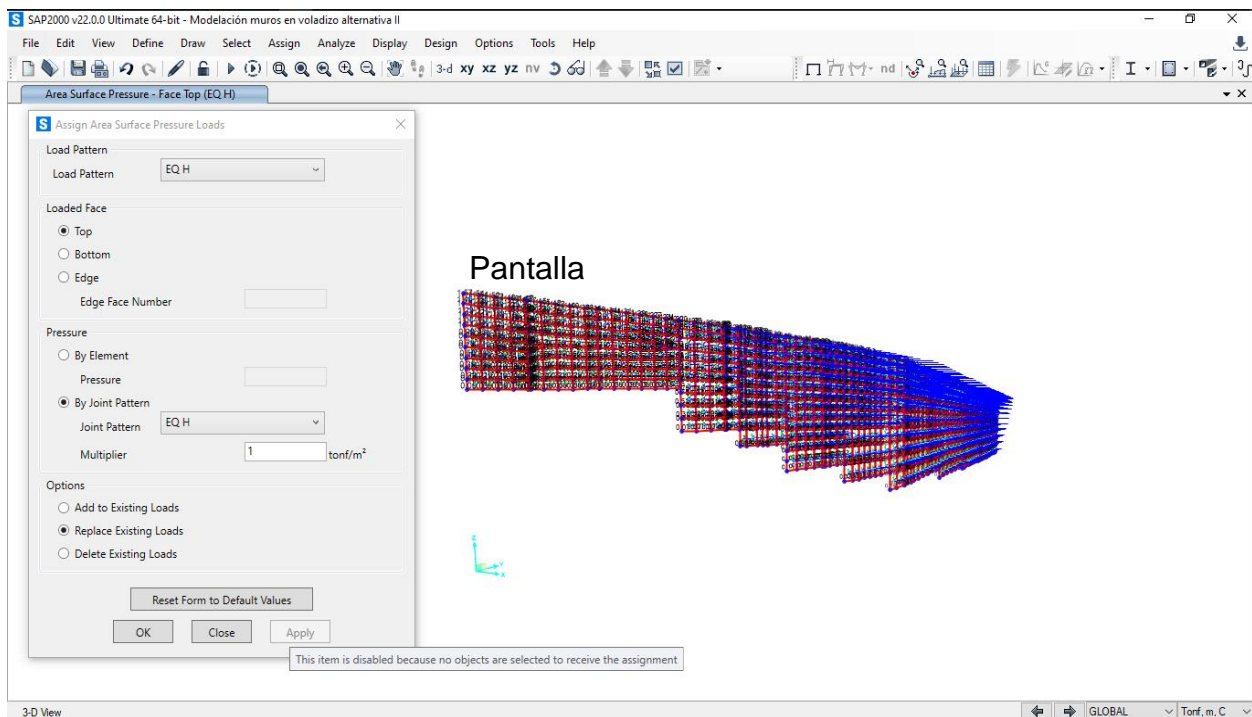
**Figura 74**

*Empuje activo del suelo de relleno, EHa*



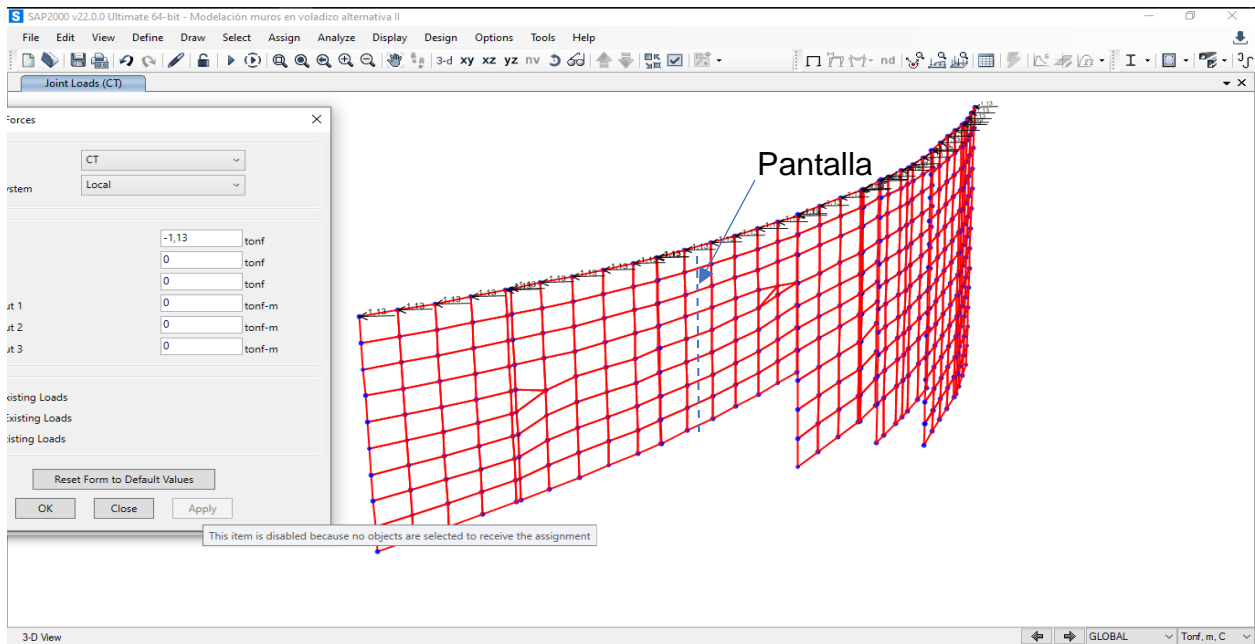
**Figura 75**

*Empuje activo dinámico del suelo de relleno EQ H*



**Figura 76**

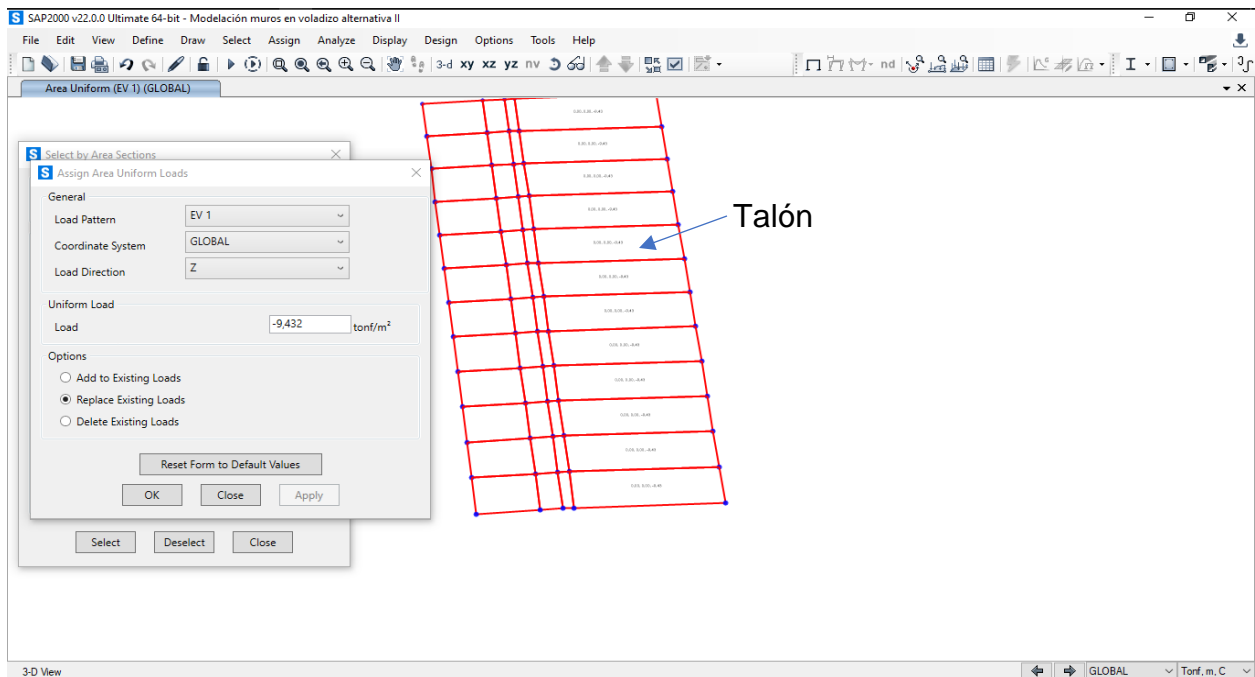
*Fuerza horizontal por impacto vehicular, CT*



**5.11.2 Asignación de cargas verticales en la base de cimentación**

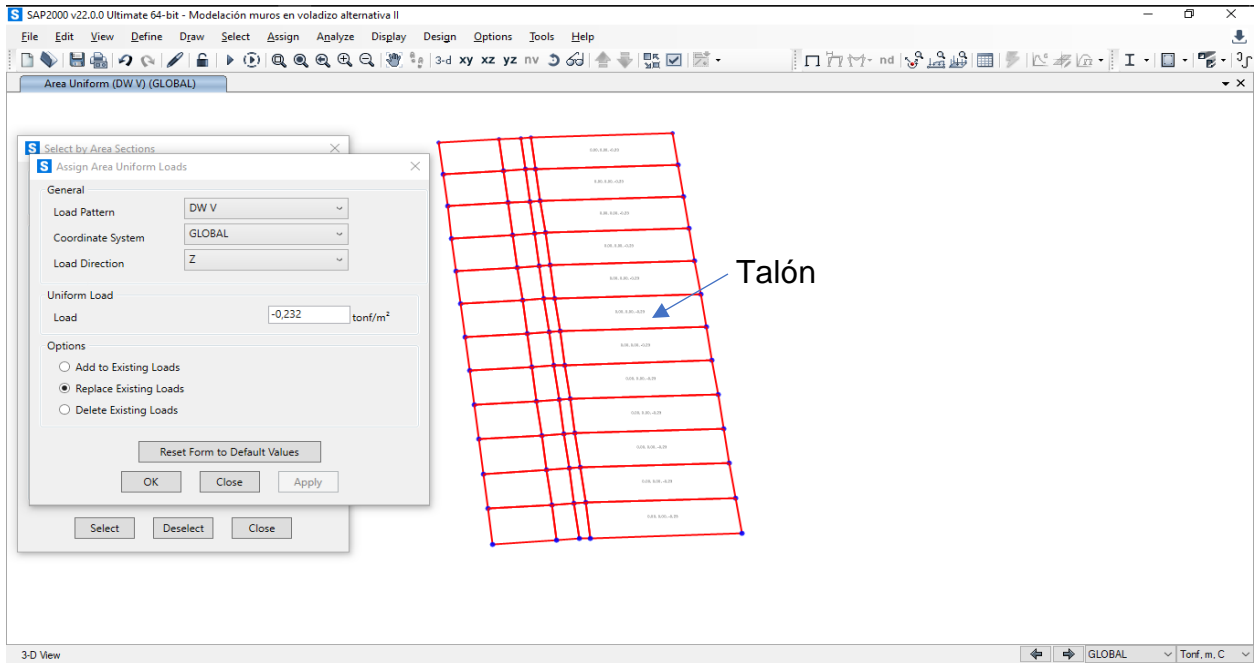
**Figura 77**

*Carga vertical por peso propio del suelo de relleno, EV1*



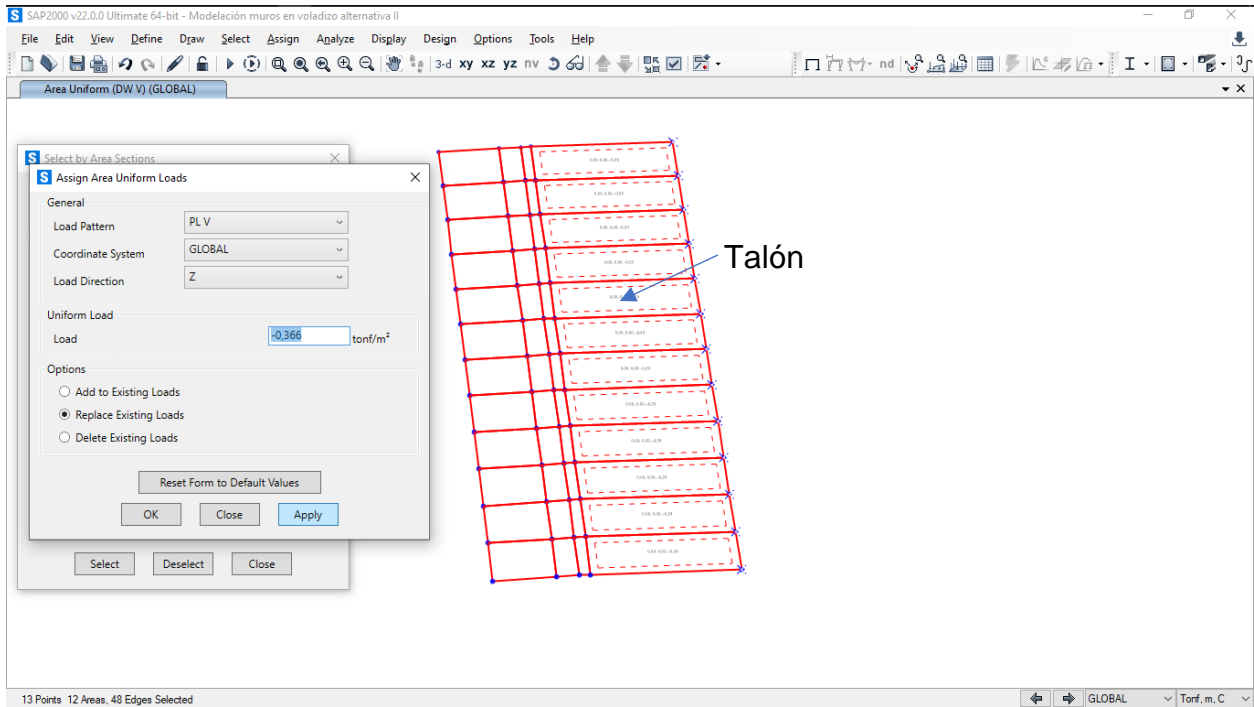
**Figura 78**

*Carga vertical por sobrecarga muerta de vereda, DW V*



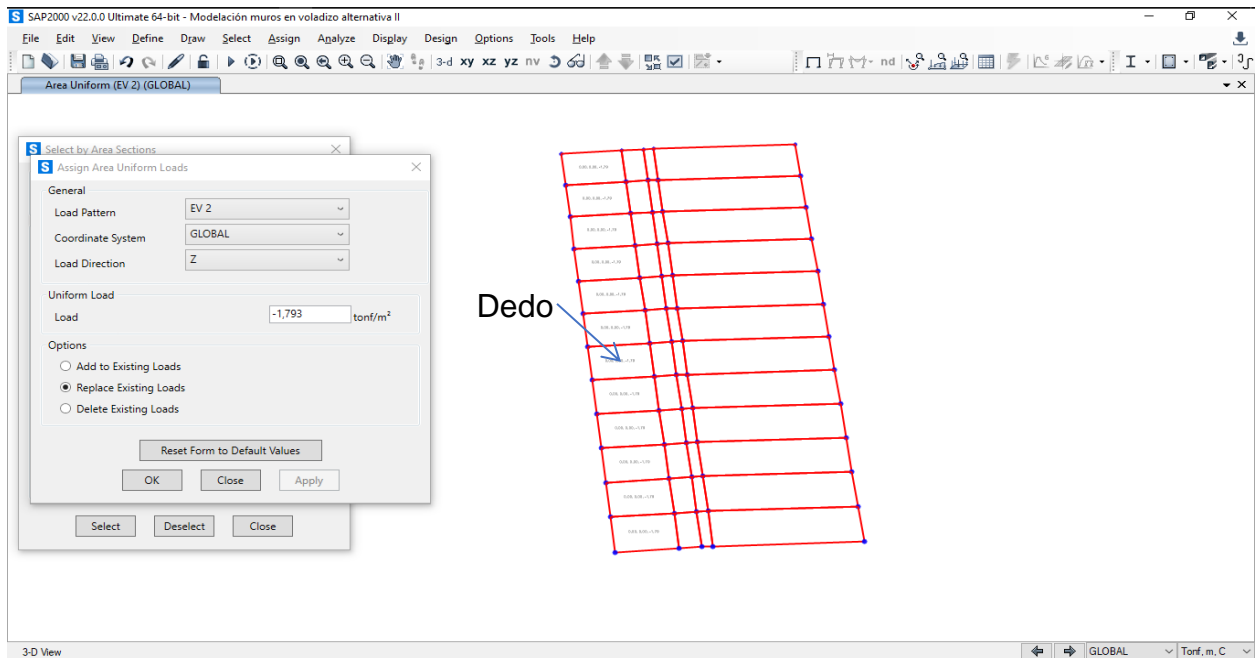
**Figura 79**

*Carga vertical por sobrecarga viva peatonal, PL V*



**Figura 80**

*Carga vertical por peso propio del suelo de relleno pasivo, EV2*

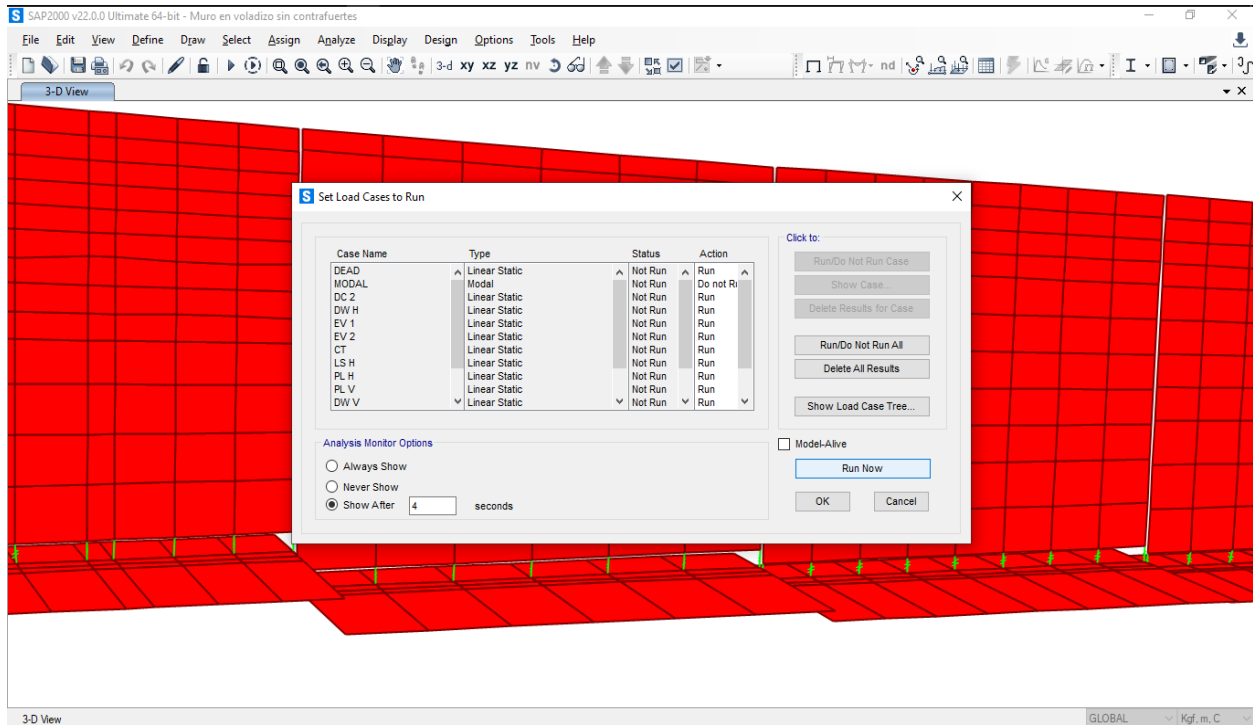


Elaborado por: Los autores.

Una vez terminado de ingresar y verificar las cargas y empujes, se procede analizar las estructuras de contención con **Run Analysis**.

## Figura 81

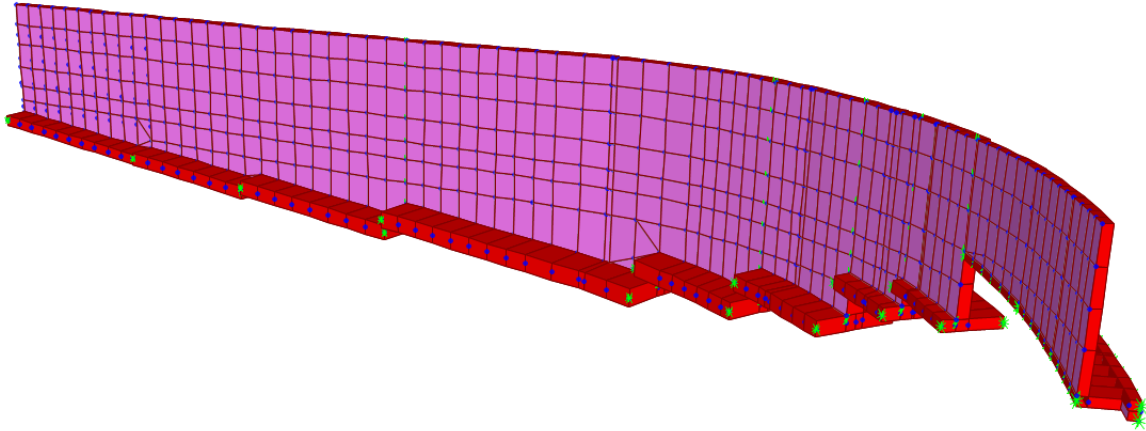
### Análisis de los muros en voladizo



Si el modelado no presenta comentarios de problemas por modelado o inestabilidad en algún punto, se procederá a verificar los esfuerzos de corte y momento en los elementos que conforma a cada muro en voladizo (Pantalla, talón y dedo).

## Figura 82

*Modelamiento de los muros en voladizo inicial para la evaluación*



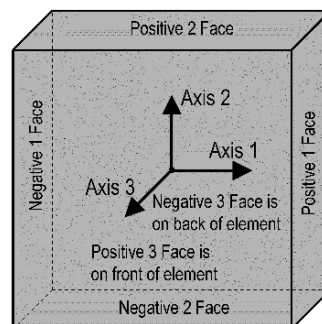
Elaborado por: Los autores a través de Sap2000

### 5.12 Esfuerzos cortantes y momentos en la pantalla

Para tomar los esfuerzos de manera correcta se debe conocer los ejes locales del elemento área “Shell” y reconocer que dirección de corte ( $V_{13}$ ;  $V_{23}$ ) o momento ( $M_{11}$ ;  $M_{22}$ ) actúa cuando se aplica cargas perpendiculares al elemento.

## Figura 83

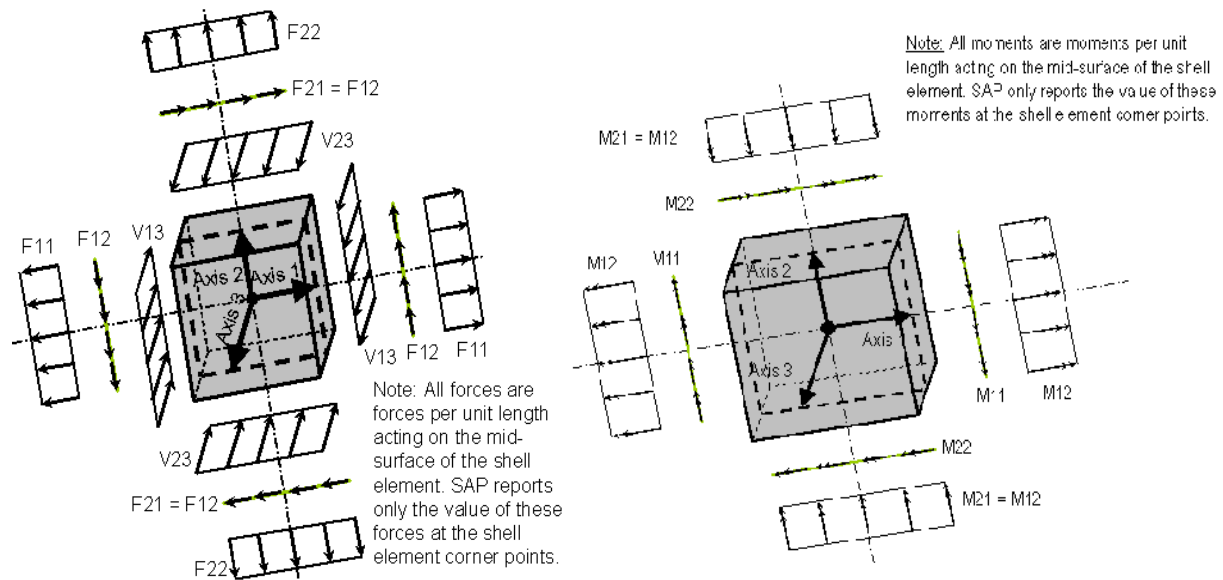
*Identificación de caras de uno elemento Shell*



Fuente: Software Sap2000, (v22.0.0).

## Figura 84

### Notación de fuerzas y momentos en un elemento Shell



Fuente: Software Sap2000, (v22.0.0).

A través del modelamiento se ha logrado identificar que los esfuerzos producto a las combinaciones de AASHTO LRFD y ACI 318-19, su diferencia entre si son muy similares.

- Resistencia Ib = Combinación 2
- Evento extremo Ib = Combinación 5
- Evento extremo Iib = Combinación 4

**Tabla 40**

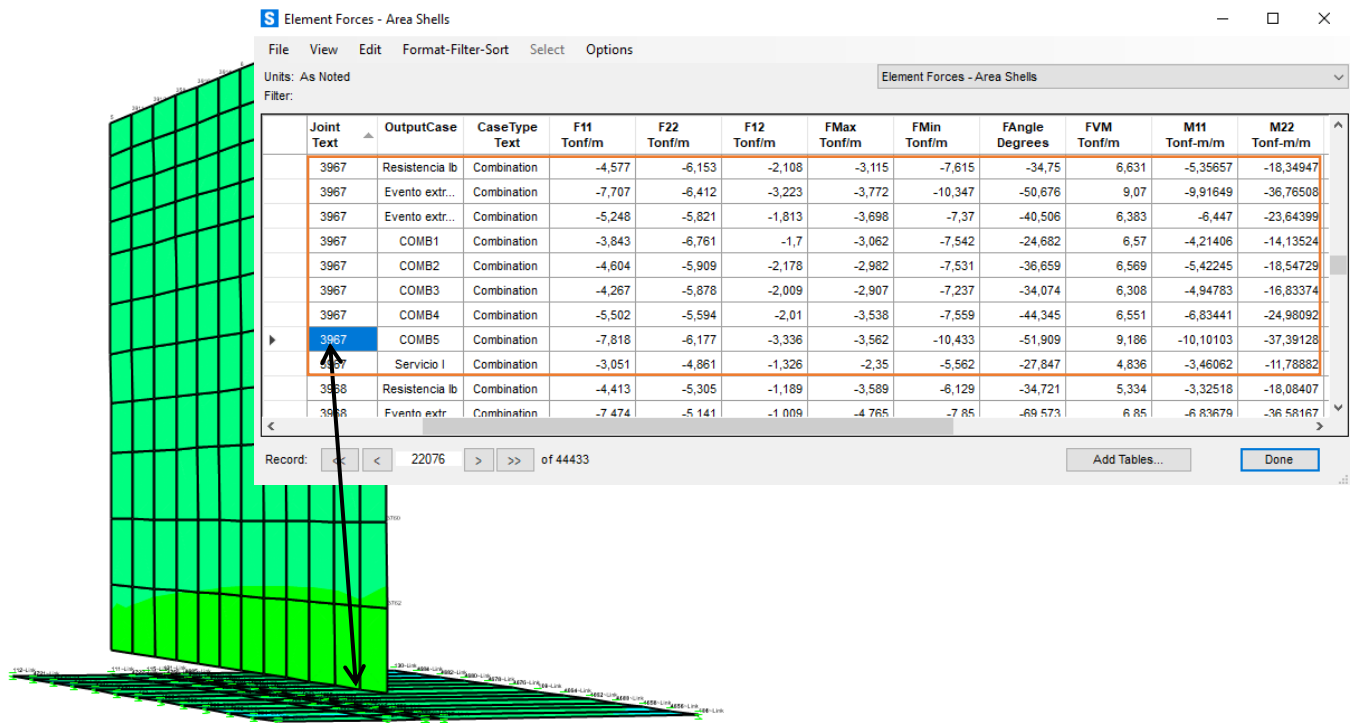
*Resumen de cargas y momentos no mayorados, actuantes en la pantalla del muro 1.*

Tipo de carga	Descripción	H (ton)	Z (m)	MH (ton*m)
EH	Suelo	5,29	1,70	8,99
DW	Vereda	0,26	2,55	0,65
PL	Peatón	0,40	2,55	1,03
LS	Vehículo	0,95	1,95	1,86
EQ	Sismo	6,51	3,06	19,91
CT	Impacto veh.	2,00	5,10	10,21

Elaborado por: Los autores.

**Figura 85**

*Momentos mayorados resultantes del análisis en SAP2000*



*Nota.* Determinación de esfuerzos flectores en la pantalla del muro tipo I a través del nodo indicado. Elaborado por: Los autores.



Verificación manual para la combinación 5 de ACI 318-19.

$$\text{Combinación}_5 = 1,2DW + EQ + 1,6EH + PL + LS$$

$$Mu_5 = 1,2 * 0,65 + 19,91 + 1,6 * 8,99 + 1,03 + 1,86 = 37,96 \text{ ton} * m$$

Las combinaciones de carga que predomina al diseño de la pantalla son de ACI 318-19, para la combinación 5 que toma en consideración al sismo.

**Tabla 41**

*Verificación de momentos horizontales y cortantes, manual y software en la pantalla*

Estado límite	Momento horizontal (ton-m)		Cortante (ton)	
	Manual	Sap2000	Manual	Sap2000
Resistencia Ib	19,51	18,34947	10,69	11,223
Evento Extremo Ib	37,26	36,76508	16,18	18,265
Evento Extremo IIb	26,12	23,64399	11,00	11,765
Servicio I	12,53	11,78882	6,90	7,25
Combinación 1	15,30	14,13524	8,82	9,075
Combinación 2	19,78	18,54729	10,94	11,433
Combinación 3	18,05	16,83374	10,12	10,517
Combinación 4	28,26	24,98092	12,13	12,626
<b>Combinación 5</b>	<b>37,96</b>	<b>37,39128</b>	<b>16,63</b>	<b>18,705</b>

*Nota.* Comparación del cálculo de momentos y fijación del estado límite crítico resultantes en la pantalla del muro **tipo I**. Elaborado por: Los autores.

### 5.13 Esfuerzos de corte y momento en talón

**Tabla 42**

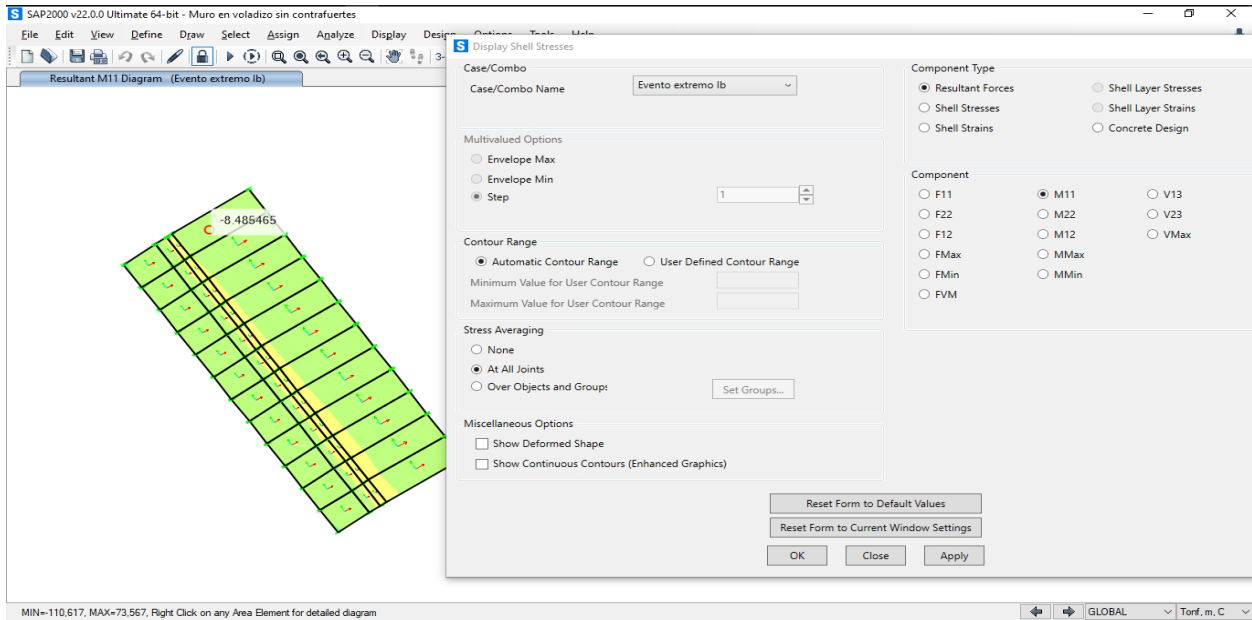
*Resumen de cargas y momentos no mayorados, actuantes en el talón del muro tipo I*

Tipo de carga	Descripción	V (ton/m)	X (m)	MV (ton-m)
DC	Hormigón	0,72	0,375	0,27
EV	Suelo	7,07	0,375	2,65
DW	Vereda	0,17	0,375	0,07
PL	Peatón	0,27	0,375	0,10
EH V	Presión suelo	2,46	0,375	0,92

Elaborado por: Los autores.

**Figura 86**

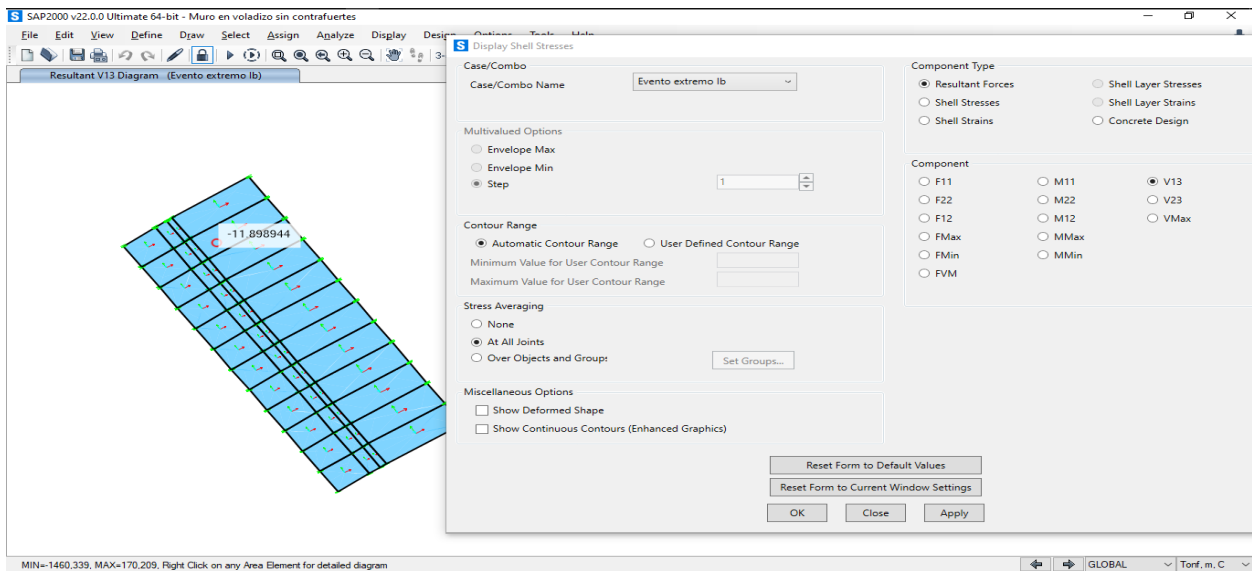
*Obtención de momento actuante en el talón*



*Nota.* Presentación del sentido de análisis en el talón en muro tipo I. Elaborado por: Los autores.

**Figura 87**

*Obtención del cortante actuante en el talón*



*Nota.* Presentación del sentido de análisis en el talón en muro 1. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 43***Verificación de momentos horizontales y cortantes, manual y software en el talón*

Estado límite	Momento (ton/m-m)		Cortante (ton/m)	
	Manual	Sap2000	Manual	Sap2000
Resistencia Ib	4,04	6,16432	7,72	8,132
Evento extremo Ib	10,27	11,83021	18,22	15,602
Evento extremo IIb	5,61	8,06161	10,32	10,633
Servicio I	2,50	3,92754	4,84	5,182
Combinación 1	2,75	3,4865	5,41	4,607
Combinación 2	4,00	5,25753	7,47	6,94
Combinación 3	3,53	4,64799	6,64	6,136
Combinación 4	6,08	7,84045	10,96	10,345
Combinación 5	10,35	11,1011	18,17	14,645

*Nota.* Comparación del cálculo de momentos y fijación del estado límite crítico actuante en el talón del muro 1. Elaborado por: Los autores.

#### 5.14 Esfuerzos de corte y momento en el dedo

Se acostumbra a despreciar el peso del relleno sobre el dedo para generar un diagrama de presión del lado conservador, pero en aquel análisis se ha tomado el interés por considerar.

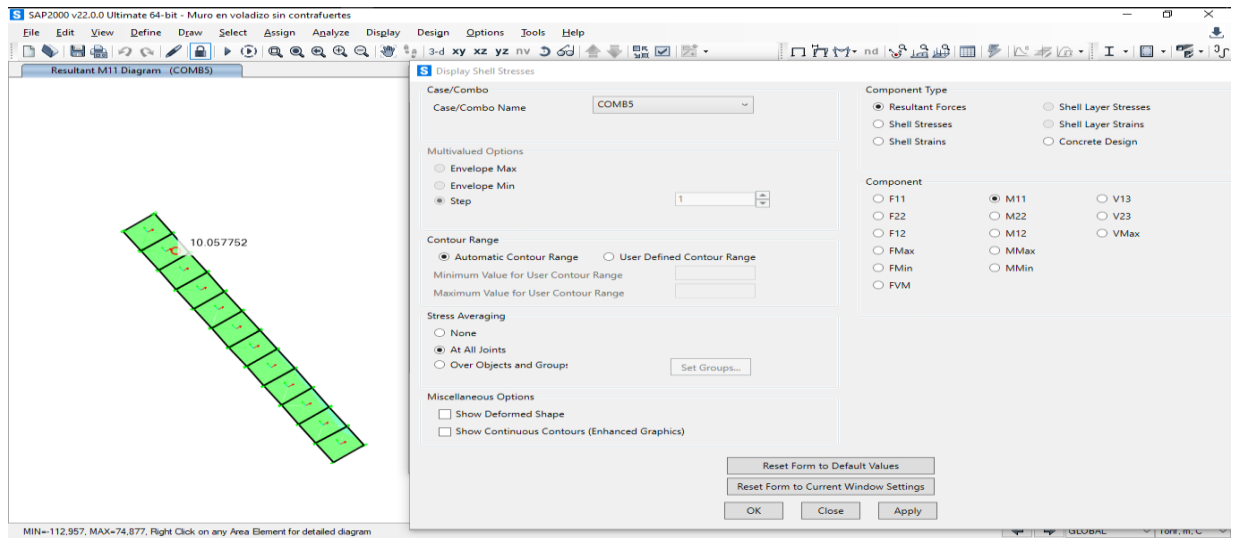
**Tabla 44***Resumen de cargas y momentos no mayorados, actuantes en el dedo del muro 1*

Tipo de carga	Descripción	V (ton/m)	X (m)	MV (ton/m*m)
EV	Suelo	1,52	0,425	0,65

Elaborado por: Los autores.

**Figura 88**

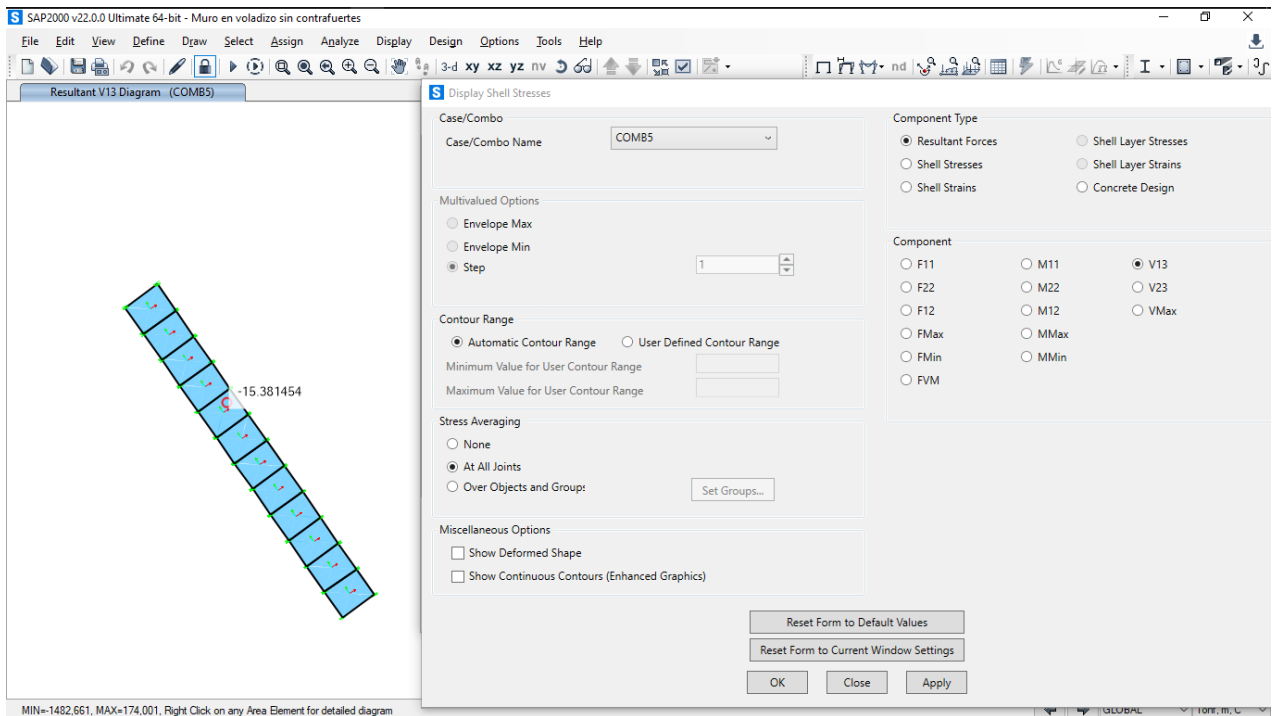
*Obtención de momentos actuantes en el dedo*



*Nota.* Presentación del sentido de análisis en el dedo en muro 1. Elaborado por: Los autores.

**Figura 89**

*Obtención del cortante actuante en el dedo*



*Nota.* Presentación del sentido de análisis en el dedo en muro 1. Elaborado por: Los autores.

**Tabla 45**

*Verificación de momentos horizontales y cortantes, manual y software en el dedo*

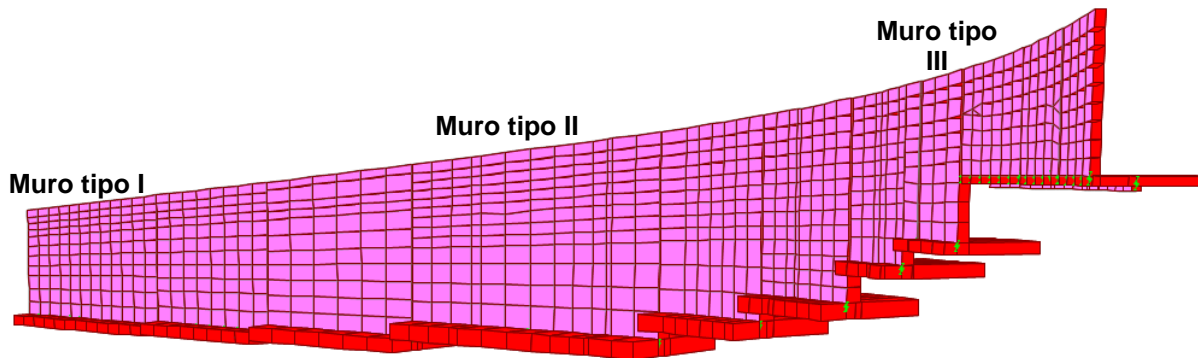
Estado límite	Momento (ton/m-m)		Cortante (ton/m)	
	Manual	Sap2000	Manual	Sap2000
Resistencia Ib	8,85	9,60983	18,58	11,283
Evento extremo Ib	18,92	17,86332	37,73	20,998
Evento extremo IIb	11,44	12,39447	23,47	14,589
Servicio I	5,87	6,2359	12,46	7,322
Combinación 1	7,20	8,95903	15,50	10,503
Combinación 2	8,90	10,84909	18,58	12,726
Combinación 3	8,17	10,0004	17,17	11,728
Combinación 4	12,28	14,55297	24,99	17,113
Combinación 5	19,15	19,31458	38,08	22,691

*Nota.* Comparación del cálculo de momentos y fijación del estado límite crítico actuante en el dedo del muro 1 (Tipo I). Elaborado por: Los autores.

Una vez reflejado la comparación de resultados se puede concluir que no existe una gran diferencia entre normativas de diseño tanto por el cálculo manual y software Sap2000, lo que se pretende por facilidad y precisión conllevar el análisis por métodos numéricos tomando los esfuerzos del software Sap2000.

**Figura 90**

*Modelamiento con incremento de base, alternativa I*



**Tabla 46***Verificación de momentos horizontales y cortantes, manual y software en el talón*

<b>Estado límite</b>	<b>Momento (ton/m-m)</b>		<b>Cortante (ton/m)</b>	
	<b>Manual</b>	<b>Sap2000</b>	<b>Manual</b>	<b>Sap2000</b>
Resistencia Ib	9,01	6,90788	7,70	12,077
Evento Extremo Ib	30,32	15,06194	21,72	22,75
Evento Extremo IIb	13,58	9,22243	10,62	15,087
Servicio I	5,45	4,2762	4,79	7,635
Combinación 1	5,50	4,97986	5,19	9,137
Combinación 2	9,09	7,15045	7,49	11,904
Combinación 3	7,81	6,39433	6,60	10,808
Combinación 4	15,04	9,99088	11,38	15,591
Combinación 5	30,72	15,49354	21,74	22,851

*Nota.* Comparación del cálculo de momentos y fijación del estado límite crítico actuante en el dedo del muro 1 (alternativa I). Elaborado por: Los autores.

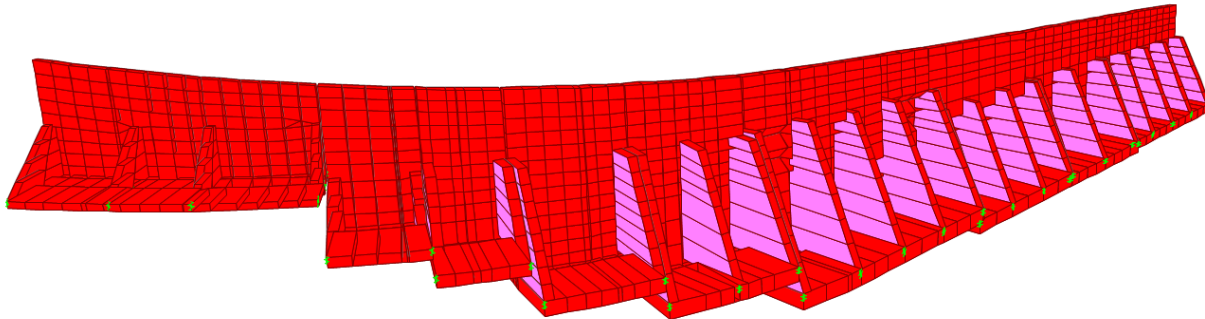
**Tabla 47***Verificación de momentos horizontales y cortantes, manual y software en el dedo*

<b>Estado límite</b>	<b>Momento (ton/m-m)</b>		<b>Cortante (ton/m)</b>	
	<b>Manual</b>	<b>Sap2000</b>	<b>Manual</b>	<b>Sap2000</b>
Resistencia Ib	5,07	8,35802	11,68	9,906
Evento Extremo Ib	10,40	15,80957	22,92	18,737
Evento Extremo IIb	6,19	10,28615	14,02	12,201
Servicio I	3,53	5,45382	8,18	6,468
Combinación 1	4,42	6,66714	10,34	7,909
Combinación 2	4,98	8,44989	11,42	10,012
Combinación 3	4,64	7,72956	10,71	9,16
Combinación 4	6,46	10,86226	14,54	12,88
Combinación 5	10,39	16,08152	22,83	19,056

*Nota.* Comparación del cálculo de momentos y fijación del estado límite crítico actuante en el dedo del muro 1 (alternativa I). Elaborado por: Los autores.

**Figura 91**

*Modelamiento con incremento de base y contrafuertes, alternativa II*



Elaborado por: Los autores.

**Tabla 48**

*Verificación de momentos horizontales y cortantes, manual y software en la pantalla*

Estado límite	Momento [ton/m-m]		Cortante [ton/m]	
	Manual	Sap2000	Manual	Sap2000
Resistencia Ib	1,31	1,23	5,71	4,40
Evento Extremo Ib	1,95	1,83	10,06	7,75
Evento Extremo IIb	1,70	1,60	6,69	5,15
Servicio I	0,84	0,79	3,69	2,84
Combinación 1	1,15	1,08	4,90	3,77
Combinación 2	1,18	1,11	5,84	4,50
Combinación 3	1,10	1,03	5,58	4,30
Combinación 4	1,76	1,65	7,01	5,40
Combinación 5	2,17	2,04	9,77	7,52

*Nota.* Comparación del cálculo de momentos y fijación del estado límite crítico actuante en la pantalla del muro 1 (alternativa II). Elaborado por: Los autores.

**Tabla 49***Verificación de momentos horizontales y cortantes, manual y software en el talón*

Estado límite	Momento [ton/m-m]		Cortante [ton/m]	
	Manual	Sap2000	Manual	Sap2000
Resistencia Ib	0,53	0,50	1,06	0,82
Evento Extremo Ib	1,00	0,94	1,88	1,44
Evento Extremo IIb	0,76	0,71	1,25	0,96
Servicio I	0,34	0,32	0,69	0,53
Combinación 1	0,47	0,44	0,91	0,70
Combinación 2	0,48	0,45	1,09	0,84
Combinación 3	0,45	0,42	1,04	0,80
Combinación 4	0,71	0,67	1,31	1,01
Combinación 5	0,88	0,83	1,82	1,40

*Nota.* Comparación del cálculo de momentos y fijación del estado límite crítico actuante en el talón del muro 1 (alternativa II). Elaborado por: Los autores.

**Tabla 50***Verificación de momentos horizontales y cortantes, manual y software en el talón*

Estado límite	Momento [ton/m-m]		Cortante [ton/m]	
	Manual	Sap2000	Manual	Sap2000
Resistencia Ib	2,47	2,32	4,04	3,11
Evento Extremo Ib	3,67	3,45	7,11	5,48
Evento Extremo IIb	3,21	3,02	4,73	3,64
Servicio I	1,59	1,49	2,61	2,01
Combinación 1	2,17	2,04	3,46	2,66
Combinación 2	2,23	2,09	4,13	3,18
Combinación 3	2,07	1,94	3,95	3,04
Combinación 4	3,31	3,11	4,96	3,82
Combinación 5	4,09	3,85	6,90	5,32

*Nota.* Comparación del cálculo de momentos y fijación del estado límite crítico actuante en el dedo del muro 1 (alternativa II). Elaborado por: Los autores.



## CAPÍTULO VI

### MODELACIÓN DEL TERRAPLEN EN MIDAS GTS (2D)

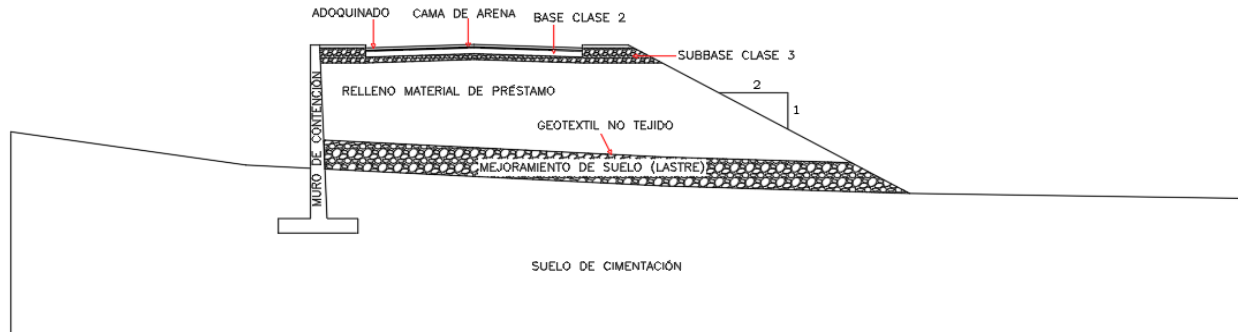
Dado que la prolongación vial se sustenta sobre un terraplén construido con material de préstamo, se hace necesario analizar también su estabilidad. Mismo que está compuesto por un mejoramiento en su base (piedra bola), un material de préstamo que conforma el relleno, un geotextil no anclado entre estratos a cada metro de altura, y las correspondientes capas que conforman el diseño vial que se asientan sobre las capas anteriormente mencionadas, formando el tipo terraplén que se sustenta sobre un suelo de cimentación que también sirve como fundación para el muro de contención. Para el presente análisis se simplifica a la obtención de un factor de seguridad mediante el software de elementos finitos “MIDAS GTS”, en el cual se utilizará la sección de talud más crítico en toda la extensión de la prolongación vial.

#### 6.1 Criterio de elección de talud crítico

En función de la longitud del terraplén analizado y por simplificación del análisis se toma como criterio la elección de un talud crítico, en el cual corresponde con la sección de mayor altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel de terminado vial (rasante) y con base del talud, donde resulte un ángulo que forma con el talud y la horizontal mayor entre ellos y al ángulo de fricción, se trata de un criterio empírico comúnmente utilizado, siendo en el presente análisis esta altura de 4.50 m.

**Figura 92**

*Detalle transversal muro-terraplén*



*Nota:* Se visualiza un corte del terraplén en la abscisa 0+040 correspondiente a la sección de talud más crítico. Elaborado por: Los autores.

## 6.2 Software (Programa MIDAS GTS)

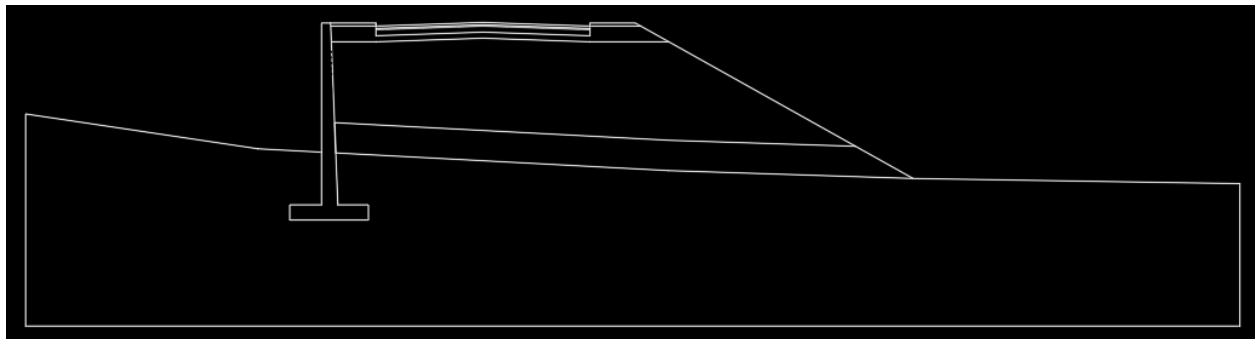
Se trabajó con el programa “MIDAS GTS”, el cual resuelve el talud planteado mediante el cálculo del factor de seguridad mediante el método SMR (Strength Reduction Method, por sus siglas en inglés), el cual va reduciendo gradualmente la resistencia al corte y el ángulo de fricción en una serie de puntos del talud, hasta que los desplazamientos sean excesivos y el proceso iterativo no converja, momento en el cual se considera que el talud falla puesto que se produce una ruptura. El programa utiliza el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb en sus cálculos.

## 6.3 Exportación de modelo en formato dxf a MIDAS GTS

Se empieza exportando el archivo de extensión **.dxf** creado en AutoCAD 3D a MIDAS GTS, seleccionando el botón **file** y posteriormente el comando **DXF 3D**, como se indica a continuación.

**Figura 93**

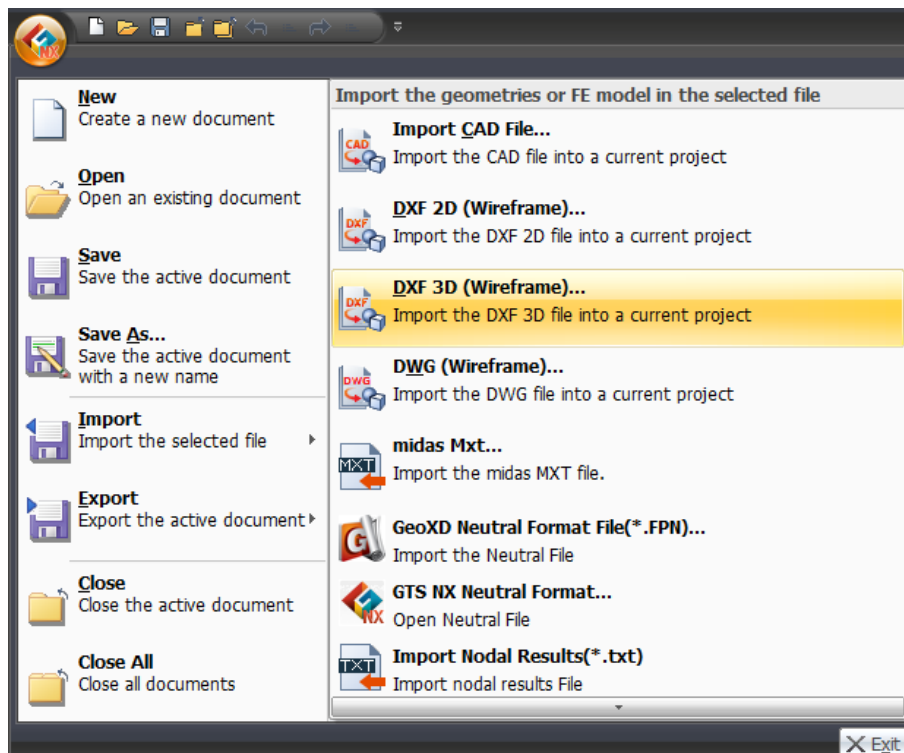
*Plantilla en formato .dxf generada en AutoCAD del talud de sección crítica*



Elaborado por: Los autores a través de AutoCAD.

**Figura 94**

*Ventana de ingreso de plantilla dxf al programa MIDAS GTS*



Elaborado por: Los autores

## 6.4 Definición de cargas

Las cargas que corresponden con el modelo bidimensional planteado serán: peso propio y las cargas estáticas que corresponden con los elementos constitutivos de la vía (carga muerta de barandas, sobrecarga muerta de losa de hormigón) y cargas transitorias (sobrecarga vehicular y sobrecarga peatonal).

**Tabla 51**

*Resumen de cargas y sobrecargas sobre el terraplén*

Nombre	Parámetro	Valor [kg/m]
Carga muerta de barandas	DC2	39,5
Sobrecarga muerta de losa de hormigón	DW	232
Sobrecarga vehicular	WLS	1131,78
Sobrecarga peatonal	WPL	366

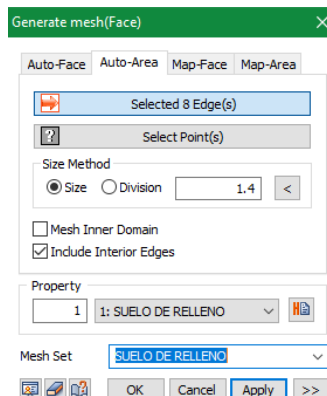
Elaborado por: Los autores.

## 6.5 Mallado

El mallado de elementos finitos tiene como principal propósito ajustar a la geometría adecuada del cuerpo o elemento que está siendo modelado, el tipo de mallado más adecuado y recomendado para el posterior análisis será de tipo triangular con un tamaño de 1.4 m.

**Figura 95**

*Ventana de generación de mallado*



## 6.6 Definición de las propiedades de los materiales

Para el presente modelado en MIDAS GTS ha sido necesario estimar algunos parámetros del suelo tales como Módulo de Elasticidad y coeficiente de Poisson, según diferentes autores, para el suelo de cimentación se optó calcular el módulo de elasticidad en función del número de golpes corregidos N60 del ensayo SPT, y el suelo de relleno este mismo parámetro fue calculado a partir del ensayo CBR realizado por el departamento de fiscalización, entre ambos casos se ha decidido por asumir un valor de coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) obtenido mediante bibliografía especializada, valores solicitados en el proceso de modelación de la estructura, cabe mencionar que el módulo de elasticidad no tendrá participación en la determinación de un factor de seguridad al deslizamiento dado que este parámetro es necesario para calcular las deformaciones, pero es necesario su colocación para el trabajo de modelación. La tabla 6.2 resume los valores empleados.

**Tabla 52**

*Valores típicos obtenidos según diferentes autores para los diferentes materiales componentes del talud*

<b>Elemento</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Fuente</b>	<b>Valor adoptado</b>
Suelo de relleno	Coeficiente de Poisson	Bowles (1986)	0,3
Suelo de cimentación	Coeficiente de Poisson	Bowles (1986)	0,3
Subbase Clase 3	Coeficiente de Poisson (gravas)	Das (1984)	0,2
Lastre	Coeficiente de Poisson	Das (1984)	0,2
Base Clase 2	Módulo de elasticidad (gravas)	Das (1984)	101,98 Kg/cm <sup>2</sup>
	Coeficiente de Poisson (gravas)	Das (1984)	0,2
Cama de arena	Módulo de elasticidad	Das (1984)	102,98 Kg/cm <sup>2</sup>
	Coeficiente de Poisson	Das (1984)	0,3

Elaborado por: Los autores

**Tabla 53***Valores calculados según diferentes autores para los componentes del talud*

<b>Elemento</b>	<b>Módulo de elasticidad</b>	<b>Fuente</b>	<b>Valor adoptado [kg/cm<sup>2</sup>]</b>
Suelo de relleno	$E[MPa] = 17.6(CBR)^{0.64}$ (CBR=8, obtenido por ensayo)	Powell (1984)	679,13
Suelo de cimentación	$E[Kg/cm^2] = 12 (NSPT + 6)$ *gravas y arenas	Beguemnn (1974)	411,86
Hormigón de muro de contención y vereda	$E[Kg/cm^2] = 12400\sqrt{f'c}$	Cabrera X. (2014)	207491,69
Subbase clase 3	$E[MPa] = 17.6(CBR)^{0.64}$ (CBR=44.3, determinado por el fabricante Holcim)	Powell (1984)	2030,87
Hormigón de adoquín	$E \left[ \frac{Kg}{cm^2} \right] = 12400\sqrt{f'c}$ $f'c \text{ adoquín} = 400 \frac{kg}{cm^2}$	Cabrera X. (2014)	248000

Elaborado por: Los autores

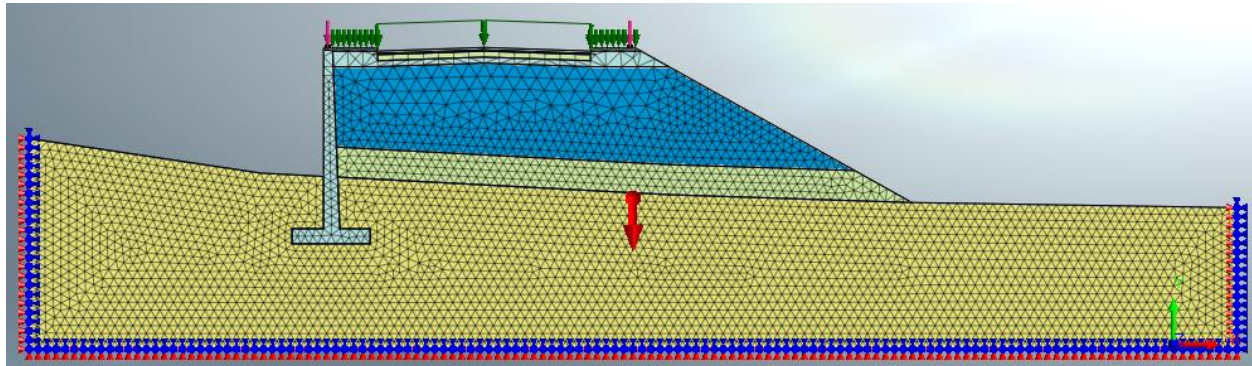
**Tabla 54***Valores calculados mediante ensayo*

<b>Elemento</b>	<b>Ángulo de fricción</b>	<b>Cohesión <math>\frac{kg}{cm^2}</math></b>	<b>Ensayo de obtención</b>
<b>Suelo de relleno</b>	34,84 °	0	Ensayo de corte directo (Laboratorios UPS)
<b>Suelo de cimentación</b>	22,5 °	1,1	Ensayo triaxial UU (Laboratorios GADMUR)

*Nota.* Parámetros del suelo requerido para el análisis y obtenidos a través de ensayos de laboratorio y campo. Elaborado por: Los autores.

**Figura 96**

*Modelación muro-terraplén en la sección crítica*



*Nota:* Sección del terraplén en la abscisa 0+040 correspondiente a la sección del talud más crítico modelado en MIDAS GTS. Elaborado por: Los autores.

## 6.7 Ingreso de parámetros

En cuanto al ingreso de parámetros se debe tomar en cuenta que los materiales que constituyen el talud deben ser ingresados bajo el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, los demás materiales, tales el hormigón deben ser ingresados bajo el modelo constitutivo elástico, el talud original presenta una geomalla, pero dado que no presentan ningún tipo de anclaje se puede considerar que su función tan solamente es la de permitir el flujo del agua y por tanto es despreciable para la consideración de la estabilidad del talud, por lo que se opta por no incluirla en el modelo, para empezar se debe configurar las unidades a las correspondientes al S.I. (Sistema Internacional de Unidades) en la pantalla inferior derecha.

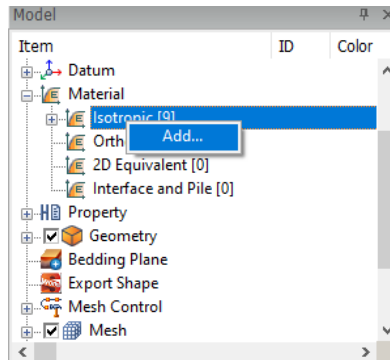
### 6.7.1 Creación de materiales

Existen distintos materiales con sus respectivas propiedades que conforman la sección transversal crítica del talud, a continuación, se detalla la creación de los materiales siendo todos ellos de tipo isotrópico; se trata de los datos mencionados en las tablas 6.2, 6.3 y 6.4 y teniendo en cuenta únicamente los materiales que no trabajan bajo el modelo tipo de Mohr-Coulomb son:

muro, adoquín y concreto de vereda, cuyo caso trabajarán bajo el modo elástico al ser materiales que no son parte constitutiva del terraplén.

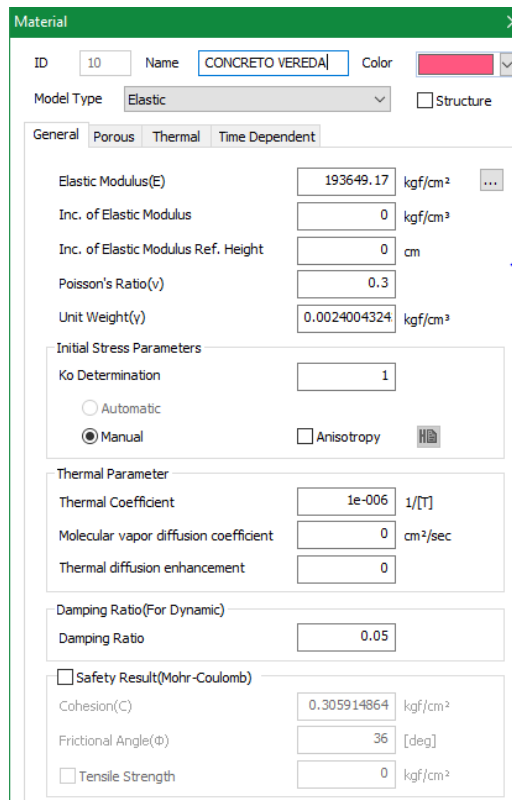
**Figura 97**

*Definición de materiales*



**Figura 98**

*Ventana de ingreso de datos de materiales del programa MIDAS GTS*

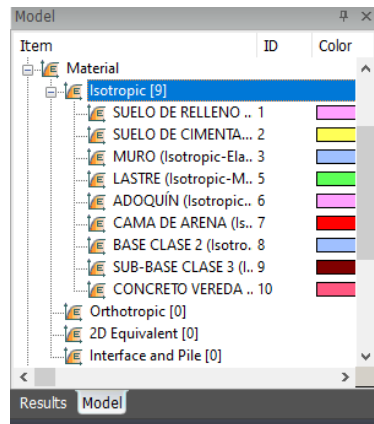


Elaborado por: Los autores.



**Figura 99**

*Ventana de materiales creados*

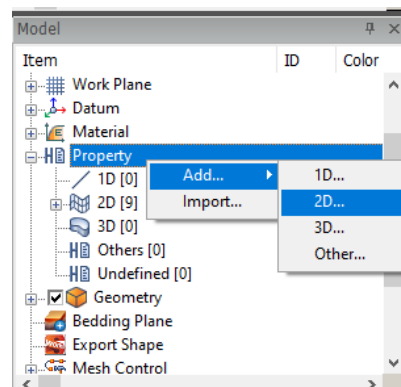


### 5.1.1 Asignación de comportamiento 2D

Tratándose de un modelo en dos dimensiones, es necesario establecer dicho comportamiento de modo que tanto esfuerzos como deformaciones ocurran dentro de un plano bidimensional (XY), es necesario especificar en la sub-ventana **model** el comportamiento de los materiales a propiedades 2D además es necesario que los materiales de suelo de relleno, suelo de cimentación y mejoramiento deben ser creados en la pestaña **Plane Strain**, ya que de esta manera el programa buscará planos de falla dentro de esos materiales, así mismo para los materiales diferentes del suelo el comportamiento 2D serán asignados en la pestaña Shell.

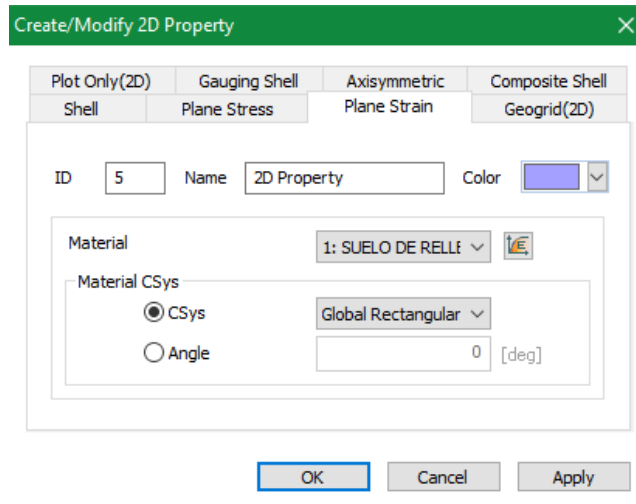
**Figura 100**

*Creación de nuevas propiedades 2D*



**Figura 101**

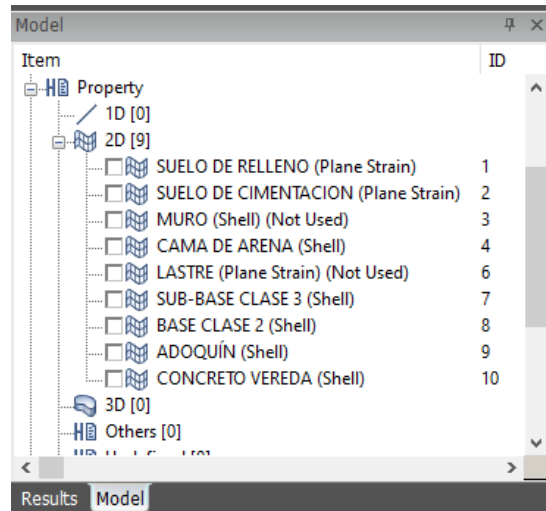
*Ventana de asignación de diferentes tipos de propiedades 2D*



Elaborado por: Los autores.

**Figura 102**

*Propiedades 2D creadas*

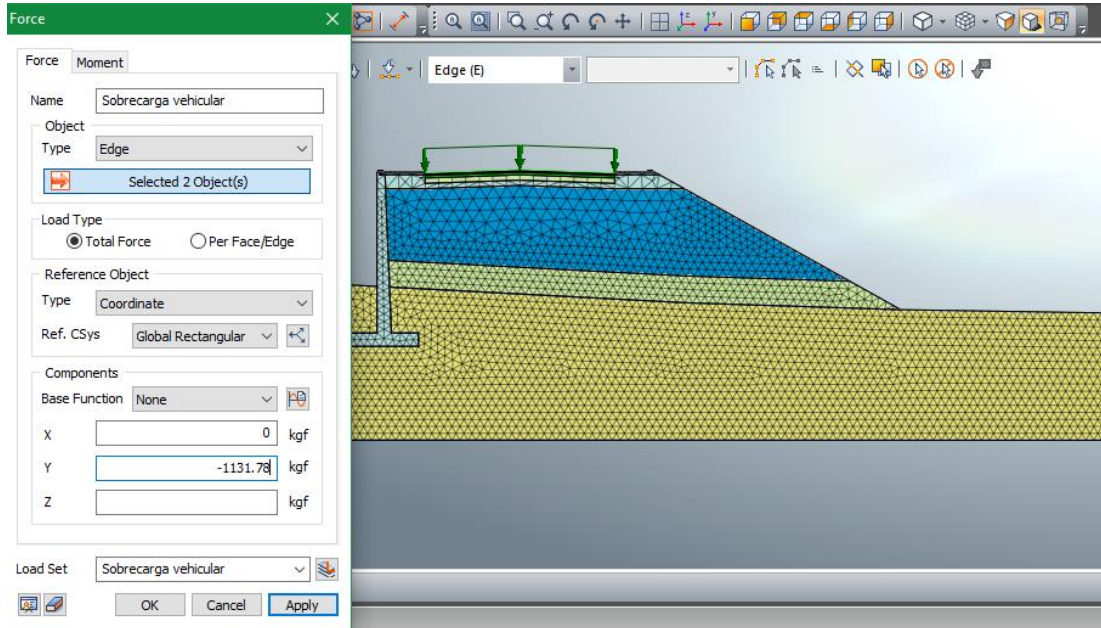


Elaborado por: Los autores.

## 6.7.2 Ingreso de cargas

**Figura 103**

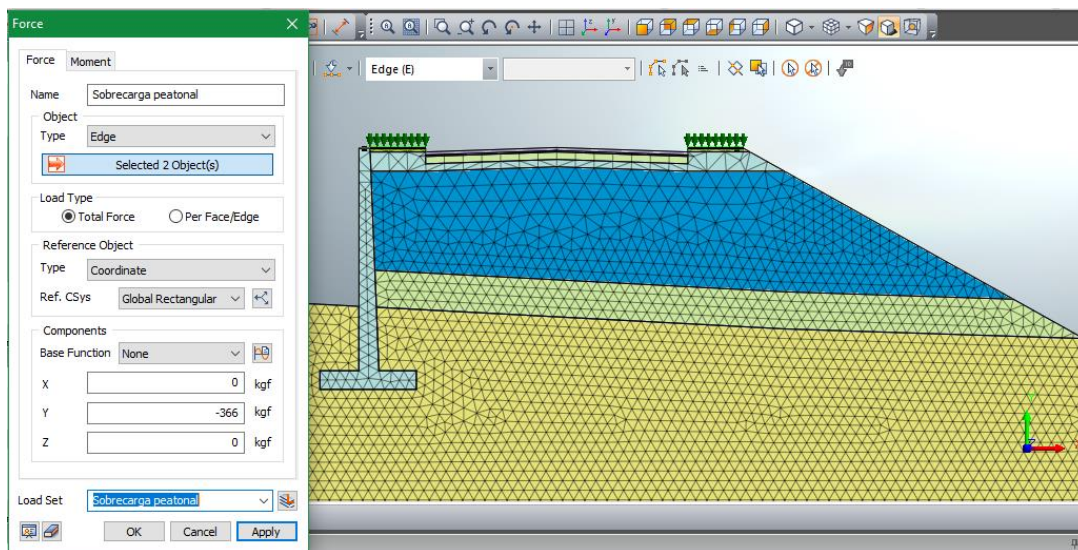
*Ventana de ingreso de sobrecarga vehicular al programa MIDAS GTS*



Elaborado por: Los autores

**Figura 104**

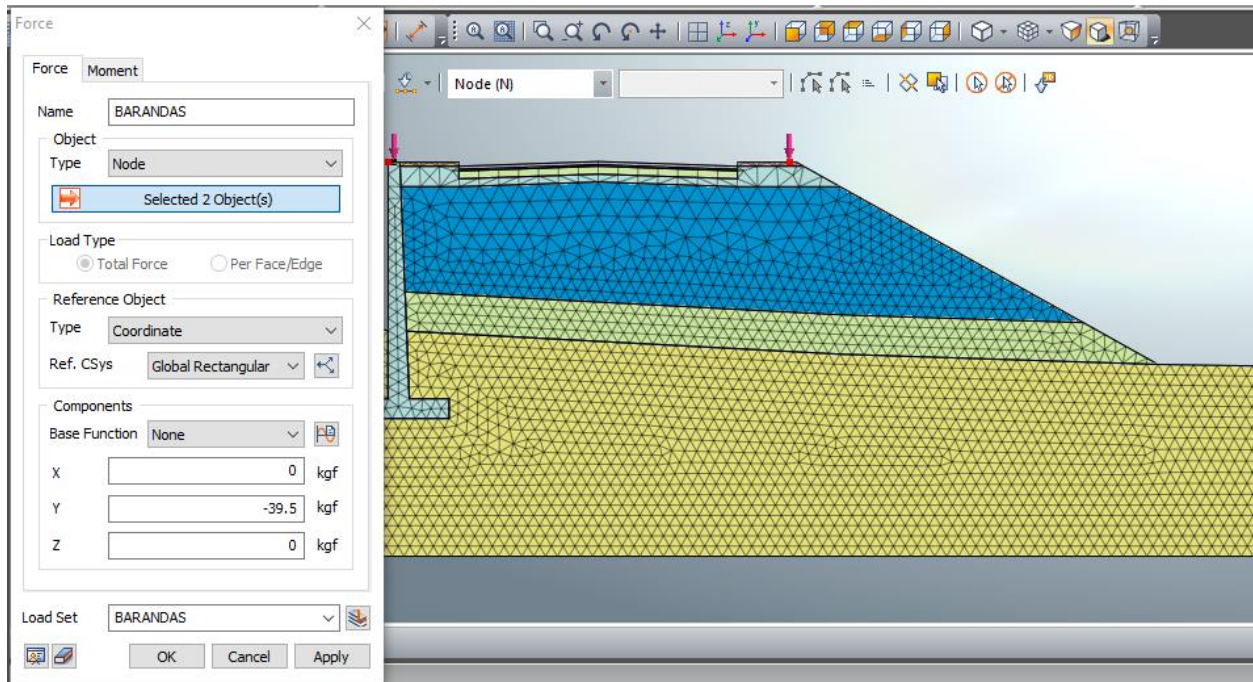
*Ventana de ingreso de sobrecarga peatonal al programa MIDAS GTS*



Elaborado por: Los autores

**Figura 105**

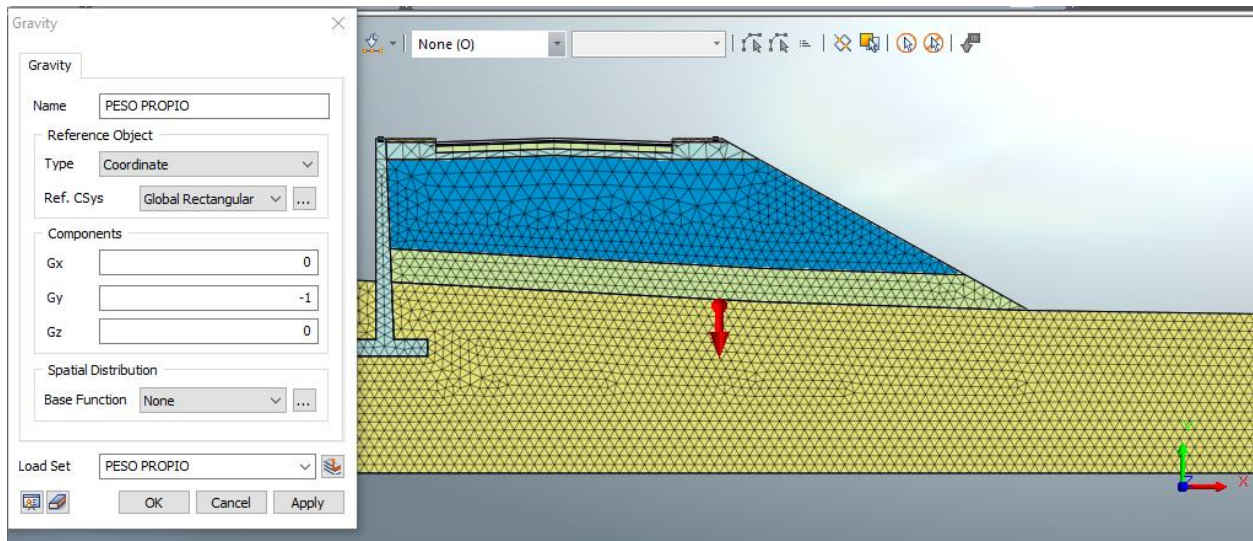
*Ventana de ingreso de carga de barandas al programa MIDAS GTS*



Elaborado por: Los autores

**Figura 106**

*Ventana de ingreso de peso propio al programa MIDAS GTS*



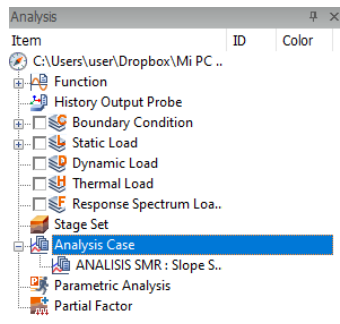
Elaborado por: Los autores

## 6.8 Configuración del caso de análisis

Como se menciona anteriormente, todos los materiales que conforman el talud deben ser ingresados bajo el modelo constructivo de Mohr Coulomb, para el caso de análisis planteado por el programa; los materiales sobre el cual va a generar una serie de iteraciones hasta llegar al punto de ruptura a lo largo de una línea de falla.

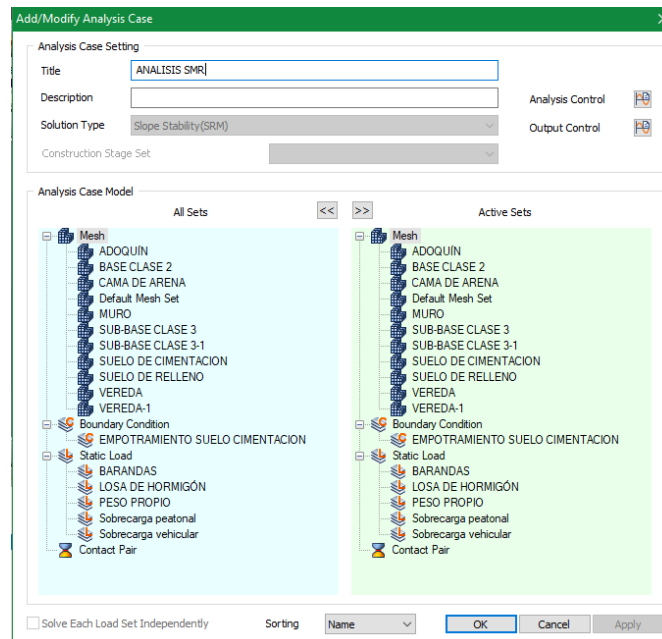
**Figura 107**

*Ventana de ingreso de datos de materiales del programa MIDAS GTS*



**Figura 108**

*Ventana de configuración del caso de análisis del programa MIDAS GTS*





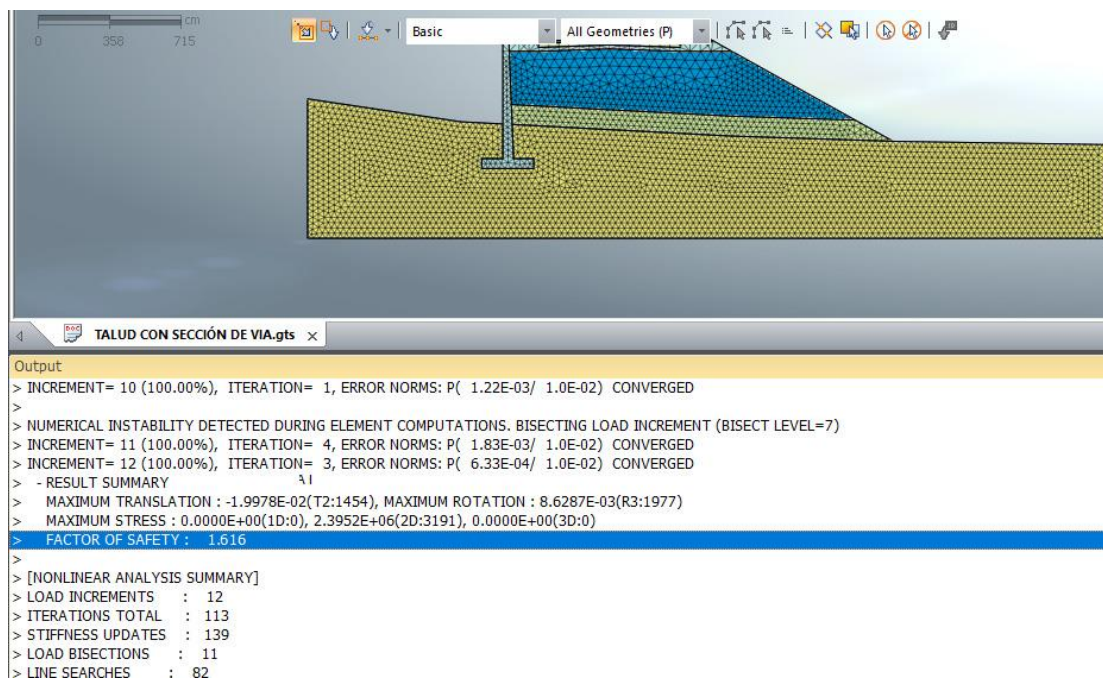
Es importante que en los casos activos se encuentren todas las cargas estáticas, así como el peso propio de toda la estructura, y configurar el caso análisis al método SMR.

## 6.9 Factor de seguridad del talud por el método SMR

El análisis concluye con la obtención del factor de seguridad al deslizamiento mediante el método SMR, obteniéndose un valor de 1.616 que en concordancia con la normativa AASHTO LRFD en situación estática un factor de seguridad mínimo entre 1,33 a 1,50, como también frente a la normativa ecuatoriana de la construcción por un factor mínimo de 1,50 en condición estática y agua subterránea normal, por tal razón, el valor obtenido es aceptable y cumple con lo estipulado en las normativas vigentes.

### Figura 109

Ventana de resultado de análisis del programa MIDAS GTS



*Nota:* Se visualiza la ventana del resultado de análisis para el talud planteado. Elaborado por: los autores.

## CAPÍTULO VII

### EVALUACIÓN DE MUROS EN VOLADIZO Y TERRAPLÉN

#### 7.1 Evaluación de muros en voladizo

En este apartado se analizará, verificará y propondrá dos sistemas de reforzamiento para lograr el cumplimiento en estabilidad externa y resistencia de los elementos que conforman el muro de contención en voladizo, y en los siguientes capítulos se detallará el diseño y la solución más viable económica y constructivamente. Esta evaluación se regirá en las guías de diseño AASHTO LRFD (2020) y ACI 318-19.

#### 7.2 Cargas y momentos factorados por AASHTO LRFD

Se presenta a continuación, las tablas de fuerzas verticales y momentos mayorados que generan estabilización (como ejemplo práctico, el muro I), esto se realiza para cada estado límite aplicado.

**Tabla 55**

*Fuerzas verticales mayorados, muro I*

<b>Carga</b>	<b>DC 1</b>	<b>DC 2</b>	<b>DW</b>	<b>EV 1</b>	<b>EV2</b>	<b>PL</b>	<b>EH V</b>	
V (ton/m)	<b>6,56</b>	<b>0,04</b>	<b>0,21</b>	<b>7,78</b>	<b>1,52</b>	<b>0,33</b>	<b>2,75</b>	$\sum V_u$
$\gamma$	0,90		0,65	1,00		0,00	1,50	
Resistencia Ia	5,90	0,04	0,14	7,78	1,52	0,00	4,13	19,51
$\gamma$	1,25		1,50	1,35		1,75	1,50	
Resistencia Ib	8,20	0,05	0,31	10,50	2,06	0,58	4,13	25,83
$\gamma$	0,90		0,65	1,00		0,00	1,00	
Evento extremo Ia	5,90	0,04	0,14	7,78	1,52	0,00	2,75	18,13
$\gamma$	1,25		1,50	1,35		1,00	1,50	
Evento extremo Ib	8,20	0,05	0,31	10,50	2,06	0,33	4,13	25,58
$\gamma$	0,90		0,65	1,00		0,00	1,50	
Evento extremo IIa	5,90	0,04	0,14	7,78	1,52	0,00	4,13	19,51
$\gamma$	1,25		1,50	1,35		0,50	1,50	
Evento extremo IIb	8,20	0,05	0,31	10,50	2,06	0,16	4,13	25,42
$\gamma$	1,00		1,00	1,00		0,00	1,00	
Servicio I	6,56	0,04	0,21	7,78	1,52	0,00	2,75	18,90

**Tabla 56***Momentos resistentes mayorados, muro I*

<b>Carga</b>	<b>DC 1</b>	<b>DC 2</b>	<b>DW</b>	<b>EV 1</b>	<b>EV2</b>	<b>PL</b>	<b>EH V</b>	
<b>Mv (ton-m/m)</b>	6,79	0,04	0,33	12,73	0,65	0,53	5,65	<b>ΣMr</b>
γ	0,90		0,65	1,00		0,00	1,50	
<b>Resistencia Ia</b>	6,11	0,04	0,22	12,73	0,65	0,00	8,47	28,21
γ	1,25		1,50	1,35		1,75	1,50	
<b>Resistencia Ib</b>	8,49	0,05	0,50	17,19	0,87	0,92	8,47	36,49
γ	0,90		0,65	1,00		0,00	1,00	
<b>Evento extremo Ia</b>	6,11	0,04	0,22	12,73	0,65	0,00	5,65	25,39
γ	1,25		1,50	1,35		1,00	1,50	
<b>Evento extremo Ib</b>	8,49	0,05	0,50	17,19	0,87	0,53	8,47	36,10
γ	0,90		0,65	1,00		0,00	1,50	
<b>Evento extremo IIa</b>	6,11	0,04	0,22	12,73	0,65	0,00	8,47	28,21
γ	1,25		1,50	1,35		0,50	1,50	
<b>Evento extremo IIb</b>	8,49	0,05	0,50	17,19	0,87	0,26	8,47	35,84
γ	1,00		1,00	1,00		0,00	1,00	
<b>Servicio I</b>	6,79	0,04	0,33	12,73	0,65	0,00	5,65	26,19

$$Q = \Sigma(n_i * \gamma_i * Q_i)$$

**Donde:** $Q =$  Solicitación última mayorada $\eta_i =$  Factor de modificación de cargas, valor relacionado a la ductilidad. $\gamma_i =$  Factor de carga. $Q_i =$  Solicitación

Las solicitaciones que provocan desestabilización a la estructura de contención se presentan en las siguientes tablas para cada estado límite establecidos anteriormente.



**Tabla 57***Fuerzas horizontales mayoradas, muro 1*

<b>Carga</b>	<b>EH</b>	<b>EHDW</b>	<b>EHLS</b>	<b>EHPL</b>	<b>ΔEQ</b>	<b>ΔEQ D</b>	<b>CT</b>	
<b>H (ton/m)</b>	<b>5,93</b>	<b>0,27</b>	<b>1,02</b>	<b>0,43</b>	<b>7,30</b>	<b>2,29</b>	<b>2,00</b>	<b>Σ</b>
γ	1,50	1,50	1,75	0,00	0,00		0,00	
Resistencia Ia	8,90	0,41	1,79	0,00	0,00	0,00	0,00	11,09
γ	1,50	1,50	1,75	1,75	0,00		0,00	
Resistencia Ib	8,90	0,41	1,79	0,75	0,00	0,00	0,00	11,84
γ	1,50	1,50	1,00	0,00	1,00		0,00	
Evento extremo Ia	8,90	0,41	1,02	0,00	7,30	2,29	0,00	19,92
γ	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00		0,00	
Evento extremo Ib	8,90	0,41	1,02	0,43	7,30	2,29	0,00	20,34
γ	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00		1,00	
Evento extremo Ia	8,90	0,41	0,00	0,00	0,00	0,00	2,00	11,30
γ	1,50	1,50	0,50	0,50	0,00		1,00	
Evento extremo Ib	8,90	0,41	0,51	0,21	0,00	0,00	2,00	12,03
γ	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00		0,00	
Servicio I	5,93	0,27	1,02	0,43	0,00	0,00	0,00	7,65

**Tabla 58***Momentos desestabilizadores mayorados, muro 1*

<b>Carga</b>	<b>EH</b>	<b>EHDW</b>	<b>EHLS</b>	<b>EHPL</b>	<b>ΔEQ</b>	<b>ΔEQ D</b>	<b>CT</b>	
<b>Mh (ton-m/m)</b>	<b>10,67</b>	<b>0,73</b>	<b>2,15</b>	<b>1,15</b>	<b>23,64</b>	<b>5,79</b>	<b>11,01</b>	<b>Σ</b>
γ	1,50	1,50	1,75	0,00	0,00		0,00	
Resistencia Ia	16,01	1,09	3,77	0,00	0,00	0,00	0,00	20,87
γ	1,50	1,50	1,75	1,75	0,00		0,00	
Resistencia Ib	16,01	1,09	3,77	2,01	0,00	0,00	0,00	22,89
γ	1,50	1,50	1,00	0,00	1,00		0,00	
Evento extremo Ia	16,01	1,09	2,15	0,00	23,64	5,79	0,00	48,69
γ	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00		0,00	
Evento extremo Ib	16,01	1,09	2,15	1,15	23,64	5,79	0,00	49,84
γ	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00		1,00	
Evento extremo Ia	16,01	1,09	0,00	0,00	0,00	0,00	11,01	28,12
γ	1,50	1,50	0,50	0,50	0,00		1,00	
Evento extremo Ib	16,01	1,09	1,08	0,58	0,00	0,00	11,01	29,77
γ	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00		0,00	
Servicio I	10,67	0,73	2,15	1,15	0,00	0,00	0,00	14,71

### 7.3 Verificación de la estabilidad externa en los muros voladizo

Para la evaluación no es necesario considerar la presión pasiva, si fuera el caso de incluir esta presión se debe evaluar en campo si no existe algún efecto de socavación o puede ser removido el material.

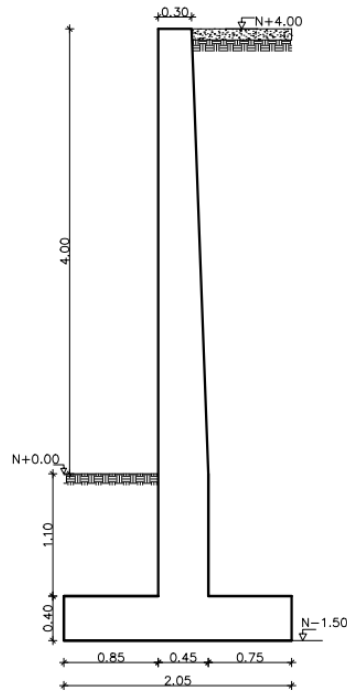
$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I = 1.$$

#### Muro 1

Figura 110

*Geometría del muro 1*



Elaborado por: Los autores.

### 7.3.1 *Estabilidad al volcamiento*

Los criterios de verificación del volcamiento se realizan a través del control de la excentricidad de la fuerza resultante dicho anteriormente, a continuación, se presenta el parámetro de control para cada estado límite analizado.

#### 7.3.1.1 **Estado límite de resistencia (Ia)**

La fuerza resultante vertical se debe mantener dentro de los dos tercios centrales ( $e \leq B/3$ ), en caso de estar soportado en roca se mantiene en 9/10 centrales ( $e \leq 0,45B$ ).

$$X_o = \frac{M_{volcador} - M_{resistente}}{Vu}$$

$$e = \frac{B}{2} - X_o$$

La excentricidad para el estado límite de resistencia debe ser menor a:

$$e \leq \frac{B}{3}$$

#### 7.3.1.2 **Estado límite de evento extremo (Ia)**

Cuando el factor de carga  $\gamma_{EQ} = 0$ , la fuerza resultante se debe mantener dentro de los dos tercios centrales del cimiento para cualquier suelo ( $e \leq B/3$ ).

Cuando se presenta un factor de carga  $\gamma_{EQ} = 1$ , la fuerza resultante se debe mantener dentro de los 8/10 centrales del cimiento para cualquier suelo ( $e \leq 2B/5$ ).

Para la revisión por el estado límite de evento extremo la excentricidad debe ser menor a:

$$e \leq \frac{2B}{5}$$

### 7.3.1.3 Estado límite de evento extremo (IIa)

Para este tipo de estado ocasionado por un impacto vehicular, la excentricidad debe ser menor a:

$$e \leq \frac{B}{3}$$

Una vez conocidos los criterios de verificación, se procede al análisis de estabilidad al volcamiento del ejemplo práctico del muro 1.

**Tabla 59**

*Verificación de la estabilidad al vuelco, caso a*

Estado	Vu (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	Xo (m)	e (m)	Revisión	CDR
Resistencia Ia	19,5	28,2	20,9	0,376	0,649	Cumple	1,05
Evento extremo Ia	18,1	25,4	48,7	-1,285	2,31	No Cumple	0,35
Evento extremo IIa	19,5	28,2	28,1	0,005	1,02	No Cumple	0,67

Elaborado por: Los autores.

### 7.3.2 Estabilidad al deslizamiento en la base del muro

**Factores de reducción de resistencia:** utilizados para la evaluación contra al deslizamiento de base son los siguientes:

$\phi_T = 1.00$  Estado límite de resistencia (Tabla 11.5.7-1)

$\phi_T = 1.00$  Estado límite de servicio (Tabla 10.5.5.2.2-1)

$\phi_T = 1.00$  Estado límite de evento extremo (Art. 11.5.8)

Coefficiente de fricción suelo-cimentación de hormigón armado.

$$\mu = \tan(\phi_s)$$

En AASHTO LRFD, (2020) en su tabla C3.11.5.3-1 presenta ángulos de fricción entre diferentes materiales, en el proyecto analizado se ha visualizado en sus planos y estudio de suelo que existe un mejoramiento con subbase clase 3, en el cual se tomara un ángulo de fricción de  $\phi_s = 31^\circ$  para el siguiente análisis.

$\phi_{ep} = 0,50$  Factor de reducción de resistencia de presión pasiva. (Tabla 10.5.2.2.1)

$$F_R = \phi R_n = \phi_T * \mu * Vu + \phi_{ep} * EH_p$$

**Tabla 60**

*Verificación de la estabilidad al deslizamiento en la base, caso a*

Estado	$\phi_{ep} * EH_p$ (ton/m)	$\phi_T * \mu * Vu$ (ton/m)	FR (ton/m)	EHu (ton/m)	Verificación	CDR
Resistencia Ia	2,70	10,81	13,51	11,09	Cumple	1,22
Evento extremo Ia	2,70	10,05	12,75	19,92	No Cumple	0,64
Evento extremo IIa	2,70	10,81	13,51	11,30	Cumple	1,20

Elaborado por: Los autores.

$$\phi R_n = F_R \geq EH_u$$

$$CDR = \frac{F_R}{EH_u} \geq 1$$

**Donde:**

$CDR =$  Relación demanda/capacidad

### 7.3.3 Presiones de contacto suelo-estructura

Para el chequeo de presión que debe soportar el suelo de cimentación, se realiza con las combinaciones de carga del caso B.

La capacidad que resiste el suelo de cimentación a las cargas que provienen del peso propio y cargas externas ( $q_R$ ), y dependiendo del tipo de estado límite estos se minorizan por un factor de reducción de resistencia  $\phi_b$ .

- **Estado límite de resistencia (Ib)**, con  $\phi_b = 0,55$  (Tabla 11.5.7-1)

$$q_R = \phi_b * (FS * q_{adm})$$

$$q_R = 0,55 * \left( 3 * 12 \frac{ton}{m^2} \right) = 19,80 \frac{ton}{m^2}$$

- **Estado límite de evento extremo (Ib-IIb)**, con  $\phi_b = 0,80$  (Art 11.5.8)

$$q_R = \phi_b * (FS * q_{adm})$$

En condiciones sísmicas la capacidad admisible del suelo se incrementa un 30%, recomendado del estudio geotécnico.

$$q_R = 0,80 * \left( 3 * 1,30 * 12 \frac{ton}{m^2} \right) = 37,44 \frac{ton}{m^2}$$

- **Estado límite de servicio (I)**

$$q_R = q_{adm}$$

$$q_R = 12 \frac{ton}{m^2}$$

El esfuerzo último proveniente de la combinación de carga más crítica ( $q$ ) no debe superar la resistencia que soporta el suelo ( $q_R$ ), el esfuerzo ( $q$ ) se determina con la fórmula del artículo (11.6.3.2-1) de AASHTO LRFD, (2020).

$$q = \frac{Vu}{B - 2e}$$

**Donde**

$Vu =$  La suma de las fuerzas verticales mayoradas.

$B =$  Ancho de la cimentación.

$e =$  Excentricidad de la resultante de las fuerzas verticales mayoradas.

**Tabla 61**

*Verificación de la presión de contacto, caso b*

Estado	Vu (ton)	MV (ton/m- m)	MH (ton/m- m)	Xo (m)	e (m)	q (ton/m2)	qR (ton/m2)	CDR
Resistencia Ib	25,8	36,5	22,9	0,527	0,498	24,52	19,80	0,81
Evento extremo Ib	25,6	36,1	49,8	-0,537	1,562	-23,81	37,44	-1,57
Evento extremo Iib	25,4	35,8	29,8	0,239	0,786	53,25	28,80	0,54

Elaborado por: Los autores.

$$q_R \geq q$$

Evaluación de la estabilidad externa por medio del método tradicional (ASD) factores de seguridad admisibles. Este método de análisis es el más utilizado por los calculistas por su sencillez y rapidez.

*Condición estática*

Determinación del factor de seguridad al vuelco

<b>MV</b> <b>(ton/m-m)</b>	<b>MH</b> <b>(ton/m-m)</b>
26,49	14,71

$$M_V = M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DW} + M_{EV1} + M_{EV2} + M_{EHV} = 26,49 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * m$$

$$M_H = M_{EH} + M_{EHDW} + M_{EHLs} + M_{EHP} = 14,71 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * m$$

$$FSV = \frac{M_V}{M_H} = \frac{26,19 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * m}{14,71 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * m} = 1,80$$

$$FSV_{adm} = 1,50$$

Determinación del factor de seguridad al deslizamiento

<b>Vu</b> <b>(ton/m)</b>	<b>μ</b>	<b>F fricción</b> <b>(ton/m)</b>	<b>EHP</b> <b>(ton/m)</b>	<b>Fr</b> <b>(ton/m)</b>	<b>Hu</b> <b>(ton/m)</b>	<b>FSD</b>
19,6	0,554	10,84	9,59	20,43	7,65	2,67

$$FSD = \frac{V_U * \mu + EHP}{H_U} = \frac{19,6 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * 0,554 + 9,59 \frac{\text{ton}}{\text{m}}}{7,65 \frac{\text{ton}}{\text{m}}} = 2,67$$

$$FSD_{adm} = 1,50$$



Determinación de la presión de contacto del suelo

<b>MV</b> <b>(ton/m-m)</b>	<b>MH</b> <b>(ton/m-m)</b>	<b>Xo=</b> <b>(MV-MH)/Vu</b>	<b>e=</b> <b>B/2 - Xo</b>	<b>q1</b> <b>(ton/m2)</b>	<b>q2</b> <b>(ton/m2)</b>
26,49	14,71	0,602	0,423	21,35	-2,27

$$q_{adm} = 12 \text{ ton/m}^2$$

Condición pseudo estática (sismo)

Determinación del factor de seguridad al vuelco

<b>MV</b> <b>(ton/m-m)</b>	<b>MH</b> <b>(ton/m-m)</b>	<b>FSV</b>
26,49	44,14	0,60

$$FSV = \frac{M_V}{M_H} = \frac{26,49 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * \text{m}}{44,14 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * \text{m}} = 0,60$$

$$FSV_{adm} = 1,05$$

Determinación del factor de seguridad al deslizamiento

<b>Vu</b> <b>(ton/m)</b>	<b>μ</b>	<b>F fricción</b> <b>(ton/m)</b>	<b>EHP</b> <b>(ton/m)</b>	<b>Fr</b> <b>(ton/m)</b>	<b>Hu</b> <b>(ton/m)</b>	<b>FSD</b>
19,6	0,554	10,84	9,59	20,43	14,95	1,37

$$FSD = \frac{V_U * \mu + EH_p}{H_U} = \frac{19,6 \frac{\text{ton}}{\text{m}} * 0,554 + 0,00 \frac{\text{ton}}{\text{m}}}{14,95 \frac{\text{ton}}{\text{m}}} = 0,73$$

$$FSD_{adm} = 1,05$$

Determinación de la presión de contacto del suelo

$$q_1 = \frac{Vu}{B} \left( 1 + \frac{6 * e}{B} \right) = 63,37 \text{ ton/m}^2$$

$$q_2 = \frac{Vu}{B} \left( 1 - \frac{6 * e}{B} \right) = -44,28 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{adm} = 15,60 \text{ ton/m}^2$$

**Tabla 62**

*Factores de seguridad por el método tradicional*

Condición	FSV	FSV adm	FSD	FSD adm	q1 (ton/m2)	q1 (ton/m2)	q adm (ton/m2)
Estática	1,80	1,50	2,67	1,50	21,35	-2,27	12,00
Pseudo estática	0,60	1,05	0,73	1,05	63,37	-44,28	15,60

Elaborado por: Los autores.

### Análisis de resultados

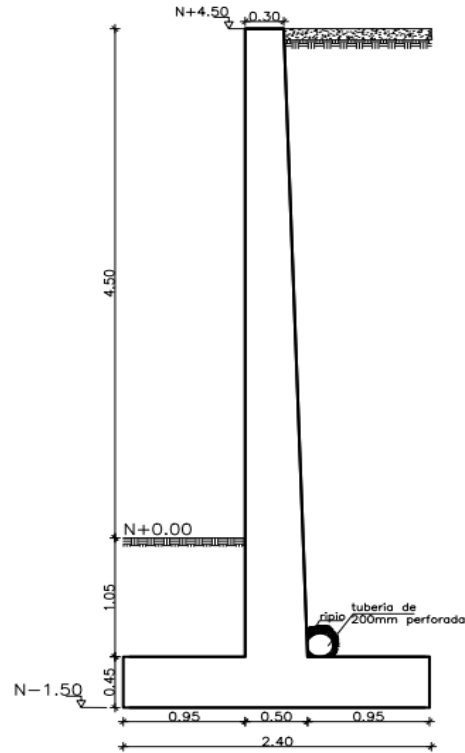
Mediante las verificaciones realizadas anteriormente de volcamiento, deslizamiento y presión de contacto del suelo se ha evidenciado el incumplimiento del criterio de estabilidad con los estados limites utilizados de AASHTO LRFD y por el método ASD, por lo cual, se requiere de un sistema de solución. Los autores de este trabajo de titulación se enfocan en el cumplimiento de la estabilidad externa y resistencia de los elementos, donde se propone determinar como mínimo dos alternativas eficientes que cumplan los criterios de diseño.

A continuación, se desarrolla la evaluación de los siguientes muros con las mismas condiciones del ejemplo práctico.

## Muro 2

**Figura 111**

*Geometría del muro 2*



Elaborado por: Los autores.

### Estabilidad al vuelco

**Tabla 63**

*Verificación de la estabilidad al volcamiento, caso a*

Estado	Vu (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	Xo (m)	e (m)	Revisión	CDR
Resistencia Ia	24,7	41,6	26,6	0,606	0,594	Cumple	1,35
Evento extremo Ia	23,1	37,6	64,2	-1,153	2,353	No Cumple	0,41
Evento extremo IIa	24,7	41,6	33,1	0,346	0,854	No Cumple	0,94

Elaborado por: Los autores.

## Estabilidad al deslizamiento de base

**Tabla 64**

*Verificación de la estabilidad al deslizamiento en la base, caso a*

Estado	$\phi_{ep} * E_{Hp}$ (ton/m)	$\phi_T * \mu * V_u$ (ton/m)	FR (ton/m)	E <sub>Hu</sub> (ton/m)	Verificación	CDR
Resistencia Ia	2,70	13,70	16,40	12,93	Cumple	1,27
Evento extremo Ia	2,70	12,79	15,48	23,93	No Cumple	0,65
Evento extremo IIa	2,70	13,70	16,40	12,79	Cumple	1,28

Elaborado por: Los autores.

## Presiones de soporte del suelo de cimentación

**Tabla 65**

*Verificación de presión del suelo, caso b*

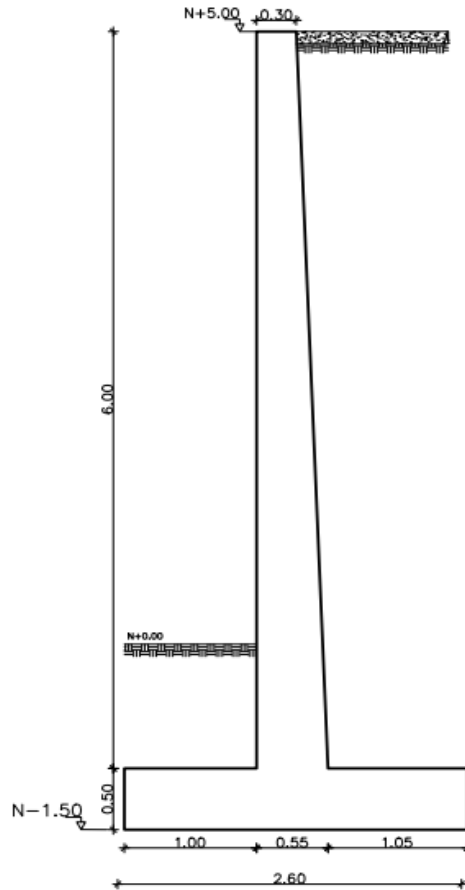
Estado	V <sub>u</sub> (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	X <sub>o</sub> (m)	e (m)	q (ton/m <sup>2</sup> )	q <sub>R</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	CDR
Resistencia Ib	32,8	54,0	29,0	0,76	0,43	21,57	19,80	0,92
Evento extremo Ib	32,5	53,4	65,6	-0,37	1,57	43,28	37,44	-0,87
Evento extremo IIb	32,3	53,0	35,1	0,55	0,64	29,08	28,80	0,99

Elaborado por: Los autores.

## Muro 3

**Figura 112**

*Geometría del muro 3*



### Estabilidad al vuelco

**Tabla 66**

*Verificación de la estabilidad al vuelco, caso a*

Estado	Vu (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	Xo (m)	e (m)	Revisión	CDR
Resistencia Ia	29,1	53,2	33,3	0,682	0,618	Cumple	1,40
Evento extremo Ia	27,2	48,1	82,1	-1,254	2,554	No Cumple	0,41
Evento extremo IIa	29,1	53,2	38,8	0,492	0,808	Cumple	1,07

Elaborado por: Los autores.

## Estabilidad al deslizamiento de base

**Tabla 67**

*Verificación de la estabilidad al deslizamiento en la base, caso a*

Estado	$\phi_{ep} * EHp$ (ton/m)	$\phi T * \mu * Vu$ (ton/m)	FR (ton/m)	EHu (ton/m)	Verificación	CDR
Resistencia Ia	2,70	16,14	18,84	14,89	Cumple	1,26
Evento extremo Ia	2,70	15,06	17,76	28,11	No Cumple	0,63
Evento extremo IIa	2,70	16,14	18,84	14,44	Cumple	1,30

Elaborado por: Los autores.

## Estabilidad a la presión de soporte del suelo

**Tabla 68**

*Verificación de la presión del suelo, caso b*

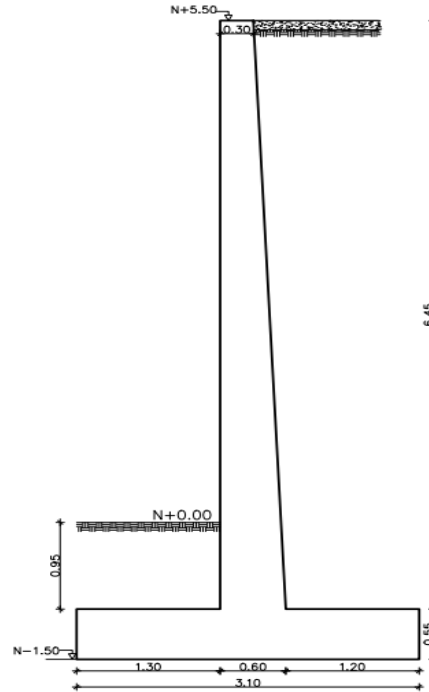
Estado	Vu (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	Xo (m)	e (m)	q (ton/m <sup>2</sup> )	qR (ton/m <sup>2</sup> )	CDR
Resistencia Ib	38,6	68,8	36,1	0,84	0,45	22,76	19,80	0,87
Evento extremo Ib	38,3	68,1	83,7	-0,40	1,70	46,89	37,44	-0,80
Evento extremo IIb	38	67,6	41,2	0,69	0,60	27,34	28,80	1,05

Elaborado por: Los autores.

## Muro 4

**Figura 113**

*Geometría del muro 4*



Elaborado por: Los autores.

## Estabilidad al vuelco

**Tabla 69**

*Verificación de la estabilidad al vuelco, caso a*

Estado	Vu (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	Xo (m)	e (m)	Revisión	CDR
Resistencia Ia	36,3	78,9	41,0	1,044	0,506	Cumple	2,04
Evento extremo Ia	34,0	71,8	104,1	-0,951	2,501	No Cumple	0,50
Evento extremo IIa	36,3	78,9	45,5	0,920	0,630	Cumple	1,64

Elaborado por: Los autores.

## Estabilidad al deslizamiento de base

**Tabla 70**

*Verificación de la estabilidad al deslizamiento en la base, caso a*

Estado	$\phi_{ep} * EHp$ (ton/m)	$\phi T * \mu * Vu$ (ton/m)	FR (ton/m)	EHu (ton/m)	Verificación	CDR
Resistencia Ia	2,70	20,13	22,82	16,99	Cumple	1,34
Evento extremo Ia	2,70	18,86	21,56	32,97	No Cumple	0,65
Evento extremo IIa	2,70	20,13	22,82	16,23	Cumple	1,41

Elaborado por: Los autores.

## Presión de soporte del suelo

**Tabla 71**

*Verificación de la presión del suelo, caso b*

Estado	Vu (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	Xo (m)	e (m)	q (ton/m <sup>2</sup> )	qR (ton/m <sup>2</sup> )	CDR
Resistencia Ib	48,3	102,5	44,2	1,21	0,34	19,96	19,80	0,99
Evento extremo Ib	47,8	101,5	106,0	0,09	1,64	-254,81	37,44	-0,15
Evento extremo IIb	47,5	100,8	48,3	1,10	0,44	21,52	28,8	1,34

Elaborado por: Los autores.



## **Muro 5**

A través de visitas técnicas al proyecto se ha observado que la altura del relleno en el intradós aumenta sucesivamente hasta que el último muro queda completamente enterrado, ya que el muro sirve para salvaguardar una estructura vecina.

### **Figura 114**

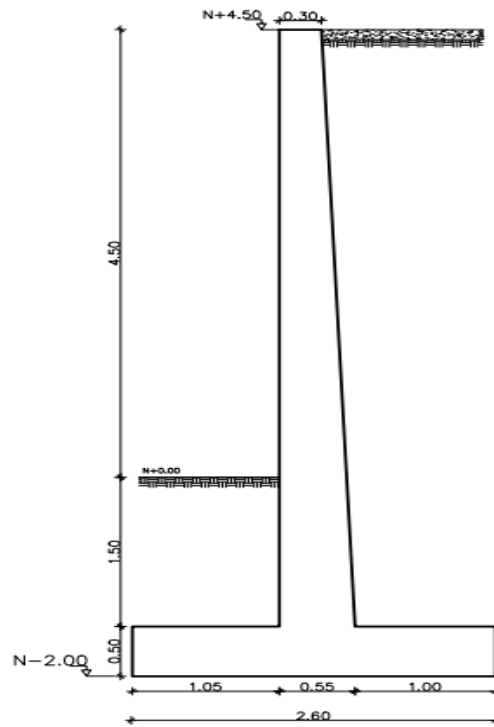
*Inspección del suelo EV2*



Tomado por: Los autores.

**Figura 115**

*Geometría del muro 5*



Elaborado por: Los autores.

**Estabilidad al vuelco**

**Tabla 72**

*Verificación de la estabilidad al vuelco, caso a*

<b>Estado</b>	<b>Vu (ton/m)</b>	<b>MV (ton/m-m)</b>	<b>MH (ton/m-m)</b>	<b>Xo (m)</b>	<b>e (m)</b>	<b>Revisión</b>	<b>CDR</b>
Resistencia Ia	30,4	53,6	33,3	0,67	0,63	Cumple	1,37
Evento extremo Ia	28,4	48,5	81,8	-1,17	2,47	No Cumple	0,42
Evento extremo IIa	30,4	53,6	38,8	0,49	0,81	Cumple	1,07

Elaborado por: Los autores.

## Estabilidad al deslizamiento de base

**Tabla 73**

*Verificación de la estabilidad al deslizamiento en la base, caso a*

Estado	$\phi_{ep} * EHp$ (ton/m)	$\phi_{T} * \mu * Vu$ (ton/m)	FR (ton/m)	EHu (ton/m)	Verificación	CDR
Resistencia Ia	7,49	16,83	24,31	14,89	Cumple	1,63
Evento extremo Ia	7,49	15,74	23,23	28,02	No Cumple	0,83
Evento extremo IIa	7,49	16,83	24,31	14,44	Cumple	1,68

Elaborado por: Los autores.

## Presión de soporte del suelo

**Tabla 74**

*Verificación de la presión de contacto, caso b*

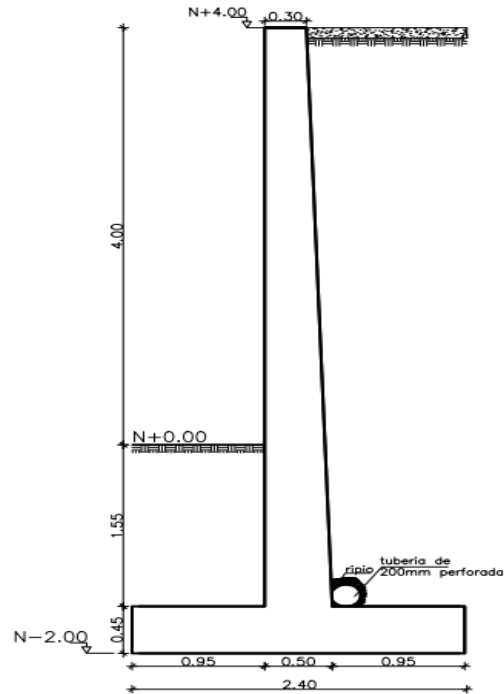
Estado	Vu (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	Xo (m)	e (m)	q (ton/m <sup>2</sup> )	qR (ton/m <sup>2</sup> )	CDR
Resistencia Ib	40,2	69,4	36,1	0,83	0,47	24,3	19,8	0,81
Evento extremo Ib	39,9	68,7	83,4	-0,37	1,67	-54,02	37,44	-0,69
Evento extremo IIb	39,7	68,2	41,2	0,68	0,62	29,11	28,8	0,99

Elaborado por: Los autores.

## Muro 6

**Figura 116**

*Geometría del muro 6*



Elaborado por: Los autores.

## Estabilidad al vuelco

**Tabla 75**

*Verificación de la estabilidad al vuelco, caso a*

Estado	Vu (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	Xo (m)	e (m)	Revisión	CDR
Resistencia Ia	27,0	42,7	26,6	0,59	0,605	Cumple	1,32
Evento extremo Ia	25,4	38,7	64,2	-1,00	2,204	No Cumple	0,44
Evento extremo IIa	27,0	42,7	33,1	0,36	0,843	No Cumple	0,95

Elaborado por: Los autores.

## Estabilidad al deslizamiento de base

**Tabla 76**

*Verificación de la estabilidad al deslizamiento en la base, caso a*

Estado	$\phi_{ep} * E_{Hp}$ (ton/m)	$\phi T * \mu * V_u$ (ton/m)	FR (ton/m)	E <sub>Hu</sub> (ton/m)	Verificación	CDR
Resistencia Ia	10,78	14,99	25,77	12,93	Cumple	1,99
Evento extremo Ia	10,78	14,07	24,86	23,93	Cumple	1,04
Evento extremo IIa	10,78	14,99	25,77	12,79	Cumple	2,01

Elaborado por: Los autores.

## Presión de soporte del suelo

**Tabla 77**

*Verificación de la presión de contacto, caso b*

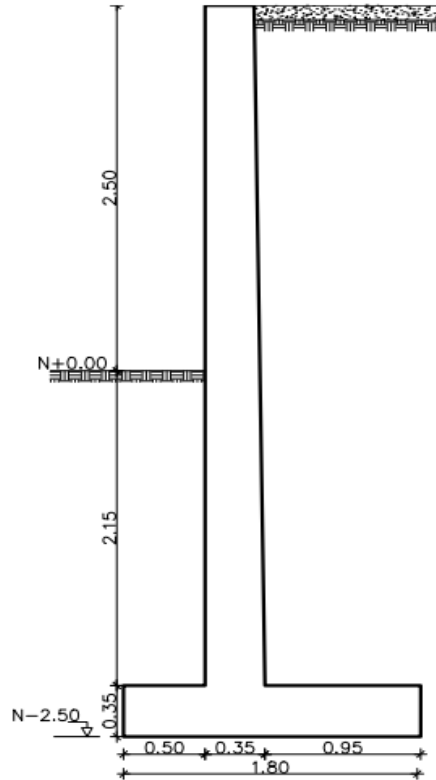
Estado	$V_u$ (ton/m)	MV (ton/m- m)	MH (ton/m- m)	$X_o$ (m)	e (m)	q (ton/m <sup>2</sup> )	qR (ton/m <sup>2</sup> )	CDR
Resistencia Ib	36	55,4	29	0,74	0,46	24,43	19,8	0,81
Evento extremo Ib	35,6	54,9	65,6	-0,30	1,50	-59,27	37,44	-0,63
Evento extremo IIb	35,4	54,5	35,1	0,55	0,65	32,31	28,8	0,89

Elaborado por: Los autores.

## Muro 7

**Figura 117**

*Geometría muro 7*



Elaborado por: Los autores.

### Estabilidad al vuelco

**Tabla 78**

*Verificación de la estabilidad al vuelco, caso a*

Estado	Vu (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	Xo (m)	e (m)	Revisión	CDR
Resistencia Ia	19,1	21,2	16,3	0,26	0,64	No Cumple	0,94
Evento extremo Ia	18,0	19,2	36,9	-0,98	1,88	No Cumple	0,38
Evento extremo IIa	19,1	21,2	24,2	-0,15	1,05	No Cumple	0,57

Elaborado por: Los autores.

## Estabilidad al deslizamiento de base

**Tabla 79**

*Verificación de la estabilidad al deslizamiento en la base, caso a*

Estado	$\phi_{ep} * E_{Hp}$ (ton/m)	$\phi T * \mu * V_u$ (ton/m)	FR (ton/m)	$E_{Hu}$ (ton/m)	Verificación	CDR
Resistencia Ia	14,68	10,58	25,26	9,56	Cumple	2,64
Evento extremo Ia	14,68	9,96	24,64	16,73	Cumple	1,47
Evento extremo IIa	14,68	10,58	25,26	10,11	Cumple	2,50

Elaborado por: Los autores.

## Presión de soporte del suelo

**Tabla 80**

*Verificación de la presión de contacto, caso b*

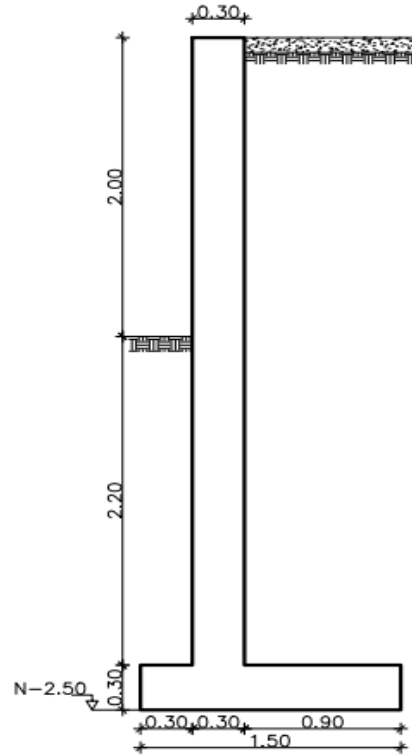
Estado	$V_u$ (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	$X_o$ (m)	$e$ (m)	$q$ (ton/m <sup>2</sup> )	$q_R$ (ton/m <sup>2</sup> )	CDR
Resistencia Ib	25,6	27,7	18	0,38	0,519	33,53	19,8	0,59
Evento extremo Ib	25,3	27,4	37,8	-0,41	1,314	-30,51	37,44	-1,23
Evento extremo IIb	25,1	27,1	25,5	0,06	0,836	194,81	28,8	0,15

Elaborado por: Los autores.

## Muro 8

**Figura 118**

*Geometría muro 8*



Elaborado por: Los autores.

### Estabilidad al vuelco

**Tabla 81**

*Verificación de la estabilidad al vuelco, caso a*

Estado	Vu (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	Xo (m)	e (m)	Revisión	CDR
Resistencia Ia	15,5	13,7	12,1	0,10	0,648	No Cumple	0,77
Evento extremo Ia	14,7	12,4	26,8	-0,98	1,731	No Cumple	0,35
Evento extremo IIa	15,5	13,7	20,6	-0,44	1,194	No Cumple	0,42

Elaborado por: Los autores.



**Estabilidad al deslizamiento de base**

**Tabla 82**

*Verificación de la estabilidad al deslizamiento en la base, caso a*

Estado	$\phi_{ep} * EHp$ (ton/m)	$\phi T * \mu * Vu$ (ton/m)	FR (ton/m)	EHu (ton/m)	Verificación	CDR
Resistencia Ia	24,26	8,61	32,87	7,97	Cumple	4,13
Evento extremo Ia	24,26	8,12	32,38	13,59	Cumple	2,38
Evento extremo IIa	24,26	8,61	32,87	8,93	Cumple	3,68

Elaborado por: Los autores.

**Presión de soporte del suelo**

**Tabla 83**

*Verificación de la presión de contacto, caso b*

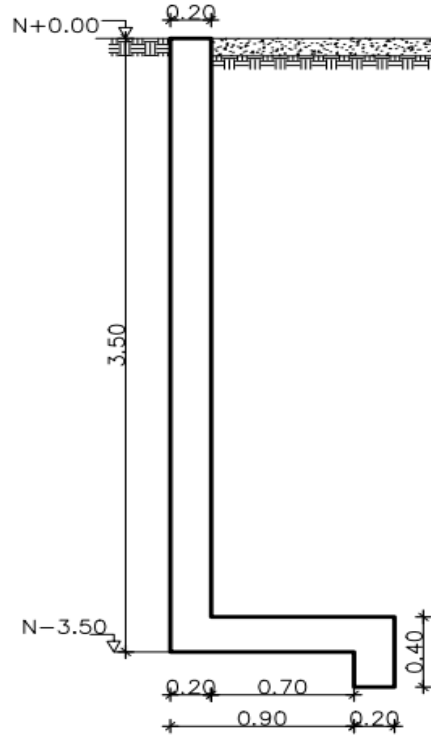
Estado	Vu (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH ton/m- m)	Xo (m)	e (m)	q (ton/m <sup>2</sup> )	qR (ton/m <sup>2</sup> )	CDR
Resistencia Ib	20,9	17,9	13,5	0,211	0,539	49,58	19,80	0,4
Evento extremo Ib	20,6	17,7	27,6	-0,478	1,228	-21,59	37,44	-1,73
Evento extremo IIb	20,5	17,5	21,7	-0,203	0,953	-50,38	28,80	-0,57

Elaborado por: Los autores.

## Muro 9

**Figura 119**

*Geometría del muro 9*



Elaborado por: Los autores.

### Estabilidad al vuelco

**Tabla 84**

*Verificación de la estabilidad al vuelco, caso a*

Estado	Vu (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	Xo (m)	e (m)	Revisión	CDR
Resistencia Ia	9,1	5,8	5,6	0,015	0,535	No Cumple	0,69
Evento extremo Ia	8,6	5,2	12,7	-0,876	1,426	No Cumple	0,31
Evento extremo IIa	9,1	5,8	14,6	-0,972	1,522	No Cumple	0,24

Elaborado por: Los autores.

## Estabilidad al deslizamiento de base

**Tabla 85**

*Verificación de la estabilidad al deslizamiento en la base, caso a*

Estado	$\phi_{ep} * E_{Hp}$ (ton/m)	$\phi T * \mu * V_u$ (ton/m)	FR (ton/m)	E <sub>Hu</sub> (ton/m)	Verificación	CDR
Resistencia Ia	16,40	5,04	21,44	4,90	CUMPLE	4,37
Evento extremo Ia	16,40	4,75	21,15	8,38	CUMPLE	2,52
Evento extremo IIa	16,40	5,04	21,44	6,67	CUMPLE	3,21

Elaborado por: Los autores.

## Presiones de soporte del suelo

**Tabla 86**

*Verificación de la presión de contacto, caso b*

Estado	$V_u$ (ton/m)	MV (ton/m- m)	MH (ton/m- m)	$X_o$ (m)	e (m)	q (ton/m <sup>2</sup> )	q <sub>R</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	CDR
Resistencia Ib	12,5	7,7	6,5	0,09	0,455	65,74	19,80	0,30
Evento extremo Ib	12,3	7,5	13,2	-0,46	1,013	-13,23	37,44	-2,83
Evento extremo IIb	12,1	7,4	15,6	-0,68	1,228	-8,92	28,80	-3,23

Elaborado por: Los autores.

#### **7.4 Verificación de resistencia de los elementos del muro**

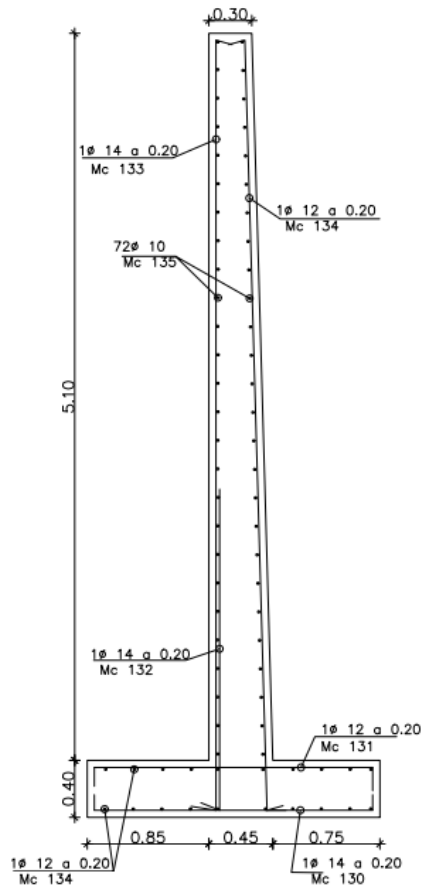
Una vez que la estabilidad al volcamiento, deslizamiento y presión de contacto cumplan el criterio de análisis, se procede a la verificación de la resistencia que presenta cada elemento del muro frente a los esfuerzos de corte y flexión obtenidos del software comercial Sap2000, serán tomados los máximos esfuerzos de las diversas combinaciones de cargas obtenidas de las guías de diseño AASHTO LRFD y ACI 318-19, el análisis corresponde en comparar la resistencia de corte y flexión que presente la sección real con los esfuerzos de corte y momento de la combinación de carga más críticas, esto se realizara para un ancho unitario de un metro por presentar una altura variable en los muros.

En las secciones críticas de la pantalla y de la base del muro que sobrepasen la resistencia nominal, se procederá al planteamiento de los tipos de reforzamiento mencionados anteriormente, simplemente para recordar lo dicho para la primera alternativa se propone el reforzamiento por fibras de carbono (FRP) y la segunda en el uso de contrafuertes, a continuación, se presenta la continuidad del ejemplo práctico.

## Ejemplo práctico en muro 1

Figura 120

Detalle de armado en muro 1



Elaborado por: Los autores.

### Datos:

$f'c = 280 \frac{kg}{cm^2}$  Resistencia a la compresión cilíndrica del hormigón a los 28 días.

$Fy = 4200 \frac{kg}{cm^2}$  Resistencia de fluencia del acero de refuerzo

$recubrimiento = 5 \text{ cm}$

Se detallará de manera ordenada el proceso de evaluación de cada elemento del muro y al final de cada evaluación se presentará tablas resumidas del resto de muros:

## 7.5 Evaluación de la pantalla

### 7.5.1 Verificación por cortante

Para proceder con la verificación por cortante la sección transversal de cada elemento del muro debe cumplir la siguiente condición, que la resistencia máxima última obtenida debe ser menor a la resistencia de corte de la sección.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n \leq V_c + V_s$$

**Donde:**

$V_u =$  Cortante máximo mayorado

$V_n =$  Resistencia nominal a corte

$V_c =$  Resistencia a corte proporcionada por el hormigón

$V_s =$  Resistencia a corte proporcionada por el acero de refuerzo

$\phi = 0,75$  Factor de reducción de resistencia a corte

Para el caso de muro de contención se acostumbra a despreciar el aporte de cortante del acero de refuerzo, es decir,  $V_s = 0$  y que el cortante solo debe soportar el hormigón.

$$V_u \leq \phi V_c$$

La normativa ACI 318-19, indica que la resistencia al cortante que aporta el hormigón de los elementos que están sujetos solamente a esfuerzos de corte y flexión, se puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Donde,

$b_w =$  Ancho unitario de la sección, en cm.

#### Determinación de la resistencia nominal a corte

$$d_e = h - rec - \frac{\phi_L}{2}$$

**Donde:**

$d_e =$  Peralte efectivo de la sección

$h =$  Ancho de pantalla en los puntos de análisis

$\phi_L =$  Diámetro de la barra longitudinal principal

$$d_e = 45cm - 5cm - \frac{1,2cm}{2} = 39,40cm$$

Se procede al cálculo de resistencia al corte que proporciona el hormigón.

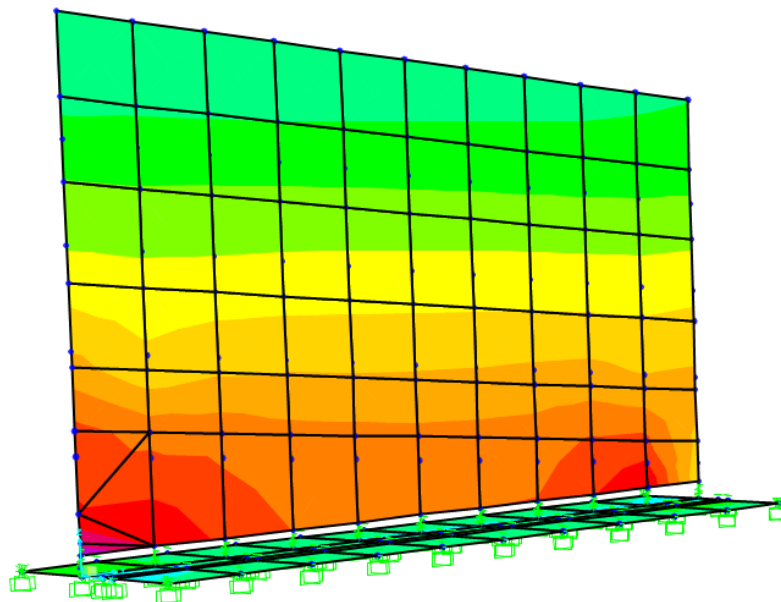
$$V_c = 0,53 \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}} * 100cm * 39,40cm = 34942,27 kg$$

$$\phi V_c = 0,75 * 34,94 ton = 26,21 ton$$

Una vez obtenida la resistencia a corte del hormigón se procede a comparar con el cortante último, en este caso de ejemplo se han mostrado los cortantes máximos para las combinaciones de carga de las dos guías de diseño. Se obtendrá los esfuerzos de corte para la combinación de carga que presente los mayores esfuerzos, los valores de cortante son obtenidos del programa SAP 2000 y han sido tomados a diferentes alturas y para cada metro de longitud del muro, tal como se muestra a continuación.

**Figura 121**

*Modelación del muro 1 en programa Sap2000*

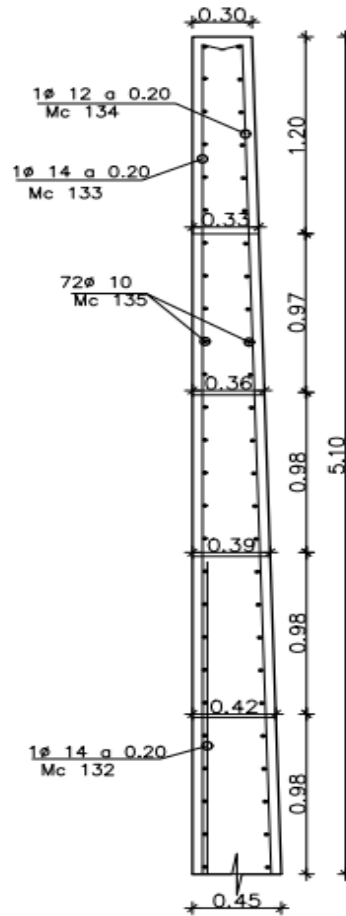


Elaborado por: Los autores en SAP2000.



**Figura 122**

*Detallamiento y puntos de análisis en la pantalla*



Elaborado por: Los autores.

**Tabla 87**

*Esfuerzos de corte extraído del programa Sap2000 del muro 1*

<b>Cortante último de la combinación ACI 318-19 (Vu ton) "Combinación 5"</b>								
<b>H/L</b>	1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m
variable m	2,72	2,3	2,16	2,05	2,26	2,45	2,58	2,67
2,19 m	5,10	4,85	5,05	5,35	5,40	5,54	5,45	5,61
3,18 m	7,97	8,14	8,19	8,29	8,35	8,41	8,56	9,35
4,17 m	11,61	11,93	11,74	11,85	12,06	12,57	13,45	14,62
5,1 m	17,84	15,52	13,78	13,69	13,55	13,63	16,32	21,73

<b>Cortante último de la combinación AASHTO LRFD "Evento extremo Ib" (Vu ton)</b>								
<b>H/L</b>	1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m
variable m	2,69	2,35	2,12	2,13	2,49	2,56	2,60	2,75
2,19 m	5,03	4,9	5,15	5,24	5,34	5,44	5,38	5,52
3,18 m	7,82	7,97	8,10	8,15	8,29	8,37	8,33	9,20
4,17 m	11,15	11,77	11,56	11,42	11,82	12,37	12,84	14,13
5,1 m	17,28	15,07	14,06	13,28	13,22	13,9	15,90	21,16

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 88**

*Análisis y verificación del corte, muro 1*

<b>H (m)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>φL (mm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>bw (cm)</b>	<b>φVc (ton)</b>	<b>ACI 318-19</b>	<b>AASHTO LRFD</b>	<b>Revisión</b>
						<b>Vu máx. (ton)</b>	<b>Vu máx. (ton)</b>	
variable	33	12	27,4	100	18,22	2,72	2,75	Cumple
2,19	36	12	30,4	100	20,22	5,61	5,52	Cumple
3,18	39	12	33,4	100	22,22	9,35	9,20	Cumple
4,17	42	12	36,4	100	24,21	14,62	14,13	Cumple
5,1	45	12	39,4	100	26,21	21,73	21,16	Cumple

*Nota.* Se puede observar a través del cortante ultimo que los factores de carga más conservadores son de la guía de diseño ACI 318-19. Elaborado por: Los autores.

$$CDR_{Cortante} = \frac{26,21 \text{ ton}}{21,16 \text{ ton}} = 1.24$$

El análisis del primer muro no ha presentado problemas a corte por las guías de diseño, no se necesita ningún tipo de refuerzo a cortante.

**Tablas resumidas de la verificación al corte:**

**Tabla 89**

*Análisis y verificación del corte, muro 2*

H (m)	h (cm)	$\phi L$ (mm)	d (cm)	bw (cm)	$\phi Vc$ (ton)	ACI 318-19	AASHTO LRFD	Revisión
						Vu máx. (ton)	Vu máx. (ton)	
variable	36	12	30,4	100	20,22	4,65	4,59	Cumple
2,61	39	12	33,4	100	22,22	7,82	7,72	Cumple
3,59	43	12	37,4	100	24,88	11,56	11,36	Cumple
4,57	47	12	41,4	100	27,54	16,08	15,51	Cumple
5,55	50	12	44,4	100	29,53	19,33	18,73	Cumple

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 90**

*Análisis y verificación del corte, muro 3*

H (m)	h (cm)	$\phi L$ (mm)	d (cm)	bw (cm)	$\phi Vc$ (ton)	ACI 318-19	AASHTO LRFD	Revisión
						Vu máx. (ton)	Vu máx. (ton)	
variable	39	14	33,3	100	22,15	6,41	5,89	Cumple
3,06	43	14	37,3	100	24,81	9,60	9,58	Cumple
4,04	47	14	41,3	100	27,47	14,56	14,35	Cumple
5,02	51	14	45,3	100	30,13	19,06	18,76	Cumple
6,00	55	14	49,3	100	32,79	24,48	24,32	Cumple

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 91**

*Análisis y verificación del corte, muro 4*

H (m)	h (cm)	$\phi L$ (mm)	d (cm)	bw (cm)	$\phi Vc$ (ton)	ACI 318-19	AASHTO LRFD	Revisión
						Vu max (ton)	Vu max (ton)	
variable	42	14	36,07	100	23,99	7,53	7,07	Cumple
3,51	46	14	40,63	100	27,02	11,96	11,82	Cumple
4,49	51	14	45,18	100	30,05	16,43	15,82	Cumple
5,47	55	14	49,74	100	33,09	21,62	21	Cumple
6,45	60	14	54,30	100	36,12	25,19	24,28	Cumple

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 92***Análisis y verificación del corte, muro 5*

H (m)	h (cm)	$\phi$ L (mm)	d (cm)	bw (cm)	$\phi$ Vc (ton)	ACI 318-19	AASHTO LRFD	Revisión
						Vu máx. (ton)	Vu máx. (ton)	
variable	38,67	14	32,97	100	21,93	6,04	5,88	Cumple
3,06	42,75	14	37,05	100	24,64	9,66	8,92	Cumple
4,04	46,83	14	41,13	100	27,36	15,87	15,51	Cumple
5,02	50,92	14	45,22	100	30,08	20,24	19,75	Cumple
6,00	55,00	14	49,30	100	32,79	24,82	24,09	Cumple

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 93***Análisis y verificación del corte, muro 6*

H (m)	h (cm)	$\phi$ L (mm)	d (cm)	bw (cm)	$\phi$ Vc (ton)	ACI 318-19	AASHTO LRFD	Revisión
						Vu máx. (ton)	Vu máx. (ton)	
variable	35,87	14	30,17	100	20,07	4,67	4,51	Cumple
2,61	39,41	14	33,71	100	22,42	7,81	7,81	Cumple
3,59	42,94	14	37,24	100	24,77	11,58	11,23	Cumple
4,57	46,47	14	40,77	100	27,12	16,79	16,35	Cumple
5,55	50,00	14	44,30	100	29,47	23,46	22,57	Cumple

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 94***Análisis y verificación del corte, muro 7*

H (m)	h (cm)	$\phi$ L (mm)	d (cm)	bw (cm)	$\phi$ Vc (ton)	ACI 318-19	AASHTO LRFD	Revisión
						Vu máx. (ton)	Vu máx. (ton)	
variable	30,8	14	25,08	100	16,69	1,68	1,65	Cumple
1,71	31,8	14	26,14	100	17,39	4,11	4,07	Cumple
2,69	32,9	14	27,19	100	18,09	6,74	6,74	Cumple
3,67	33,9	14	28,25	100	18,79	10,58	10,27	Cumple
4,65	35,0	14	29,30	100	19,49	16,30	15,88	Cumple

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 95***Análisis y verificación del corte, muro 8*

H (m)	h (cm)	φL (mm)	d (cm)	bw (cm)	φVc (ton)	ACI 318-19	AASHTO LRFD	Revisión
						Vu máx. (ton)	Vu máx. (ton)	
1,26	30,0	14	24,30	100	16,16	2,33	2,77	Cumple
2,24	30,0	14	24,30	100	16,16	5,05	5,25	Cumple
3,22	30,0	14	24,30	100	16,16	8,43	7,85	Cumple
4,20	30,0	14	24,30	100	16,16	12,02	12,13	Cumple

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 96***Análisis y verificación del corte, muro 9*

H (m)	h (cm)	φL (mm)	d (cm)	bw (cm)	φVc (ton)	ACI 318-19	AASHTO LRFD	Revisión
						Vu máx. (ton)	Vu máx. (ton)	
1,24	20,0	12	14,4	100	9,58	2,02	2,00	Cumple
2,22	20,0	12	14,4	100	9,58	4,53	4,47	Cumple
3,20	20,0	12	14,4	100	9,58	7,62	7,37	Cumple

Elaborado por: Los autores.

**7.5.2 Verificación por flexión**

En este caso, la verificación depende más del acero de refuerzo y del peralte de la sección lo que genera una buena resistencia a flexión y que cumpla con el siguiente criterio:

$$M_u \leq \phi M_n$$

**Donde:** $M_u =$  Momento último $\phi M_n =$  Momento nominal de diseño $\phi = 0,9$  Factor de reducción de resistencia a flexión

Para elementos sujetos a flexión la cuantía máxima ( $\rho_{max}$ ) jamás debe exceder 0,75 veces la cuantía balanceada ( $\rho_b$ ), con la finalidad de limitar un comportamiento dúctil. En este análisis se tomará 0,50 veces la  $\rho_b$  por condición sísmica.

$$0,65 \leq \beta_1 = 1,05 - \frac{f'c}{1400} \leq 0,85$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{F_y} \left[ \frac{6120}{6120 + F_y} \right]$$

$$\rho_b = 0,0286$$

$$\rho_{max} = 0,5\rho_b = 0,0143$$

Para determinar la cuantía de la sección, se realiza de la siguiente manera:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

$$1\emptyset 12mm @ 20cm$$

$$A_s = 6 * \frac{\pi * (1,2cm)^2}{4} = 6,79cm^2$$

$$\rho = \frac{6,79cm^2}{100cm * 39,40cm} = 0,0017$$

Las cuantías mínimas vertical ( $\rho_{min}$ ), ACI 318-08 capítulo 14.

Para la cuantía mínima de refuerzo vertical ( $\rho_l$ ), es:

$$\rho_l = 0,0012$$

La cuantía de la sección debe encontrar entre:

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

Verificación por cuantía

$$\rho_l \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$0,0012 \leq 0,0017 \leq 0,0143 \text{ "Cumple"}$$

$$A_{s_{min}} = \rho_l * bw * d_e$$

**Tabla 97**

*Comprobación del acero mínimo*

<b>H (m)</b>	<b>As colocado (cm2)</b>	<b>As mínimo (cm2)</b>
variable m	6,79	3,29
2,19 m	6,79	3,65
3,18 m	6,79	4,01
4,17 m	6,79	4,37
5,1 m	6,79	4,73

Elaborado por: Los autores.

Determinación del momento nominal de diseño.

$$a = \frac{A_s * F_y}{0,85 * f'_c * bw}$$

$$a = \frac{6,79\text{cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0,85 * 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100\text{cm}} = 1,20\text{cm}$$

$$Mn = A_s * Fy * (d_e - \frac{a}{2})$$

$$Mn = 6,79\text{cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(39,40\text{cm} - \frac{1,20\text{cm}}{2}\right) = 11,06 \text{ ton} * \text{m/m}$$

$$\phi Mn = 0,9 * 11,06 \text{ ton} * \text{m} = 9,95\text{ton} * \text{m/m}$$

**Tabla 98**

*Cálculo del momento resistente de la sección*

H (m)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	Mn (ton/m-m)	φMn (ton/m-m)
1,20	27,4	6,79	1,20	7,64	6,87
2,19	30,4	6,79	1,20	8,49	7,64
3,18	33,4	6,79	1,20	9,35	8,41
4,17	36,4	6,79	1,20	10,20	9,18
5,10	39,4	6,79	1,20	11,06	9,95

Elaborado por: Los autores.

Determinación del momento mínimo

$$M_{min} = A_{s\_min} * Fy * (d_e - \frac{a_{min}}{2})$$

$$a_{min} = \frac{A_{s\_min} * Fy}{0,85 * f'c * bw}$$



**Tabla 99***Cálculo de momentos mínimos*

H (m)	As mínimo (cm <sup>2</sup> )	M mín. (ton/m)
Variable	3,29	3,74
2,19	3,65	4,61
3,18	4,01	5,56
4,17	4,37	6,61
5,10	4,73	7,74

Elaborado por: Los autores.

Momentos últimos de las combinaciones de carga más críticas de las guías de diseño ACI 318-19 y AASHTO LRFD obtenidos del programa Sap2000.

**Tabla 100***Momentos últimos extraídos del programa Sap2000*

Momento último de ACI 318-19 (ton/m-m) "Combinación 5"								
H/L	1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m
variable	1,23	1,08	0,93	0,90	1,28	1,40	1,51	1,53
2,19 m	4,50	4,32	4,73	4,98	5,16	5,35	5,52	5,70
3,18 m	11,13	10,50	11,17	11,48	12,06	12,12	12,13	12,59
4,17 m	19,68	20,84	21,23	21,70	21,63	22,02	21,06	21,72
5,1 m	27,73	27,86	27,30	27,12	27,72	27,94	27,59	28,73

Momento último de AASHTO LRFD "Evento extremo Ib" (ton/m-m)								
H/L	1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m
variable	1,31	1,04	0,95	1,04	1,29	1,36	1,42	1,44
2,19 m	4,59	4,16	4,67	4,85	5,22	5,29	5,40	5,59
3,18 m	10,87	10,69	11,11	11,50	11,68	12,03	12,20	12,74
4,17 m	20,40	20,43	20,96	21,02	21,30	21,60	21,76	21,20
5,1 m	27,19	27,93	27,39	27,29	27,32	27,48	28,02	28,11

Elaborado por: Los autores.

Se realiza la comparación de resistencias con la siguiente condición:

$$\phi Mn \geq \max (Mu; M_{min})$$

**Tabla 101**

*Verificación de resistencias a flexión por ACI 318-19, muro 1*

H (m)	$\phi Mn$	Momento último de ACI 318-19 (ton/m-m) “Combinación 5”							
		1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m
Variable	6,87	3,74	3,74	3,74	3,74	3,74	3,74	3,74	3,74
2,19	7,64	4,61	4,61	4,73	4,98	5,16	5,35	5,52	5,70
3,18	8,41	11,13	10,50	11,17	11,48	12,06	12,12	12,13	12,59
4,17	9,18	19,68	20,84	21,23	21,70	21,63	22,02	21,06	21,72
5,10	9,95	27,73	27,86	27,30	27,12	27,72	27,94	27,59	28,73

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 102**

*Verificación de resistencias por AASHTO LRFD, muro 1*

H (m)	$\phi Mn$	Momento último de AASHTO LRFD (ton/m-m) “Evento extremo Ib “							
		1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m
Variable	6,87	3,74	3,74	3,74	3,74	3,74	3,74	3,74	3,74
2,19	7,64	4,61	4,61	4,67	4,85	5,22	5,29	5,40	5,59
3,18	8,41	10,87	10,69	11,11	11,50	11,68	12,03	12,20	12,74
4,17	9,18	20,40	20,43	20,96	21,02	21,30	21,60	21,76	21,20
5,10	9,95	27,19	27,93	27,39	27,29	27,32	27,48	28,02	28,11

Elaborado por: Los autores.

### *Análisis de resultados*

Por la comparación de resistencia a flexión se aprecia que la pantalla requiere un tipo de reforzamiento por flexión, ya que su resistencia real es muy inferior a los momentos últimos de las solicitaciones.

**Tablas resumidas de la verificación a flexión:**

**Tabla 103**

*Verificación de resistencia a flexión, muro 2*

H/L	$\phi M_n$	Momento último máximo (ton/m-m)					
		1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m
H variable	7,61	4,57	4,57	4,57	4,57	4,57	4,57
2,61	8,52	8,86	9,05	9,29	9,10	8,64	9,86
3,59	9,42	17,91	17,88	18,01	17,92	18,54	19,69
4,57	10,33	30,84	30,87	31,38	31,82	31,67	32,73
5,55	11,24	38,01	38,83	40,17	40,36	40,74	41,33

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 104**

*Verificación de resistencia a flexión, muro 3*

H/L	$\phi M_n$	Momento último máximo (ton/m-m)						
		1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m
variable	11,34	5,53	5,53	5,53	5,53	5,53	5,21	5,67
3,06	12,74	11,98	11,92	11,72	12,09	12,07	12,57	13,8
4,04	14,13	23,47	23,73	23,92	23,99	24,17	24,35	25,01
5,02	15,53	38,17	39,06	39,01	39,48	39,98	40,99	42,05
6,00	16,93	46,77	48,53	49,26	49,92	50,15	50,64	48,95

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 105**

*Verificación de resistencia a flexión, muro 4*

H/L	$\phi M_n$	Momento último máximo (ton-m/m)									
		1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m	9,00 m	10,00 m
variable	12,31	6,49	6,49	6,49	6,52	6,99	7,05	7,14	7,23	7,34	7,58
3,51	13,90	13,00	13,25	13,52	13,66	13,83	13,88	14,04	14,88	15,14	15,84
4,49	27,96	26,84	26,48	26,71	27,23	27,69	27,90	28,24	28,46	29,05	29,93
5,47	48,31	42,13	43,51	44,31	45,82	46,84	47,44	48,69	48,95	49,09	50,38
6,45	52,96	62,66	66,16	66,52	67,21	67,75	68,39	69,34	69,44	70,02	70,54

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 106***Verificación de resistencia a flexión, muro 5*

H/L	$\phi M_n$	Momento último máximo (ton/m-m)			
		1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m
variable	11,23	5,42	5,42	5,42	5,67
3,06	24,73	13,05	12,16	12,48	13,71
4,04	27,58	24,89	24,84	24,59	26,47
5,02	42,44	42,00	42,88	42,83	43,03
6,00	43,02	51,33	51,65	52,87	52,93

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 107***Verificación de resistencia a flexión, muro 6*

H/L	$\phi M_n$	Momento último máximo (ton/m-m)			
		1,00 m	2,00 m	3,00 m	3,50 m
variable	10,25	4,54	4,54	4,54	4,54
2,61	11,48	9,61	9,39	9,31	9,82
3,59	25,91	19,27	18,44	18,94	19,74
4,57	28,48	32,04	32,28	32,22	32,35
5,55	31,06	40,64	41,10	42,00	41,62

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 108***Verificación de resistencia a flexión, muro 7*

H/L	$\phi M_n$	Momento último máximo (ton/m-m)		
		1,00 m	2,00 m	2,50 m
variable	8,47	3,14	3,14	3,14
1,71	8,84	3,41	3,41	3,41
2,69	9,21	8,28	7,82	7,68
3,67	16,25	16,84	16,87	17,53
4,65	16,89	24,99	24,87	24,36

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 109***Verificación de resistencia a flexión, muro 8*

H/L	$\phi M_n$	Momento último máximo (ton/m-m)		
		1,00 m	2,00 m	2,50 m
1,26	8,20	2,94	2,94	2,94
2,24	8,20	5,39	5,14	5,27
3,22	8,20	12,04	11,32	11,91
4,2	8,20	18,81	18,89	18,53

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 110***Verificación de resistencia a flexión, muro 9*

H/L	$\phi M_n$	Momento último máximo (ton-m/m)						
		1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m
1,24	3,54	1,03	1,03	1,03	1,03	1,08	1,04	1,03
2,22	3,54	2,46	2,27	4,27	3,95	3,96	3,93	4,31
3,2	3,54	5,87	5,91	5,56	8,67	8,25	8,49	8,76

Elaborado por: Los autores.

**7.5.3 Verificación del agrietamiento por distribución del acero de refuerzo**

El control del agrietamiento se realiza para las zonas donde no se espera la aparición de ellas, por lo tanto, la guía de diseño AASHTO LRFD establece una metodología de análisis y consideraciones en su artículo 5.6.7. La aparición de grietas podría ser muy perjudicial para las propiedades mecánicas del acero de refuerzo, por lo cual esto se realiza a través de la separación del refuerzo. Ya que el agrietamiento es inversamente proporcional con el recubrimiento y la separación del acero principal.

El agrietamiento se aplicará solo para la pantalla y se trabaja en el estado límite de servicio I, se presenta la continuidad del ejemplo práctico del muro 1.

El factor de exposición ( $\gamma_e$ ) que es utilizado para el análisis de la pantalla es:

$$\gamma_e = 0,75$$

### Datos:

$$E_s = 2100000 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del acero de refuerzo}$$

$$E_c = 12400 * \sqrt{f'c} = 207491,69 \frac{kg}{cm^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del hormigón}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 10,12 \quad \text{Relación modular}$$

$$b_o = 30cm \quad \text{Espesor de corona}$$

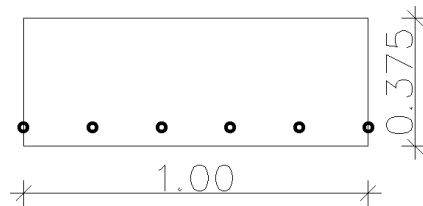
$$h_{pantalla} = 45cm \quad \text{Espesor al final de la pantalla}$$

$$A_s = 6,79cm^2 \quad \text{Área de acero de refuerzo colocado}$$

### Procedimiento de cálculo

$$d' = rec + \frac{\phi_L}{2} = 5cm + \frac{1,2cm}{2} = 5,60cm$$

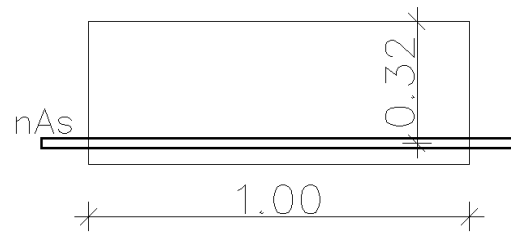
$$h = \frac{b_o + h_{pantalla}}{2} = 37,50cm$$



Área de acero en sección transformada

$$As_T = n * A_s = 10,12 * 6,79cm^2 = 68,68cm^2$$

$$d = h - d' = 32,00cm$$



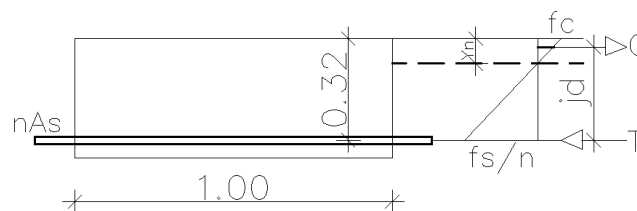
Determinación del eje neutro en la sección transformada

$$bw * Y_n * \frac{Y_n}{2} = n * As * (d - Y_n)$$

$$bw * Y_n^2 + 2n * As * Y_n - 2n * As * d = 0$$

$$Y_n = 5,97cm$$

Esfuerzo del acero principal a flexión bajo cargas de servicio.



$$jd = d - \frac{Y_n}{3} = 29,91cm$$

Se procede a determinar los momentos de servicio actuantes al final de la pantalla, a través del programa Sap2000.

**Tabla 111**

*Momentos de servicio muro 1*

<b>Momento de servicio de AASHTO LRFD (ton/m-m)</b>								
<b>H/L</b>	1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m
5,1 m	8,41	8,61	8,42	8,32	8,39	8,42	8,64	8,10

Determinación del esfuerzo del acero frente al momento de servicio, ( $f_{ss}$ ).

$$f_{ss} = \frac{M_s}{jd * A_s}$$

**Tabla 112**

*Esfuerzo del acero por cargas de servicio*

<b>Esfuerzo del acero por servicio fss (kg/cm2)</b>								
<b>H/L</b>	1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m
Hfinal m	4143,50	4242,04	4148,43	4099,16	4133,64	4148,43	4256,82	3990,77

Determinación de la separación máxima del acero principal, ( $S_{max}$ ).

$$\beta_s = 1 + \frac{d'}{0,7 * (h - d')}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{5,60cm}{0,7 * (37,50cm - 5,60cm)} = 1,25$$

$$S_{max} = \frac{125000 \frac{kg}{cm^2} * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2 * d'$$



$$S_{max} = \frac{125000 \frac{kg}{cm^2} * 0,75}{1,25 * 4286,38 \frac{kg}{cm^2}} - 2 * 5,60cm = 6,30cm$$

$$S_{colocado} \leq S_{max}$$

**Tabla 113**

*Separación máxima del acero de refuerzo, evitar el agrietamiento*

<b>Comprobación entre separación máxima y separación colocada</b>					
<b>H/L</b>	<b>S col (cm)</b>	1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m
Hfinal	20	6,89	6,47	6,87	7,08
		No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
	20	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m
		6,93	6,87	6,41	7,58
		No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

Elaborado por: Los autores.

### *Análisis de resultados*

La verificación del agrietamiento no cumple ya que no cuenta con lo suficiente acero de refuerzo a flexión, por lo cual se requiere el tipo de reforzamiento.

### **Tablas resumidas de la verificación al agrietamiento:**

#### **Muro 2**

<b>Comprobación entre separación máxima y separación colocada</b>							
<b>H/L</b>	<b>S col (cm)</b>	1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m
H final	20	8,64	8,18	8,62	8,85	8,69	8,62
		No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple	No cumple

Elaborado por: Los autores.

### Muro 3

<b>Comprobación entre separación máxima y separación colocada</b>					
<b>H/L</b>	<b>S col (cm)</b>	1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m
	20	7,65	6,8	6,72	6,31
		No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
<b>H final</b>		5,00 m	6,00 m	7,00 m	
	20	6,07	5,8	5,51	
		No cumple	No cumple	No cumple	

Elaborado por: Los autores.

### Muro 4

<b>Comprobación entre separación máxima y separación colocada</b>						
<b>H/L</b>	<b>S col (cm)</b>	1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m
	6,5	44,67	42,76	48,75	49,68	49,94
		Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
<b>H final</b>		6,00 m	7,00 m	8,00 m	9,00 m	10,00 m
	6,5	49,16	48	48,29	36,95	36,33
		Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Elaborado por: Los autores.

### Muro 5

<b>Comprobación entre separación máxima y separación colocada</b>					
<b>H/L</b>	<b>S col (cm)</b>	1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m
	6,5	32,51	31,89	30,08	30,5
<b>H final m</b>		Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Elaborado por: Los autores.

### Muro 6

<b>Comprobación entre separación máxima y separación colocada</b>					
<b>H/L</b>	<b>S col (cm)</b>	1,00 m	2,00 m	3,00 m	3,50 m
	10	27,13	27,2	26,61	26,03
<b>H final m</b>		Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Elaborado por: Los autores.

### Muro 7

<b>Comprobación entre separación máxima y separación colocada</b>				
<b>H/L</b>	<b>S col (cm)</b>	<b>1,00 m</b>	<b>2,00 m</b>	<b>2,50 m</b>
<b>H final</b>	10	24,32	23,78	23,73
		Cumple	Cumple	Cumple

Elaborado por: Los autores.

### Muro 8

<b>Comprobación entre separación máxima y separación colocada</b>				
<b>H/L</b>	<b>S col (cm)</b>	<b>1,00 m</b>	<b>2,00 m</b>	<b>2,50 m</b>
<b>H final</b>	20	11,79	11,71	12,47
		No cumple	No cumple	No cumple

Elaborado por: Los autores.

### Muro 9

<b>Comprobación entre separación máxima y separación colocada</b>					
<b>H/L</b>	<b>S col (cm)</b>	<b>1,00 m</b>	<b>2,00 m</b>	<b>3,00 m</b>	<b>4,00 m</b>
<b>H final</b>	20	14,99	14,49	15,92	14,86
		No cumple	No cumple	No cumple	No cumple
			5,00 m	6,00 m	7,00 m
	20		12,99	12,45	11,84
		No cumple	No cumple	No cumple	

Elaborado por: Los autores.

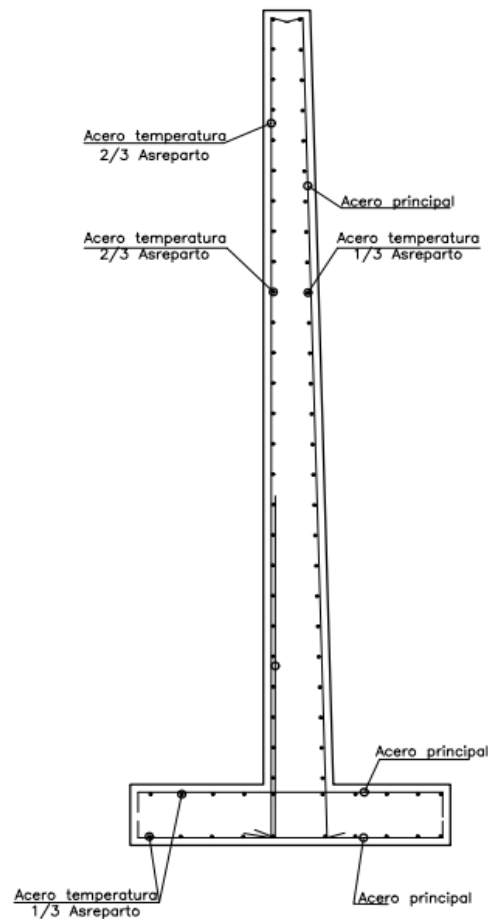
#### 7.5.4 Verificación del acero de retracción y temperatura

La verificación del acero perpendicular al refuerzo principal que tiene como función disminuir el agrietamiento y sostener el refuerzo principal con el fin de garantizar que trabaje como se supone en el diseño.

Para determinar la cantidad de acero se acostumbra a tomar una cuantía de reparto de 0,0020 a 0,0025 dependiendo del criterio profesional, en este caso se trabajará con la cuantía menor entre ambas, se realizará el reparto del acero de temperatura con 0,0020. A continuación, se detalla acorde ACI 318-08 la distribución del acero para muros con espesor superior a 25cm.

**Figura 123**

*Distribución de acero de temperatura*



Elaborado por: Los autores.

**Tabla 114**

*Verificación de acero de temperatura*

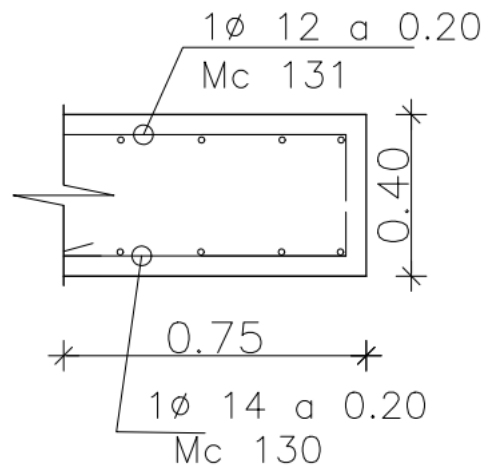
Muro	$\rho$	Cara interior			Cara exterior		
		As horizontal requerido (cm <sup>2</sup> )	As horizontal colocado (cm <sup>2</sup> )	As vertical requerido (cm <sup>2</sup> )	As horizontal requerido (cm <sup>2</sup> )	As vertical colocado (cm <sup>2</sup> )	As horizontal colocado (cm <sup>2</sup> )
1	0,0020	2,25	4,71	4,50		9,24	4,71
2	0,0020	2,40	4,71	4,80		9,24	4,71
3	0,0020	2,55	6,79	5,10		9,24	6,79
4	0,0020	2,70	6,79	5,40		9,24	6,79
5	0,0020	2,55	6,79	5,10		9,24	6,79
6	0,0020	2,40	4,71	4,80		6,79	4,71
7	0,0020	1,95	4,71	3,90		6,79	4,71
8	0,0020	1,80	4,71	3,60		6,79	4,71
9	0,0020	1,20	4,71	2,40		6,79	4,71

Elaborado por: Los autores.

### 7.6 Evaluación del talón

**Figura 124**

*Detalle transversal del dedo*



*Nota.* Detalle constructivo del talón, ejemplo práctico. Elaborado por: los autores.

Para la evaluación del talón y dedo se realiza de manera similar del análisis de la pantalla, donde consiste en comparar la resistencia real con la solicitada.

### 7.6.1 Verificación por cortante

Análisis para un metro lineal de muro.

$$rec = 5 \text{ cm}$$

$$\phi = 0,75$$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$V_u \leq \phi V_n = \phi V_c$$

**Tabla 115**

*Verificación de resistencia a corte en el talón*

Muro	h (cm)	$\phi L$ (mm)	d (cm)	$\phi V_c$ (ton/m)	$V_u$ (ton/m)	Verificación
1	40	12	34,40	30,51	16,16	Cumple
2	45	12	39,40	34,94	20,65	Cumple
3	50	14	44,30	39,29	23,83	Cumple
4	55	14	49,30	43,72	25,13	Cumple
5	50	14	44,30	39,29	24,82	Cumple
6	45	12	39,40	34,94	22,02	Cumple
7	35	12	29,40	26,07	15,43	Cumple
8	30	12	24,40	21,64	15,03	Cumple
9	20	12	14,40	12,77	5,04	Cumple

*Nota.* Comparación de resistencias a corte. Elaborado por: Los autores.

### 7.6.2 Verificación por flexión

$$\phi = 0,90$$

$$\phi M_n = \phi * [A_s * F_y * (d - \frac{a}{2})]$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

**Tabla 116**

*Verificación de resistencia a flexión en el talón*

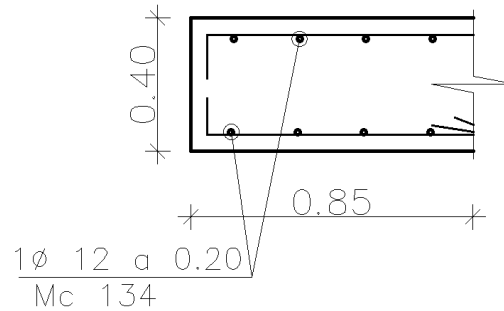
Muro	h (cm)	$\phi L$ (mm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	$\phi M_n$ (ton/m-m)	Mu (ton/m-m)	Verificación
1	40	12	34,40	6,79	1,20	9,63	9,61	Cumple
2	45	12	39,40	6,79	1,20	11,06	10,17	Cumple
3	50	14	44,30	9,24	1,63	16,87	14,73	Cumple
4	55	14	49,30	9,24	1,63	18,81	18,20	Cumple
5	50	14	44,30	9,24	1,63	16,87	14,82	Cumple
6	45	12	39,40	6,79	1,20	11,06	10,87	Cumple
7	35	12	29,40	6,79	1,20	8,21	8,11	Cumple
8	30	12	24,40	6,79	1,20	6,78	6,54	Cumple
9	20	12	14,40	6,79	1,20	3,93	2,83	Cumple

*Nota.* Comparación de resistencias a flexión. Elaborado por: Los autores.

## 7.7 Evaluación del dedo

**Figura 125**

*Detalle transversal del dedo*



*Nota.* Detalle constructivo del dedo, ejemplo práctico. Elaborado por: los autores.

### 7.7.1 Verificación por cortante

$$\phi = 0,75$$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$V_u \leq \phi V_n = \phi V_c$$

**Tabla 117**

*Verificación de resistencia a corte en el dedo*

Muro	h (cm)	$\phi L$ (mm)	d (cm)	$\phi V_c$ (ton)	$V_u$ (ton/m)	Verificación
1	40	14	34,30	30,42	22,95	Cumple
2	45	14	39,30	34,85	23,23	Cumple
3	50	16	44,20	39,20	24,11	Cumple
4	55	16	49,20	43,63	27,14	Cumple
5	50	16	44,20	39,20	26,25	Cumple
6	45	14	39,30	34,85	23,07	Cumple
7	35	12	29,40	26,07	15,45	Cumple
8	30	12	24,40	21,64	9,56	Cumple

*Nota.* Comparación de resistencias a corte. Elaborado por: Los autores.



### 7.7.2 Verificación por flexión

$$\phi = 0,90$$

$$\phi M_n = \phi * [A_s * F_y * (d - \frac{a}{2})]$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

**Tabla 118**

*Verificación de resistencia a flexión en el dedo*

Muro	h (cm)	$\phi L$ (mm)	d (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	$\phi M_n$ (ton/m-m)	Mu (ton/m-m)	Verificación
1	40	14	34,30	9,24	1,63	12,99	11,53	Cumple
2	45	14	39,30	9,24	1,63	14,93	13,31	Cumple
3	50	16	44,20	12,06	2,13	21,86	20,27	Cumple
4	55	16	49,20	12,06	2,13	24,39	22,25	Cumple
5	50	16	44,20	12,06	2,13	21,86	20,01	Cumple
6	45	14	39,30	9,24	1,63	14,93	12,68	Cumple
7	35	12	29,40	6,79	1,20	8,21	4,53	Cumple
8	30	12	24,40	6,79	1,20	6,78	2,30	Cumple

*Nota.* Comparación de resistencias a flexión. Elaborado por: Los autores.

## **CAPITULO VIII**

### **ESTUDIO DE LAS ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO**

#### **8.1 Alternativas de reforzamiento de muros en voladizo**

Conforme al diagnóstico de las estructuras de contención evaluadas anteriormente, es evidente que los muros en voladizo no presentan la suficiente resistencia y estabilidad para soportar cargas laterales por sismo, lo que la convierte en una estructura vulnerable ante un evento de esta naturaleza por no brindar la correcta seguridad a los usuarios. Por lo cual se opta por dos alternativas de reforzamiento cuya finalidad es incrementar su resistencia y equilibrio de las estructuras.

#### **8.2 Alternativa 1**

La primera alternativa planteada consiste en el incremento de la base de cimentación en la zona del talón, con el propósito de aumentar la relación demanda/capacidad (CDR) contra el volcamiento y mejorar la distribución de esfuerzos al suelo de cimentación, así evitando que se produzca un volcamiento de la estructura o la deformación excesiva en el suelo ante la presencia de cargas sísmicas. Esto respecto con la estabilidad interna.

Para zonas de la pantalla donde es deficiente la resistencia se plantea la utilización de armaduras adheridas a la estructura con platinas de material sintético reforzadas con fibra de carbono (CFRP), un material resistente a la corrosión CarboDur. Este sistema será colocado con la finalidad de incrementar la resistencia a flexión y evitar la falla del refuerzo existente. Para su correspondiente diseño se utilizará la guía de diseño ACI 440.2R-17.

A continuación, se detalla la continuidad del ejemplo práctico ahora en el diseño del sistema de reforzamiento. Con el fin de determinar que alternativa es técnico-económica más factible, se escogerán tres muros tipos para el presente diseño y evaluación económica, los cuales son:

**Tipo I:** Dentro de este tipo se encuentra los muros que presentaron la falla constructiva con el acero de refuerzo a tracción, es decir los muros (1, 2 y 3), el representante de este tipo será el muro 1 para la continuidad del ejemplo práctico propuesto al inicio.

**Tipo II:** Dentro de este tipo se encuentra los muros (4, 5, 6 y 7) por ser intermedios y los de más altura, se toma como representante ejemplar el muro 4 por ser el más largo y de altura mayor.

**Tipo III:** Este tipo está conformado por los muros (8 y 9) siendo los más bajos y el fin del proyecto, el ejemplar para el análisis será el muro 8 por ser el mayor entre ellos.

### **8.3 Análisis y diseño del sistema de reforzamiento interno y externo en el muro tipo I**

#### **Muro 1 (ejemplo práctico)**

Lo primero que se realiza en este tipo de estructuras, es corregir la estabilidad mediante el incremento de secciones o adición de elementos estructurales o no estructurales dependiendo del tipo de inestabilidad, el siguiente punto se enfocaría en el diseño del sistema de reforzamiento FRP.

Dentro de la evaluación se ha evidenciado que todos los muros no han sido considerados ante cargas sísmicas, por el cual requieren de un tipo de reforzamiento. Respecto a la estabilidad interna se procuró a verificar la relación de demanda capacidad mayor o igual a la unidad, frente a cada verificación (excentricidad, deslizamiento y presión de contacto) dando como resultado que la falla más crítica es por la excentricidad de la resultante fuera del tercio medio (vuelco) y la presión de contacto en el estado límite de evento extremo I (sismo).

Analizado la estabilidad, se toma la decisión de incrementar la base de cimentación en la zona del talón, ya que no solo genera un incremento de resistencia a la presión de contacto, sino que también se incrementa la superficie del suelo de relleno por encima de este y de esta manera corregir la estabilidad interna.

**Tabla 119**

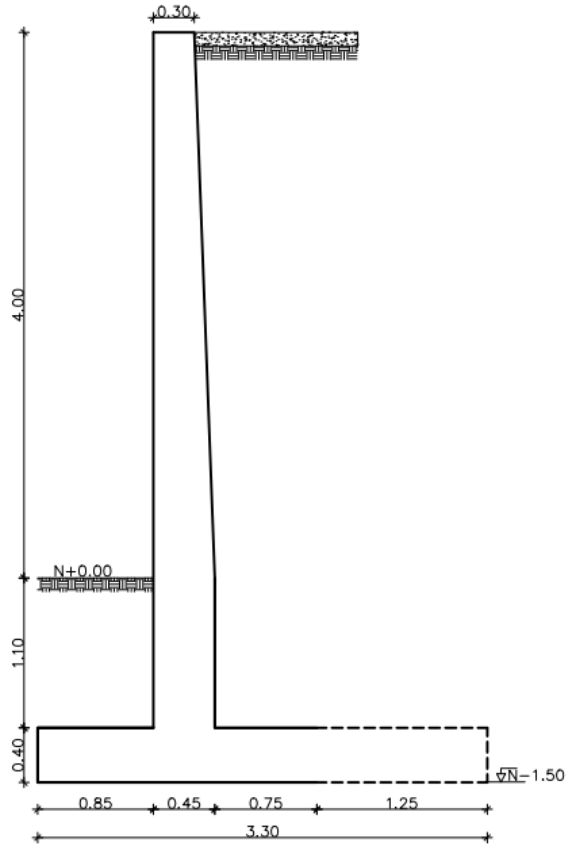
*Dimensiones corregidas por estabilidad, muro tipo I*

	Dimensiones reales		Dimensiones modificadas	
H (Altura total)	5,50	m	5,50	m
B (Base)	2,05	m	3,30	m
b1 (Corona)	0,30	m	0,30	m
b2 (Pantalla)	0,45	m	0,45	m
D (Dedo)	0,85	m	0,85	m
T (Talón)	0,75	m	2,00	m
h (Zapata)	0,40	m	0,40	m

Elaborado por: Los autores.

**Figura 126**

*Detalle transversal de alternativa 1, en muro tipo I.*



Elaborado por: Los autores.

### 8.3.1 Estabilidad externa

**Tabla 120**

*Verificación de excentricidad de alternativa 1, en muro tipo I*

Estado	Vu (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	Xo (m)	e (m)	Revisión	CDR
Resistencia Ia	33,6	68,7	20,9	1,425	0,225	Cumple	4,88
Evento extremo Ia	32,2	64,2	54,1	0,312	1,33	Cumple	1,00
Evento extremo IIa	33,6	68,7	28,1	1,209	0,441	Cumple	2,49

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 121**

*Revisión contra el deslizamiento de base en alternativa 1, en muro tipo I*

Estado	$\phi_{ep} * EHp$ (ton/m)	$\phi T * \mu * Vu$ (ton/m)	FR (ton/m)	EHu (ton/m)	Verificación	CDR
Resistencia Ia	5,55	18,63	24,17	11,09	Cumple	2,18
Evento extremo Ia	5,55	17,86	23,41	21,99	Cumple	1,06
Evento extremo IIa	5,55	18,63	24,17	11,30	Cumple	2,14

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 122**

*Revisión de la presión de contacto en alternativa 1, en muro tipo I*

Estado	Vu (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	Xo (m)	e (m)	q (ton/m <sup>2</sup> )	qR (ton/m <sup>2</sup> )	CDR	Revisión
Resistencia Ib	45,9	92,1	22,9	1,509	0,141	15,2	19,80	1,30	Cumple
Evento extremo Ib	45,3	90,8	55,3	0,785	0,865	28,86	37,44	1,30	Cumple
Evento extremo IIb	44,9	89,9	29,8	1,340	0,310	16,75	28,80	1,72	Cumple

Elaborado por: Los autores.

Respecto al método tradicional (ASD) por factores de seguridad admisibles, se obtiene que el método AASHTO LRFD es más conservador.

**Tabla 123**

*Factores de seguridad por método tradicional con sección modificada*

<b>Condición</b>	<b>FSD</b>	<b>FSD adm</b>	<b>FSV</b>	<b>FSV adm</b>	<b>q1 (ton/m2)</b>	<b>q2 (ton/m2)</b>	<b>q adm (ton/m2)</b>
Estático	2,38	1,50	4,45	2,00	11,58	8,06	12,00
Pseudo estático	1,22	1,05	1,32	1,05	13,26	11,16	15,60

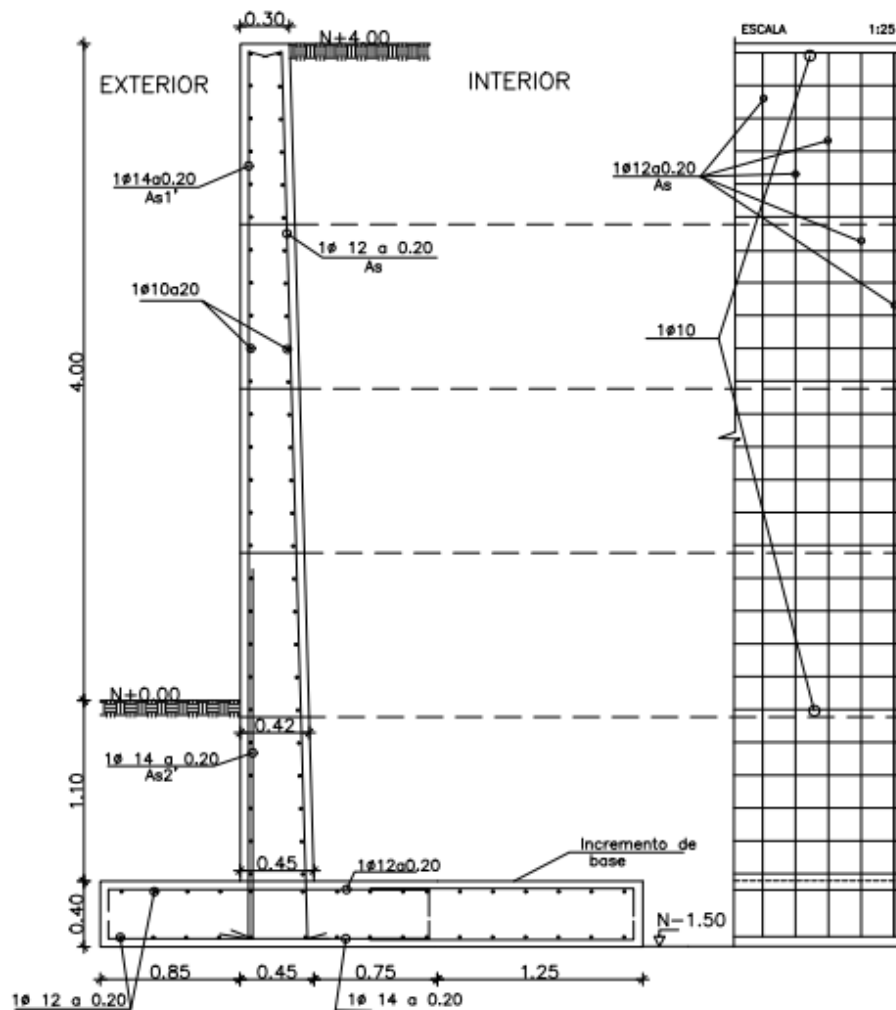
Elaborado por: Los autores

### 8.3.2 Resistencia estructural

De la verificación de resistencia de los elementos que conforman al muro, se ha determinado que en la pantalla es el único elemento que no presentan la suficiente resistencia a flexión por el estado límite de evento extremo I de la AASHTO LRFD y la combinación 5 de ACI 318-19, ambas combinaciones reflejadas por la acción del sismo.

**Figura 127**

*Detalle de refuerzo del muro tipo I, en alternativa 1*



*Nota.* Detalle transversal y longitudinal del acero de refuerzo. Elaborado por: Los autores.

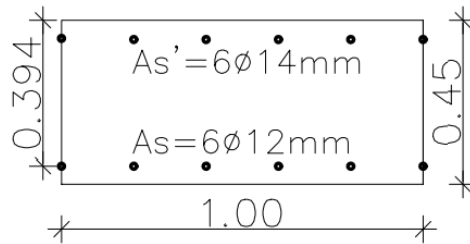


### 8.3.2.1 Diseño del Reforzamiento de pantalla con CFRP

#### Diseño del refuerzo CFRP a flexión mediante ACI 440

**Figura 128**

*Sección transversal de análisis.*



*Nota.* Un metro de longitud del muro. Elaborado por: Los autores.

**Datos:**

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$As = 6\phi 12\text{mm} = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$As' = 11\phi 14\text{mm} = 16,93 \text{ cm}^2$$

En la siguiente tabla se muestra los momentos actuantes y resistentes.

**Tabla 124**

*Momentos últimos actuantes sobre la pantalla, muro tipo I*

H	$\phi M_n$	Momento último (ton/m-m)							
		1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m
variable	6,87	3,74	3,74	3,74	3,74	3,74	3,74	3,74	3,74
2,19 m	7,64	4,61	4,61	4,73	4,98	5,16	5,35	5,52	5,70
3,18 m	8,41	11,13	10,50	11,17	11,48	12,06	12,12	12,13	12,59
4,17 m	9,18	19,68	20,84	21,23	21,70	21,63	22,02	21,06	21,72
5,1 m	9,95	27,73	27,86	27,30	27,12	27,72	27,94	27,59	28,73
M servicio		8,41	8,61	8,42	8,32	8,39	8,42	8,64	8,10
M permanente		1,68	1,72	1,68	1,66	1,68	1,68	1,73	1,62
M variable		6,73	6,89	6,74	6,66	6,71	6,74	6,91	6,48

Elaborado por: Los autores.

## Selección de propiedades mecánicas del sistema FRP

El sistema de reforzamiento que se utilizará posterior al cálculo son de la empresa Sika, enfocándonos al reforzamiento por platinas CFRP de alto desempeño “Sika CarboDur”.

**Figura 129**

*Propiedades mecánicas del FRP, Sika CarboDur*

Platina Sika CarboDur Tipo S kg/cm <sup>2</sup>		Módulo E>1'650.000	
Tipo	Ancho mm.	Espesor mm.	Sección trans- versal area mm <sup>2</sup>
S512	50	1.2	60
S612	60	1.2	72
S812	80	1.2	96
S1012	100	1.2	120
S1212	120	1.2	144
S1512	150	1.2	180
S614	60	1.4	84
S914	90	1.4	126
S1214	120	1.4	168

En la hoja técnica de este sistema es solicitada a la empresa o se encuentra muy fácil en la web del fabricante, dentro la hoja técnica se presenta una variedad de secciones y su respectivo módulo de elasticidad y resistencia a la tracción, para inicial el análisis procedemos con el tipo S.

$$b_f = 80 \text{ mm}$$

$$t_f = 1,2 \text{ mm}$$

$$E_f = 1650000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_f = 28000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_f = \frac{f_f}{E_f} = 0,017$$

$$n_{FRP/m} = 8$$

$$A_f = n_{FRP} * n * b_f * t_f = 768 \text{ mm}^2$$

Procedemos al diseño con las propiedades del FRP tipo S, por tener mayor deformación de ruptura del sistema, ya que a mayor deformación menos reducción de ductilidad de la sección reforzada.

### Propiedades de diseño del FRP

Respecto a la condición de entorno, el sistema FRP se encontraría en contacto con el suelo, posiblemente a altas humedades por lo que se utilizará un coeficiente de reducción por exposición ambiental  $C_E$ .

$$C_E = 0,85$$

$$\varepsilon_{fu} = \varepsilon_f * C_E = 0,0144$$

$$f_{fu} = f_f * C_E = 23800 \text{ kg/cm}^2$$

### Límite de resistencia

$$\phi Mn \geq 1,1M_D + 0,75M_L$$

**Tabla 125**

*Verificación del momento límite de resistencia para aplicar el FRP*

H	$\phi Mn$	Límite de resistencia "1,10MD+0,75ML"							
		1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m
5,1 m	9,95	8,66	8,87	8,67	8,57	8,64	8,67	8,90	8,34
		Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

### Limitación de la tensión efectiva en el refuerzo de FRP

- Se determina la deformación a la que se puede producir el desprendimiento del FRP,  $\varepsilon_{fd}$ .

$$\varepsilon_{fd} = 0,129653 \sqrt{\frac{f'c}{n * E_f * t_f}} \leq 0,9\varepsilon_{fu} \quad \left(\frac{kg}{cm}\right)$$

<b>Deformación por despegue del FRP, <math>\epsilon_{fd}</math></b>	
0,004876	
<b>Deformación por ruptura del FRP</b>	
0,012982	
<b>El despegue controla el diseño</b>	
$\epsilon_{fd} =$	0,004876

### Determinación de la deformación inicial, en condiciones de sección agrietada

La deformación inicial en la sección existente se determina a través de un análisis elástico, considerando la carga muerta que estará sobre el elemento durante la instalación del FRP. El análisis elástico se basa en las propiedades de la sección agrietada.

$$B = \frac{b}{n_m * A_s} = \frac{100 \text{ cm}}{10,12 * 6,79 \text{ cm}^2} = 1,46 \frac{1}{\text{cm}}$$

$$r = \frac{(n_m - 1) A_s'}{n_m * A_s} = 1,02$$

$$c = kd = \frac{\sqrt{2d * B * \left(1 + r * \frac{d'}{d}\right) + (1 + r)^2} - (1 - r)}{B} = 6,61 \text{ cm}$$

$$I_{cr} = \frac{b * c^3}{3} + n_m A_s (d - c)^2 + (n_m - 1) A_s' (c - d')^2 = 83527,22 \text{ cm}^4$$

**Donde:**

$n_m$  = Relación modular,  $E_s/E_c$ .

$A_s$  = Área de acero de refuerzo en zona de tracción.

$A_s'$  = Área de acero de refuerzo en zona de compresión.

$d$  = Peralte efectivo de la sección, medido entre la cara en compresión al centro del refuerzo a tracción,  $d = h - rec. - \frac{\phi L_t}{2}$

$d'$  = Recubrimiento medido entre la cara en compresión al centro de refuerzo a compresión.

$$d' = rec. + \phi L_c / 2$$

$c =$  Distancia al eje neutro de la sección agrietada

$I_{cr} =$  Momento de inercia crítica de la sección agrietada alrededor del eje centroidal.

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_D * (h - c)}{Ec * I_{cr}}$$

<b>Deformación inicial (<math>\varepsilon_{bi}</math>)</b>							
1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m
0,000373	0,000381	0,000373	0,000369	0,000372	0,000373	0,000383	0,000359

**Estimación de c, distancia al eje neutro.**

$$c = 0,2 * d = 7,88 \text{ cm}$$

**Determinación del modo de falla**

- Deformación efectiva del FRP

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left( \frac{h - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,003 \left( \frac{45\text{cm} - 7,88\text{cm}}{7,88\text{cm}} \right) - 0,000373 = 0,013759$$

$$\varepsilon_{fd} = 0,004876$$

$$\varepsilon_{fe} > \varepsilon_{fd}$$

El desprendimiento del FRP o falla del FRP controla el diseño, por lo cual la tensión del concreto en la falla  $\varepsilon_c$  puede ser menor que 0.003 y se puede calcular usando triángulos similares.

$$\varepsilon_{fe} = \min(\varepsilon_{fe}; \varepsilon_{fd}) = 0,004876$$

1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m
<b>Deformación efectiva del FRP, <math>\epsilon_{fe}</math></b>							
0,013759	0,013750	0,013758	0,013763	0,013760	0,013758	0,013749	0,013773
<b>La ruptura del FRP controla</b>							
<b><math>\epsilon_{fe}</math></b>							
0,004876	0,004876	0,004876	0,004876	0,004876	0,004876	0,004876	0,004876

### Determinación de la deformación de cada material

Una vez encontrada la deformación efectiva del FRP  $\epsilon_{fe}$ , siendo esta la deformación máxima que puede alcanzar la carga última se procede a determinar las deformaciones unitarias en los demás materiales a través de la compatibilidad de deformaciones.

- Deformación en el concreto

$$\epsilon_c = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \left( \frac{c}{h - c} \right)$$

$$\epsilon_c = (0,004876 + 0,000373) \left( \frac{7,88 \text{ cm}}{45 \text{ cm} - 7,88 \text{ cm}} \right) = 0,001114$$

- Deformación en el acero a tracción existente.

$$\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \left( \frac{d - c}{h - c} \right)$$

$$\epsilon_s = (0,004876 + 0,000373) \left( \frac{39,40 \text{ cm} - 7,88 \text{ cm}}{45 \text{ cm} - 7,88 \text{ cm}} \right) = 0,004457$$

- Deformación en el acero a compresión existente.

$$\epsilon'_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \left( \frac{|c - d'|}{h - c} \right)$$

$$\epsilon'_s = (0,004876 + 0,000373) \left( \frac{|7,88 \text{ cm} - 5,70 \text{ cm}|}{45 \text{ cm} - 7,88 \text{ cm}} \right) = 0,000308$$

1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m
<b>Deformación en el concreto, <math>\epsilon_c</math></b>							
0,001114	0,001116	0,001114	0,001113	0,001114	0,001114	0,001116	0,001111
<b>Deformación en el acero a tracción, <math>\epsilon_s</math></b>							
0,004457	0,004464	0,004457	0,004453	0,004456	0,004457	0,004466	0,004445
<b>Deformación en el acero a compresión, <math>\epsilon'_s</math></b>							
0,000308	0,000309	0,000308	0,000308	0,000308	0,000308	0,000309	0,000307

### Determinación de los esfuerzos

- Esfuerzo en el acero a tracción

$$f_s = E_s * \epsilon_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2 * 0,004457 = 9359,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \min(E_s * \epsilon_s; F_y) = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo en el acero a compresión

$$f'_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2 * 0,000308 = 647,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_s = \min(E_s * \epsilon'_s; F_y) = 647,32 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo en la fibra de carbono (FRP)

$$f_{fe} = E_f * \epsilon_{fe}$$

$$f_{fe} = 1650000 \text{ kg/cm}^2 * 0,004876 = 8044,76 \text{ kg/cm}^2$$

### Determinación las tensiones en los materiales

- Tensión en el acero a tracción

$$T_s = f_s * A_s = 4200 \text{ kg/cm}^2 * 6,79 \text{ cm}^2 = 28500,53 \text{ kg}$$

- Tensión en el acero a compresión

$$T'_s = f'_s * A_{s'} = 647,32 \text{ kg/cm}^2 * 16,93 \text{ cm}^2 = 10961,22 \text{ kg}$$

- Tensión en la fibra de carbono

$$T_f = f_{fe} * A_f = 8044,76 \text{ kg/cm}^2 * 7,68 \text{ cm}^2 = 61783,73 \text{ kg}$$

1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m
<b>Esfuerzo del acero a tracción, fs (kg/cm2)</b>							
9359,44	9375,27	9360,24	9352,32	9357,86	9360,24	9377,64	9334,92
4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200	4200
<b>Esfuerzo del acero a compresión, f's (kg/cm2)</b>							
647,32	648,42	647,38	646,83	647,21	647,38	648,58	645,63
647,32	648,42	647,38	646,83	647,21	647,38	648,58	645,63
<b>Esfuerzo de la fibra de carbono, ffe (kg/cm2)</b>							
8044,76	8044,76	8044,76	8044,76	8044,76	8044,76	8044,76	8044,76
<b>Tensión del acero a tracción, Ts (kg)</b>							
28500,53	28500,53	28500,53	28500,53	28500,53	28500,53	28500,53	28500,53
<b>Tensión del acero a compresión, T's (kg)</b>							
10961,22	10979,75	10962,15	10952,88	10959,37	10962,15	10982,53	10932,50
<b>Tensión de la fibra de carbono, Tfe (kg)</b>							
61783,73	61783,73	61783,73	61783,73	61783,73	61783,73	61783,73	61783,73

### Equilibrio de fuerzas internas

Cuando el modo de falla de la sección se da por rotura, delaminación o desunión de FRP, el bloque de tensión de Whitney dará resultados razonablemente precisos. Se puede también utilizar una distribución de tensión no lineal en el hormigón o un bloque de tensión más preciso apropiado para el nivel de deformación alcanzado en el hormigón en el estado límite máximo, por facilidad se trabajó con los valores del bloque de presión de Whitney.

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\alpha_1 = 0,85$$

$$\beta_1 * \alpha_1 * f'c * b * c + T'_s = T_s + T_f$$

$$c_f = \frac{T_s + T_f - T'_s}{\beta_1 * \alpha_1 * f'c * b} = \frac{28500,53 \text{ kg} + 61783,73 \text{ kg} - 10961,22 \text{ kg}}{0,85 * 0,85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm}} = 3,92 \text{ cm}$$

$$c \neq c_f$$



Se debe ir reajustando el valor de  $c$  hasta lograr el equilibrio de fuerzas o hasta cuando el valor asumido al inicio  $c$  resulte igual al valor final de la iteración.

$$c = c_f$$

En este caso de ejemplo práctico del muro I, se verifica que en la sexta iteración se equilibra las fuerzas internas con un valor de  $c = 4,102 \text{ cm}$  y se procede a determinar el momento final resistente.

### Momento nominal de capacidad

$$\phi Mn = \phi [T_s * \left( d - \frac{\beta_1 * c}{2} \right) + T'_s * \left( \frac{\beta_1 * c}{2} - d' \right) + \psi_f * T_f * \left( h - \frac{\beta_1 * c}{2} \right)]$$

### Factores de reducción de resistencia

$\psi_f = 0,85$  Factor de reducción de resistencia del sistema FRP.

$\phi =$  Factor de reducción de resistencia a flexión e indicativo de la ductilidad.

Mediante el factor que refleja la ductilidad se puede identificar la reducción de ductilidad en la sección reforzada con FRP mientras incrementa la resistencia, también depende del acero a tracción por lo que no es tan beneficioso que se reduzca tanto la ductilidad por lo cual es ideal verificar esta condición.

1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m
<b>Factor de reducción de resistencia, <math>\phi</math></b>							
0,861	0,861	0,861	0,861	0,861	0,861	0,862	0,860

Sin embargo, teniendo en cuenta los límites de ductilidad y capacidad de servicio se recomienda por varios autores que el incremento de resistencia debe estar entre  $0\% \leq 40\%$ .

<b>Momento nominal de capacidad, <math>\phi M_n</math> (ton-m)</b>							
29,04	29,06	29,04	29,03	29,04	29,04	29,07	29,01
<b>Momento ultimo máximo, <math>M_u</math> (ton-m)</b>							
27,73	27,86	27,3	27,12	27,72	27,94	27,59	28,73
<b>CDR =&gt;1</b>							
1,05	1,04	1,06	1,07	1,05	1,04	1,05	1,01
<b>Incremento de resistencia, %</b>							
192%	192%	192%	192%	192%	192%	192%	192%

Por presentar un momento nominal de la sección real muy bajo, se ha requerido un incremento de resistencia alto por lo que es muy perjudicial con la ductilidad de la estructura, hasta ahora se han documentado aumentos de resistencia del 10% al 160% (Meier y Kaiser 1991; Ritchie et al 1991; Sharif et al 1994), y comparando con la recomendación se estaría por encima con un valor de 192% dando un motivo para excluir este tipo de reforzamiento en este tipo de muro.

### Capacidad de servicio

Se realiza el control de deflexiones y anchos de grieta bajo cargas de servicio estables, para verificar en el refuerzo FRP se realiza un análisis lineal de sección agrietada en el elemento reforzado y para evitar deformaciones inelásticas se debe evitar que el refuerzo interno de acero existente ceda bajo los niveles de carga de servicio, especialmente para los miembros sometidos a cargas cíclicas.

Propiedades de la sección agrietada

$$k = \sqrt{\left(\rho_s * \frac{E_s}{E_c} + \rho_f * \frac{E_f}{E_c}\right)^2 + 2 * \left(\rho_s * \frac{E_s}{E_c} + \rho_f * \frac{E_f}{E_c}\right) * \left(\frac{h}{d}\right) - \left(\rho_s * \frac{E_s}{E_c} + \rho_f * \frac{E_f}{E_c}\right)}$$

Donde:

Cuantía del acero existente a tracción.

$$\rho_s = \frac{A_s}{b * d} = 0,001722$$

Cuantía de refuerzo FRP.

$$\rho_f = \frac{A_f}{b * d} = 0,001949$$

Porcentaje de peralte e indicador al eje neutro.

$$k = 0,234190$$

$$c = k * d = 0,234190 * 39,40cm = 9,23cm$$

- Tensión en el refuerzo de acero bajo carga de servicio:

$$f_{s_s} = \frac{\left[ M_S + \varepsilon_{bi} * A_f * E_f * \left( h - \frac{c}{3} \right) \right] (d - c) * E_s}{A_s * E_s * \left( d - \frac{c}{3} \right) * (d - c) + A_f * E_f * \left( h - \frac{c}{3} \right) * (h - c)} = 1901,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,80F_s = 0,8 * 4200 \text{ kg/cm}^2 = 3360 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s_s} \leq 0,80F_s \text{ "Cumple"}$$

- Tensión de compresión en el hormigón bajo carga de servicio:

$$f_{c_s} = \frac{f_{s_s}}{E_s} \left( \frac{c}{d - c} \right) * E_c = 57,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,60f'_c = 0,6 * 280 \text{ kg/cm}^2 = 168 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{c_s} \leq 0,60f'_c \text{ "Cumple"}$$

- Tensión del refuerzo FRP bajo carga de servicio:

$$f_{f_s} = \frac{f_{s_s} * E_f}{E_s} * \left( \frac{h - c}{d - c} \right) - \varepsilon_{bi} * E_f = 1156,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,55f_{fu} = 13090 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{f_s} \leq 0,55f_{fu} \text{ "Cumple"}$$

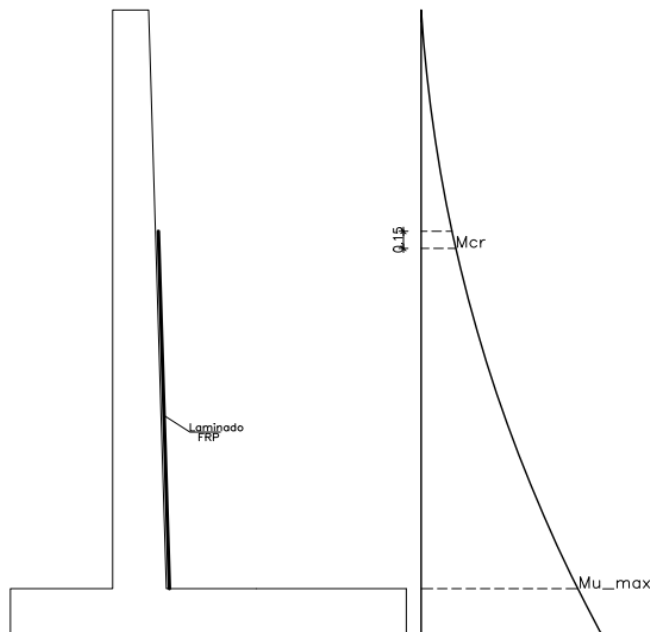
<b>Capacidad de servicio</b>							
<b>Tensión bajo carga de servicio, fss (kg/cm<sup>2</sup>)</b>							
1901,84	1947,06	1904,10	1881,48	1897,31	1904,10	1953,85	1831,73
$f_{ss} \leq 0,8 \cdot f_s$							
Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
<b>Tensión de compresión en el hormigón bajo carga de servicio, fcs (kg/cm<sup>2</sup>)</b>							
57,46	58,83	57,53	56,85	57,33	57,53	59,04	55,35
$f_{cs} \leq 0,60 f_c$							
Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
<b>Tensión del refuerzo FRP bajo carga de servicio, ffs (kg/cm<sup>2</sup>)</b>							
1156,02	1183,52	1157,40	1143,65	1153,27	1157,40	1187,64	1113,41
$f_{fs} \leq 0,55 \cdot f_{fu}$							
Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

### Longitud del refuerzo de fibra de carbono (FRP)

Para conocer la longitud del refuerzo, cabe destacar que las láminas de reforzamiento deben terminar a una distancia mínima de 15cm por cada lamina, desde el punto donde se produce el momento de fisuración.

**Figura 130**

*Longitud del refuerzo FRP en función del momento de fisuración*



Calculamos el momento de fisuración  $M_{cr}$ , a través de la guía de diseño 318-19 para hormigón de peso normal y se determina con la siguiente ecuación:

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{C_y}$$

**Donde:**

$f_r$  = Módulo de rotura del hormigón.

$$f_r = 2 * \sqrt{f'_c} \quad \left( \frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$f_r = 33,47 \frac{kg}{cm^2}$$

$C_y$  = Distancia del eje centroidal hasta la cara superior a compresión.

$$C_y = \frac{\frac{b * h^3}{2} + (n_m - 1) * A_s * d + (n_m - 1) * A_s' * d'}{b * h + (n_m - 1) * A_s + (n_m - 1) * A_s'}$$

$$C_y = 22,17 \text{ cm}$$

$I_g$  = Momento de inercia de la sección de hormigón real alrededor del eje centroidal.

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} + b * h * \left( \frac{h}{2} - C_y \right)^2 + (n_m - 1) * A_s * (d - C_y)^2 + (n_m - 1) * A_s' * (C_y - d')^2$$

$$I_g = 820134,43 \text{ cm}^4$$

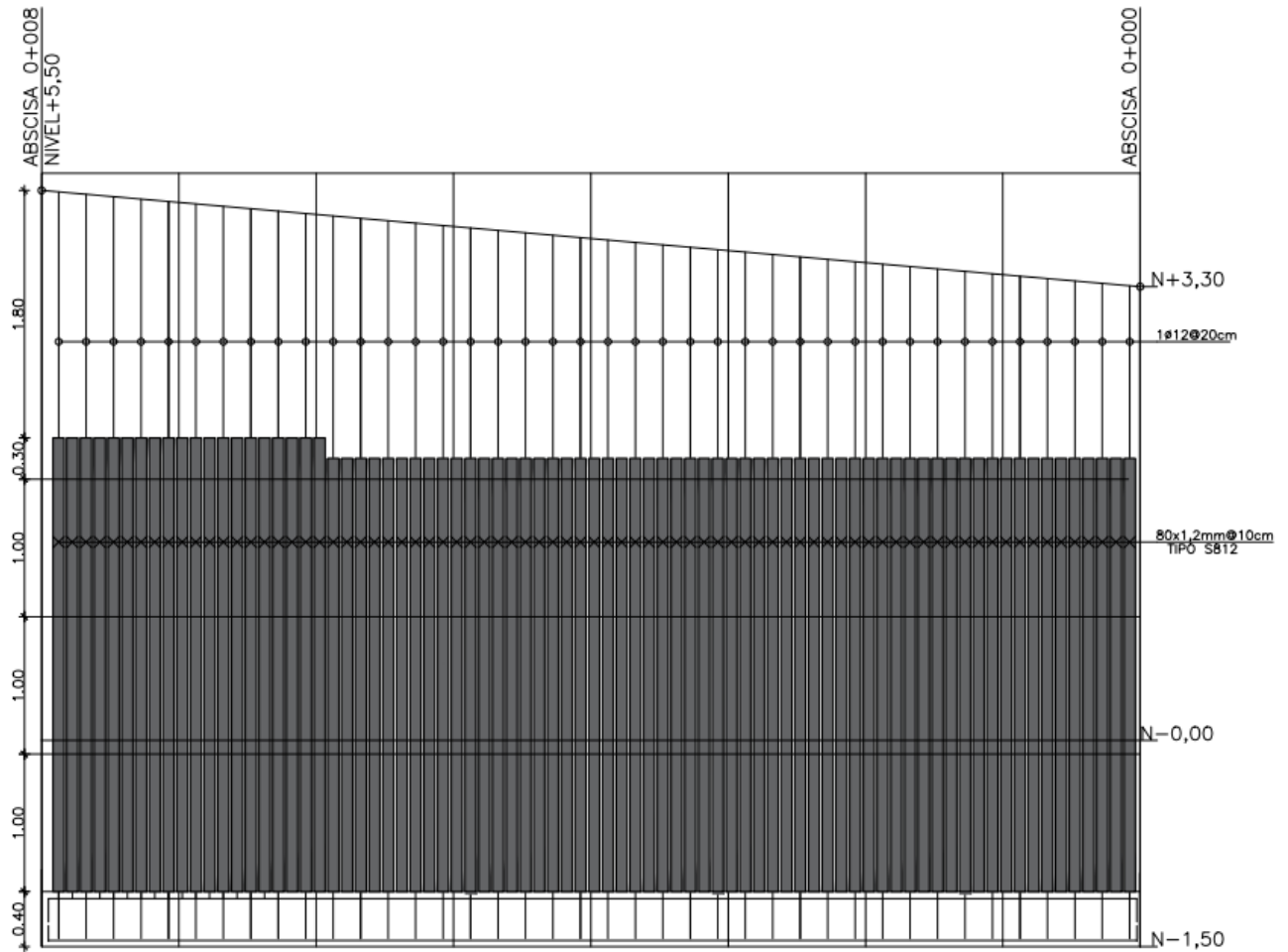
El momento de fisuración resulta:

$$M_{cr} = \frac{33,47 \frac{kg}{cm^2} * 158779,90 \text{ cm}^4}{22,43 \text{ cm}} = 1202317,53 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_{cr} = 12,02 \text{ ton} * \text{m}$$

**Figura 131**

*Detalle longitudinal del muro tipo I, reforzado con FRP*



Nota. Distribución del refuerzo FRP paralelo al acero en tracción a lo largo del muro parte interna de la pantalla. Elaborado por: Los autores.

## 8.4 Análisis y diseño del reforzamiento de estabilidad y resistencia en el muro tipo II

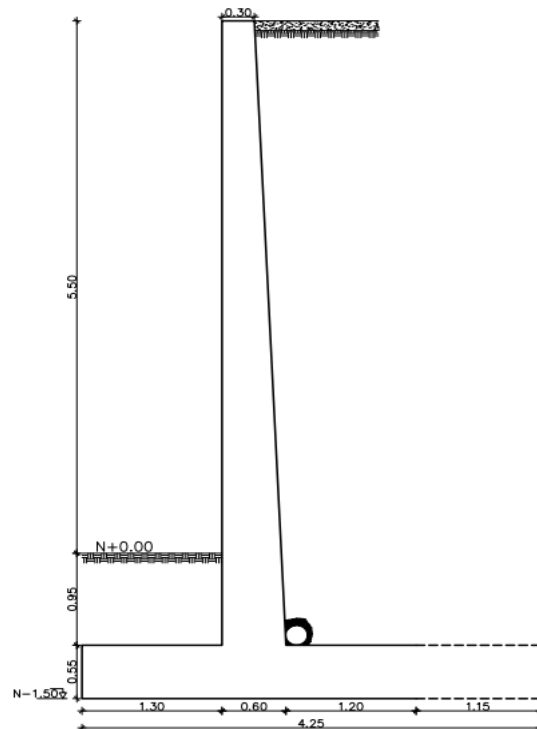
**Tabla 126**

*Dimensiones corregidas por estabilidad, muro tipo II*

	Dimensiones reales		Dimensiones modificadas	
H (Altura total)	7,00	m	7,00	m
B (Base)	3,10	m	4,25	m
b1 (Corona)	0,30	m	0,30	m
b2 (Pantalla)	0,60	m	0,60	m
D (Dedo)	1,20	m	1,20	m
T (Talón)	1,30	m	2,45	m
d (Zapata)	0,55	m	0,55	m

**Figura 132**

*Detalle transversal de alternativa 1, en muro tipo II*



Elaborado por: Los autores.

### 8.4.1 Estabilidad

**Tabla 127**

*Revisión de excentricidad o volcamiento de alternativa 1, en muro tipo II*

Estado	Vu (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	Xo (m)	e (m)	Revisión	CDR
Resistencia Ia	53,6	144,2	41,0	1,926	0,199	Cumple	7,12
Evento extremo Ia	51,3	134,5	112,3	0,433	1,69	Cumple	1,00
Evento extremo IIa	53,6	144,2	45,5	1,842	0,283	Cumple	5,00

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 128**

*Revisión contra el deslizamiento de la base en alternativa 1, en muro tipo II*

Estado	$\phi_{ep} * EHp$ (ton/m)	$\phi T * \mu * Vu$ (ton/m)	FR (ton/m)	EHu (ton/m)	Verificación	CDR
Resistencia Ia	7,02	29,71	36,73	16,99	Cumple	2,16
Evento extremo Ia	7,02	28,45	35,47	35,41	Cumple	1,00
Evento extremo IIa	7,02	29,71	36,73	16,23	Cumple	2,26

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 129**

*Revisión de la presión de contacto en alternativa 1, en muro tipo II*

Estado	Vu (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	Xo (m)	e (m)	q (ton/m <sup>2</sup> )	qR (ton/m <sup>2</sup> )	CDR
Resistencia Ib	72,6	191,4	44,1	2,03	0,095	17,88	19,80	1,11
Evento extremo Ib	71,8	189,3	114,1	1,05	1,078	34,29	37,44	1,09
Evento extremo IIb	71,3	187,8	48,3	1,96	0,168	18,22	28,8	1,58

Elaborado por: Los autores.



## 8.4.2 Resistencia estructural

### 8.4.2.1 Diseño del Reforzamiento de pantalla con CFRP

Datos					
<b>f'c=</b>	280	<b>kg/cm2</b>	<b>Ec=</b>	207491,69	<b>kg/cm2</b>
<b>Fy=</b>	4200	<b>kg/cm2</b>	<b>Es=</b>	2100000	<b>kg/cm2</b>
<b>b=</b>	100	<b>cm</b>	<b>n mod.=</b>	10,12	
<b>h=</b>	60	<b>cm</b>	<b>As=</b>	24,63	<b>cm2</b>
<b>rec=</b>	5	<b>cm</b>	<b>As'=</b>	9,24	<b>cm2</b>
<b>d=</b>	54,3	<b>cm</b>	<b>d'=</b>	5,7	<b>cm</b>
<b>Ef=</b>	1650000	<b>kg/cm2</b>	<b>CE=</b>	0,85	
<b>ff=</b>	28000	<b>kg/cm2</b>	<b>ffu=</b>	23800	<b>kg/cm2</b>
<b>εf=</b>	0,02	<b>cm/cm</b>	<b>εfu=</b>	0,01	<b>cm/cm</b>
<b>bf=</b>	120	<b>mm</b>	<b>tf=</b>	1,4	<b>mm</b>
<b>n capas=</b>	1		<b>n FRP=</b>	5	
<b>ψ=</b>	0,85		<b>Af=</b>	9,24	<b>cm2</b>

<b>H</b> <b>(m)</b>	<b>φMn</b>	<b>Momento último (ton-m/m)</b>									
		1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m	9,00 m	10,00 m
Var.	12,31	6,49	6,49	6,49	6,52	6,99	7,05	7,14	7,23	7,34	7,58
3,51	13,9	13	13,25	13,52	13,66	13,83	13,88	14,04	14,88	15,14	15,84
4,49	27,96	26,84	26,48	26,71	27,23	27,69	27,97	28,24	28,46	29,05	29,93
5,47	48,31	42,13	43,51	44,31	45,82	46,84	47,44	48,69	48,95	49,09	50,38
6,45	52,96	62,66	66,16	66,52	67,21	67,75	68,39	69,34	69,44	70,02	70,54
M servicio		12,70	13,15	11,84	11,66	11,61	11,76	11,99	11,93	14,73	14,92
M perm.		2,54	2,63	2,37	2,33	2,32	2,35	2,40	2,39	2,95	2,98
M variable		10,16	10,52	9,47	9,33	9,29	9,41	9,59	9,54	11,78	11,94
<b>Límite de resistencia "1,10MD+0,75ML"</b>											
<b>H</b> <b>(m)</b>	<b>φMn</b>	1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m	9,00 m	10,00 m
5,1	52,96	13,08	13,54	12,2	12,01	11,96	12,11	12,35	12,29	15,17	15,37
		Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

<b>Deformación por desprendimiento del FRP, <math>\epsilon_{fd}</math></b>
0,004514
<b>Deformación por ruptura del FRP</b>
0,012981818
<b>El desprendimiento controla el diseño</b>
$\epsilon_{fd} = 0,004514$

<b>Propiedades de sección agrietada</b>			
B=	0,4	r=	0,34
c (cm)=	13,74	Icr (cm <sup>4</sup> )=	502001,48

<b>Deformación inicial <math>\epsilon_{bi}</math></b>				
<b>1,00 m</b>	<b>2,00 m</b>	<b>3,00 m</b>	<b>4,00 m</b>	<b>5,00 m</b>
0,000113	0,000117	0,000105	0,000104	0,000103
<b>Estimación de c=</b>	<b>8,293</b>			
<b>1,00 m</b>	<b>2,00 m</b>	<b>3,00 m</b>	<b>4,00 m</b>	<b>5,00 m</b>

<b>Deformación efectiva del FRP, <math>\epsilon_{fe}</math></b>				
0,018593	0,018589	0,018601	0,018602	0,018603

<b>La ruptura del FRP controla</b>				
<b><math>\epsilon_{fe} = \min(\epsilon_{fe}; \epsilon_{fd})</math></b>				
0,004514	0,004514	0,004514	0,004514	0,004514

<b>Deformaciones en los materiales</b>				
<b>Deformación en el concreto, <math>\epsilon_c</math></b>				
0,000742	0,000743	0,000741	0,000741	0,00074

<b>Deformación en el acero a tracción, <math>\epsilon_s</math></b>				
0,004117	0,00412	0,00411	0,004108	0,004108

<b>Deformación en el acero a compresión, <math>\epsilon_s'</math></b>				
0,000232	0,0002322	0,0002316	0,0002315	0,0002315

<b>Determinación de esfuerzos y fuerzas</b>				
<b>Esfuerzo del acero a tracción, <math>f_s</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>				
8645,11	8652,58	8630,83	8627,85	8627,02
<b>4200</b>	<b>4200</b>	<b>4200</b>	<b>4200</b>	<b>4200</b>
<b>Esfuerzo del acero a compresión, <math>f_s'</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>				
487,19	487,61	486,39	486,22	486,17
<b>487,19</b>	<b>487,61</b>	<b>486,39</b>	<b>486,22</b>	<b>486,17</b>
<b>Esfuerzo de la fibra de carbono, <math>f_{fe}</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>				
7448	7448	7448	7448	7448

<b>Tensión del acero a tracción, Ts (kg)</b>				
103446,36	103446,36	103446,36	103446,36	103446,36
<b>Tensión del acero a compresión, T's (kg)</b>				
4499,84	4503,73	4492,41	4490,86	4490,42
<b>Tensión de la fibra de carbono, Tfe (kg)</b>				
68819,5	68819,5	68819,5	68819,5	68819,5
<b>Equilibrio de fuerzas internas, c</b>				
<b>8,293</b>	<b>8,293</b>	<b>8,293</b>	<b>8,293</b>	<b>8,293</b>
<b>c (estimado)=</b>	<b>8,293</b>			
<b>Verificación de la ductilidad y momento de capacidad</b>				
<b>Factor de reducción de resistencia, <math>\phi</math></b>				
0,826	0,827	0,826	0,826	0,826
<b>Momento nominal de capacidad, <math>\phi M_n</math> (ton-m)</b>				
70,76	70,78	70,71	70,7	70,7
<b>Momento último máximo, <math>M_u</math> (ton-m)</b>				
62,66	66,16	66,52	67,21	67,75
<b>CDR =&gt;1</b>				
1,13	1,07	1,06	1,05	1,04
<b>Incremento de resistencia, %</b>				
34%	34%	34%	33%	33%
<a href="#">1-S1214@25cm</a>		<a href="#">1-S1214@20cm</a>		
120x1,4mm		120x1,4mm		
<b>Capacidad de servicio</b>				
<b>Tensión bajo carga de servicio, <math>f_{ss}</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>				
820,67	849,75	765,1	753,47	750,23
$f_{ss} \leq 0,8 \cdot f_s$				
Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
<b>Tensión de compresión en el hormigón bajo carga de servicio, <math>f_{cs}</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>				
33,84	35,04	31,55	31,07	30,94
$f_{cs} \leq 0,60 f'_c$				
Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
<b>Tensión del refuerzo FRP bajo carga de servicio, <math>f_{fs}</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>				
554,61	574,26	517,05	509,19	507,01
$f_{fs} \leq 0,55 \cdot f_{fu}$				
Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

<b>Deformación inicial <math>\epsilon_{bi}</math></b>				
<b>6,00 m</b>	<b>7,00 m</b>	<b>8,00 m</b>	<b>9,00 m</b>	<b>10,00 m</b>
0,000104	0,000107	0,000106	0,000131	0,000133
<b>Estimación de c=</b>		<b>8,293</b>		
<b>6,00 m</b>	<b>7,00 m</b>	<b>8,00 m</b>	<b>9,00 m</b>	<b>10,00 m</b>
<b>Deformación efectiva del FRP, <math>\epsilon_{fe}</math></b>				
0,018601	0,018599	0,0186	0,018575	0,018573
<b>La ruptura del FRP controla</b>				
<b><math>\epsilon_{fe} = \min(\epsilon_{fe}; \epsilon_{fd})</math></b>				
0,004514	0,004514	0,004514	0,004514	0,004514
<b>Deformaciones en los materiales</b>				
<b>Deformación en el concreto, <math>\epsilon_c</math></b>				
0,000741	0,000741	0,000741	0,000745	0,000745
<b>Deformación en el acero a tracción, <math>\epsilon_s</math></b>				
0,004109	0,004111	0,004111	0,004133	0,004134
<b>Deformación en el acero a compresión, <math>\epsilon_s'</math></b>				
0,0002316	0,0002317	0,0002317	0,0002329	0,000233
<b>Determinación de esfuerzos y fuerzas</b>				
<b>Esfuerzo del acero a tracción, <math>f_s</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>				
8629,51	8633,32	8632,33	8678,8	8681,96
<b>4200</b>	<b>4200</b>	<b>4200</b>	<b>4200</b>	<b>4200</b>
<b>Esfuerzo del acero a compresión, <math>f_s'</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>				
486,31	486,53	486,47	489,09	489,27
<b>486,31</b>	<b>486,53</b>	<b>486,47</b>	<b>489,09</b>	<b>489,27</b>
<b>Esfuerzo de la fibra de carbono, <math>f_{fe}</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>				
7448	7448	7448	7448	7448
<b>Tensión del acero a tracción, <math>T_s</math> (kg)</b>				
103446,36	103446,36	103446,36	103446,36	103446,36
<b>Tensión del acero a compresión, <math>T_s'</math> (kg)</b>				
4491,72	4493,71	4493,19	4517,38	4519,02
<b>Tensión de la fibra de carbono, <math>T_{fe}</math> (kg)</b>				
68819,5	68819,5	68819,5	68819,5	68819,5
<b>Equilibrio de fuerzas internas, c</b>				
<b>8,293</b>	<b>8,293</b>	<b>8,293</b>	<b>8,292</b>	<b>8,292</b>
<b>c (estimado)=</b>		<b>8,293</b>		

<b>Verificación de la ductilidad y momento de capacidad</b>				
<b>Factor de reducción de resistencia, <math>\phi</math></b>				
0,826	0,826	0,826	0,828	0,828
<b>Momento nominal de capacidad, <math>\phi M_n</math> (ton-m)</b>				
70,7	70,72	70,71	70,87	70,88
<b>Momento último máximo, <math>M_u</math> (ton-m)</b>				
68,39	69,34	69,44	70,02	70,54
<b>CDR =&gt;1</b>				
1,03	1,02	1,02	1,01	1
<b>Incremento de resistencia, %</b>				
34%	34%	34%	34%	34%
<b>1-S1214@20cm</b>				
120x1,4mm				
<b>Capacidad de servicio</b>				
<b>Tensión bajo carga de servicio, <math>f_{ss}</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>				
759,93	774,79	770,91	951,85	964,13
$f_{ss} \leq 0,8 \cdot f_s$				
Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
<b>Tensión de compresión en el hormigón, <math>f_{cs}</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>				
31,34	31,95	31,79	39,25	39,76
$f_{cs} \leq 0,60 f'_c$				
Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
<b>Tensión del refuerzo FRP bajo carga de servicio, <math>f_{fs}</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>				
513,56	523,6	520,98	643,26	651,55
$f_{fs} \leq 0,55 \cdot f_{fu}$				
Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

<b>Momento crítico de la sección no agrietado</b>							
<b>H (m)</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>c (cm)</b>	<b>I<sub>g</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>f<sub>r</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>M<sub>cr</sub> (ton-m)</b>
6,45	100	60,00	54,3	30,54	1980552,12	33,47	22,50

## 8.5 Análisis y diseño del reforzamiento de estabilidad y resistencia en el muro tipo III

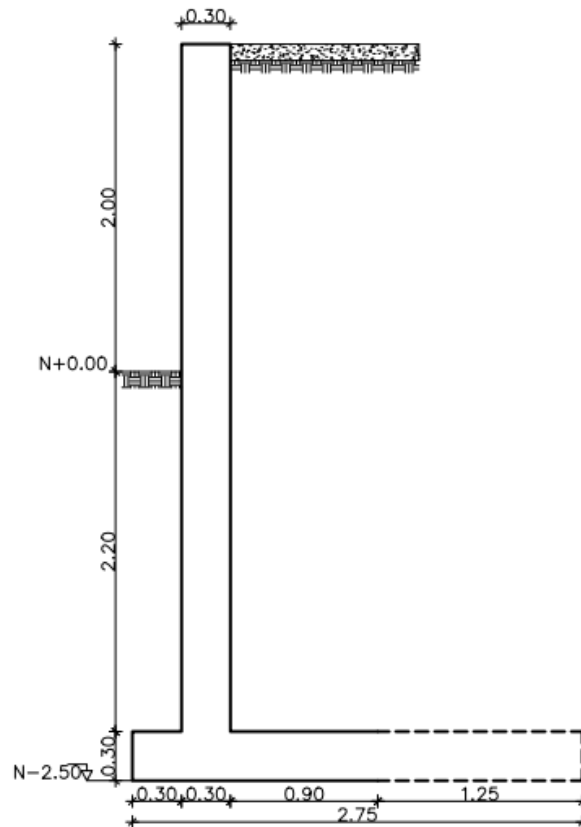
**Tabla 130**

*Dimensiones corregidas por estabilidad, muro tipo III*

	Dimensiones reales		Dimensiones modificadas	
H (Altura total)	4,50	m	4,50	m
B (Base)	1,50	m	2,75	m
b1 (Corona)	0,30	m	0,30	m
b2 (Pantalla)	0,30	m	0,30	m
D (Dedo)	0,30	m	0,30	m
T (Talón)	0,90	m	2,15	m
h (Zapata)	0,30	m	0,30	m

**Figura 133**

*Detalle transversal de alternativa 1, en muro tipo III*



Elaborado por: Los autores.

### 8.5.1 Estabilidad

**Tabla 131**

*Revisión de excentricidad o volcamiento de alternativa 1, en muro tipo III*

Estado	Vu (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	Xo (m)	e (m)	Revisión	CDR
Resistencia Ia	25,5	39,7	12,1	1,082	0,293	Cumple	3,13
Evento extremo Ia	24,6	37,2	30,4	0,278	1,1	Cumple	1,00
Evento extremo IIa	25,5	39,7	20,6	0,749	0,626	Cumple	1,36

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 132**

*Revisión contra el deslizamiento de base en alternativa 1, en muro tipo III*

Estado	$\phi_{ep} * EHp$ (ton/m)	$\phi T * \mu * Vu$ (ton/m)	FR (ton/m)	EHu (ton/m)	Verificación	CDR
Resistencia Ia	8,67	14,11	22,78	7,97	Cumple	2,86
Evento extremo Ia	8,67	13,62	22,29	15,31	Cumple	1,46
Evento extremo IIa	8,67	14,11	22,78	8,93	Cumple	2,55

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 133**

*Revisión de la presión de contacto en alternativa 1, en muro tipo III*

Estado	Vu (ton/m)	MV (ton/m-m)	MH (ton/m-m)	Xo (m)	e (m)	q (ton/m <sup>2</sup> )	qR (ton/m <sup>2</sup> )	CDR
Resistencia Ib	35,30	54,00	13,50	1,15	0,23	15,41	19,80	1,28
Evento extremo Ib	34,70	53,00	31,20	0,63	0,75	27,67	37,44	1,35
Evento extremo IIb	34,30	52,40	21,70	0,89	0,48	19,21	28,80	1,50

Elaborado por: Los autores.

## 8.5.2 Resistencia estructural

### 8.5.2.1 Diseño del Reforzamiento de Pantalla con CFRP

Datos				
<b>f'c=</b>	280	<b>kg/cm2</b>	<b>Ec=</b>	207491,69 <b>kg/cm2</b>
<b>Fy=</b>	4200	<b>kg/cm2</b>	<b>Es=</b>	2100000 <b>kg/cm2</b>
<b>b=</b>	100	<b>cm</b>	<b>n mod.=</b>	10,12
<b>h=</b>	30	<b>cm</b>	<b>As=</b>	6,79 <b>cm2</b>
<b>rec=</b>	5	<b>cm</b>	<b>As'=</b>	6,79 <b>cm2</b>
<b>d=</b>	24,4	<b>cm</b>	<b>d'=</b>	5,6 <b>cm</b>
<b>Ef=</b>	1650000	<b>kg/cm2</b>	<b>CE=</b>	0,85
<b>ff=</b>	28000	<b>kg/cm2</b>	<b>ffu=</b>	23800 <b>kg/cm2</b>
<b>ξf=</b>	0,017	<b>cm/cm</b>	<b>ξfu=</b>	0,014 <b>cm/cm</b>
<b>bf=</b>	120	<b>mm</b>	<b>tf=</b>	1,4 <b>mm</b>
<b>n capas=</b>	1		<b>n FRP=</b>	6
<b>ψ=</b>	0,85		<b>Af=</b>	10,08 <b>cm2</b>

<b>H</b>	<b>φMn</b>	<b>Momento último (ton/m-m)</b>			
		1,00 m	2,00 m	2,50 m	DCR
1,26	8,20	2,94	2,94	2,94	2,79
2,24	8,20	<b>5,39</b>	<b>5,14</b>	<b>5,27</b>	1,52
3,22	8,20	<b>12,04</b>	<b>11,32</b>	<b>11,91</b>	0,68
4,2	8,20	<b>18,81</b>	<b>18,89</b>	<b>18,53</b>	0,43

<b>M servicio</b>		6,25	6,27	6,07
<b>M permanente</b>		1,25	1,25	1,21
<b>M variable</b>		5,00	5,02	4,86
<b>H</b>	<b>φMn</b>	<b>Límite de resistencia "1,10MD+0,75ML"</b>		
		1,00 m	2,00 m	2,50 m
5,1 m	8,20	6,44	6,46	6,25
		Cumple	Cumple	Cumple



<b>Deformación por desprendimiento del FRP, <math>\epsilon_{fd}</math></b>	
0,004514	
<b>Deformación por ruptura del FRP, <math>\epsilon_{fd}</math></b>	
0,012981818	
<b>El desprendimiento controla el diseño</b>	
$\epsilon_{fd} =$	0,004514

<b>Propiedades de sección agrietada</b>		
B=	1,46	
c=	5,19	cm
r=	0,9	
I <sub>cr</sub> =	30014,45	cm <sup>4</sup>

<b>Deformación inicial <math>\epsilon_{bi}</math></b>		
1,00 m	2,00 m	2,50 m
0,000498	0,0005	0,000484

<b>Estimación de c=</b>		<b>5,041</b>
<b>1,00 m</b>	<b>2,00 m</b>	<b>2,50 m</b>

<b>Deformación efectiva del FRP, <math>\epsilon_{fe}</math></b>		
0,014356	0,014355	0,014371

<b>La ruptura del FRP controla</b>		
<b><math>\epsilon_{fe} = \min(\epsilon_{fe}; \epsilon_{fd})</math></b>		
0,004514	0,004514	0,004514

<b>Deformaciones en los materiales</b>		
--	--	--

<b>Deformación en el concreto, <math>\epsilon_c</math></b>		
0,001012	0,001013	0,001009

<b>Deformación en el acero a tracción, <math>\epsilon_s</math></b>		
0,003887	0,003889	0,003876

<b>Deformación en el acero a compresión, <math>\epsilon_s'</math></b>		
0,0001123	0,0001123	0,000112

<b>Determinación de esfuerzos y fuerzas</b>		
---	--	--

<b>Esfuerzo del acero a tracción, <math>f_s</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>		
8163,66	8166,26	8140,3
<b>4200</b>	<b>4200</b>	<b>4200</b>

<b>Esfuerzo del acero a compresión, <math>f_s'</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>		
---	--	--

235,8	235,88	235,13
<b>235,8</b>	<b>235,88</b>	<b>235,13</b>
<b>Esfuerzo de la fibra de carbono, ffe (kg/cm<sup>2</sup>)</b>		
7448	7448	7448
<b>Tensión del acero a tracción, Ts (kg)</b>		
28500,53	28500,53	28500,53
<b>Tensión del acero a compresión, T's (kg)</b>		
1600,12	1600,63	1595,54
<b>Tensión de la fibra de carbono, Tfe (kg)</b>		
75075,82	75075,82	75075,82
<b>Equilibrio de fuerzas internas, c</b>		
<b>5,041</b>	<b>5,041</b>	<b>5,041</b>
<b>c (estimado)=</b>		<b>5,041</b>
<b>Verificación de la ductilidad y momento de capacidad</b>		
<b>Factor de reducción de resistencia, <math>\phi</math></b>		
0,807	0,807	0,806
<b>Momento nominal de capacidad, <math>\phi M_n</math> (ton-m)</b>		
19,49	19,49	19,47
<b>Momento ultimo máximo, <math>M_u</math> (ton-m)</b>		
18,81	18,89	18,53
<b>CDR =&gt;1</b>		
1,04	1,03	1,05
<b>Incremento de resistencia, %</b>		
138%	138%	137%
<a href="#">1-S1214@15</a>		
120x1,4mm		

<b>Capacidad de servicio</b>		
<b>Tensión bajo carga de servicio, fss (kg/cm<sup>2</sup>)</b>		
1944,48	1950,70	1888,48
$f_{ss} \leq 0,8 \cdot f_s$		
Cumple	Cumple	Cumple
<b>Tensión de compresión en el hormigón bajo carga de servicio, fcs (kg/cm<sup>2</sup>)</b>		
88,03	88,32	85,50
$f_{cs} \leq 0,60 f'_c$		
Cumple	Cumple	Cumple
<b>Tensión del refuerzo FRP bajo carga de servicio, ffs (kg/cm<sup>2</sup>)</b>		
1217,36	1221,25	1182,30
$f_{fs} \leq 0,55 \cdot f_{fu}$		
Cumple	Cumple	Cumple

<b>Momento crítico de la sección no agrietada</b>							
<b>H (m)</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>c (cm)</b>	<b>I<sub>g</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>f<sub>r</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>M<sub>cr</sub> (ton-m)</b>
4,20	100	30,00	24,4	15,00	235937,71	33,47	5,26

## 8.6 Alternativa 2

### 8.6.1 *Estabilidad*

La segunda alternativa planteada consiste en la colocación de contrafuertes a los muros en voladizo, con el fin de reducir y redistribuir los esfuerzos flexionantes actuantes en la pantalla, por los requerimientos de resistencia recalculados.

Siendo una estructura que funciona a semi gravedad, el peso de este debe ser capaz de resistir los empujes laterales y en su constitución debe ser capaz de resistir esfuerzos de corte y flexión. En los tres muros tipo, la geometría del diseño del contrafuerte debe acoplarse a la base ya redimensionada en el método 1 (FRP) y nuevamente debe cumplir con los requisitos de estabilidad y hundimiento para los casos mencionados por la normativa AASHTO LRFD.

### **Determinación de la geometría del contrafuerte**

La literatura define determinadas relaciones para predimensionar los diferentes componentes de un muro de contención y en cuanto al contrafuerte se define que su espesor se sugiere como:

$$\textit{Espesor del contrafuerte} = H/20$$

Debido a que el diseño definitivo es siempre un proceso iterativo, finalmente se terminará asumiendo una geometría que se generará un peso adicional que permita seguir cumpliendo con los requisitos estabilidad como se cumplió la alternativa 1 (FRP), se optará por escoger un contrafuerte del tipo trapezoidal, con la finalidad de reducir su altura en comparación con un contrafuerte triangular, y al mismo tiempo dotar al mismo de una capacidad resistente mayor en

su parte superior, ya que como se denota el diagrama de presiones resultante, a medida que aumenta la altura del contrafuerte también los hacen los esfuerzos actuantes. Ya que en el análisis a flexión de la pantalla se determinó una altura específica de dovela en las cuales cada muro tipo posee deficiencias en la capacidad de resistir a esfuerzos flexionantes, se optará por elevar la altura del contrafuerte hasta esta misma altura de dovela y mantener las mismas alturas de dovela en los contrafuertes que en la pantalla, para posteriormente poder realizar el análisis de los nuevos esfuerzos a momento que actúan sobre la pantalla que pasarán a comportarse como un modelo de una losa empotrada y cuyos momentos máximos se pueden calcular mediante el método de coeficientes ACI, método que permite comparar con facilidad los momentos resistentes del nuevo muro con contrafuerte con su estado modelo original.

### **Análisis y diseño del reforzamiento de estabilidad y resistencia en el muro tipo 1**

A continuación, se detalla las dimensiones obtenidas para los contrafuertes:

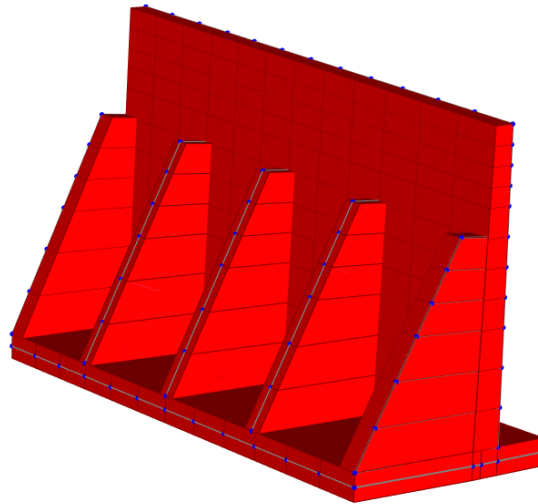
#### **Muro I (ejemplo práctico)**

		<b>Dimensiones reales</b>		<b>Dimensiones modificadas</b>	
H	(Altura total)	5,50	m	5,50	m
B	(Base)	2,05	m	3,30	m
b1	(Corona)	0,30	m	0,30	m
b2	(Pantalla)	0,45	m	0,45	m
D	(Dedo)	0,85	m	0,85	m
T	(Talón)	0,75	m	2,00	m
h	(Zapata)	0,40	m	0,40	m

<b>Dimensiones del contrafuerte</b>		
Longitud total	8,00	m
S (eje)	2,50	m
C (espesor contrafuerte)	0,45	m
Ancho superior contrafuerte	0,75	m
# contrafuertes	4	m
H contrafuerte (altura)	2,9	m

**Figura 134**

*Muro 1 con adición de contrafuertes*



Elaborado por: Los autores.

**Tabla 134**

*Revisión de excentricidad o volcamiento de alternativa 2, en muro tipo 1 (I)*

<b>Estado</b>	<b>Vu (ton)</b>	<b>MV (ton-m)</b>	<b>MH (ton-m)</b>	<b>Xo (m)</b>	<b>e (m)</b>	<b>&lt;B/3</b>	<b>Revisión</b>	<b>CDR</b>
Resistencia Ia	84,1	170,35	51,14	1,42	0,23	1,10	Cumple	4,72
Evento extremo Ia	80,76	159,22	132,02	0,34	1,31	1,32	Cumple	1,01
Evento extremo IIa	80,8	159,22	54,92	1,29	0,36	1,10	Cumple	3,07

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 135***Revisión contra el deslizamiento de base en alternativa 2, en muro tipo I (I)*

Estado	$\phi_{ep}$	$\phi_{ep} * EHp$ (ton)	$\phi_t$	$\phi T * \mu * Vu$ (ton)	FR (ton)	EHu (ton)	Verificación	CDR
Resistencia Ia Evento extremo	0,50	21,23	1,00	46,64	67,87	27,18	Cumple	2,50
Ia Evento extremo	0,50	21,23	1,00	44,77	66,00	53,13	Cumple	1,24
IIa	0,50	21,23	1,00	44,77	66,00	20,10	Cumple	3,28

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 136***Revisión de la presión de contacto en alternativa 2, en muro tipo I (I)*

Estado	$Vu$ (ton/m)	MV (ton/m- m)	MH (ton/m- m)	$Xo$ (m)	e (m)	q (ton/m <sup>2</sup> )	qR (ton/m <sup>2</sup> )	CDR	Revisión
Resistencia Ib	114,59	227,71	56,07	1,50	0,15	15,61	19,80	1,27	CUMPLE
Evento extremo Ib	113,15	224,49	134,84	0,79	0,86	29,14	37,44	1,28	CUMPLE
Evento extremo IIb	112,18	222,34	72,93	1,33	0,32	17,19	28,80	1,68	CUMPLE

Elaborado por: Los autores.

### 8.6.2 Resistencia estructural

#### Presiones actuantes sobre el contrafuerte

Las presiones de actuantes sobre la pantalla son las mismas que se deben considerar para el diseño del contrafuerte, las sobrecargas: (peatonal (PL), por vereda (DW) e impacto vehicular (CT) que tienen una distribución uniforme en toda la cara interna del muro, y en tanto que la sobrecarga vehicular (LS) se considera hasta la intersección de la cara con la horizontal trazada a

45°. Por sismo (EQ) su diagrama de presión es de forma triangular invertida y actúa en toda la altura.)

### Cálculo de presiones mayoradas

Para el cálculo de los esfuerzos se realizó las respectivas combinaciones de carga de las normativas aplicadas, AASTHO LRFD y ACI 318-19 para determinar la sollicitación crítica entre ambas, es decir que sea la que genere la mayor presión actuante sobre el muro.

**Tabla 137**

*Fuerzas actuantes sobre el contrafuerte del muro tipo I (I)*

<b>Tipo de carga</b>	<b>Descripción</b>	<b>H (ton/m)</b>	<b>Z (m)</b>	<b>MH (ton/m*m)</b>
EH	Suelo	5,29	1,70	8,99
DW	Vereda	0,26	2,55	0,65
PL	Peatón	0,40	2,55	1,03
LS	Vehículo	0,95	1,95	1,86
EQ	Sismo	6,51	3,06	19,91
CT	Impacto vehicular	1,88	5,10	9,60

Elaborado por: Los autores.

### Norma AASHTO LRFD

**Tabla 138**

*Factores de combinación de carga según la normativa AASHTO LRFD*

<b>Carga</b>	<b>Tipo</b>	<b>Resistencia Ib</b>	<b>Evento Extremo Ib</b>	<b>Evento Extremo IIb</b>	<b>Servicio</b>
EH	EH	1,50	1,50	1,50	1,00
EHDW	DW	1,50	1,50	1,50	1,00
EHLS	LS	1,75	1,00	0,50	1,00
EHPL	PL	1,75	1,00	0,50	1,00
$\Delta$ EQ	EQ	0,00	1,00	0,00	0,00
CT	CT	0,00	0,00	1,00	0,00

Elaborado por: Los autores.



**Tabla 139***Estado limite crítico para el análisis del contrafuerte según la AASHTO LRFD*

Combinación de carga	Carga y momento horizontal	
	Hu (ton/m)	MHu (ton*m)
Resistencia Ib	10,69	19,51
Evento Extremo Ib	16,18	37,26
Evento Extremo IIb	10,88	25,50
Servicio I	6,90	12,53

Elaborado por: Los autores.

**Normativa ACI 318-19****Tabla 140***Factores de combinación de carga según la normativa ACI 318-19*

Carga	Tipo	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
EH	EH	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,6
EHDW	DW	1,40	1,20	1,20	1,20	1,20	0,9
EHLS	LS	0,00	1,60	1,00	1,00	1,00	0
EHPL	PL	0,00	1,60	1,00	1,00	1,00	0
$\Delta$ EQ	EQ	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 141***Estado limite crítico para el análisis del contrafuerte según el ACI 318-19*

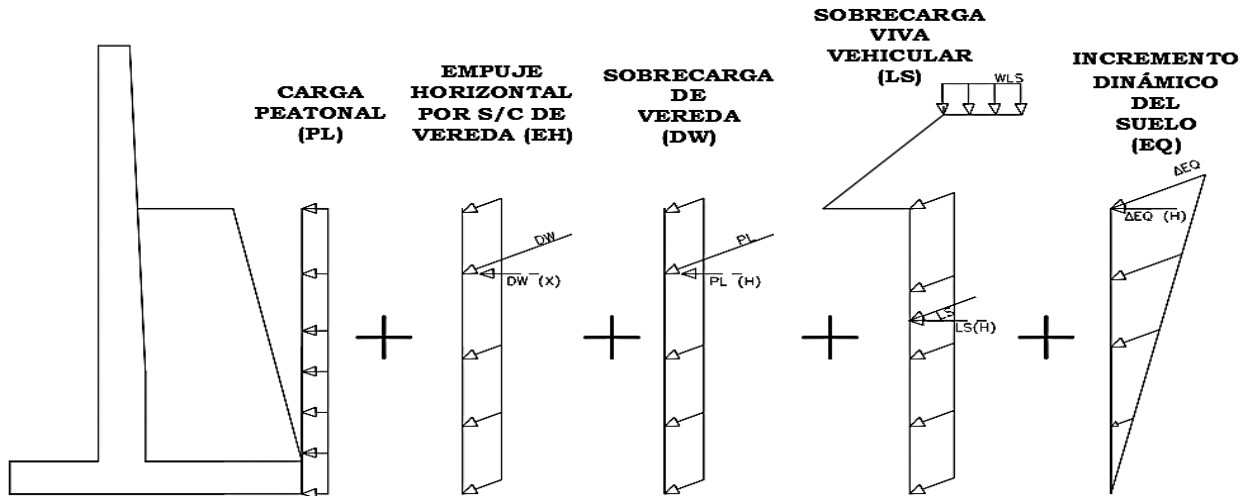
Combinación de carga	Carga y momento horizontal	
	Hu (ton/m)	MHu (ton*m)
Combinación 1	8,82	15,30
Combinación 2	10,94	19,78
Combinación 3	10,12	18,05
Combinación 4	10,12	18,05
Combinación 5	16,63	37,96

Elaborado por: Los autores.

Como se puede observar la combinación 5 de la normativa ACI 318-19 es la que produce la situación más desfavorable manualmente y a través del software, por consiguiente, se diseñará los contrafuertes de los muros tipo con esta combinación.

**Figura 135**

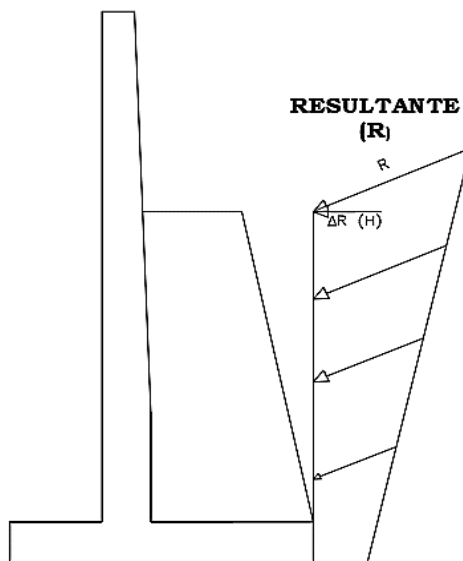
*Diagrama de presiones resultante*



*Nota.* Diagrama de suma de esfuerzos actuantes sobre el contrafuerte. Elaborado por: Los autores.

**Figura 136**

*Diagrama de empuje resultante en los contrafuertes*

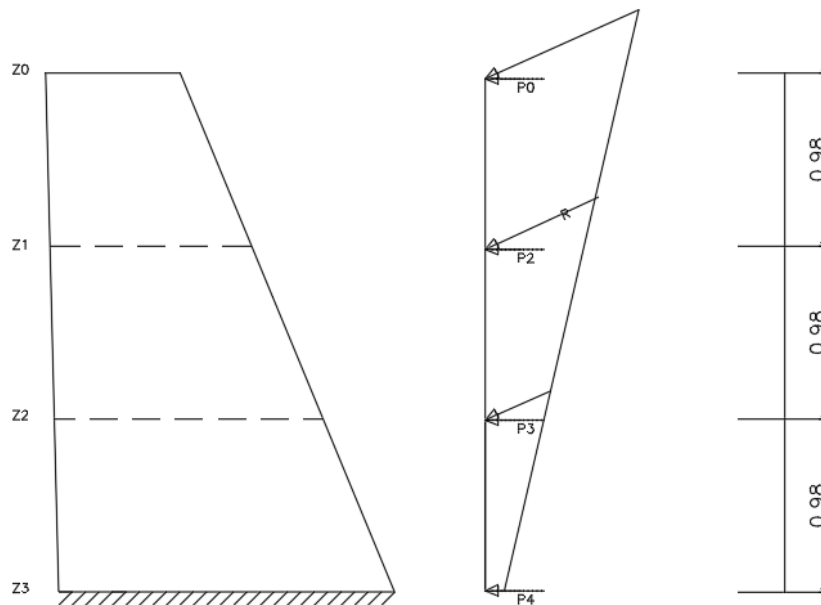


## Cálculo de presiones por dovelas

Dado que se trata de diseñar una sección para una combinación de cargas, necesariamente tendremos que mayorar las componentes de esta sumatoria de carga mediante los coeficientes de mayoración definidos por la combinación 5 de la norma ACI 318-19.

**Figura 137**

*Diagrama de esfuerzo resultante sobre el contrafuerte a altura de dovela "z"*



Elaborado por: Los autores.

## Empuje por el suelo de relleno (EH)

Parámetros de empuje del relleno

H' = Altura de la pantalla

H = Altura libre de pantalla

$\gamma_{\text{suelo}} = 1,886 \frac{T}{m^3}$  ; Peso unitario del suelo del relleno

$K_a = 0,238$  ; Coeficiente activo

$KAE = 0,530$  ; Coeficiente de empuje dinámico activo

$\delta = 23,23$ ; Ángulo de fricción muro suelo

$\theta = 1,68$ ; Ángulo de inclinación de la pantalla con la vertical

$$EHPz_n = \gamma s * Ka * \frac{H'}{2} * \cos(\delta + \theta) * z$$

#### **Empuje por sobrecarga de vereda (LS)**

$WDW = 0,23 \frac{T}{m^2}$ ; Peso muerto de la vereda por unidad de área

$$DWPz_n = WDW * Ka * H' * \cos(\delta + \theta)$$

#### **Empuje por sobrecarga peatonal (PL)**

$WPL = 0,37 \frac{T}{m^2}$ ; Sobrecarga viva peatonal por unidad de área

$$PLPz_n = WPL * Ka * H' * \cos(\delta + \theta)$$

#### **Empuje por sobrecarga vehicular (LS)**

$WLS = 0,37 \frac{T}{m^2}$ ; Sobre viva peatonal por unidad de área

$$LSz_n = WPL * Ka * H' * \cos(\delta + \theta)$$

#### **Empuje por sismo (EH)**

$$EHPz_n = \gamma s * KAE * \frac{H'}{2} * \cos(\delta + \theta) * (H - z)$$

## Cálculo de momentos por dovelas

Se utilizará la combinación 5 de la norma ACI 318-19: Combinación 5:

$$1,2DC + 1,2DW + EQ + 1,6EH + PL + LS$$

Adaptando la expresión, obtenemos:

$$M = 1,2Mu_{DC} + 1,2Mu_{DW} + Mu_{EQ} + 1,6Mu_{EH} + Mu_{PL} + Mu_{LS}$$

Donde:

$$Mu_x = S * \left( \frac{z^2}{6} * (2 * p_o + pz) \right)$$

**Tabla 142**

*Resumen de presiones y momentos mayorados por dovelas para el muro tipo I (I)*

Dovela	Z [m]	EH		DW		PL	
		pz [ton/m2]	M [ton*m]	pz [ton/m2]	M [ton*m]	pz [ton/m2]	M [ton*m]
0	2,19	2,27		0,26		0,40	
1	3,17	3,28	32,92	0,26	3,22	0,40	5,08
2	4,13	4,29	63,28	0,26	5,48	0,40	8,65
3	5,1	5,29	107,27	0,26	8,35	0,40	13,17
Dovela	Z [m]	LS		EQ		Σ	
		pz [ton/m2]	M [ton*m]	pz [ton/m2]	M [ton*m]	pz [ton/m2]	M [ton*m]
0	2,19	0,95		6,73		12,03	
1	3,17	0,95	12,01	4,47	75,44	11,39	149,07
2	4,13	0,95	20,46	2,24	112,5	8,13	249,44
3	5,1	0,95	31,15	0	146,88	6,9	372,86

Elaborado por: Los autores.

## Diseño a flexión

**Tabla 143**

*Resumen de acero calculado para el contrafuerte por dovelas para el muro tipo I.*

Dovela	Z (contrafuerte) [m]	t (z) [m]	d [m]	Mu [T*m]	As mínimo [cm2]	As calculado [cm2]	As necesario [cm2]
1	0,97	1,13	1,06	149,07	15,71	40,91	40,91
2	1,93	1,52	1,44	249,44	21,39	49,75	49,75
3	2,90	1,90	1,82	372,86	27,07	58,39	58,39

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 144**

*Resumen de acero colocado por dovelas para el muro tipo I (I)*

Dovela	As colocado [cm2]			
	#	Φ	As total [cm2]	Φ
1	6	32	48,25	6Φ32
2	2	28	60,57	6Φ32+2Φ28
3	0	0	60,57	0

Elaborado por: Los autores.

## Cálculo de la armadura de anclaje entre el contrafuerte y la pantalla

**Tabla 145**

*Resumen de acero colocado por dovelas para el muro tipo I.*

Dovela	Z [m]	pz [ton/m]	R [ton/m]	As [cm2/m]	Horquillas (2 ramas) [cm2/m]	#	Φ	@	As total [cm2]
1	3,17	4,68	9,4	2,49	1,24	5	10	23	3,93
2	4,13	6,41	12,86	3,4	1,7	5	12	23	5,65
3	5,1	6,65	13,35	3,53	1,77	5	12	23	5,65

Elaborado por: Los autores.

## Cálculo de la armadura de anclaje contrafuerte y el talón

**Tabla 146**

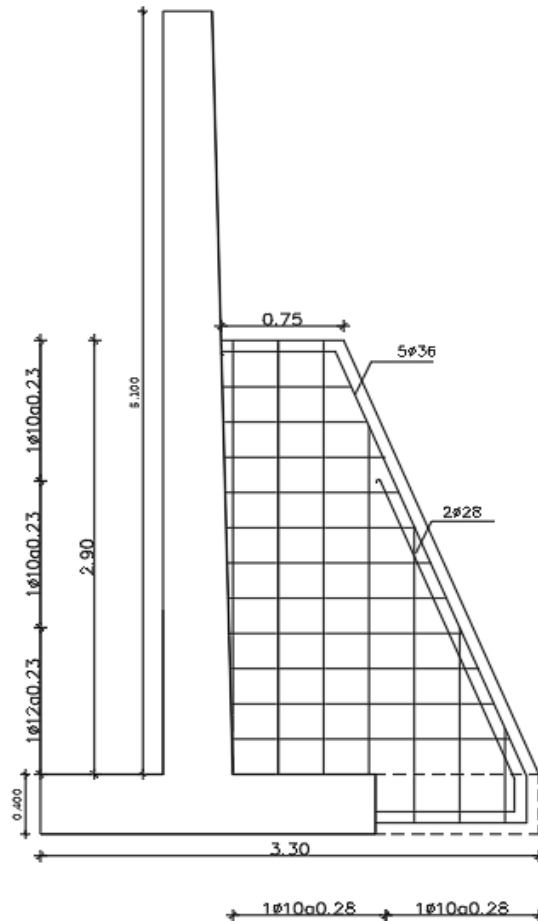
*Resumen de acero colocado por dovelas para el muro tipo I.*

Dovela	pz [ton/m]	R [ton/m]	As [cm <sup>2</sup> /m]	Horquillas (2 ramas) [cm <sup>2</sup> /m]	#	φ	@	As total [cm <sup>2</sup> ]
1	5,11	10,25	2,71	1,36	4	10	28	3,14
2	8,65	17,37	4,59	2,3	4	10	28	3,14

Elaborado por: Los autores.

**Figura 138**

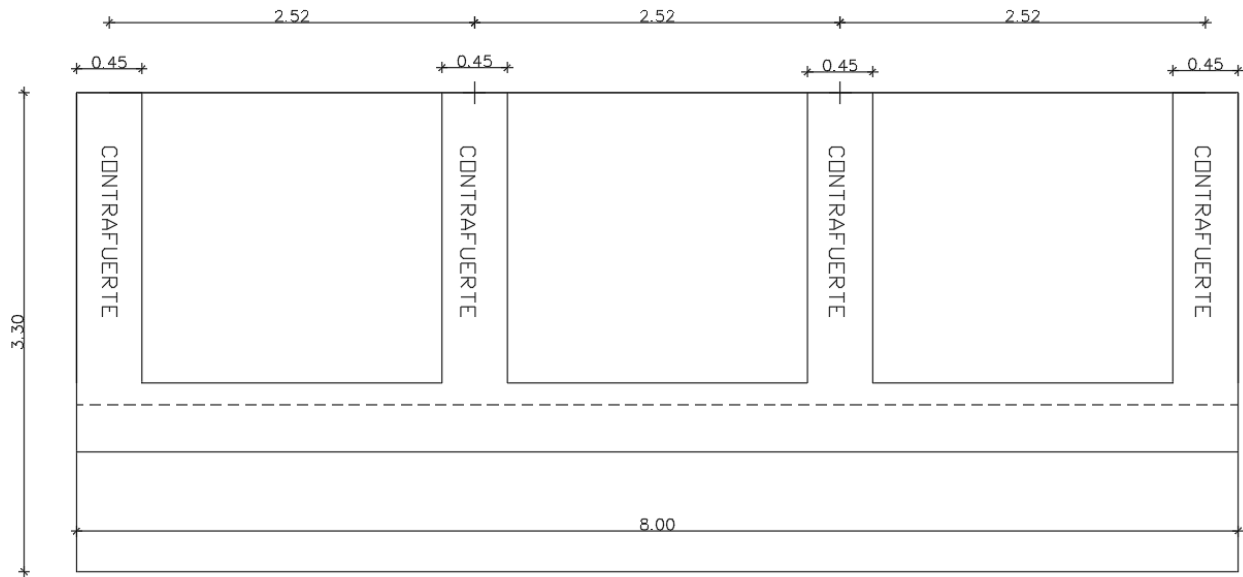
*Detalle de contrafuerte, en muro tipo I.*



Elaborado por: Los autores.

**Figura 139**

*Vista en planta de muro con contrafuerte del muro tipo I*



Elaborado por: Los autores.

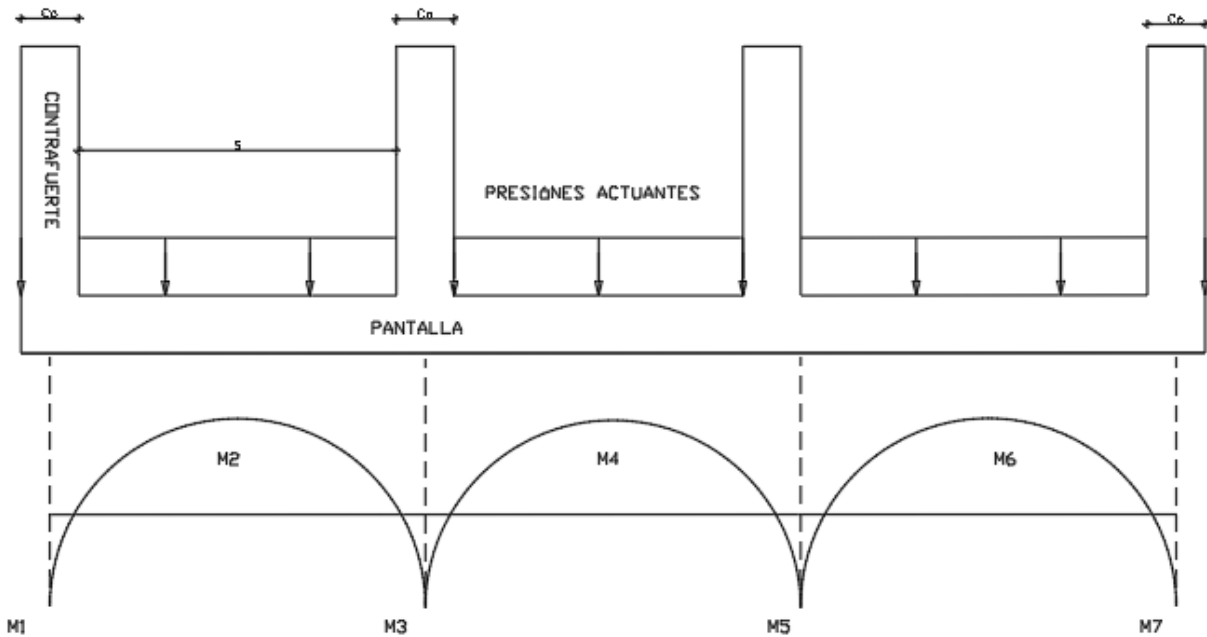
### **Verificación de esfuerzos flexionantes en pantalla**

El objetivo del de reforzamiento con contrafuertes es también el de la reducción de los esfuerzos de momento en la pantalla, ya que en su estado original existen esfuerzos flexionantes que superan a los del del momento nominal.



**Figura 140**

*Idealización de losa empotrada que forma la pantalla con los contrafuertes del muro tipo I.*



Elaborado por: Los autores.

$$M1 = \frac{1}{16} * (p * S'^2) = \frac{S'^2}{16} * p$$

$$M2 = \frac{1}{14} * (p * S'^2) = \frac{S'^2}{16} * p$$

$$M3 = \frac{1}{10} * (p * S'^2) = \frac{S'^2}{16} * p$$

$$M4 = \frac{1}{16} * (p * S'^2) = \frac{S'^2}{16} * p$$

$$M5 = \frac{1}{10} * (p * S'^2) = \frac{S'^2}{16} * p$$

$$M6 = \frac{1}{14} * (p * S'^2) = \frac{S'^2}{16} * p$$

$$M7 = \frac{1}{16} * (p * S'^2) = \frac{S'^2}{16} * p$$

**Tabla 147**

*Momentos actuantes sobre la pantalla por dovelas luego de la colocación del contrafuerte para el muro tipo I.*

Momentos [T*m]										
Dovela	Z [m]	Pz [ton/m <sup>2</sup> ]	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M máx.
0	2,19	12,03	2,62	2,99	4,19	2,62	4,19	2,99	2,62	4,19
1	3,17	11,39	2,48	2,83	3,97	2,48	3,97	2,83	2,48	
2	4,13	8,13	1,77	2,02	2,83	1,77	2,83	2,02	1,77	
3	5,10	6,90	1,50	1,72	2,40	1,50	2,40	1,72	1,50	

**Tabla 148**

*Momentos actuantes sobre la pantalla por dovelas luego de la colocación del contrafuerte para el muro tipo I tomados de SAP2000*

Momentos [T*m]										
Dovela	Z [m]	Pz [ton/m <sup>2</sup> ]	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M máx.
0	2,19	12,03	3,04	3,20	3,76	2,21	3,78	2,45	2,10	3,04
1	3,17	11,39	1,77	2,04	3,22	1,98	3,54	2,12	1,98	
2	4,13	8,13	1,02	2,67	2,31	1,23	2,43	1,74	1,29	
3	5,10	6,90	0,98	1,23	2,03	0,98	1,98	1,43	1,02	

**Tabla 149**

*Verificación de resistencias a flexión por ACI 318-19, muro tipo I*

H (m)	$\phi Mn$	Momento último de la combinación ACI 318-19 (Mu ton-m/m) "Combinación 5"								M máx.
		1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m	
Var.	6,9	3,74	3,74	3,74	3,74	3,74	3,74	3,74	3,74	28,7
2,19	7,6	4,61	4,61	4,73	4,98	5,16	5,35	5,52	5,7	
3,18	8,4	<b>11,13</b>	<b>10,5</b>	<b>11,17</b>	<b>11,48</b>	<b>12,06</b>	<b>12,12</b>	<b>12,13</b>	<b>12,59</b>	
4,17	9,2	<b>19,68</b>	<b>20,84</b>	<b>21,23</b>	<b>21,7</b>	<b>21,63</b>	<b>22,02</b>	<b>21,06</b>	<b>21,72</b>	
5,1	10	<b>27,73</b>	<b>27,86</b>	<b>27,3</b>	<b>27,12</b>	<b>27,72</b>	<b>27,94</b>	<b>27,59</b>	<b>28,73</b>	

## *Análisis de resultados*

Al realizar una comparación entre el momento máximo actuante en la pantalla con reforzamiento de contrafuertes obtenido tanto por cálculo manual como por SAP2000, respecto al momento máximo nominal del muro en su estado original sin reforzamiento, obtenemos que el momento máximo se redujo en un 85,4%

### **Anclajes del contrafuerte**

Es importante realizar un correcto anclaje en los contrafuertes diseñados por medio de la armadura de anclaje hacia la pantalla y el talón, teniendo en cuenta que los contrafuertes se encuentran del lado del relleno, la conexión que debería tener con la pantalla genera esfuerzos de tracción que son generados por la presión activa del suelo de relleno, dado que de la manera tradicional (si es que el contrafuerte trabajara a compresión) la longitud de desarrollo del acero que se encontraría embebida dentro de la pantalla y el talón serían suficientes para asegurar que en la estructura se comporta como un todo monolítico, tratándose de una readecuación se debe estudiar la alternativa más eficiente y económica para el caso en cuestión.

### **Consideraciones generales**

Para el diseño del anclaje se ha optado por una perspectiva conservadora, siendo el tema de los anclajes al concreto un tema ampliamente discutido en nuestra actualidad y tema de continuas de investigaciones, la norma ACI 318-19 en su capítulo 17, detalla las consideraciones de diseño para los anclajes de variadas tipologías. Para nuestro caso que nos ocupa se procedió a calcular las fuerzas normales que actuarían hacia los ramales del acero de anclaje debido al empuje activo generado por un ancho tributario de contrafuerte en su punto más crítico, siendo

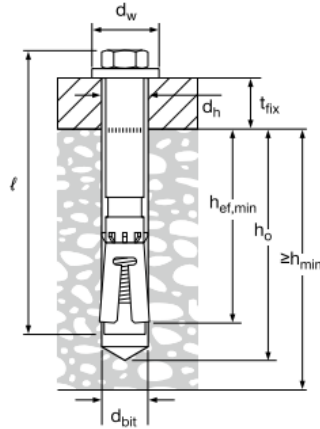
este la altura superior del contrafuerte, puesto que por el diagrama de presiones generado debido a la consideración del empuje dinámico del sismo a medida que se aumente en altura también lo hacen las presiones. Las fuerzas normales actuantes sobre el perno de anclaje pueden producir diferentes tipos de falla que el diseño debe ser capaz de suplir.

### **Perno de anclaje de expansión**

En nuestro medio es común encontrar mecanismos de anclaje tales como: mecanismos de anclaje químicos, se ha escogido ampliar un perno de tipo expansivo, es decir que al ser colocado genera una suficiente fuerza de presión en el capuchón que permite un anclaje inmediato, permite una óptima adaptación a las irregularidades del terreno y no requiere de uso de productos químicos contaminantes, se ha escogido un perno de anclaje que tras ser colocado deje una muesca sobre la cual permita colocar un empalme mecánico con el acero de anclaje, se ha optado también por escoger un perno teniendo en cuenta la ficha técnica de fabricante, siendo Hilti el fabricante que proporciona la información más clara posible de sus productos. Para agilizar en gran medida de los cálculos, se ha optado por seguir las tablas de diseño del fabricante, al cual también aplican factores de espaciamiento, distancia al borde y espesor del hormigón, mismas que están en función de la normativa ACI 318-19, en su capítulo 17. Dado el espaciamiento que tendrían los pernos de anclaje en la pantalla no haría falta consideración de estos.

**Figura 141**

*Esquemmatización de un perno de expansión*



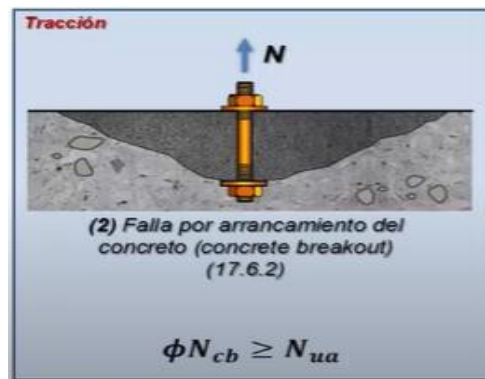
Fuente: Hilti Corporation, (Ficha técnica HSL-3).

### Modos de falla del perno de anclaje

Cuando el perno de anclaje de expansión genera un bulbo de presión al expandirse, una vez que es colocado existen dos posibles modos de falla: falla por arrancamiento del concreto por falla por tracción.

**Figura 142**

*Modo de falla por arrancamiento del concreto*



Fuente: ACI 318-19, (cap. 17).

**Figura 143**

*Modo de falla a tracción del acero*



Fuente: ACI 318-19, (cap. 17).

**Figura 144**

*Tablas de diseño del fabricante Hilti para diferentes diámetros nominales en función de esfuerzo de tensión para concreto no fisurado*

Diámetro nominal del anclaje	Empotramiento efectivo . mm (pulg.)	Tensión - $\phi N_s$			
		$f'_c = 2500$ psi lb (kN)	$f'_c = 3000$ psi lb (kN)	$f'_c = 4000$ psi lb (kN)"	$f'_c = 6000$ psi lb (kN)
M8	60 (2.4)	1,825 (8.1)	2,000 (8.9)	2,310 (10.3)	2,830 (12.6)
M10	70 (2.8)	2,920 (13.0)	3,200 (14.2)	3,695 (16.4)	4,525 (20.1)
M12	80 (3.2)	4,360 (19.4)	4,775 (21.2)	5,515 (24.5)	6,755 (30.0)
M16	100 (3.9)	6,095 (27.1)	6,675 (29.7)	7,705 (34.3)	9,440 (42.0)
M20	125 (4.9)	8,515 (37.9)	9,330 (41.5)	10,770 (47.9)	13,190 (58.7)
M24	150 (5.9)	11,195 (49.8)	12,260 (54.5)	14,160 (63.0)	17,340 (77.1)

Fuente: Hilti Corporation, (Ficha técnica HSL-3).

**Figura 145**

*Tablas de diseño del fabricante Hilti para diferentes diámetros nominales en función de la resistencia de diseño del acero*

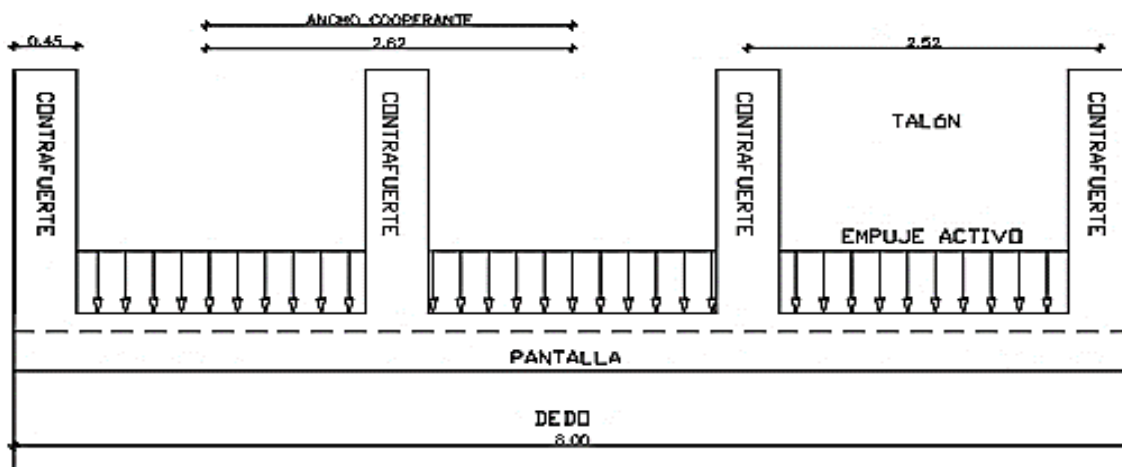
Nominal Diámetro del anclaje	HSL-3, HSL-3-B, HSL-3-SK, HSL-3-SH		
	Tensión <sup>3</sup> $\phi N_{sa}$ lb (kN)	Corte <sup>4</sup> $\phi V_{sa}$ lb (kN)	Corte Sísmico <sup>5</sup> $\phi V_{sa}$ lb (kN)
M8	4,960 (22.1)	4,705 (20.9)	2,995 (13.3)
M10	7,830 (34.8)	6,650 (29.6)	5,495 (24.4)
M12	11,395 (50.7)	9,570 (42.6)	7,730 (34.4)
M16	21,140 (94.0)	17,360 (77.2)	16,115 (71.7)
M20	33,060 (147.1)	25,690 (114.3)	18,940 (84.2)
M24	47,590 (211.7)	29,870 (132.9)	24,810 (110.4)

Fuente: Hilti Corporation, (Ficha técnica HSL-3).

**Esfuerzos normales actuantes**

**Figura 146**

*Empuje presión activa sobre la pantalla del muro tipo I*



*Nota.* Identificación del empuje de presión activa por ancho cooperante sobre un contrafuerte.

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 150***Presiones promedio por dovela en el contra fuerte del muro tipo I*

<b>Dovela</b>	<b>Z [m]</b>	<b>pz [ton/m2]</b>	<b>pz promedio [ton/m2]</b>
0	2,19	12,03	
1	3,17	11,39	11,71
2	4,13	8,13	9,76
3	5,10	6,90	7,52

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 151***Presiones promedio por dovela en el contra fuerte del muro tipo I*

<b>Dovela</b>	<b>Z [m]</b>	<b>pz [ton/m2]</b>	<b>pz promedio [ton/m2]</b>	<b>Area cooperante [m2]</b>	<b>F actuante [ton]</b>	<b># ramales de acero de anclaje</b>	<b>Fuerza Normal/anclaje [Ton]</b>
0	2,19	12,03					
1	3,17	11,39	11,71	2,597	30,40	8	3,80
2	4,13	8,13	9,76	2,597	25,35	8	3,17
3	5,10	6,90	7,52	2,597	19,52	8	2,44

Elaborado por: Los autores.

**Anclaje seleccionado:** Para un  $f'c=2400$  [Kg/cm<sup>2</sup>] (3413 PSI), y una fuerza N=3,8Ton (37,26

KN), se escoge un perno de diámetro nominal M16



## 8.7 Análisis y diseño del reforzamiento de estabilidad y resistencia en el muro tipo II

### 8.7.1 Estabilidad

#### Muro IV

	Dimensiones reales		Dimensiones modificadas	
H (Altura total)	7,00	m	7,00	m
B (Base)	3,10	m	4,25	m
b1 (Corona)	0,30	m	0,30	m
b2 (Pantalla)	0,60	m	0,60	m
D (Dedo)	1,20	m	1,20	m
T (Talón)	1,30	m	2,45	m
d (Zapata)	0,55	m	0,55	m

Dimensiones del contrafuerte		
Longitud total	10,00	m
S (eje)	3,15	m
C (espesor contrafuerte)	0,50	m
Ancho superior contrafuerte	1,00	m
# contrafuertes	4	m
H contrafuerte (altura)	3,90	m

**Tabla 152**

*Revisión de excentricidad o volcamiento de alternativa 2, en muro tipo II.*

Estado	Vu (ton)	MV (ton-m)	MH (ton-m)	Xo (m)	e (m)	Revisión	CDR
Resistencia Ia	164,44	441,54	124,93	1,93	0,20	Cumple	7,10
Evento extremo Ia	157,47	411,93	340,73	0,45	1,67	Cumple	1,02
Evento extremo IIa	157,47	411,93	103,89	1,96	0,17	Cumple	8,39

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 153**

Revisión contra el deslizamiento de base en alternativa 2, en muro tipo II

Estado	$\phi\sigma^*EHP$ (ton)	$\phi T^*\mu^*Vu$ (ton)	FR (ton)	EHu (ton)	Verificación	CDR
Resistencia Ia	26,43	91,15	117,58	51,82	Cumple	2,27
Evento extremo Ia	26,43	87,29	113,72	106,45	Cumple	1,07
Evento extremo IIa	26,43	87,29	113,72	34,64	Cumple	3,28

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 154**

Revisión de la presión de contacto en alternativa 2, en muro tipo II

Estado	Vu (ton)	MV (ton-m)	MH (ton-m)	Xo (m)	e (m)	q (ton/m <sup>2</sup> )	qR (ton/m <sup>2</sup> )	CDR
Resistencia Ib	222,19	584,84	134,68	2,03	0,10	17,98	19,80	1,10
Evento extremo Ib	219,89	578,22	346,30	1,05	1,07	34,18	37,44	1,10
Evento extremo IIb	218,35	573,81	147,34	1,95	0,17	18,33	28,80	1,57

Elaborado por: Los autores.

**8.7.2 Resistencia estructural****Cálculo de presiones por dovelas**

**Tabla 155**

*Resumen de presiones y momentos mayorados por dovelas para el muro tipo II*

Dovela	Z [m]	Parámetro	EH	DW	PL	LS	EQ	Σ
0	2,50	Pz [Ton/m2]	3,19	0,31	0,49	1,25	11,70	18,92
		M [Ton*m]						
1	3,17	Pz [Ton/m2]	4,45	0,31	0,49	1,25	8,77	18,01
		M [Ton*m]	69,48	9,95	9,53	23,99	206,49	358,43
2	4,13	Pz [Ton/m2]	5,71	0,31	0,49	1,25	5,85	17,10
		M [Ton*m]	127,71	14,82	15,69	39,50	309,07	580,54
3	5,1	Pz [Ton/m2]	6,97	0,31	0,49	1,25	2,92	16,19
		M [Ton*m]	210,13	14,82	23,38	58,85	414,47	850,71
4	6,1	Pz [Ton/m2]	8,23	0,31	0,49	1,25	0,00	15,28
		M [Ton*m]	320,63	20,66	32,60	82,05	513,67	1166,12

Elaborado por: Los autores.

**Diseño a flexión**

**Tabla 156**

*Resumen de acero calculado para el contrafuerte por dovelas para el muro tipo II*

DOVELA	Z (contrafuerte) [m]	t (z) [m]	d [m]	Mu [T*m]	As mínimo [cm2]	As calculado [cm2]	As necesario [cm2]
1	0,99	1,34	1,27	358,43	20,88	87,36	87,36
2	1,98	1,68	1,61	580,54	26,49	111,63	111,63
3	2,96	2,02	1,95	850,71	32,11	134,92	134,92
4	3,95	2,36	2,29	1166,12	37,72	157,19	157,19

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 157***Resumen de acero colocado por dovelas para el muro tipo II*

<b>As colocado [cm2]</b>			
#	Φ	As colocado [cm2]	Φ
10	36	101,79	10Φ36
8	16	117,87	10Φ36+8Φ16
8	18	138,23	10Φ36+8Φ15+8Φ18
8	22	168,64	10Φ36+8Φ15+8Φ18+8Φ22

**Cálculo de la armadura de anclaje entre el contrafuerte y la pantalla****Tabla 158***Resumen de acero colocado por dovelas para el muro tipo II*

Dovela	Z [m]	Pz [ton/m]	R [T/m]	As [cm2/m]	Horquilla (2 ramas) [cm2/m]	As colocado [cm2]			
						#	Φ	@	As total [cm2]
<b>1</b>	3,49	7,64	19,70	5,21	2,61	7	10	21	5,50
<b>2</b>	4,48	10,62	27,41	7,25	3,63	7	12	21	7,92
<b>3</b>	5,46	11,28	29,11	7,70	3,85	7	12	21	7,92
<b>4</b>	6,45	10,78	27,82	7,36	3,68	7	14	21	10,78

Elaborado por: Los autores.

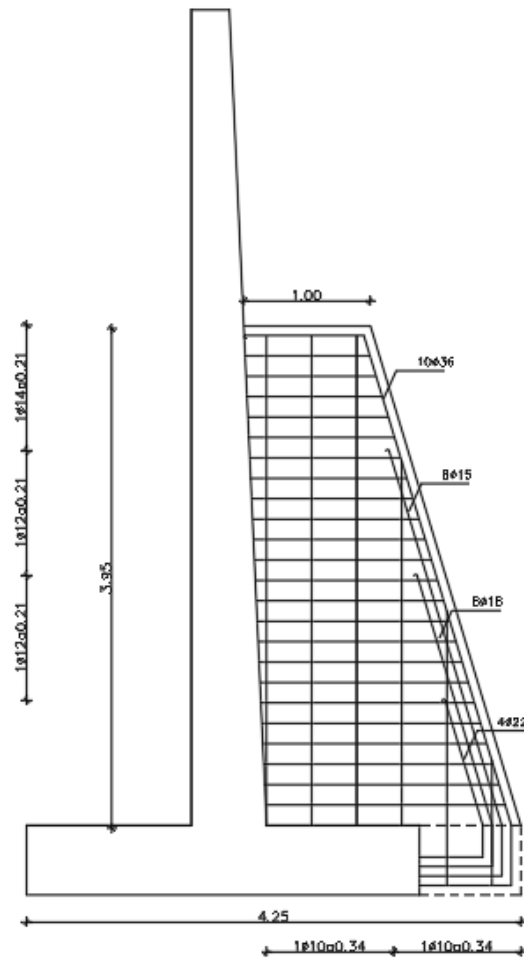
**Cálculo de la armadura de anclaje contrafuerte y el talón****Tabla 159***Resumen de acero colocado por dovelas para el muro tipo II*

Dovela	Pz [ton/m]	R [T/m]	As [cm2/m]	Horquilla (2 ramas) [cm2/m]	As colocado [cm2]			
					#	Φ	@	As total [cm2]
<b>1</b>	5,63	14,52	3,84	1,92	4	10	34	3,14
<b>2</b>	8,85	22,82	6,04	3,02	4	10	34	3,14

Elaborado por: Los autores.

**Figura 147**

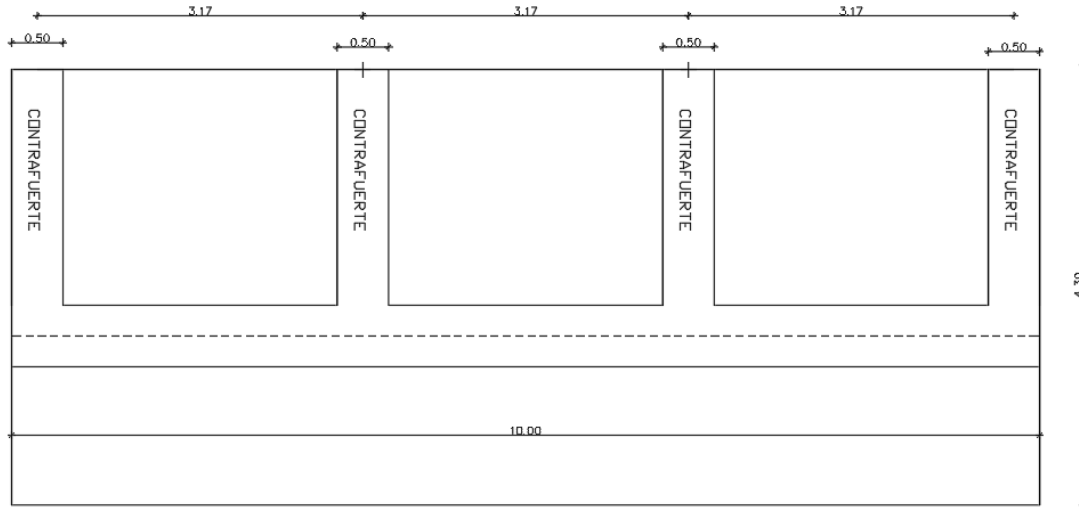
*Detalle de contrafuerte, en muro IV*



Elaborado por: Los autores.

**Figura 148**

*Vista en planta de muro con contrafuerte del muro IV*



Elaborado por: Los autores.

**Verificación de esfuerzos flexionantes en pantalla**

**Tabla 160**

*Momentos actuantes sobre la pantalla por dovelas luego de la colocación del contrafuerte para el muro tipo II*

<b>Momentos [T*m]</b>										
<b>Dovela</b>	<b>Z [m]</b>	<b>pz [ton/m2]</b>	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>M4</b>	<b>M5</b>	<b>M6</b>	<b>M7</b>	<b>Mmax</b>
0	2,50	18,92	6,81	7,78	10,90	6,81	10,90	7,78	6,81	
1	3,49	18,01	6,48	7,41	10,37	6,48	10,37	7,41	6,48	
2	4,48	17,10	6,15	7,03	9,85	6,15	9,85	7,03	6,15	10,90
3	5,46	16,19	5,83	6,66	9,32	5,83	9,32	6,66	5,83	
4	6,45	15,28	5,50	6,29	8,80	5,50	8,80	6,29	5,50	

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 161**

*Momentos actuantes sobre la pantalla por dovelas luego de la colocación del contrafuerte para el muro tipo II tomados de SAP 2000*

Dovela	Z [m]	Pz [ton/m <sup>2</sup> ]	Momentos [T*m]							
			M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	Mmáx.
0	2,50	18,92	7,56	6,78	11,23	7,12	12,60	8,02	7,07	12,60
1	3,49	18,01	6,35	6,72	10,34	6,34	11,76	7,77	7,23	
2	4,48	17,10	6,05	5,67	9,10	5,78	9,99	7,01	6,16	
3	5,46	16,19	4,45	5,32	8,78	5,23	9,00	5,58	5,10	
4	6,45	15,28	4,89	5,14	8,21	4,08	8,12	5,00	4,57	

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 162**

*Verificación de resistencia a flexión, muro tipo II*

H/ L	φMn	Momento último máximo (ton-m/m)										Mmax x
		1,00 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m	8,00 m	9,00 m	10,00 m	
Va r	12,3 1	6,49	6,49	6,49	6,52	6,99	7,05	7,14	7,23	7,34	7,58	70,02
3,5	13,9	13	13,25	13,52	13,66	13,83	13,88	<b>14,04</b>	<b>14,88</b>	<b>15,14</b>	<b>15,84</b>	
4,5	27,9 6	26,84	26,48	26,71	27,23	27,69	27,9	<b>28,24</b>	<b>28,46</b>	<b>29,05</b>	<b>29,93</b>	
5,5	48,3 1	42,13	43,51	44,31	45,82	46,84	47,44	<b>48,69</b>	<b>48,95</b>	<b>49,09</b>	<b>50,38</b>	
6,4	52,9 6	<b>62,66</b>	<b>66,16</b>	<b>66,52</b>	<b>67,21</b>	<b>67,75</b>	<b>68,39</b>	<b>69,34</b>	<b>69,44</b>	<b>70,02</b>	<b>70,54</b>	

### *Análisis de resultados*

Al realizar una comparación entre el momento máximo actuante en la pantalla con reforzamiento de contrafuertes obtenido tanto por cálculo manual como por SAP2000, respecto al

momento máximo nominal del muro en su estado original sin reforzamiento, obtenemos que el momento máximo se reducido en un 84,3%

### Análisis de anclajes del muro tipo II

**Tabla 163**

*Presiones promedio por dovela en el contra fuerte del muro 4*

<b>Dovela</b>	<b>Z [m]</b>	<b>pz [ton/m2]</b>	<b>pz promedio [ton/m2]</b>	<b>Area cooperante [m2]</b>	<b>F actuante [ton]</b>	<b># ramales de acero de anclaje</b>	<b>Fuerza Normal/anclaje [Ton]</b>
0	2,50	18,92					
1	3,49	18,01	18,46	3,1066	57,35	8	7,17
2	4,48	17,10	17,55	3,1066	54,53	8	6,82
3	5,46	16,19	16,64	3,1066	51,70	8	6,46
4	6,45	15,28	15,73	3,1066	48,88	8	6,11

Elaborado por: Los autores.

**Anclaje seleccionado:** Para un  $f'c=2400$  [Kg/cm2] (3413 PSI), y una fuerza  $N=3,8$ Ton (37,26 KN), se escoge un perno de diámetro nominal M24



## 8.8 Análisis y diseño del reforzamiento de estabilidad y resistencia en el muro tipo III

### 8.8.1 Estabilidad

#### Muro 8

	Dimensiones reales		Dimensiones modificadas	
H (Altura total)	4,50	m	4,50	m
B (Base)	1,50	m	2,75	m
b1 (Corona)	0,30	m	0,30	m
b2 (Pantalla)	0,30	m	0,30	m
D (Dedo)	0,30	m	0,30	m
T (Talón)	0,90	m	2,15	m
h (Zapata)	0,30	m	0,30	m

Dimensiones del contrafuerte		
Longitud total	2,50	m
S (eje)	2,10	m
C (espesor contrafuerte)	0,40	m
Ancho superior contrafuerte	0,50	m
# contrafuertes	2	m
H contrafuerte (altura)	1,95	m

**Tabla 164**

*Revisión de excentricidad o volcamiento de alternativa 2, en muro tipo III*

Estado	Vu (ton)	MV (ton-m)	MH (ton-m)	Xo (m)	e (m)	Revisión	CDR
Resistencia Ia	52,80	81,57	24,27	1,09	0,29	Cumple	3,16
Evento extremo Ia	51,03	76,70	62,12	0,29	1,09	Cumple	1,01
Evento extremo IIa	51,03	76,70	34,67	0,82	0,55	Cumple	1,66

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 165***Revisión contra el deslizamiento de base en alternativa 2, en muro tipo III.*

<b>Estado</b>	<b><math>\phi_{ep} * EHp</math> (ton)</b>	<b><math>\phi T * \mu * Vu</math> (ton)</b>	<b>FR (ton)</b>	<b>EHu (ton)</b>	<b>Verificación</b>	<b>CDR</b>
Resistencia Ia	24,96	29,27	54,23	15,94	Cumple	3,40
Evento extremo Ia	24,96	28,29	53,25	30,31	Cumple	1,76
Evento extremo IIa	24,96	28,29	53,25	13,50	Cumple	3,94

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 166***Revisión de la presión de contacto en alternativa 2, en muro tipo III.*

<b>Estado</b>	<b>Vu (ton)</b>	<b>MV (ton-m)</b>	<b>MH (ton-m)</b>	<b>Xo (m)</b>	<b>e (m)</b>	<b>q (ton/m2)</b>	<b>qR (ton/m2)</b>	<b>CDR</b>
Resistencia Ib	73,20	110,91	27,07	1,15	0,23	15,98	19,80	1,24
Evento extremo Ib	72,02	108,93	63,73	0,63	0,75	28,69	37,44	1,31
Evento extremo IIb	71,24	107,61	43,34	0,90	0,47	19,74	28,80	1,46

Elaborado por: Los autores.

**8.8.2 Resistencia estructural**

## Cálculo de presiones por dovelas

**Tabla 167**

Resumen de presiones y momentos mayorados por dovelas para el muro tipo III

Dovela	Z [m]	Parámetro	EH	DW	PL	LS	EQ	$\Sigma$
0	2,25	Pz [Ton/m <sup>2</sup> ]	1,60	0,22	0,35	0,77	3,64	8,24
		M [Ton*m]						
1	3,23	Pz [Ton/m <sup>2</sup> ]	1,60	0,22	0,35	0,77	1,82	4,33
		M [Ton*m]	17,25	2,41	2,41	8,38	33,09	74,37
2	4,20	Pz [Ton/m <sup>2</sup> ]	1,60	0,22	0,35	0,77	0,00	3,71
		M [Ton*m]	33,89	4,08	4,08	14,21	44,90	122,31

Elaborado por: Los autores.

## Diseño a flexión

**Tabla 168**

Resumen de acero calculado para el contrafuerte por dovelas para el muro tipo III

Dovela	Z (contrafuerte) [m]	t (z) [m]	d [m]	Mu [T*m]	As mínimo [cm <sup>2</sup> ]	As calculado [cm <sup>2</sup> ]	As necesario [cm <sup>2</sup> ]
1	0,98	1,05	0,98	74,37	12,94	21,26	21,26
2	1,95	1,61	1,53	122,31	20,26	21,88	21,88

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 169**

Resumen de acero colocado por dovelas para el muro tipo III

As colocado [cm <sup>2</sup> ]			
#	$\Phi$	As colocado [cm <sup>2</sup> ]	$\Phi$
4	32	32,17	4 $\Phi$ 32
2	22	39,77	4 $\Phi$ 32+2 $\Phi$ 22

Elaborado por: Los autores.

## Cálculo de la armadura de anclaje entre el contrafuerte y la pantalla

**Tabla 170**

*Resumen de acero colocado por dovelas para el muro tipo III*

Dovela	Z [m]	Pz [ton/m]	R [T/m]	As [cm <sup>2</sup> /m]	Horquilla (2 ramas) [cm <sup>2</sup> /m]	As colocado [cm <sup>2</sup> ]			As total [cm <sup>2</sup> ]
						#	Φ	@	
<b>1</b>	3,23	1,93	3,11	0,82	0,41	4	10	21	3,14
<b>2</b>	4,20	2,36	3,81	7,25	0,50	4	10	21	3,14

Elaborado por: Los autores.

## Cálculo de la armadura de anclaje contrafuerte y el talón

**Tabla 171**

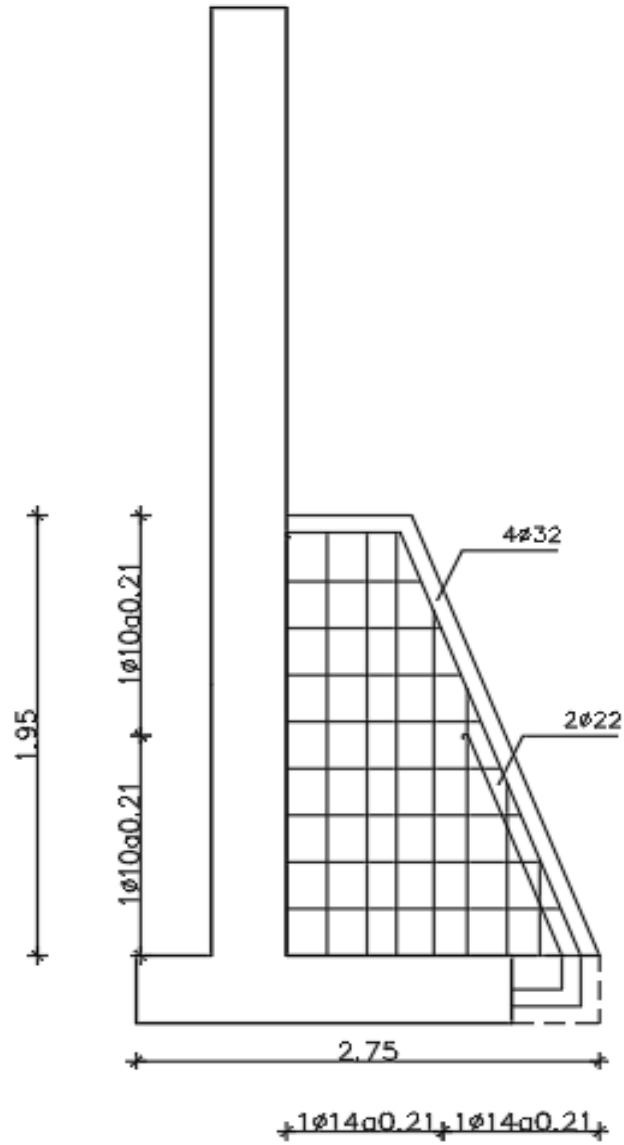
*Resumen de acero colocado por dovelas para el muro tipo III*

Dovela	Pz [ton/m]	R [T/m]	As [cm <sup>2</sup> /m]	Horquilla (2 ramas) [cm <sup>2</sup> /m]	As colocado [cm <sup>2</sup> ]			As total [cm <sup>2</sup> ]
					#	Φ	@	
<b>1</b>	7,63	12,30	3,25	1,63	4	10	29	3,14
<b>2</b>	10,61	17,10	4,52	2,26	4	10	29	3,14

Elaborado por: Los autores.

**Figura 149**

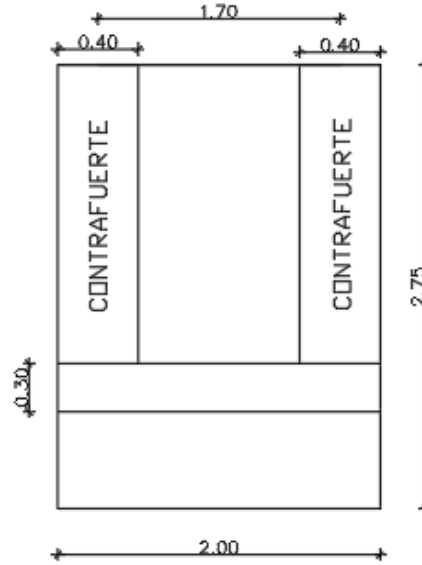
*Vista en planta de muro con contrafuerte del muro 8*



Elaborado por: Los autores.

**Figura 150**

*Vista en planta de muro con contrafuerte del muro 8*



Elaborado por: Los autores.

### Verificación de esfuerzos flexionantes en pantalla

Momentos actuantes sobre la pantalla por dovelas luego de la colocación del contrafuerte para el muro tipo III.

Dovela	Z [m]	pz [ton/m <sup>2</sup> ]	Momentos [T*m]			M máx.
			M1	M2	M3	
0	2,25	8,24	1,54	2,32	1,54	
1	3,23	4,33	0,81	1,22	0,81	2,32
2	4,20	3,71	0,70	1,04	0,70	

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 172**

*Momentos actuantes sobre la pantalla por dovelas luego de la colocación del contrafuerte para el muro tipo III tomados de SAP 2000*

Dovela	Momentos [T*m]					M máx.
	Z [m]	Pz [ton/m <sup>2</sup> ]	M1	M2	M3	
<b>0</b>	2,25	8,24	2,11	3,23	1,23	2,11
<b>1</b>	3,23	4,33	1,14	1,43	0,81	
<b>2</b>	4,20	3,71	1,5	0,76	0,66	

Elaborado por: Los autores.

**Tabla 173**

*Verificación de resistencia a flexión, muro 8*

H/L	$\phi M_n$	Momento último máximo (ton-m/m)			M max
		1,00 m	2,00 m	2,50 m	
variable	8,47	3,14	3,14	3,14	
1,71	8,84	3,41	3,41	3,41	
2,69	9,21	8,28	7,82	7,68	24,99
3,67	16,25	<b>16,84</b>	<b>16,87</b>	<b>17,53</b>	
4,65	16,89	<b>24,99</b>	<b>24,87</b>	<b>24,36</b>	

Elaborado por: Los autores.

Al realizar una comparación entre el momento máximo actuante en la pantalla con reforzamiento de contrafuertes obtenido tanto por cálculo manual como por SAP2000, respecto al momento máximo nominal del muro en su estado original sin reforzamiento, obtenemos que el momento máximo se reducida en un 90,72%.

### Análisis de anclaje del muro 3

Tabla 174

*Presiones promedio por dovela en el contra fuerte del muro VIII*

Dovela	Z [m]	p <sub>z</sub> [ton/m <sup>2</sup> ]	Area cooperante [m <sup>2</sup> ]	F actuante [ton]	# ramales de acero de anclaje	Fuerza Normal/anclaje [Ton]
0	2,25	8,24				
1	3,23	4,33	0,83	2,69	8	0,34
2	4,20	3,71	0,83	3,50	8	0,44

Elaborado por: Los autores.

**Anclaje seleccionado:** Para un  $f'c=2400$  [Kg/cm<sup>2</sup>] (3413 PSI), y una fuerza  $N=3,8$ Ton (37,26 KN), se escoge un perno de diámetro nominal M12

Cabe recalcar que en ninguno de los 3 muros tipo se ha excedido la capacidad de última por tracción del acero.



## **8.9 Alternativas de reforzamiento para la estabilidad de talud**

Respecto al análisis de los factores de seguridad arrojados del programa, se ha evidencia que no se requiere algún mecanismo de reforzamiento, y al análisis del material de relleno o conformación del terraplén realizado mediante el ensayo de clasificación de suelo “SUCS”, las dos muestras de suelo alteradas han sido tomadas en campo durante el proceso de colocación y compactación del relleno a dos profundidades diferentes en la zona más crítica del talud.

El resultado de la clasificación SUCS nos indica que se trata de un material granular designado como un suelo seleccionado para la conformación de la base y núcleo del terraplén, ya que estos tipos de suelos son muy drenantes y de baja deformación.

## CAPITULO IX

### PRESUPUESTO REFERENCIAL

#### 9.1 Presupuesto referencial

##### 9.1.1 Alternativa 1

**Tabla 175**

*Descripción de rubros, unidades, precios unitarios, cantidad de trabajo, en muro tipo 1*

**OBRA:** PRESUPUESTO REFERENCIAL PARA EL REFORZAMIENTO DE MUROS EN VOLADIZO, EN LA PROLONGACIÓN DE LA VÍA YASUNÍ.

PRESUPUESTO TOTAL DEL REFORZAMIENTO DE MUROS DE CONTENCIÓN CON FIBRAS DE CARBONO "CFRP"					
No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio Total
<b>OBRAS PRELIMINARES</b>					
1	CERRAMIENTO PROVISIONAL CON TELA POLIPROPILENO	m	20,00	8,11	162,26
2	REPLANTEO Y COLOCACIÓN DE NIVELES PARA BORDILLOS	m	21,00	0,81	17,06
<b>EXCAVACIÓN Y RELLENO</b>					
3	RETIRO DE ADOQUIN EXISTENTE Y ACARREO	m <sup>2</sup>	35,61	3,06	108,97
4	EXCAVACIÓN A MAQUINA (RETROEXCAVADORA)	m <sup>3</sup>	357,60	2,35	839,88
5	ENTIBADO (APUNTALAMIENTO)-MADERA VARIOS USOS	m <sup>2</sup>	118,78	4,92	584,71
6	RASANTEO DE ZANJA A MANO	m <sup>2</sup>	27,30	1,38	37,67
7	PICADO DE CIMENTACIÓN H.A, e=40cm, PARA INCREMENTAR LA BASE	m <sup>2</sup>	37,80	14,26	539,04
8	SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN A MANO DE SUB-BASE CLASE III (e:50cm)	m <sup>3</sup>	13,65	17,93	244,69
9	RELLENO COMPACTADO MATERIAL IN SITU (EQUIPO PESADO)	m <sup>3</sup>	285,52	2,36	674,31
10	RELLENO CON GRAVA	m <sup>3</sup>	54,69	23,26	1272,03
11	CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN DE SUBRASANTE (EQUIPO PESADO)	m <sup>2</sup>	60,81	1,53	93,04
12	SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN DE SUB-BASE CLASE III	m <sup>3</sup>	12,16	22,26	270,73
13	SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN DE BASE CLASE II	m <sup>3</sup>	12,16	25,66	312,09
<b>ESTRUCTURA "MURO DE CONTENCIÓN"</b>					
14	HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c=180 kg/cm <sup>2</sup> INCLUYE BOMBA Y TRANSPORTE	m <sup>3</sup>	2,73	127,82	348,95
15	ACERO REFUERZO fy=4200 kg/cm <sup>2</sup> (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO)	kg	732,95	1,96	1436,58
16	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE BASE DE CIMENTACIÓN	m	23,60	6,91	163,18
17	HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c=240 kg/cm <sup>2</sup> EN PLINTO	m <sup>3</sup>	12,22	146,80	1793,90
18	BORDILLOS H.S f'c=180 kg/cm <sup>2</sup> (H=50, B=20, B=15cm) V=0,09m <sup>3</sup> /m, INCLUYE ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	m	21,00	17,65	370,65
19	ACERAS H.S f'c=210kg/cm <sup>2</sup> (e=10 cm-juntas C/2,50m) INCL. PIEDRA BOLA, acabado empolv.	m <sup>2</sup>	23,10	21,44	495,26
20	COLOCACIÓN DE ADOQUIN (f'c=400 kg/cm <sup>2</sup> ) INCLUYE CAMA DE ARENA Y EMPORADO	m <sup>2</sup>	35,61	7,41	263,88
<b>REFORZAMIENTO CON CFRP</b>					
21	LIMPIEZA DE SUPERFICIE POR REFORZAR CON CFRP	m <sup>2</sup>	52,50	0,71	37,27
22	INSTALACIÓN DEL SISTEMA DE REFORZAMIENTO CFRP, INCLUYE PERNO DE ANCLAJE	m	554,40	45,38	25156,47
<b>TOTAL</b>					<b>\$ 35.060,37</b>

**Tabla 176**

*Descripción de rubros, unidades, precios unitarios, cantidad de trabajo, en muro tipo 2*

**OBRA:** PRESUPUESTO REFERENCIAL PARA EL REFORZAMIENTO DE MUROS EN VOLADIZO, EN LA PROLONGACIÓN DE LA VÍA YASUNÍ.

PRESUPUESTO TOTAL DEL REFORZAMIENTO DE MUROS DE CONTENCIÓN CON FIBRAS DE CARBONO "CFRP"					
No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio Total
<b>OBRAS PRELIMINARES</b>					
1	CERRAMIENTO PROVISIONAL CON TELA POLIPROPILENO	m	20,00	8,11	162,26
2	REPLANTEO Y COLOCACIÓN DE NIVELES PARA BORDILLOS	m	20,00	0,81	16,25
<b>EXCAVACIÓN Y RELLENO</b>					
3	RETIRO DE ADOQUIN EXISTENTE Y ACARREO	m2	39,27	3,06	120,15
4	EXCAVACIÓN A MAQUINA (RETROEXCAVADORA)	m3	401,37	2,35	942,70
5	ENTIBADO (APUNTALAMIENTO)-MADERA VARIOS USOS	m2	122,78	4,92	604,40
6	RASANTEO DE ZANJA A MANO	m2	26,00	1,38	35,88
7	PICADO DE CIMENTACIÓN H.A, e=40cm, PARA INCREMENTAR LA BASE	m2	36,00	14,26	513,37
8	SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN A MANO DE SUB-BASE CLASE III	m3	13,00	17,93	233,04
9	RELLENO COMPACTADO MATERIAL IN SITU (EQUIPO PESADO)	m3	316,93	2,36	748,50
10	RELLENO CON GRAVA (R)	m3	56,41	23,26	1312,15
11	CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN DE SUBRASANTE (EQUIPO PESADO)	m2	63,27	1,53	96,80
12	SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN DE SUB-BASE CLASE III	m3	12,65	22,26	281,66
13	SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN DE BASE CLASE II	m3	12,65	25,66	324,68
<b>ESTRUCTURA "MURO DE CONTENCIÓN"</b>					
14	HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c=180 kg/cm2 INCLUYE BOMBA Y TRANSPORTE	m3	2,60	127,82	332,33
15	ACERO REFUERZO fy=4200 kg/cm2 (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO)	kg	807,84	1,96	1583,37
16	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE BASE DE CIMENTACIÓN	m	22,60	6,91	156,27
17	HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c=240 kg/cm2 EN PLINTO	m3	12,94	146,80	1898,86
18	BORDILLOS H.S f'c=180 kg/cm2 (H=50, B=20, B=15cm) V=0,09m3/m, INCLUYE ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	m	20,00	17,65	353,00
19	ACERAS H.S f'c=210kg/cm2 (e=10 cm-juntas C/2,50m) INCL. PIEDRA BOLA, acabado espolv.	m2	22,00	21,44	471,68
20	COLOCACIÓN DE ADOQUIN (f'c=400 kg/cm2) INCLUYE CAMA DE ARENA Y EMPORADO	m2	39,27	7,41	290,96
<b>REFORZAMIENTO CON CFRP</b>					
21	LIMPIEZA DE SUPERFICIE POR REFORZAR CON CFRP	m2	60,00	0,71	42,59
22	INSTALACIÓN DEL SISTEMA DE REFORZAMIENTO CFRP, INCLUYE PERNO DE ANCLAJE	m	264,00	45,38	11979,27
<b>TOTAL</b>					<b>\$ 22.337,91</b>

**Tabla 177***Descripción de rubros, unidades, precios unitarios, cantidad de trabajo, en muro tipo 3***OBRA:** PRESUPUESTO REFERENCIAL PARA EL REFORZAMIENTO DE MUROS EN VOLADIZO, EN LA PROLONGACIÓN DE LA VÍA YASUNÍ.

<b>PRESUPUESTO TOTAL DEL REFORZAMIENTO DE MUROS DE CONTENCIÓN CON FIBRAS DE CARBONO "CFRP"</b>					
<b>No.</b>	<b>Rubro / Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio unitario</b>	<b>Precio Total</b>
<b>OBRAS PRELIMINARES</b>					
1	CERRAMIENTO PROVISIONAL CON TELA POLIPROPILENO	m	20,00	8,11	162,26
2	REPLANTEO Y COLOCACIÓN DE NIVELES PARA BORDILLOS	m	10,00	0,81	8,12
<b>EXCAVACIÓN Y RELLENO</b>					
3	RETIRO DE ADOQUIN EXISTENTE Y ACARREO	m2	10,29	3,06	31,49
4	EXCAVACIÓN A MAQUINA (RETROEXCAVADORA)	m3	82,50	2,35	193,77
5	ENTIBADO (APUNTALAMIENTO)-MADERA VARIOS USOS	m2	34,38	4,92	169,22
6	RASANTEO DE ZANJA A MANO	m2	11,75	1,38	16,22
7	PICADO DE CIMENTACIÓN H.A, e=40cm, PARA INCREMENTAR LA BASE	m2	16,75	14,26	238,86
8	SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN A MANO DE SUB-BASE CLASE III	m3	5,88	17,93	105,32
9	RELLENO COMPACTADO MATERIAL IN SITU (EQUIPO PESADO)	m3	70,46	2,36	166,41
10	RELLENO CON GRAVA	m3	16,06	23,26	373,61
11	CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN DE SUBRASANTE (EQUIPO PESADO)	m2	22,29	1,53	34,11
12	SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN DE SUB-BASE CLASE III	m3	4,46	22,26	99,24
13	SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN DE BASE CLASE II	m3	4,46	25,66	114,40
<b>ESTRUCTURA "MURO DE CONTENCIÓN"</b>					
14	HORMIGÓN PREMEZCLADO $f'c=180$ kg/cm2 INCLUYE BOMBA Y TRANSPORTE	m3	1,18	127,82	150,19
15	ACERO REFUERZO $f_y=4200$ kg/cm2 (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO)	kg	272,53	1,96	534,16
16	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE BASE DE CIMENTACIÓN	m	12,35	6,91	85,39
17	HORMIGÓN PREMEZCLADO $f'c=240$ kg/cm2 EN PLINTO	m3	2,64	146,80	388,10
18	BORDILLOS H.S $f'c=180$ kg/cm2 (H=50, B=20, B=15cm) $V=0,09$ m3/m (R), INCLUYE ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m	10,00	17,65	176,50
19	ACERAS H.S $f'c=210$ kg/cm2 (e=10 cm-juntas C/2,50m) INCL. PIEDRA BOLA, acabado espolv.	m2	11,00	21,44	235,84
20	COLOCACIÓN DE ADOQUIN ( $f'c=400$ kg/cm2) INCLUYE CAMA DE ARENA Y EMPORADO	m2	10,29	7,41	76,26
<b>REFORZAMIENTO CON CFRP</b>					
21	LIMPIEZA DE SUPERFICIE POR REFORZAR CON CFRP	m2	20,00	0,71	14,20
22	INSTALACIÓN DEL SISTEMA DE REFORZAMIENTO CFRP, INCLUYE PERNO DE ANCLAJE	m	132,00	45,38	5989,64
<b>TOTAL</b>					<b>\$ 9.201,06</b>

9.1.2 *Alternativa 2*

**Tabla 178**

*Descripción de rubros, unidades, precios unitarios, cantidad de trabajo, en muro tipo 1*

**OBRA:** PRESUPUESTO REFERENCIAL PARA EL REFORZAMIENTO DE MUROS EN VOLADIZO, EN LA PROLONGACIÓN DE LA VÍA YASUNÍ.

PRESUPUESTO TOTAL DEL REFORZAMIENTO DE MUROS DE CONTENCIÓN CON EL INCREMENTO DE CONTRAFUERTE					
No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio Total
<b>OBRAS PRELIMINARES</b>					
1	CERRAMIENTO PROVISIONAL CON TELA POLIPROPILENO	m	20,00	8,11	162,26
2	REPLANTEO Y COLOCACIÓN DE NIVELES PARA BORDILLOS	m	21,00	0,81	17,06
<b>EXCAVACIÓN Y RELLENO</b>					
3	RETIRO DE ADOQUIN EXISTENTE Y ACARREO	m2	35,61	3,06	108,97
4	EXCAVACIÓN A MAQUINA (RETROEXCAVADORA)	m3	357,60	2,35	839,88
5	ENTIBADO (APUNTALAMIENTO)-MADERA VARIOS USOS	m2	118,78	4,92	584,71
6	RASANTEO DE ZANJA A MANO	m2	27,30	1,38	37,67
7	PICADO DE CIMENTACIÓN H.A, e=40cm, PARA INCREMENTAR LA BASE	m2	37,80	14,26	539,04
8	SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN A MANO DE SUB-BASE CLASE III (e:50cm)	m3	13,65	17,93	244,69
9	RELLENO COMPACTADO MATERIAL IN SITU (EQUIPO PESADO)	m3	285,52	2,36	674,31
10	RELLENO CON GRAVA	m3	54,69	23,26	1272,03
11	CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN DE SUBRASANTE (EQUIPO PESADO)	m2	60,81	1,53	93,04
12	SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN DE SUB-BASE CLASE III	m3	12,16	22,26	270,73
13	SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN DE BASE CLASE II	m3	12,16	25,66	312,09
<b>ESTRUCTURA "MURO DE CONTENCIÓN"</b>					
14	HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c=180 kg/cm2 INCLUYE BOMBA Y TRANSPORTE	m3	2,73	127,82	348,95
15	ACERO REFUERZO fy=4200 kg/cm2 (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO)	kg	732,95	1,96	1436,58
16	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE BASE DE CIMENTACIÓN	m	23,60	6,91	163,18
17	HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c=240 kg/cm2 EN PLINTO	m3	12,22	146,80	1793,90
18	BORDILLOS H.S f'c=180 kg/cm2 (H=50, B=20, B=15cm) V=0,09m3/m, INCLUYE ENCOFRADO Y DEENCOFRADO	m	21,00	17,65	370,65
19	ACERAS H.S f'c=210kg/cm2 (e=10 cm-juntas C/2,50m) INCL. PIEDRA BOLA, acabado espolv.	m2	23,10	21,44	495,26
20	COLOCACIÓN DE ADOQUIN (f'c=400 kg/cm2) INCLUYE CAMA DE ARENA Y EMPORADO	m2	35,61	7,41	263,88
<b>REFORZAMIENTO CON CONTRAFUERTE</b>					
21	ACERO REFUERZO fy=4200 kg/cm2 (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO)	kg	1142,88	1,96	2240,04
22	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE CONTRAFUERTE	m2	37,58	6,91	259,71
23	COLOCACIÓN DE PERNOS DE ANCLAJE DE EXPANSIÓN, D=24mm y L=153mm, CON MUESCA EXTERIOR (INCLUYE EMPALME MECÁNICO)	u	68	9,59	652,12
23	HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c=240 kg/cm2 EN CONTRAFUERTE	m3	7,18	146,80	1053,66
<b>TOTAL</b>					<b>\$ 14.234,41</b>

**Tabla 179**

*Descripción de rubros, unidades, precios unitarios, cantidad de trabajo, en muro tipo 2*

PRESUPUESTO REFERENCIAL PARA EL REFORZAMIENTO DE MUROS EN VOLADIZO, EN LA PROLONGACIÓN DE LA VÍA YASUNÍ.					
PRESUPUESTO TOTAL DEL REFORZAMIENTO DE MUROS DE CONTENCIÓN CON EL INCREMENTO DE CONTRAFUERTE					
No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio Total
<b>OBRAS PRELIMINARES</b>					
1	CERRAMIENTO PROVISIONAL CON TELA POLIPROPILENO	m	20,00	8,11	162,26
2	REPLANTEO Y COLOCACIÓN DE NIVELES PARA BORDILLOS	m	21,00	0,81	17,06
<b>EXCAVACIÓN Y RELLENO</b>					
3	RETIRO DE ADOQUIN EXISTENTE Y ACARREO	m2	35,61	3,06	108,97
4	EXCAVACIÓN A MAQUINA (RETROEXCAVADORA)	m3	357,60	2,35	839,88
5	ENTIBADO (APUNTALAMIENTO)-MADERA VARIOS USOS	m2	118,78	4,92	584,71
6	RASANTEO DE ZANJA A MANO	m2	27,30	1,38	37,67
7	PICADO DE CIMENTACIÓN H.A, e=40cm, PARA INCREMENTAR LA BASE	m2	37,80	14,26	539,04
8	SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN A MANO DE SUB-BASE CLASE III	m3	13,65	17,93	244,69
9	RELLENO COMPACTADO MATERIAL IN SITU (EQUIPO PESADO)	m3	285,52	2,36	674,31
10	RELLENO CON GRAVA (R)	m3	54,69	23,26	1272,03
11	CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN DE SUBRASANTE (EQUIPO PESADO)	m2	60,81	1,53	93,04
12	SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN DE SUB-BASE CLASE III	m3	12,16	22,26	270,73
13	SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN DE BASE CLASE II	m3	12,16	25,66	312,09
<b>ESTRUCTURA "MURO DE CONTENCIÓN"</b>					
14	HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c=180 kg/cm2 INCLUYE BOMBA Y TRANSPORTE	m3	2,73	127,82	348,95
15	ACERO REFUERZO fy=4200 kg/cm2 (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO)	kg	732,95	1,96	1436,58
16	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE BASE DE CIMENTACIÓN	m	23,60	6,91	163,18
17	HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c=240 kg/cm2 EN PLINTO	m3	12,22	146,80	1793,90
18	BORDILLOS H.S f'c=180 kg/cm2 (H=50, B=20, B=15cm) V=0,09m3/m, INCLUYE ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m	21,00	17,65	370,65
19	ACERAS H.S f'c=210kg/cm2 (e=10 cm-juntas C/2,50m) INCL. PIEDRA BOLA, acabado espolv.	m2	23,10	21,44	495,26
20	COLOCACIÓN DE ADOQUIN (f'c=400 kg/cm2) INCLUYE CAMA DE ARENA Y EMPORADO	m2	35,61	7,41	263,88
<b>REFORZAMIENTO CON CONTRAFUERTE</b>					
21	ACERO REFUERZO fy=4200 kg/cm2 (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO)	kg	3162,58	1,96	6198,66
22	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CONTRAFUERTE	m2	62,93	6,91	434,81
23	COLOCACIÓN DE PERNOS DE ANCLAJE DE EXPANSIÓN, D=28mm y L=183mm, CON MUESCA EXTERIOR (INCLUYE EMPALME MECÁNICO)	u	116	11,37	1318,92
23	HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c=240 kg/cm2 EN CONTRAFUERTE	m3	13,63	146,80	2000,52
<b>TOTAL</b>					<b>\$ 19.981,80</b>

**Tabla 180**

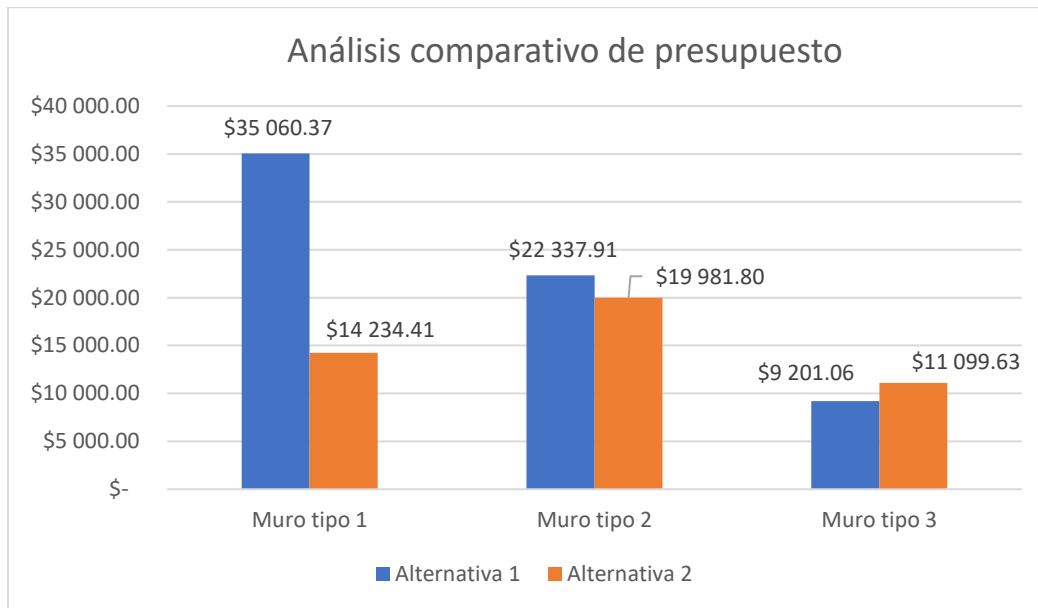
*Descripción de rubros, unidades, precios unitarios, cantidad de trabajo, en muro tipo 3*

**OBRA:** PRESUPUESTO REFERENCIAL PARA EL REFORZAMIENTO DE MUROS EN VOLADIZO, EN LA PROLONGACIÓN DE LA VÍA YASUNÍ.

PRESUPUESTO TOTAL DEL REFORZAMIENTO DE MUROS DE CONTENCIÓN CON EL INCREMENTO DE CONTRAFUERTE					
No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio Total
<b>OBRAS PRELIMINARES</b>					
1	CERRAMIENTO PROVISIONAL CON TELA POLIPROPILENO	m	20,00	8,11	162,26
2	REPLANTEO Y COLOCACIÓN DE NIVELES PARA BORDILLOS	m	21,00	0,81	17,06
<b>EXCAVACIÓN Y RELLENO</b>					
3	RETIRO DE ADOQUIN EXISTENTE Y ACARREO	m2	35,61	3,06	108,97
4	EXCAVACIÓN A MAQUINA (RETROEXCAVADORA)	m3	357,60	2,35	839,88
5	ENTIBADO (APUNTALAMIENTO)-MADERA VARIOS USOS	m2	118,78	4,92	584,71
6	RASANTEO DE ZANJA A MANO	m2	27,30	1,38	37,67
7	PICADO DE CIMENTACIÓN H.A, e=40cm, PARA INCREMENTAR LA BASE	m2	37,80	14,26	539,04
8	SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN A MANO DE SUB-BASE CLASE III	m3	13,65	17,93	244,69
9	RELLENO COMPACTADO MATERIAL IN SITU (EQUIPO PESADO)	m3	285,52	2,36	674,31
10	RELLENO CON GRAVA	m3	54,69	23,26	1272,03
11	CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN DE SUBRASANTE (EQUIPO PESADO)	m2	60,81	1,53	93,04
12	SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN DE SUB-BASE CLASE III	m3	12,16	22,26	270,73
13	SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN DE BASE CLASE II	m3	12,16	25,66	312,09
<b>ESTRUCTURA "MURO DE CONTENCIÓN"</b>					
14	HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c=180 kg/cm2 INCLUYE BOMBA Y TRANSPORTE	m3	2,73	127,82	348,95
15	ACERO REFUERZO fy=4200 kg/cm2 (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO)	kg	732,95	1,96	1436,58
16	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE BASE DE CIMENTACIÓN	m	23,60	6,91	163,18
17	HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c=240 kg/cm2 EN PLINTO	m3	12,22	146,80	1793,90
18	BORDILLOS H.S f'c=180 kg/cm2 (H=50, B=20, B=15cm) V=0,09m3/m (R), INCLUYE ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m	21,00	17,65	370,65
19	ACERAS H.S f'c=210kg/cm2 (e=10 cm-juntas C/2,50m) INCL. PIEDRA BOLA, acabado espolv.	m2	23,10	21,44	495,26
20	COLOCACIÓN DE ADOQUIN (f'c=400 kg/cm2) INCLUYE CAMA DE ARENA Y EMPORADO	m2	35,61	7,41	263,88
<b>REFORZAMIENTO CON CONTRAFUERTE</b>					
21	ACERO REFUERZO fy=4200 kg/cm2 (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO)	kg	297,27	1,96	582,66
22	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CONTRAFUERTE	m2	11,06	6,91	76,44
23	COLOCACIÓN DE PERNOS DE ANCLAJE DE EXPANSIÓN, D=18mm y L=131mm, CON MUESCA EXTERIOR (INCLUYE EMPALME MECÁNICO)	u	22	6,48	142,56
23	HORMIGÓN PREMEZCLADO f'c=240 kg/cm2 EN CONTRAFUERTE	m3	1,83	146,80	269,08
<b>TOTAL</b>					<b>\$ 11.099,63</b>

**Figura 151**

*Análisis comparativo de presupuestos*



Elaborado por: los autores mediante Excel.

Respecto a la evaluación de estabilidad y resistencia de la obra civil existente, se evidenció que no han sido diseñados para un evento sísmico o impacto vehicular, por tal razón es necesario la búsqueda del mecanismo de reforzamiento más económico frente a problemáticas de flexión en un muro voladizo.

Para la selección de la alternativa de reforzamiento técnica-económica se han analizado respecto a los presupuestos referenciales, disponibilidad de materiales y tiempo.

Dentro del análisis de la alternativa de reforzamiento con FRP, se tiene como resultado:

- Desventajas: Los materiales son muy costosos, secciones de FRP escasas en el medio.
- Ventajas: Rápida y fácil instalación.



Mientras por la alternativa de reforzamiento a través de introducción de contrafuertes se tiene:

- Desventajas: Mayor tiempo, dificultad de encontrar anclajes adecuados en nuestro medio.
- Ventajas: Los materiales son más económicos y fácil de conseguir.

Análisis de muros tipo 1, siendo estos los que presentan mayor problemática estructural la propuesta más viable con relación costo-factibilidad es la construcción de contrafuertes por diferencia presupuestal alta respecto al FRP.

Análisis de muros tipo 2, son aquellos que soportan mayor cantidad de suelo y la propuesta más económica mediante la comparación resulta la construcción de contrafuertes, pero se podría optar por reforzar con FRP y esto depende de la importancia del proyecto o solución emergente (factor tiempo) y la relación económica entre los dos mecanismos es parecida.

Análisis de muros tipo 3, la solución más económica mediante la comparación es por mecanismo de reforzamiento con FRP.

## 9.2 Especificaciones Técnicas

### OBRAS PRELIMINARES

#### **Rubro 1:** CERRAMIENTO PROVISIONAL CON TELA POLIPROPILENO

**Descripción:** Se entenderá por cerramiento provisional al conjunto de actividades necesarias para instalar un cerramiento con tela polipropileno al inicio y final de la vía.

**Procedimiento:** Se clavará pingos a una profundidad que establezca su estabilidad cada 5 metros y se cubrirán las lucen con la tela polipropileno de color verde, la altura será de 2,10 metros, el constructor es el encargado de cuidar y mantener en perfecto estado durante todo el proceso constructivo.

**Unidad de medida:** Metro lineal (m)

**Materiales mínimos:** Pingos, clavos, alambre galvanizado, tela polipropileno.

**Equipo mínimo:** Herramienta menor

**Mano de obra:** Maestro mayor, albañil, peón.

**Medición y pago:** Este rubro se medirá y se pagará por “metro lineal” (m)

#### **Rubro 2:** REPLANTEO Y COLOCACIÓN DE NIVELES PARA BORDILLOS

**Descripción:** Son los trabajos destinados a la ubicación de los bordillos en el terreno siguiendo los datos que constan en los planos del diseño horizontal y vertical del proyecto, previo a la construcción del bordillo.

Este trabajo será realizado por un ingeniero civil o topógrafo, ayudado de cinta métrica de precisión y por un equipo topográfico.

Se deberá dejar un hito que permita comprobar los niveles en caso de ser necesario.

**Equipo mínimo:** Equipo de topografía, herramienta menor.

**Medición y pago:** Se medirá la longitud de bordillos replanteados, y se pagará por metro lineal (m).

## **EXCAVACIÓN Y RELLENO**

### **Rubro 3: RETIRO DE ADOQUIN EXISTENTE Y ACARREO**

**Descripción:** Consiste en el retiro y acarreo manual del adoquín hexagonal existente, el sitio donde se acomodará los adoquines será un lugar donde no presente daños físicos y expuestos algún material contaminante, si fuera el caso de perder o dañar los adoquines los gastos corren por cuenta del contratista.

**Equipo mínimo:** Herramienta menor.

**Medición y pago:** Se medirá el área de extracción y acarreo, se pagará por metro cuadrado (m<sup>2</sup>).

### **Rubro 4: EXCAVACIÓN A MÁQUINA (RETROEXCAVADORA)**

**Definición:** Se entiende por excavación en general, el remover o quitar volúmenes de tierra u otros materiales con la finalidad de conformar espacios para alojar estructuras, pueden ser cimientos, muros, etc.

**Descripción y método:** Considera los movimientos de gran volumen, del suelo y otros materiales existentes en el mismo, mediante la utilización de maquinaria y equipos mecánicos.

**Objetivo:** Será el conformar espacios para terrazas, alojar cimentaciones, hormigones y similares, y las zanjas correspondientes a sistemas hidráulicos o sanitarios, según las indicaciones de estudios de suelos, planos arquitectónicos, estructurales y de instalaciones.

### **Durante la ejecución**

La excavación a máquina, bajo ningún concepto se realizará hasta la cota final de diseño, para los espacios o lugares en los que se cimentarán elementos estructurales. Estos deberán terminarse a mano, en los últimos 200 mm.

Acarreo permanente del material que se va excavando.

Verificación del estado óptimo de la maquinaria y del equipo de bombeo.

Disposición de rampas que permitan un fácil acceso al sitio de la excavación.

El procedimiento para excavación se regirá a lo indicado en las Especificaciones generales para construcción de caminos y puentes del MOP. Sección 303: Excavación y relleno, en lo aplicable, a juicio de fiscalización, para este tipo de trabajo. Cuando se encuentren imprevistos o inconvenientes, se los debe superar en forma conjunta con el consultor de estudios de suelo y fiscalización.

Para protección de las excavaciones, deberán utilizarse taludes, entibados, tablestacas, acodalamientos u otro sistema con capacidad resistente para evitar derrumbes.

Verificación de cotas y niveles de las excavaciones. Cualquier excavación en exceso, será a cuenta del constructor y deberá igualmente realizar el respectivo relleno, conforme las indicaciones del consultor del estudio de suelos y la fiscalización.

Verificación de la continua evacuación del agua.

Verificación del estado de los taludes, cunetas de coronación y zanjas de evacuación de aguas.

### **Posterior a la ejecución**

Hasta la utilización de la excavación con la ejecución de las obras, se mantendrá en condiciones óptimas y libres de agua.

Acarreo y limpieza total del material excavado.

## **Ejecución y complementación**

El replanteo del terreno determinará la zona a excavar y se iniciará con la ubicación de los sitios de control de niveles y cotas, para luego ubicar el equipo mecánico, aprobado por fiscalización, para la remoción de la primera capa de terreno. Toda la excavación será ejecutada en capas similares, es decir que la excavación total de la obra lleve nivel continuo a medida que se avanza con el rubro, en las profundidades sucesivas recomendadas por el estudio de suelos o por la fiscalización.

La conformación de una rampa de acceso y salida de la excavación deberá estar ubicada de tal forma que sea fácil el acarreo del material que se va retirando; esta rampa deberá estar recubierta con material granular (arena - grava) en un mínimo espesor de 100 mm.

La excavación para plataformas se efectuará en general, en caso de que no exista una especificación y/o disposición contraria de fiscalización, en capas de 400 mm. de profundidad. La altura entre dos excavaciones sucesivas no excederá en general de 1800 mm. (ver recomendaciones de estudios de suelos), las que pueden hacerse en forma escalonada.

En la medida que avance y/o profundice la excavación, se ubicarán los sistemas de evacuación de aguas lluvias, los que se llevarán al lugar previsto para su desalojo, y previamente se realizará una fosa de al menos 1.00 m<sup>3</sup> de capacidad, en el que se depositarán los materiales sólidos que lleven las aguas, para luego ser desalojadas a través de los sumideros. Cuando se utilice el sistema de bombeo, se ejecutará igualmente ésta fosa y sumidero, en el que se ubicará el sistema de bombeo.

**Equipo mínimo:** Retroexcavadora, herramienta menor.

**Medida y pago:** Se medirá en unidad de volumen y se efectuará su pago por metro cúbico “m<sup>3</sup>” ejecutado de acuerdo con planos.

El rubro incluye todos los trabajos de excavación a máquina sin clasificar, su desalojo y los sistemas de apuntalamiento, evacuación de aguas y demás de protección para evitar derrumbes.

**Rubro 5: ENTIBADO (APUNTALAMIENTO)-MADERA VARIOS USOS**

**Descripción y definiciones:** Consiste en el sistema de protección mediante el apuntalamiento, con el uso de tablonos o cantoneras que colocadas vertical u horizontalmente son apuntaladas en sitio por lo menos con dos puntales transversales.

Para utilizar este sistema, deberá colocarse los tablonos o cantoneras uno frente al otro, en las paredes de la zanja, cuidando que los puntales transversales sean normales al eje de la zanja. El distanciamiento entre cada estructura de sostenimiento, y los niveles de los puntales transversales, serán autorizados por el fiscalizador, y para esto tendrá en cuenta la cohesión del suelo que forma la pared de la zanja.

Cuando la tendencia a la socavación o al deslizamiento sea pronunciada, y estos movimientos se hubieren iniciado, no debe usarse el entibamiento.

**Equipo mínimo:** Herramienta menor.

**Medición y forma de pago:** La medición se realizará, considerando la superficie de contacto entre los elementos de sostenimiento y la pared de la zanja. Se realizará en forma conjunta entre el fiscalizador y el constructor, y cuando los elementos de protección estén colocados en la obra. La unidad para el pago será el metro cuadrado (m<sup>2</sup>).

**Rubro 6: RASANTEO DE ZANJA A MANO**

**Descripción:** Se entiende por rasanteo de terreno a mano la excavación manual para adecuar la estructura de tal manera que esta quede asentada sobre una superficie consistente.

**Procedimiento:** El arreglo del terreno se realizará a mano, por lo menos en una profundidad de 10 cm, de tal manera que la estructura quede apoyada en forma adecuada, para resistir los esfuerzos exteriores, considerando la clase de suelo, de acuerdo con lo que se especifique en el proyecto.

El rasanteo se realizará de acuerdo con lo especificado en los planos de construcción proporcionados por la entidad contratante.

**Equipo mínimo:** Herramienta menor.

**Mano de obra:** Maestro mayor, albañil, peón.

**Medida y pago:** Se medirá el área efectivamente rasanteada, y se pagará por m<sup>2</sup>.

**Rubro 7: PICADO DE CIMENTACIÓN H.A, e=40cm, PARA INCREMENTAR LA BASE.**

**Descripción:** Consiste en picar la cimentación de hormigón armado a través de un martillo mecánico, para el traslape del acero de refuerzo.

El picado de la cimentación se debe realizar con cuidado, el personal que realice la actividad deberá contener gafas de seguridad.

Se realiza hasta lograr tener un buen traslape especificado en los planos estructurales o por el ingeniero fiscalizador.

**Equipo mínimo:** Herramienta menor, martillo demoledor.

**Medida y pago:** Se contará el área de picado y se pagará por metro cuadrado (m<sup>2</sup>).

**Rubro 8:** SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN A MANO DE SUB-BASE CLASE III

**Tendido, Conformación y Compactación:** La granulometría del material debe estar acorde con las especificaciones técnicas para estos materiales (NORMAS MTOP).

**Descripción y método:** consiste en la conformación de una capa de mejoramiento de subbase clase 3, la compactación se realizará mecánicamente a través del vibroapisonador, el objetivo es lograr la uniformidad del suelo y mejorar las propiedades mecánicas del suelo de cimentación.

El tendido del material se realiza manualmente y la compactación se realizará continuo en todo el ancho empezando desde las esquinas hacia al centro, se proporcionará un porcentaje de agua para lograr su densidad optima una vez que se terminado se solicitará la supervisión del fiscalizador.

El porcentaje de compactación mínimo para continuar con los trabajos será del 95%, y para la medición se utilizará equipo nuclear debidamente calibrado. En caso de no cumplir con este parámetro el contratista con autorización de Fiscalización se optará por los correctivos necesarios para cumplir con la compactación.

**Equipo mínimo:** Herramienta menor, vibroapisonador y tanques de agua.

**Medida y pago:** Se contará los volúmenes de material compactados y aprobados, se pagará por metro cúbicos (m<sup>3</sup>).

**Rubro 9:** RELLENO COMPACTADO MATERIAL IN SITU (EQUIPO PESADO)

**Descripción y método:** Como relleno compactado, se entiende el conjunto de operaciones que deben realizarse, para restituir con materiales y técnicas apropiadas, las excavaciones que se hayan realizado para alojar tuberías o estructuras, hasta el nivel original del terreno o hasta los niveles determinados en el proyecto.



No se deberá efectuar ningún relleno sin antes contar con la aprobación del Fiscalizador, pues en caso contrario, éste podrá ordenar la total extracción del material utilizado en rellenos no aprobados por él, sin que el constructor tenga derecho a ninguna retribución por ello.

El relleno compactado requiere especial cuidado y se realiza con el material propio de excavación (in-situ).

El material debe ensayarse en laboratorio para comprobar que tenga un CBR mínimo de 10%, con la finalidad de cumplir con el CBR del diseño de la estructura del pavimento.

El procedimiento de trabajo deberá cumplir con las especificaciones de las SECCIÓN 305. TERRAPLENADO, de las NORMAS MOP-001F-2002.

### **Compactación**

El grado de compactación que se debe dar a un relleno varía de acuerdo con la ubicación; así en calles importantes y aquellas que van a ser pavimentadas, el grado de compactación será del 95% (Proctor).

El relleno se realizará en capas sucesivas no mayores de 20 cm compactando cada una de ellas hasta obtener una densidad del 95% como mínimo de la óptima de laboratorio. Los métodos de compactación difieren para materiales cohesivos y no cohesivos.

Para material cohesivo, esto es material arcilloso, se usarán compactadores neumáticos. Con el propósito de obtener una compactación cercana a la máxima, el contenido de humedad del material de relleno deberá ser similar al óptimo; con este objeto si el material se encuentra demasiado seco se añadirá la cantidad de agua necesaria de agua; caso contrario, si existiera exceso de humedad es necesario secar el material extendiéndolo en capas delgadas para permitir la evaporación del exceso de agua.

En el caso de material no cohesivo se utilizarán métodos alternativos adecuados, para obtener el grado adecuado de compactación, aprobados por el Fiscalizador. El material no cohesivo también puede ser compactado utilizando vibradores mecánicos.

### **Material para relleno**

En el relleno se empleará preferentemente el material de la propia excavación, cuando este no sea apropiado se seleccionará otro material previo el visto bueno del Ingeniero Fiscalizador se procederá a realizar el relleno.

En ningún caso el material para relleno deberá tener un peso específico en seco menor a 1.600 kg/m<sup>3</sup>.

El material seleccionado puede ser cohesivo, pero en todo caso cumplirá con los siguientes requisitos:

No debe contener material orgánico.

En el caso de ser material granular, el tamaño del agregado será menor o igual a 5 cm.

Deberá ser aprobado por el Fiscalizador.

**Equipo mínimo:** Motoniveladora, rodillo, compactador, tanquero y herramienta menor.

**Medida y pago:** El relleno, compactación que efectúe el Constructor deben cumplir con los ensayos y será medido con fines de pago en metros cúbicos (m<sup>3</sup>).

### **Rubro 10: RELLENO CON GRAVA**

**Descripción y método:** Será el conjunto de operaciones para la ejecución de rellenos con material granular seleccionado, hasta llegar a un nivel o cota determinado.

El objetivo será el mejoramiento de las condiciones de drenaje del material de relleno existente, los espesores serán respecto a los planos estructurales y criterios de fiscalización.

**Equipo mínimo:** Herramienta menor.

**Medida y pago:** Se cubicará el volumen del relleno realmente ejecutado, el que se lo podrá efectuar previo a la realización del rubro. Su pago será por metro cúbico (m<sup>3</sup>).

**Rubro 11: CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN DE SUBRASANTE (EQUIPO PESADO)**

**Descripción:** Este trabajo consistirá en la conformación de la subrasante de la vía utilizando la motoniveladora, la subrasante deberá conformarse en toda su área respetando los niveles y las pendientes longitudinales y transversales que constan en los planos.

Una vez conformada la subrasante de la vía se procederá a humectar y compactar utilizando un rodillo liso de 8 a 12 toneladas.

El proceso de compactación será uniforme para el ancho total de la calzada, iniciándose en los costados de la vía y avanzando hacia el eje central, traslapando en cada pasada del rodillo la mitad del ancho de la pasada inmediata anterior. Durante este rodillado, se continuará humedeciendo y emparejando la subrasante en todas las áreas que sea necesario, hasta lograr la compactación total.

Al completar la compactación, el Contratista notificará al Fiscalizador para la comprobación. El Fiscalizador procederá a efectuar los ensayos de densidad apropiados y comprobará las pendientes, alineaciones y sección transversal, antes de manifestar su aprobación o reparos.

El porcentaje de compactación mínimo para continuar con los trabajos será del 95%, y para la medición se utilizará equipo nuclear debidamente calibrado. En caso de no cumplir con este parámetro el contratista con autorización de la Fiscalización optará por los correctivos necesarios para cumplir con la compactación.

**Equipo:** Motoniveladora, rodillo compactador, y tanquero.

**Medida y pago:** Para determinar el área se medirán el largo de la vía proyectado en el plano horizontal y el ancho de la calzada, y el pago se realizará por metro cuadrado (m<sup>2</sup>).

**Rubro 12: SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN DE SUB-BASE CLASE III**

**Tendido, Conformación y Compactación:** La granulometría del material debe estar acorde con las especificaciones técnicas para estos materiales (NORMAS MTOP). El Fiscalizador podrá autorizar la colocación del material requerido, en montones formados por volquetes, pero en este caso el material deberá ser esparcido en una franja a un costado de la vía, desde la cual se procederá a su regado a todo lo ancho y en un espesor uniforme, mientras se realiza la hidratación. El material no deberá ser movilizad repetidas veces por las motoniveladoras, de uno a otro costado, para evitar la segregación; se procurará más bien que el regado y conformación sean completados con el menor movimiento posible del agregado, hasta obtener una superficie lisa y uniforme de acuerdo a las alineaciones, pendientes y secciones transversales requeridas. En la construcción de la capa (base o subbase), y a partir de la distribución o regado de los agregados, hasta la terminación de la compactación, el tránsito vehicular extraño a la obra estará terminantemente prohibido, y la circulación de los equipos de construcción será dirigida uniformemente sobre las capas tendidas y regulada a una velocidad máxima de 30 Km/h, a fin de evitar la segregación y daños en la conformación del material.

Cuando se efectúe la mezcla y tendido del material en la vía utilizando motoniveladoras, se deberá cuidar que no se corte el material de la subrasante ni se arrastre material de las cunetas para no contaminar los agregados con suelos o materiales no aceptables.

Cuando sea necesario construir la (base o subbase) completa en más de una capa, el espesor de cada capa será aproximadamente igual, y se emplearán para cada una de ellas los procedimientos aquí descritos hasta su compactación final.

Inmediatamente después de completarse el tendido y conformación de cada capa de (base o subbase), el material deberá compactarse por medio de rodillos lisos de 8 a 12 toneladas.

El proceso de compactación será uniforme para el ancho total de la calzada, iniciándose en los costados de la vía y avanzando hacia el eje central, traslapando en cada pasada de los rodillos la mitad del ancho de la pasada inmediata anterior. Durante este rodillado, se continuará humedeciendo y emparejando el material en todo lo que sea necesario, hasta lograr la compactación total especificada en toda la profundidad de la capa y la conformación de la superficie a todos sus requerimientos contractuales. Al completar la compactación, el Contratista notificará al Fiscalizador para la comprobación de todas las exigencias contractuales. El Fiscalizador procederá a efectuar los ensayos de densidad apropiados y comprobará las pendientes, alineaciones y sección transversal, antes de manifestar su aprobación o reparos.

El porcentaje de compactación mínimo para continuar con los trabajos será del 98%, y para la medición se utilizará equipo nuclear debidamente calibrado. En caso de no cumplir con este parámetro el contratista con autorización de la Fiscalización optará por los correctivos necesarios para cumplir con la compactación.

**Equipo:** Motoniveladora, rodillo compactador, tanquero y herramienta menor.

**Medición y pago:** La cantidad a pagarse por la construcción de una (base o subbase) de agregados, será el número de metros cúbicos efectivamente ejecutados y aceptados por el Fiscalizador medidos en sitio después de la compactación.

Para el cálculo de la cantidad, se considerará la longitud de la capa de (base o subbase) terminada, medida como distancia horizontal real a lo largo del eje del camino, y el área de la sección transversal especificada en los planos. En ningún caso se deberá considerar para el pago cualquier exceso de área o espesor que no hayan sido autorizados previamente por el Fiscalizador.

### **Rubro 13: SUMINISTRO TENDIDO Y COMPACTACIÓN DE BASE CLASE II**

**Tendido, Conformación y Compactación:** La granulometría del material debe estar acorde con las especificaciones técnicas para estos materiales (NORMAS MTOP).

El Fiscalizador podrá autorizar la colocación del material requerido, en montones formados por volquetas, pero en este caso el material deberá ser esparcido en una franja a un costado de la vía, desde la cual se procederá a su regado a todo lo ancho y en un espesor uniforme, mientras se realiza la hidratación. El material no deberá ser movilizado repetidas veces por las motoniveladoras, de uno a otro costado, para evitar la segregación; se procurará más bien que el regado y conformación sean completados con el menor movimiento posible del agregado, hasta obtener una superficie lisa y uniforme de acuerdo a las alineaciones, pendientes y secciones transversales requeridas. En la construcción de la capa (base o subbase), y a partir de la distribución o regado de los agregados, hasta la terminación de la compactación, el tránsito vehicular extraño a la obra estará terminantemente prohibido, y la circulación de los equipos de construcción será dirigida uniformemente sobre las capas tendidas y regulada a una velocidad máxima de 30 Km/h, a fin de evitar la segregación y daños en la conformación del material.

Cuando se efectúe la mezcla y tendido del material en la vía utilizando motoniveladoras, se deberá cuidar que no se corte el material de la subrasante ni se arrastre material de las cunetas para no contaminar los agregados con suelos o materiales no aceptables.

Cuando sea necesario construir la (base o subbase) completa en más de una capa, el espesor de cada capa será aproximadamente igual, y se emplearán para cada una de ellas los procedimientos aquí descritos hasta su compactación final.

Inmediatamente después de completarse el tendido y conformación de cada capa de (base o subbase), el material deberá compactarse por medio de rodillos lisos de 8 a 12 toneladas. El proceso de compactación será uniforme para el ancho total de la calzada, iniciándose en los costados de la vía y avanzando hacia el eje central, traslapando en cada pasada de los rodillos la mitad del ancho de la pasada inmediata anterior. Durante este rodillado, se continuará humedeciendo y emparejando el material en todo lo que sea necesario, hasta lograr la compactación total especificada en toda la profundidad de la capa y la conformación de la superficie a todos sus requerimientos contractuales. Al completar la compactación, el contratista notificará al Fiscalizador para la comprobación de todas las exigencias contractuales. El Fiscalizador procederá a efectuar los ensayos de densidad apropiados y comprobará las pendientes, alineaciones y sección transversal, antes de manifestar su aprobación o reparos.

El porcentaje de compactación mínimo para continuar con los trabajos será del 98%, y para la medición se utilizará equipo nuclear debidamente calibrado. En caso de no cumplir con este parámetro el contratista con autorización de la Fiscalización optará por los correctivos necesarios para cumplir con la compactación.

**Equipo:** Motoniveladora, rodillo compactador, tanquero y herramienta menor.

**Medición y pago:** La cantidad a pagarse por la construcción de una (base o subbase) de agregados, será el número de metros cúbicos efectivamente ejecutados y aceptados por el Fiscalizador medidos en sitio después de la compactación.

## **ESTRUCTURAS “MUROS DE CONTENCIÓN”**

**Rubro 14:** HORMIGÓN PREMEZCLADO  $f_c=180$  kg/cm<sup>2</sup> INCLUYE BOMBA Y TRANSPORTE

**Descripción y método:** Es el hormigón premezclado, generalmente de baja resistencia, utilizado como la base de apoyo de elementos estructurales y que no requiere el uso de encofrados. El objetivo es la colocación de replantillos de hormigón, especificados en planos estructurales, documentos del proyecto o indicaciones de fiscalización. Incluye el proceso de fabricación, vertido y curado del hormigón.

### **Requerimientos previos**

Revisión de los diseños del hormigón a ejecutar y los planos arquitectónicos y estructurales del proyecto.

Verificación de la resistencia efectiva del suelo, para los replantillos de cimentaciones estructurales.

Las superficies de tierra, sub - base o suelo mejorado, deberán ser compactadas y estar totalmente secas.

Excavaciones terminadas y limpias, sin tierra en los costados superiores.

Niveles y cotas de fundación determinados en los planos del proyecto.

Fiscalización indicará que se puede iniciar con el hormigonado.

### **Durante la ejecución**

Vibrado y nivelación del hormigón vertido.

Conformación de pendientes y caídas que se indiquen en planos.

Control del espesor mínimo determinado en planos.

### **Posterior a la ejecución**



Prever inundaciones o acumulaciones de basura y desperdicios antes de la utilización del replantillo. Evitar el tránsito y carga del replantillo recién fundido.

La carga sobre el replantillo no será aplicada hasta que el hormigón haya adquirido el 70% de su resistencia de diseño o que Fiscalización indique otro procedimiento.

Mantenimiento hasta su utilización.

### **Ejecución y complementación**

Las superficies donde se va a colocar el replantillo estarán totalmente limpias, compactas, niveladas y secas, para proceder a verter el hormigón, colocando una capa del espesor que especifica los planos del proyecto o fiscalización. No se permitirá verter el hormigón desde alturas superiores a 2000 mm, por la disgregación de materiales.

Se procura tener una mezcla homogénea mediante vibrador, en los sitios donde se ha llegado a cubrir el espesor determinado, y a la vez las pendientes y caídas indicadas en planos o por fiscalización, se las realizará en esta etapa.

Fiscalización aprobará o rechazará la entrega del rubro concluido, que se sujetará a los resultados de las pruebas de campo y de laboratorio, así como las tolerancias y condiciones en las que se realiza dicha entrega.

**Equipo mínimo:** Herramienta menor, vibrador para hormigón.

**Medida y pago:** La medición se la hará en unidad de volumen y su pago será por metro cúbico (m<sup>3</sup>) en base de una medición ejecutada en el sitio o con los detalles indicados en los planos del proyecto.

**Rubro 15:** ACERO REFUERZO  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup> (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO)

**Descripción y método:** Serán las operaciones necesarias para cortar, doblar, conformar ganchos y colocar el acero de refuerzo que se requiere en la conformación de elementos incrementados de hormigón armado.

Disponer de una estructura de refuerzo para el hormigón, y que consistirá en el suministro y colocación de acero de refuerzo de la clase, tipo y dimensiones que se indiquen en las planillas de hierro, planos estructurales y/o especificaciones.

**Requerimientos previos**

Revisión de los planos estructurales del proyecto y planillas de hierro.

Verificación en obra, de los resaltes que certifican la resistencia de las varillas.

Pruebas previas del acero de refuerzo a utilizar (en laboratorio calificado y aceptado por la fiscalización): verificación que cumpla con la resistencia de diseño: Norma INEN 102. Varillas con resaltes de acero al carbono laminado en caliente para hormigón armado.

Clasificación y emparrillado de las varillas ingresadas a obra, por diámetros, con identificaciones claramente visibles.

Toda varilla de refuerzo será doblada en frío.

El corte, doblado, y colocación del acero de refuerzo se regirá a lo que establece. Detalles de refuerzo del Código Ecuatoriano de la Construcción NEC 2015

Disposición de bancos de trabajo y un sitio adecuado para el recorte, configuración, clasificación y almacenaje del acero de refuerzo trabajado, por marcas, conforme planilla de hierros.

Fiscalización aprobará el inicio del corte y doblado del acero de refuerzo.

## **Durante la ejecución**

Unificación de medidas y diámetros para cortes en serie.

Control de longitud de cortes y doblados. El constructor realizará muestras de estribos y otros elementos representativos por su cantidad o dificultad, para su aprobación y el de la fiscalización, antes de proseguir con el trabajo total requerido.

Doblez y corte en frío, a máquina o a mano. Se permitirá el uso de suelda para el corte, cuando así lo determine la fiscalización.

Para soldadura de acero, se regirá a lo establecido en la sección 3.5.2 Código Ecuatoriano de la Construcción. Quinta edición. 1993.

Control de que las varillas se encuentren libre de pintura, grasas y otro elemento que perjudique la adherencia con el hormigón a fundir.

La separación libre entre varillas paralelas tanto horizontal como vertical no será menor de 25 mm. un diámetro.

Durante armado del hierro, se preverán los recubrimientos mínimos para hormigón armado y fundido en obra, determinado en la NEC 2015 vigente.

Amarres con alambre galvanizado en todos los cruces de varillas.

El constructor suministrará y colocará los separadores, grapas, sillas metálicas y tacos de mortero, para ubicar y fijar el acero de refuerzo, en los niveles y lugares previstos en los planos, asegurando los recubrimientos mínimos establecidos en planos.

Los empalmes no se ubicarán en zonas de tracción.

Los empalmes serán efectuados cuando lo requieran o permitan los planos estructurales, las especificaciones o si lo autoriza el ingeniero responsable.

### **Posterior a la ejecución**

Verificación del número y diámetros del acero de refuerzo colocado. Control de ubicación, amarres y niveles.

Verificación del sistema de instalaciones concluido y protegido.

Nivelación y estabilidad de los encofrados.

### **Ejecución y complementación**

El acero utilizado estará libre de toda suciedad, escamas sueltas, pintura, herrumbre u otra sustancia que perjudique la adherencia con el hormigón. Los cortes y doblados se efectuarán de acuerdo con las planillas de hierro de los planos estructurales revisados en obra y las indicaciones dadas por el calculista y/o la fiscalización. Para los diámetros de doblados, se observarán los mínimos establecidos en la NEC 2015 vigente. Se agrupará el acero preparado, por marcas, con identificación de su diámetro y nivel o losa en la que deberán ubicar. El armado y colocación será el indicado en los planos; se verificará que los trabajos previos como replantillos, encofrados y otros se encuentren terminados, limpios y en estado adecuado para recibir el hierro de refuerzo.

**Equipo mínimo:** Herramienta menor, cortadora de hierro, dobladora de hierro.

**Medición y pago:** Las cantidades a pagarse de acero de refuerzo, serán los kilogramos de acero efectivamente suministrado, cortado y doblado e incorporado.

**Rubro 16:** ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE BASE DE CIMENTACIÓN

**Descripción:** Se entiende por encofrado las formas volumétricas que se confeccionan para dar la configuración final del concreto, que sea capaz de soportar con total seguridad todas las cargas verticales, los esfuerzos horizontales y la ejecución de vertido y vibrado del hormigón, con el fin de amoldarlo a la forma prevista y conseguir una estructura que cumpla con la resistencia, función, formas, líneas y dimensiones de los elementos especificados en planos y detalles del proyecto.

**Materiales mínimos:** Tabla dura de encofrado, tiras de madera, pingos de eucalipto, clavos.

**Equipo mínimo:** Herramienta menor.

**Medición y pago:** Las cantidades a pagarse del encofrado serán por metro lineal (m) efectivamente colocado y calificado por fiscalización.

**Rubro 17:** HORMIGÓN PREMEZCLADO  $f'c=240$  kg/cm<sup>2</sup> EN PLINTO

**Descripción y método:** Es el hormigón de determinada resistencia, que se lo utiliza para la conformación del incremento de los plintos, es la base de la estructura de hormigón se requiere el uso de encofrados (parciales o totales) y acero de refuerzo.

El objetivo es la construcción de plintos de hormigón, especificados en planos estructurales.

Incluye el proceso de fabricación, vertido y curado del hormigón.

**Equipo mínimo:** Herramienta menor, vibrador para hormigón.

**Medida y pago:** La medición se la hará en unidad de volumen y su pago será por metro cúbico (m<sup>3</sup>).

**Rubro 18:** BORDILLOS H.S  $f'c=180$  kg/cm<sup>2</sup> (H=50, B=20, B=15cm) V=0,09m<sup>3</sup>/m, INCLUYE ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

**Descripción y método:** El encofrado deberá ser liso y lubricado por el lado en contacto con el hormigón y en el canto superior, y deberá ser lo suficientemente rígido para soportar la presión del hormigón plástico, sin deformarse. Será instalado con las pendientes, cotas y alineaciones estipuladas y será mantenido firmemente mediante las estacas, abrazaderas, separadores tirantes y apoyos que sean necesarios.

Una vez construido el encofrado del bordillo de vereda de acuerdo al diseño que consta en el plano, sobre el suelo apisonado libre de piedras gruesas y desperdicios, se vaciará el hormigón simple de 180 Kg/cm<sup>2</sup>, se procederá a vibrar para evitar la formación de vacíos y se alisará la superficie. El encofrado del paramento expuesto de los bordillos no deberá removerse antes de que se fragüe el hormigón, pero sí deberá removerse antes de seis horas de haber colocado el hormigón para efectuarse el acabado.

**Equipo:** Concretera 1 saco, vibrador para hormigón, herramienta menor.

**Materiales:** Cemento, agregado fino, agregado grueso, agua, encofrado metálico bordillo.

**Medida y pago:** La medición se efectuará a cinta de los tramos que cumplan con las especificaciones técnicas y recibidos a satisfacción del Fiscalizador. El pago se realizará por metro lineal (m).

**Rubro 19:** ACERAS H.S  $f'c=210$ kg/cm<sup>2</sup> (e=10 cm-juntas C/2,50m) INCL. PIEDRA BOLA

**Descripción:** El suelo a más de cumplir con los niveles de diseño deberá estar debidamente compactado. A continuación, se tenderá la capa de material pétreo y se procederá a humectar y a compactar con la plancha compactadora, ésta capa de material compactado deberá tener 10 cm de

espesor. El hormigón será distribuido uniformemente sobre el material pétreo y deberá compactarse hasta que aparezca una capa de mortero en la superficie.

Las aceras se fundirán en forma continua sin utilizar juntas de madera y una vez que su consistencia lo permita se construirán juntas con disco de corte cada 2.50 m y con una profundidad de 2.5 cm, y serán rellenas con el material que autorice el Fiscalizador.

Esta superficie deberá ser aplanada de conformidad con la pendiente y la sección transversal especificada en los planos mediante una regla, para luego ser alisada con paleta y acabado con escoba. La regla deberá ser cuando menos de 3 metros de largo y 15 cm. de ancho. El barrido deberá hacerse en sentido perpendicular a la dirección del tránsito, y si se necesita agua, ésta deberá aplicarse inmediatamente antes del barrido.

**Equipo:** Amoladora, herramienta menor.

**Materiales:** Mortero cemento-arena 1:3, disco de corte metal, hormigón premezclado  $f'c=210\text{kg/cm}^2$  inc. bomba y transporte.

**Medida y pago:** Para establecer las cantidades de acera realmente ejecutadas se medirá a cinta la longitud horizontal de acera paralela al bordillo y el ancho de la acera por tramos, en caso de existir variación en el ancho se calculará el promedio. El pago se realizará por metro cuadrado.

**Rubro 20:** COLOCACIÓN DE ADOQUIN ( $f'c=400\text{ kg/cm}^2$ ) INCLUYE CAMA DE ARENA Y EMPORADO

**Descripción:** Este trabajo consistirá en la reconstrucción de la superficie de rodadura formada por bloques regulares de hormigón hidráulico, colocados sobre una subrasante adecuadamente terminada y sus mejoramientos de acuerdo con los requisitos contractuales.

El trabajo incluye la colocación de una capa de arena y el suministro y colocación de todos los elementos necesarios para completar la obra, de acuerdo con los detalles indicados en los planos.

**Procedimiento:**

Una vez terminado el suministro, tendido y compactación de la subrasante, sub-base clase III, base II y cumplidos con los términos contractuales del proyecto se procede a colocará una capa de arena de aproximadamente 5 cm. de espesor en toda la superficie que recibirá el adoquín. Sobre esta capa se asentarán los bloques maestros para continuar, en base a ellos, la colocación del resto de adoquines nivelados y alineados utilizando hilos guías que se colocarán en sentido longitudinal y transversal. La penetración y fijado preliminar del adoquín se conseguirá mediante un pizón de madera con el cual se acomodarán y nivelarán los adoquines.

Todos los espacios mayores al 25% del área de un adoquín deberán ser ocupados por fracciones cortadas; las áreas inferiores al 25% podrán ser rellenadas con hormigón de 300 kg/cm<sup>2</sup> de resistencia a la rotura por compresión como mínimo, y su superficie será tratada con la misma textura del adoquín de piedra o de hormigón.

Los adoquines deberán quedar separados por espacios máximos de unos 5 mm. aproximadamente, los cuales serán rellenados con arena fina o polvo de piedra de trituración, cuyo 100% deberá atravesar el tamiz N°. 4 y entre el 15 y el 50% deberá atravesar el tamiz N°. 200. Este material se mezclará con cemento en proporción 1:10 y se esparcirá uniformemente sobre la superficie y se ayudará a su penetración mediante el uso de escobas y riego de agua.

Una vez completada la colocación de los adoquines y relleno de las juntas, se procederá a la fijación y asentamiento mediante el uso de rodillos lisos tandem de 6 a 8 toneladas.

Finalmente, se barrerá el exceso del agregado fino.



**Observaciones**

No se aceptarán remates en forma de recuadros de hormigón alrededor de las tapas de los pozos.

El adoquín deberá ser recortado y se colocará en forma circular alrededor del cerco de la tapa del pozo manteniendo máximo una distancia de 20 cm entre adoquín y cerco, el espacio que queda será rematado con hormigón de 300 kg/cm<sup>2</sup>.

**Equipo:** Amoladora, herramienta menor.

**Materiales:** Mortero cemento-arena 1:3, hormigón premezclado  $f'c=210\text{kg/cm}^2$  inc. bomba y transporte.

**Medición y pago:** Las cantidades a pagarse por la reconstrucción de la superficie adoquinada serán los (m<sup>2</sup>) debidamente ejecutados y aceptados por el Fiscalizador, medido como la proyección de la superficie en un plano horizontal.

## **SISTEMA DE REFORZAMIENTO CON FRP**

### **Rubro 21: LIMPIEZA DE SUPERFICIE POR REFORZAR CON CFRP**

**Descripción:** Superficie de la pantalla que se encuentra al contacto con el material de relleno y entre otros, se requiere ser limpiada y secada por un posterior trabajo de reforzamiento.

La superficie debe estar libre de grasa, polvo o mojada que pueda afectar en la adherencia del reforzamiento CFRP.

**Equipo:** Herramienta menor

**Materiales:** Agua

**Medición y pago:** Las cantidades a pagarse por la limpieza de la superficie por reforzar serán los (m2) debidamente ejecutados, medido como la proyección de la superficie en el eje longitudinal.

### **Rubro 22: INSTALACIÓN DEL SISTEMA DE REFORZAMIENTO CFRP**

**Descripción:** Se relaciona con todos los trabajos necesarios para la instalación de las láminas de fibras de carbono que son colocados en dirección paralela al acero en tracción del elementos a reforzar, la instalación se debe realizar con un personal calificado o que haya realizado anterioridad un trabajo de reforzamiento, la colocación de los epóxicos que adhieren al FRP con la superficie de hormigón deben estar libres de grietas y debe ser uniforme para la correcta distribución de esfuerzo, la saturación del FRP es primordial, el ingeniero fiscalizador debe está presente durante la instalación y control de superficie, las propiedades y geometría del FRP serán comprobados con lo especificados en los planos estructurales.

**Procedimiento:**

Una vez que el fiscalizador apruebe la superficie libre de polvo, grasas o alguna otra que impida una correcta adherencia, se inicia con la aplicación de una capa de imprimante epóxico. La función de esto es proveer a la superficie del hormigón una adecuada adherencia.

Si se presentara la presencia de grietas se aplica una masilla o pasta epóxica para rellenar cualquier defecto en la superficie.

Acto seguido se cortan y preparan a medida las láminas de fibras de carbono de acuerdo con el diseño del proyecto, especificado en los planos estructurales.

Se cubre la superficie con un saturante epóxico para impregnar las fibras secas. El objetivo de esta capa de saturante es rápidamente empapar las fibras y mantenerlas en su ubicación mientras se inicia el proceso de curado del sistema de reforzamiento y también sirve para distribuir los esfuerzos en las fibras y ayuda a protegerlas en las condiciones ambientales y la abrasión.

Después de un tiempo determinado se aplica una segunda capa de saturante para cubrirla.

Por último, se aplica una capa de acabado que cubre totalmente el sistema FRP, logrando una apariencia similar a un hormigón común, el fin es también proteger a la fibra.

Una vez que haya terminado la instalación se procede a la colocación del anclaje químico con un perno de ASTM A36 o varilla descrita en los planos, los anclajes serán ensayados para comprobar sus propiedades, para el descanso mínimo de adherencia del anclaje es de 24 horas.

**Equipo y herramientas:** Herramienta menor, taladro, equipo de protección.

**Materiales:** Laminas FRP, epóxicos, perno de anclaje, mortero 1:3.

**Medición y pago:** Las cantidades a pagarse por instalación del FRP y anclajes serán los metros lineales (m) debidamente ejecutados, medido en dirección paralela al acero en tracción.

## **SISTEMA DE REFORZAMIENTO CON CONTRAFUERTE**

Hasta el rubro número 20 los rubros para las alternativas de reforzamiento 1 y 2 son semejantes, para la readecuación con contrafuertes surgen 4 rubros que se describe a continuación.

**Rubro 21:** ACERO REFUERZO FY=4200 KG/CM<sup>2</sup> (SUMINISTRO, CORTE Y COLOCADO)

**Definición:** Se refiere al proceso de corte, doblado, conformación de ganchos y colocación de acero de refuerzo que se requiere para conformar la armadura del contrafuerte.

**Especificaciones:** El proceso únicamente podrá empezar cuando fiscalización haya probado la colocación de anclajes estipulados en planos, se procederá a la revisión de los planos estructurales del proyecto y las planillas de hierro, para posteriormente determinar los espacios de trabajo necesarios, luego de lo cual se tendrá que verificar adecuadamente la resistencia de las varillas en sus resaltes. Posteriormente se procederá con el corte y doblado de todas las marcas estipuladas en planillas.

**Unidad:** Kg

**Materiales mínimos:** Acero estructural grado 60 (A36), alambre galvanizado.

**Equipo mínimo:** Herramienta menor, cortadora dobladora de hierro.

**Mano de obra:** Peón, albañil y maestro mayor.

**Medición y pago:** Se medirá y se pagará de forma “Kg”

## **Rubro 22: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CONTRAFUERTES**

**Definición:** Se entiende por encofrado las formas volumétricas requeridas para dar la configuración al contrafuerte, confección que debe ser capaz de resistir con seguridad las cargas del vertido y vibrado del hormigón con el fin de moldearlo a la forma prevista y conseguir que la estructura cumpla con resistencia, formas y dimensiones especificadas en planos y demás detalles del proyecto.

**Especificaciones:** El proceso únicamente podrá empezar cuando el proceso de armado de la estructura de acero de refuerzo haya concluido satisfactoriamente y toda vez que fiscalización haya dado la aprobación para continuar con este proceso, debe procurarse en todo momento que en el proceso de llenado el encofrado no se desestabilice o se separe al encofrado de su colocación original.

**Unidad:** metro cuadrado (m<sup>2</sup>)

**Materiales mínimos:** Tableros de madera (contrachapada de 15mm de espesor tipo B), alfajías de madera, tiras de madera, duela cepillada y machihembrada de 18 mm de espesor, clavos, alambre galvanizado y puntales de madera.

**Equipo mínimo:** Herramienta menor, sierra eléctrica, segueta, clavos, martillo.

**Mano de obra:** Peón, albañil y maestro mayor.

**Medición y pago:** Se medirá y se pagará de forma “m<sup>2</sup>”

**Rubro 23 (muro tipo I):** COLOCACIÓN DE PERNOS DE ANCLAJE DE EXPANSIÓN, D=24mm y L=153mm, CON MUESCA EXTERIOR (INCLUYE EMPALME MECÁNICO)

**Descripción:** Aborda la adquisición e instalación pernos de camisa o expansivos con diámetro de 24 mm y longitud de 153mm con sus respectivos empalmes, que servirán para unir el acero de anclaje del contrafuerte de la pantalla y el talón del muro. De acuerdo como se especifica en planos respectivos.

**Unidad:** Unidad.

**Materiales Mínimos:** Pernos expansivos D = 24mm y L=153mm, empalme mecánico (de Dinterior=10mm y Dexterior=10mm)

**Equipo Mínimo:** Herramienta manual, taladro.

**Mano de obra mínima calificada:** Fierro, Albañil y operador de equipo pesado.

**Requerimientos previos:** Limpieza de superficie de talón y pantalla

**Ejecución:** El contratista proporcionará 68 pernos de anclaje expansivos y 68 empalmes mecánicos, para la colocación en el acoplamiento de la armadura de anclaje contrafuerte-pantalla y contrafuerte-talón. Las referencias de ubicación con sus respectivas medidas se tomaron en cuenta con los planos de diseño, todos los materiales, así como también los implementos que sean necesarios para la recolocación de los pernos se contemplan incluidas en este rubro, la instalación será revisada y aprobada por fiscalización.

**Medición y Pago:** Se pagará por unidad de perno expansivo, debidamente colocado toda vez que fiscalización haya aprobado y cuantificado en obra.

**Rubro 23 (muro tipo 2):** COLOCACIÓN DE PERNOS DE ANCLAJE DE EXPANSIÓN, D=28mm y L=183mm, CON MUESCA EXTERIOR (INCLUYE EMPALME MECÁNICO).

**Descripción:** Aborda la adquisición e instalación pernos de camisa o expansivos con diámetro de 24 mm y longitud de 153mm con sus respectivos empalmes, que servirán para unir el acero de anclaje del contrafuerte de la pantalla y el talón del muro. De acuerdo como se especifica en planos respectivos.

**Unidad:** Unidad.

**Materiales Mínimos:** Pernos expansivos D = 28mm y L=183mm, empalme mecánico (de Dinterior=10mm y Dexterior=10mm)

**Equipo Mínimo:** Herramienta manual, taladro.

**Mano de obra mínima calificada:** Fierro, Albañil y operador de equipo pesado.

**Requerimientos previos:** Limpieza de superficie de talón y pantalla

**Ejecución:** El contratista proporcionará 116 pernos de anclaje expansivos y 116 empalmes mecánicos, para la colocación en el acoplamiento de la armadura de anclaje contrafuerte-pantalla y contrafuerte-talón. Las referencias de ubicación con sus respectivas medidas se tomaron en cuenta con los planos de diseño, todos los materiales, así como también los implementos que sean necesarios para la recolocación de los pernos se contemplan incluidas en este rubro, la instalación será revisada y aprobada por fiscalización.

**Medición y Pago:** Se pagará por unidad de perno expansivo, debidamente colocado toda vez que fiscalización haya aprobado y cuantificado en obra.

**Rubro 23 (muro tipo 3):** COLOCACIÓN DE PERNOS DE ANCLAJE DE EXPANSIÓN, D=18mm y L=131mm, CON MUESCA EXTERIOR (INCLUYE EMPALME MECÁNICO).

**Descripción:** Aborda la adquisición e instalación pernos de camisa o expansivos con diámetro de 18 mm y longitud de 131 mm con sus respectivos empalmes, que servirán para unir el acero de anclaje del contrafuerte de la pantalla y el talón del muro. De acuerdo como se especifica en planos respectivos.

**Unidad:** Unidad.

**Materiales Mínimos:** Pernos expansivos D = 18mm y L=131mm, empalme mecánico (de Dinterior=10mm y Dexterior=10mm)

**Equipo Mínimo:** Herramienta manual, taladro.

**Mano de obra mínima calificada:** Fierro, Albañil y operador de equipo pesado.

**Requerimientos previos:** Limpieza de superficie de talón y pantalla.

**Ejecución:** El contratista proporcionará 22 pernos de anclaje expansivos y 22 empalmes mecánicos, para la colocación en el acoplamiento de la armadura de anclaje contrafuerte-pantalla y contrafuerte-talón. Las referencias de ubicación con sus respectivas medidas se tomaron en cuenta con los planos de diseño, todos los materiales, así como también los implementos que sean necesarios para la recolocación de los pernos se contemplan incluidas en este rubro, la instalación será revisada y aprobada por fiscalización.

**Medición y Pago:** Se pagará por unidad de perno expansivo, debidamente colocado toda vez que fiscalización haya aprobado y cuantificado en obra.



**Rubro 24:** HORMIGÓN PREMEZCLADO  $f'c=240$  kg/cm<sup>2</sup> EN CONTRAFUERTE

**Definición:** Se refiere al hormigón de resistencia  $f'c=240$  kg/cm<sup>2</sup>. El objetivo es la construcción de los contrafuertes, especificados en dimensiones en planos estructurales y demás documentos del proyecto, incluye el transporte, vertido y curado.

**Especificaciones:** Con el hormigón premezclado se colocarán progresivamente capas para el posterior vibrado y compactación del hormigón, proceso que tendrá que ser repetido hasta completar las dimensiones del contrafuerte en cuestión, respetando el tiempo de construcción. fiscalización deberá aprobar o rechazar la entrega de dicho rubro en obra, comprobando la resistencia del mismo mediante el ensayo del cono de Abrams, de igual manera fiscalización se sujetará a los resultados de las pruebas de laboratorio y/o de campo pertinentes.

**Unidad:** Metro cúbico.

**Materiales mínimos:** Hormigón  $f'c=210$  Kg/cm<sup>2</sup>.

**Equipo mínimo:** Herramienta menor, vibrador.

**Mano de obra:** Peón, albañil y maestro mayor.

**Medición y pago:** Se medirá y se pagará de forma “metro cúbico” (m<sup>3</sup>)

## CONCLUSIONES

Determinados los parámetros de corte del suelo y del tipo de suelo de relleno se obtuvo un valor del ángulo de fricción interna de  $34,84^\circ$ , cohesión nula y de la clasificación SUCS un suelo GW “grava bien graduada con arena”, siendo un suelo de relleno que cumple con las características de conformación de terraplenes o rellenos.

Habiendo realizado un respectivo análisis estático mediante el programa Midas GTS, se obtuvo un factor de seguridad al deslizamiento (FSD) mediante el método FSRM de 1,616; que cumple satisfactoriamente para las cargas de estáticas actuantes sobre la carretera a la cual sustenta, en consecuencia, la estabilidad del talud no compromete de manera alguna la estabilidad de la estructura.

Respecto a la deficiencia de los tubos de drenaje descrita al inicio de la evaluación, se concluye que al presentar un suelo granular y presentar un tubo de drenaje de base se soluciona de manera satisfactoria la eventual generación de presión hidrostática.

Una vez realizados los análisis de estabilidad externa a través del método tradicional y la guía AASHTO LRFD, podemos concluir que los muros no han sido diseñados para resistir presiones sísmicas dando unos factores de seguridad de 0,61 y la demanda/capacidad de 0,35 por volteo, el factor de seguridad de 0,72 y la demanda/capacidad de 0,64 al deslizamiento. Siendo una problemática para todos los muros del sistema el sismo ya que no cumple con los factores mínimos vigentes en el país.

Analizando frente a un movimiento telúrico es muy probable que ocurra la inestabilidad o daños considerables a nivel de sus elementos estructurales, sin desestimar la probabilidad que la estructura de contención llegue a fallar por completo, por lo cual los muros en voladizo requieren

de un reforzamiento es decir que requiere mejorar su estabilidad y resistencia mediante el incremento de la base, y por láminas de fibras de carbono FRP o bien adicionando contrafuertes.

Como resultado de la verificación de resistencia en los elementos, se observa que la pantalla es el único elemento afectado directamente por la presencia del sismo, por lo tanto, la resistencia a flexión de los tres primeros muros con problemas constructivos da como resultado la demanda capacidad de ratio más crítico entre ellos de 0,27, siendo un elemento estructural que podría llevar al colapso repentino.

De acuerdo con el análisis y comparación de resistencia de los muros 1 al 9 se identificó que, en la pantalla por el desarrollo del sismo, la demanda/capacidad a flexión (acero colocado/acero requerido) varía entre 0,27 a 0,88. Por lo que se requiere un incremento de resistencia.

Se identificó en el análisis y diseño del reforzamiento con FRP que mientras aumenta la resistencia la ductilidad de la sección reforzada va reduciendo, en función de lo que estipula la norma ACI 440 como recomendable (incrementos de resistencia entre 40% al 160%). No es factible colocar FRP sin criterio alguno.

El diseño de los contrafuertes partió de las dimensiones de talón ya modificadas para cumplir con requisitos de estabilidad para el método con FRP, puesto que resulta más práctico variar sus demás dimensiones en un cálculo iterativo para lograr el cumplimiento de los demás requerimientos para el método de reforzamiento por contrafuertes, lo que simplificó el cálculo.

La propuesta de reforzamiento con contrafuertes para solicitaciones en las que incluya carga sísmica deja evidente que la geometría más adecuada, es la del contrafuerte trapezoidal, pues

al dotar a la sección de mayor área en su parte alta en contraposición con un contrafuerte triangular concede a la sección transversal mayor resistencia a esfuerzos de momento, ya que el diagrama de presiones generado exige mayor capacidad resistente a medida que el muro se eleva en altura.

La comparación económica entre las dos propuestas de reforzamiento se rige al presupuesto referencial, para ello se realizó el análisis de precios unitarios con los salarios actualizados de la contraloría y precios de materiales actualizados. Dentro de la selección más óptima en relación costo-factibilidad para los muros 1 al 7 es la construcción de contrafuertes con un valor referencial de \$34216,21 (para el muro tipo I y II) y para los muros del 8 al 9, con reforzamiento CFRP con un valor de \$9201,06 para el muro tipo III, para así garantizar la funcionalidad correcta y el alcance de la vida útil de diseño de los muros.

Un criterio válido para la elección del sistema de reforzamiento con FRP, es cuando prime la consideración del tiempo empleado en la readecuación, en tanto que el inconveniente más notable se da cuando la relación demanda/capacidad del muro es muy baja, pues se puede inferir que la relación entre demanda/capacidad y el costo incrementa de manera inversamente proporcional, lo cual se debe un mayor volumen de FRP utilizado.

Los contrafuertes ofrecen una alternativa ligeramente más económica en la mayoría de los casos en comparación con el FRP, por lo que un factor decisivo para la elección del FRP sobre los contrafuertes sería la menor duración de su colocación y su mayor practicidad.

Los contrafuertes lograron reducir hasta en un 92% los momentos originados por la presión del suelo y las sobrecargas en la pantalla, en los tres muros tipo, los nuevos momentos máximos actuantes jamás excedieron el momento nominal de cada muro tipo, cumpliendo su cometido.

El considerar un reforzamiento con contrafuertes para un muro de contención en el trasdós, hace patente una especial atención a los anclajes colocados hacia la estructura del muro existente, puesto que se tiene que asegurar el comportamiento estructural monolítico de la estructura debido a los grandes requerimientos por efecto del sismo, dejando en claro las dificultades y limitaciones que esto conllevaría pues se trata de una readecuación.

## RECOMENDACIONES

Para la implementación de algún reforzamiento sugerido en este trabajo se recomienda en realizar los trabajos por tramos para así evitar el congestionamiento de material o una evacuación cercana del material excavado.

Debido a la escasez de información e investigaciones se sugiere la comparación del momento teórico del FRP con el momento último de falla ensayo a escala real reducida en una viga en voladizo con su correspondiente anclaje, para verificar los modos de fallas por delaminación y desprendimiento del CFRP.

Se sugiere que el personal técnico en realizar la instalación del CFRP sean capacitados por los mismos proveedores y en el área de evaluación de estructuras existentes.

Una de las sugerencias en la modelación de sistemas de muros, cuando se construyan individuales o que presenten diferentes geometrías en sus elementos, juntas de construcción, diferentes niveles de cimentación y que no comparan el mismo acero horizontal como es el caso de este proyecto se debe analizar individualmente el muro.

Para la determinación de los parámetros de corte en un suelo remoldeado, se obtendrán resultados relativamente dispares entre sí y como sugerencia se debe realizar más de tres ensayos, graficando los esfuerzos vs deformación para concordar los resultados del uno al otro.

En el diseño de un contrafuerte como un método de reforzamiento, se debe poner especial atención en que se debe optimizar las dimensiones del contrafuerte calculado, puesto que mediante continuas iteraciones se deben hacer cumplir nuevamente las revisiones por estabilidad, debido al nuevo peso generado por los mismos.

Se debería asumir una posición conservadora, en cuanto al diseño de los anclajes contrafuerte-pantalla y contrafuerte-talón, puesto que en nuestra actualidad es un tema ampliamente discutido y continuamente ampliado por parte de la comunidad académica para generar modelos adecuados de cálculo para diferentes tipologías de anclajes.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2007). *LRFD Bridge design specifications, 4ta edition*. American association of state highway and transportation officials.
- AASHTO. (2020). *LRFD Bridge design specifications 9th edition*. American association of state highway and transportation officials.
- ACI 2R-440. (2017). *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. American concrete Institute, committee 440: [https://afzir.com/knowledge/wp-content/uploads/2018/03/ACI\\_440\\_2R\\_17\\_Guide\\_for\\_the\\_Design.pdf](https://afzir.com/knowledge/wp-content/uploads/2018/03/ACI_440_2R_17_Guide_for_the_Design.pdf)
- ACI318R. (2019). *Requisitos de reglamento para concreto estructural*. American concrete institute Comité 318: <https://www.udocz.com/apuntes/53414/aci-318-19-espanol>
- ACI318S. (2008). *Requisitos de reglamento para concreto estructural*. American concrete institute: [https://www.academia.edu/19806312/ACI\\_318\\_08\\_Espa%C3%B1ol](https://www.academia.edu/19806312/ACI_318_08_Espa%C3%B1ol)
- Agudelo Zapata, J. (2022). *Empujes y esfuerzos en muros de contrafuertes. Metodo de Huntington*. <https://estructurando.net/2022/01/24/empujes-esfuerzos-muros-contrafuertes-metodo-huntington/>
- Angel, R. M. (2022). *Manual de mecanica del suelo y cimentaciones*. [https://www.academia.edu/27020241/MANUAL\\_DE\\_MECANICA\\_DEL\\_SUELO\\_Y\\_CIMENTACIONES\\_AUTOR\\_ANGEL\\_MUELAS\\_RODRIGUEZ\\_MANUAL\\_DE\\_MECANICA\\_DEL\\_SUELO\\_Y\\_CIMENTACIONES\\_CAPITULO\\_2\\_ELEMENTOS\\_DE\\_CONTENCION](https://www.academia.edu/27020241/MANUAL_DE_MECANICA_DEL_SUELO_Y_CIMENTACIONES_AUTOR_ANGEL_MUELAS_RODRIGUEZ_MANUAL_DE_MECANICA_DEL_SUELO_Y_CIMENTACIONES_CAPITULO_2_ELEMENTOS_DE_CONTENCION)



- ASTM-D1586. (2008). *Método de prueba estándar para pruebas de penetración estándar (SPT) y split barril*. <https://www.studocu.com/bo/document/universidad-mayor-de-san-andres/suelos/astm-d-1586-08a-norma/16650974>
- ASTM-D2487. (2010). *Práctica estandar para la clasificación de suelos para propósitos de ingeniería (Sistema de clasificación unificada de suelos)*.  
[https://www.cesmec.cl/medios/DIC/normas/ASTM\\_D2487\\_11\\_.pdf](https://www.cesmec.cl/medios/DIC/normas/ASTM_D2487_11_.pdf)
- Baca, W. (2008). "Diseño de estructuras de concreto reforzadas con fibra de carbono". *Revista científica*, pp. 162-172.
- Bañon Blázquez, L. (2010). *Elementos de contención*. Curso de ingeniería civil, Universidad de Alicante. <https://rua.ua.es/dspace/bitstream/10045/25641/21/Tema%2021%20-%20Elementos%20de%20contenci%C3%B3n.pdf>
- Calavera, J. (1989). *Muros de contención y muros de sótano* (2da edición ed.). Madrid: Intemac.
- Campos, C. G. (2006). *Guía multimedia para el diseño de muros a gravedad, muros en cantiliver y muros con contrafuertes*. [Tesis de grado, Universidad Técnica de Ambato]  
<http://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/2206>
- Das, B. M. (2014). *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (4 ta ed.). Cengage Learning Editores, S.A.
- Dirección técnica de la dirección general de carreteras. (2009). *Guía de cimentaciones en obras de carretera*. [https://www.mitma.es/recursos\\_mfom/0710401.pdf](https://www.mitma.es/recursos_mfom/0710401.pdf)
- Eddy. (2011). *Tamaños de los granos en los suelos*.  
<http://uningenierocivil.blogspot.com/2011/03/tamano-de-los-granos-en-los-suelos.html>
- Gómez Ashqui, Á., & Suntasig Catota, S. (2018). *Propuesta de adaptación de criterios de diseño para subestructuras de puentes descritos en la norma AASHTO LRFD 2014 a la*

- condiciones específicas de Ecuador*. [Tesis de grado, Escuela Politécnica Nacional]  
<http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/19470>
- INEN. (1987). *Excavaciones y medidas de seguridad, 2da edición*.  
<https://www.normalizacion.gob.ec/buzon/normas/GPE-12.pdf>
- Lambe, W., & Whitman, R. (2004). *Mecánica de suelos*. Limusa, S.A.
- López, J. (2012). *Refuerzo a flexión de vigas de hormigón mediante polímeros reforzados con fibras de carbono*. [Tesis de máster en edificación, Universidad Politécnica de Valencia]  
<http://hdl.handle.net/10251/27670>
- Lucero, F., Pachacama, E., & Rodríguez, W. (2012). *Análisis y diseño de muros de contención*. [Tesis de grado, Universidad Central del Ecuador]  
<http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/156>
- Manrique, D., & Paucar, M. (2019). *Uso de fibra de carbono en reforzamiento de estructuras de edificaciones, Centro Empresarial Camino Real, San Isidro*. [Tesis de grado, Universidad Ricardo Palma] <https://hdl.handle.net/20.500.14138/2637>
- NSE-5.3. (2018). *Obras de retención*. Asociación Guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica, AGIES: <https://www.agies.org/wp-content/uploads/2020/08/NSE-5.3-2018-Obras-de-Retencio%CC%81n.pdf>
- PG3. (2002). *Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes*. Normativa de carreteras: [https://www.mitma.gob.es/recursos\\_mfom/pg3\\_parte\\_3\\_0.pdf](https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/pg3_parte_3_0.pdf)
- Rodríguez Ortiz, J. M. (1995). *Curso aplicado de cimentaciones*. EFCA, S.A.
- Serquén, A. (2022). *Puentes con AASHTO LRFD 2020 9th Edition*.  
[https://www.academia.edu/49312415/PUENTES\\_2020\\_Ing\\_Arturo\\_Rodr%C3%ADguez\\_Serqu%C3%A9n](https://www.academia.edu/49312415/PUENTES_2020_Ing_Arturo_Rodr%C3%ADguez_Serqu%C3%A9n)

Subsecretaría de infraestructura del transporte. (2013). *Norma para estudios y diseños viales-NEVI-12-MTOP*. Norma Ecuatoriana Vial: [https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2013/12/01-12-2013\\_Manual\\_NEVI-12\\_VOLUMEN\\_2A.pdf](https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2013/12/01-12-2013_Manual_NEVI-12_VOLUMEN_2A.pdf)

Telenchana Cholota, C. (2022). *Análisis de la resistencia al impacto de una muestra de barandas de seguridad simple usadas en carreteras*. . [Tesis de grado, Escuela Politécnica del Litoral] <http://dspace.esPOCH.edu.ec/handle/123456789/16151>

Terzaghi K., P. R. (1963). *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica* (2nd ed ed.). El Ateneo, S. A.

Torres Belandria, R. (2008). *Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado*. Segunda impresión adaptada a la Norma Venezolana 1753-2006, Universidad de los Andes.  
[https://www.academia.edu/6737429/AN%C3%81LISIS\\_Y\\_DISE%C3%91O\\_DE\\_MUROS\\_DE\\_CONTENCI%C3%93N\\_DE\\_CONCRETO\\_ARMADO\\_RAFAEL\\_ANGEL\\_TORRES\\_BELANDRIA](https://www.academia.edu/6737429/AN%C3%81LISIS_Y_DISE%C3%91O_DE_MUROS_DE_CONTENCI%C3%93N_DE_CONCRETO_ARMADO_RAFAEL_ANGEL_TORRES_BELANDRIA)

Zambrano Bowen, J. C. (2019). *Diseño de un muro de contención con hormigón armado al margen derecho del Estero Paloya diagonal al Terminal Terrestre Jipijapa*. [Tesis de grado, Universidad Estatal del Sur de Manabí] <http://repositorio.unesum.edu.ec/handle/53000/1712>

## ANEXOS

### Anexo 1: Clasificación SUCS del material de relleno

**Muestra 1:** Material de relleno  
**Localización:** Sangolqui  
**Fecha ingreso:** 29/09/2022  
**Fecha ensayo:** 30/09/2022  
**Autor:** Alexis Llumiyinga  
**Profundidad:** 1,00 m

Análisis Granulométrico ASTM D2487

N° Tamiz	Apertura (mm)	Peso retenido (g)	Porcentaje retenido (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
2	50,8	0	0,00%	0,00%	100,00%
3/2	38,1	0	0,00%	0,00%	100,00%
1	25,4	0	0,00%	0,00%	100,00%
3/4	19,05	7,43	3,10%	3,10%	96,90%
1/2	12,7	17,39	7,27%	10,37%	89,63%
3/8	9,53	27,33	11,42%	21,79%	78,21%
4	4,75	50,17	20,96%	42,75%	57,25%
10	2	45,19	18,88%	61,63%	38,37%
40	0,425	54,34	22,71%	84,34%	15,66%
200	0,075	30,33	12,67%	97,01%	2,99%
Bandeja		7,15	2,99%	100,00%	
Σ		239,33	100%		



D10=	0,330 [mm]	10% pasa	D1 [mm]	0,43	D2 [mm]	0,08	1[%]	15,66	2[%]	2,99
D30=	1,568 [mm]	30% pasa	D1 [mm]	2,00	D2 [mm]	0,43	1[%]	38,37	2[%]	15,66
D60=	5,469 [mm]	60% pasa	D1 [mm]	9,53	D2 [mm]	4,75	1[%]	78,21	2[%]	57,25

Coefficiente de uniformidad  $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 16,56$

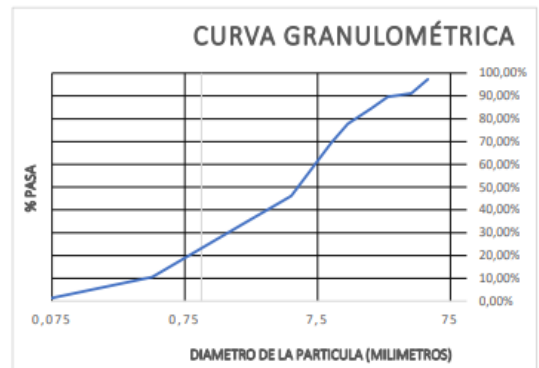
Coefficiente de curvatura  $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * D_{10}} = 1,36$

**Clasificación:**  
**SW** Arenas limpias

**Muestra 2:** Material de relleno  
**Localización:** Sangolqui  
**Fecha ingreso:** 29/09/2022  
**Fecha ensayo:** 30/09/2022  
**Autor:** Alexis Llumiyinga  
**Profundidad:** 2,50 m

Análisis Granulométrico

N° Tamiz	Apertura (mm)	Peso retenido (g)	Porcentaje retenido (%)	Porcentaje retenido acumulado (%)	Porcentaje que pasa (%)
2	50,8	236	2,70%	2,70%	97,30%
3/2	38,1	542	6,20%	8,90%	91,10%
1	25,4	132	1,51%	10,41%	89,59%
3/4	19,05	438	5,01%	15,42%	84,58%
1/2	12,7	598	6,84%	22,27%	77,73%
3/8	9,53	728	8,33%	30,59%	69,41%
4	4,75	2038	23,32%	53,91%	46,09%
10	2	1108	12,68%	66,59%	33,41%
40	0,425	1998	22,86%	89,45%	10,55%
200	0,075	800	9,15%	98,60%	1,40%
Bandeja		122	1,40%	100,00%	
Σ		8740	100%		



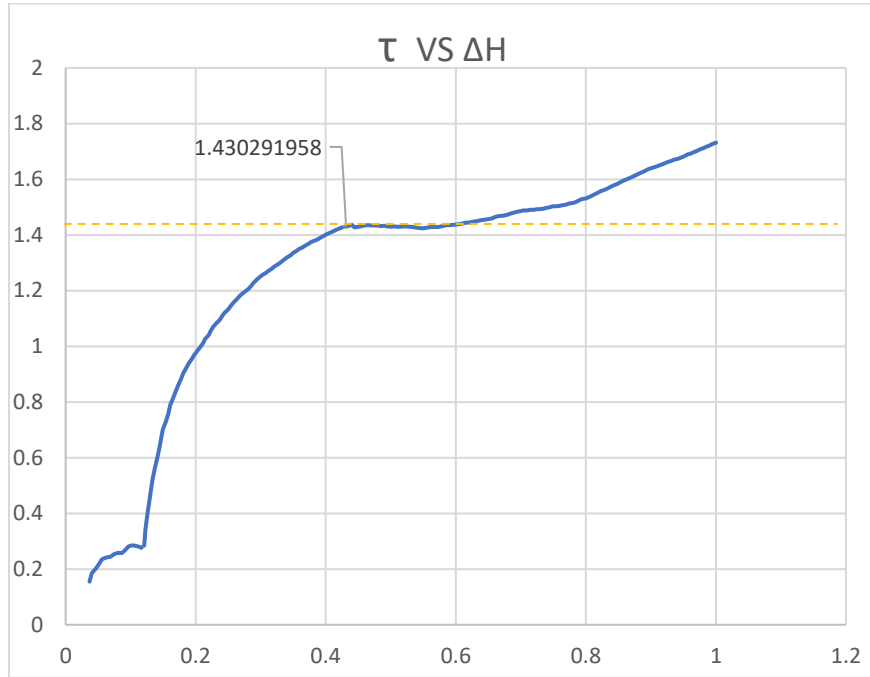
D10=	0,416 [mm]	10% pasa	D1 [mm]	0,43	D2 [mm]	0,08	1[%]	10,55	2[%]	1,40
D30=	1,853 [mm]	30% pasa	D1 [mm]	2,00	D2 [mm]	0,43	1[%]	33,41	2[%]	10,55
D60=	7,830 [mm]	60% pasa	D1 [mm]	9,53	D2 [mm]	4,75	1[%]	69,41	2[%]	46,09

Coefficiente de uniformidad  $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 18,83$

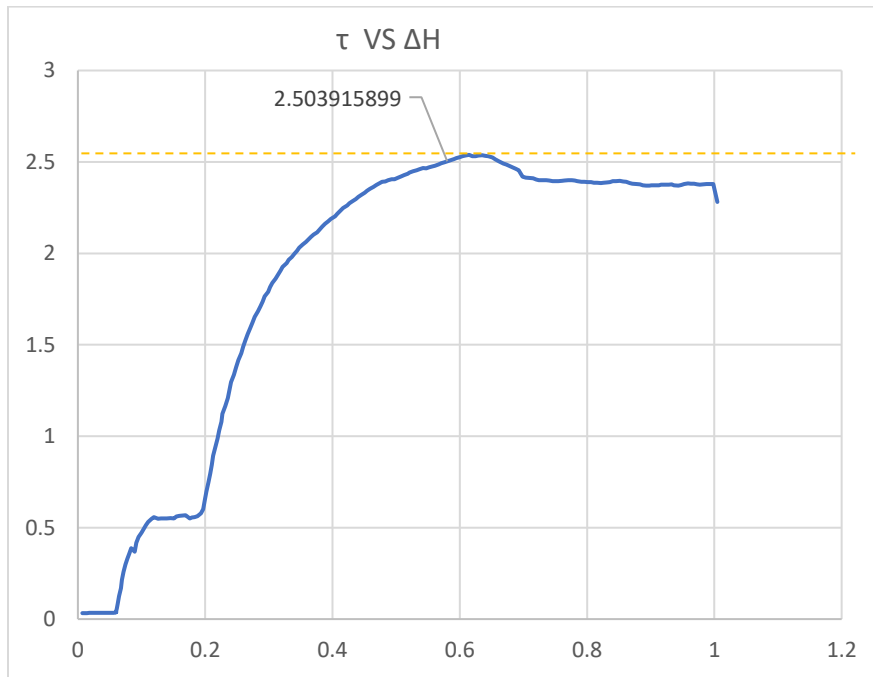
Coefficiente de curvatura  $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * D_{10}} = 1,05$

**Clasificación:**  
**GW** Grava bien graduada con arena

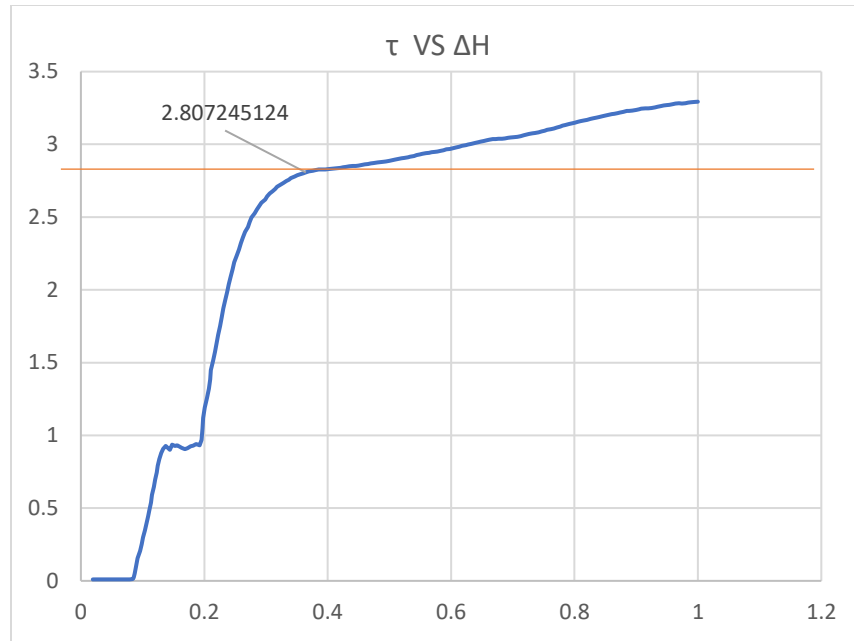
### Ensayos de corte directo "CD", en muestras remoldeadas



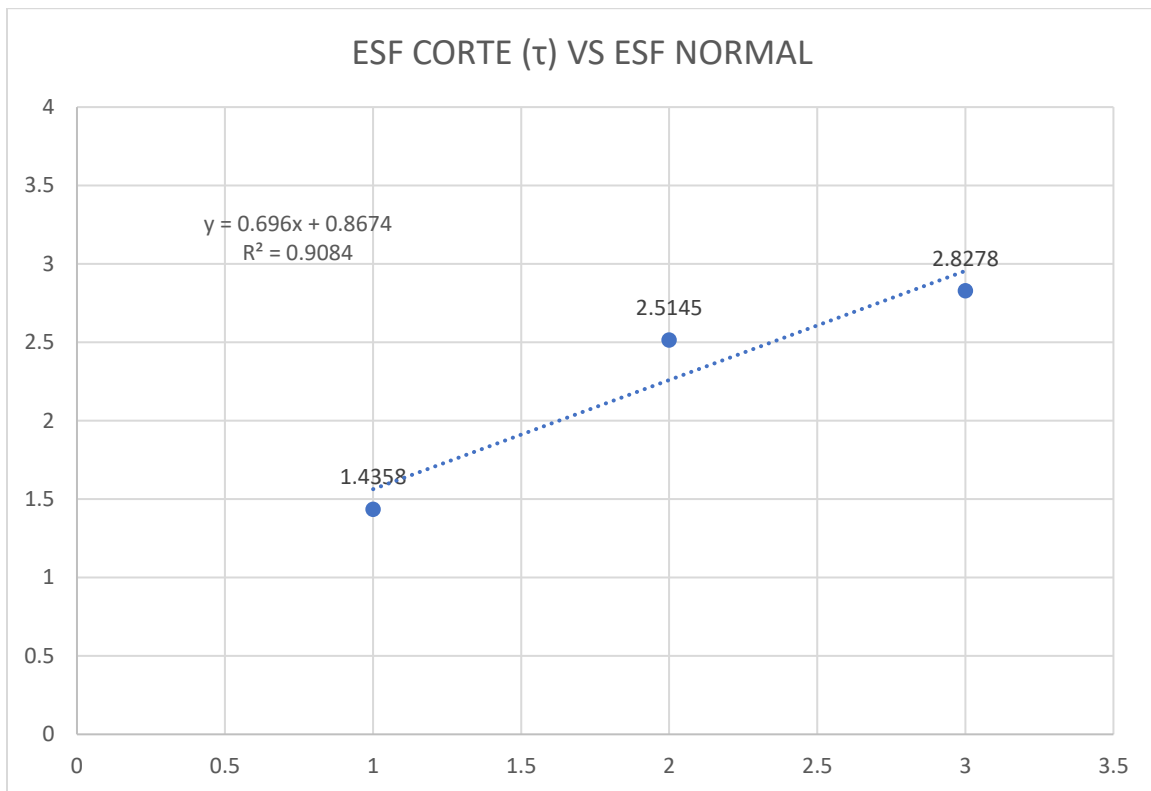
*Nota.* Gráfico esfuerzo de corte VS deformación horizontal, por un esfuerzo normal 1 kg/cm<sup>2</sup>.



*Nota.* Gráfico esfuerzo de corte VS deformación horizontal, por un esfuerzo normal 2 kg/cm<sup>2</sup>.



*Nota.* Gráfico esfuerzo de corte VS deformación horizontal, por un esfuerzo normal 3 kg/cm<sup>2</sup>.



$$\phi = \text{atan}(0,696) = 34,84^\circ$$

$$c = 0 \text{ kg/cm}^2$$

## Anexos 2: Datos del estudio de suelo

DESCRIPCIÓN GRÁFICA		
<b>TIPO DE CIMENTACIÓN:</b> Zapatas corridas, sobre un mejoramiento de suelo combinado (geotextil, piedra bola y subbase clase tres) de 1.50m		
<b>Capacidad de carga del suelo (t/m<sup>2</sup>)</b>	qa	12.00 t/m <sup>2</sup> - Pág. 18 y 19
<b>Módulo de Balasto (kg/cm<sup>3</sup>)</b>	K	0.86 kg/cm <sup>3</sup> - Pág. 23
<b>Asentamiento elástico (mm)</b>	Se	15.00mm
<b>Desplante (m):</b>	Df	-1.50m
<b>Espesor de mejoramiento (m):</b>	H	1.50m - Pág. 19
<b>Tipo de mejoramiento</b>		Combinado ver pág. 19
<b>Ángulo de fricción interna</b>		22.25 (ensayo triaxial)
<b>Cohesión:</b>	T/m2	1.10 (ensayo triaxial)
<b>Peso unitario del suelo:</b>	T/m3	1.63 (ensayo triaxial)
<b>Coefficiente de empuje activo:</b>	Ka	0.73
<b>Coefficiente de empuje pasivo:</b>	Kp	1.38
<b>Aceleración máxima de sitio (zona)</b>		0.4g
<b>Tipo de perfil de suelos</b>		D
<b>Factor de sitio</b>	Fa	1.20
<b>Factor de sitio</b>	Fd	1.19
<b>Factor de comportamiento no lineal</b>	Fs	1.28



Fuente: Informe del estudio.

**Anexo 3: Dimensiones modificadas por el sistema de reforzamiento, alternativa 1.**

<b>Muro</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<b>H (Altura total)</b>	5,50	6,00	6,50	7,00	6,50	6,00	5,00	4,50	3,50
<b>B (Base)</b>	3,30	3,65	3,90	4,25	3,90	3,65	3,05	2,75	2,20
<b>b1 (Corona)</b>	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,20
<b>b2 (Pantalla)</b>	0,45	0,50	0,55	0,60	0,55	0,50	0,35	0,30	0,20
<b>D (Dedo)</b>	0,85	0,95	1,00	1,20	1,05	0,95	0,50	0,30	0,00
<b>T (Talón)</b>	2,00	2,20	2,35	2,45	2,30	2,20	2,20	2,15	2,00
<b>h (Zapata)</b>	0,40	0,45	0,50	0,55	0,50	0,45	0,35	0,30	0,20

*Nota.* Secciones modificadas acorde al cumplimiento de la estabilidad. Elaborado por: Los autores.



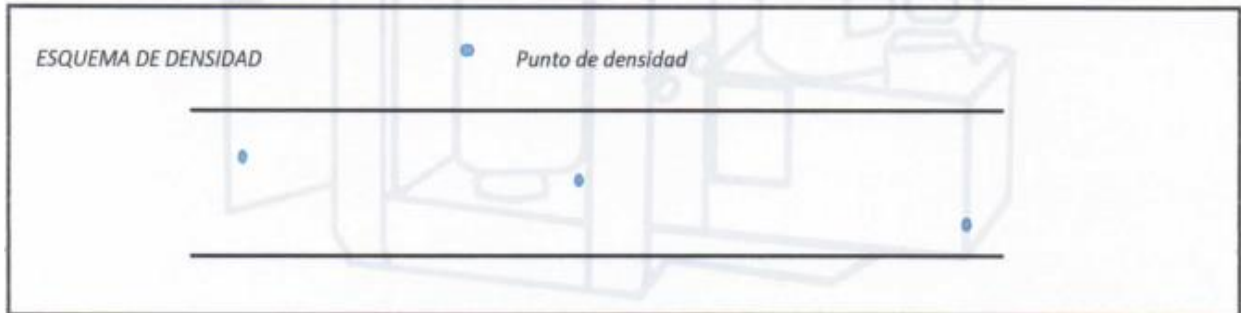
**Anexo 4: Dimensiones modificadas por el sistema de reforzamiento, alternativa 2.**

<b>Muro</b>	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<b>H (Altura total)</b>	5,50	6,00	6,50	7,00	6,50	6,00	5,00	4,50	3,50
<b>B (Base)</b>	3,30	3,65	3,90	4,25	3,90	3,65	3,05	2,75	2,20
<b>b1 (Corona)</b>	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,20
<b>b2 (Pantalla)</b>	0,45	0,50	0,55	0,60	0,55	0,50	0,35	0,30	0,20
<b>D (Dedo)</b>	0,85	0,95	1,00	1,20	1,05	0,95	0,50	0,30	0,00
<b>T (Talón)</b>	2,00	2,20	2,35	2,45	2,30	2,20	2,20	2,15	2,00
<b>h (Zapata)</b>	0,40	0,45	0,50	0,55	0,50	0,45	0,35	0,30	0,20

*Nota.* Secciones modificadas acorde al cumplimiento de la estabilidad. Elaborado por: Los autores.

**Anexo 5: Datos del densímetro nuclear (Densidad de campo).**

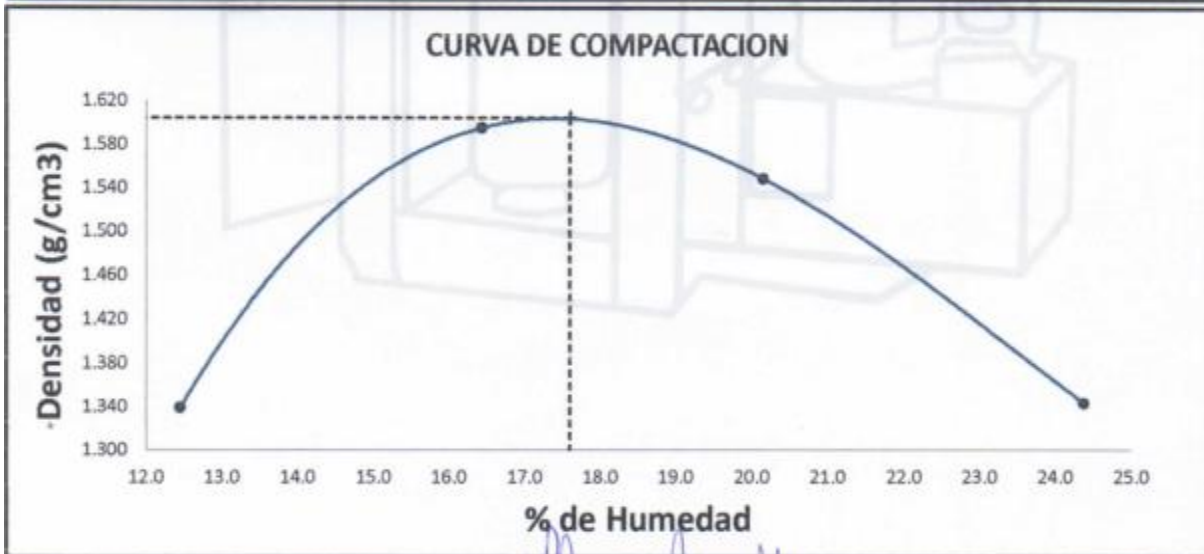
DATOS DENSIDAD NUCLEAR					
PRUEBA No.	1	2	3	4	5
UBICACIÓN					
ABCISA	0+010	0+020		0+040	
PROFUNDIDAD DE LA PRUEBA (m)	SUP	-0.30	-0.75	-0.30	-0.75
HUMEDAD	287	264	297	287	300
PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	18.10	17.20	19.20	18.80	19.30
DENSIDAD HUMEDA (Kg/m <sup>3</sup> )	1871	1800	1846	1814	1852
DENSIDAD HUMEDA CORREGIDA (Kg/m <sup>3</sup> )	1871	1800	1846	1814	1852
DENSIDAD SECA (Kg/m <sup>3</sup> )	1584	1536	1549	1527	1552
DENSIDAD MAX. MOD. (Kg/m <sup>3</sup> )	1604	1604	1604	1604	1604
HUMEDAD OPTIMA (%)	17.60	17.60	17.60	17.60	17.60
(%) DE COMPACTACION	98.8	95.8	96.5	95.2	96.8



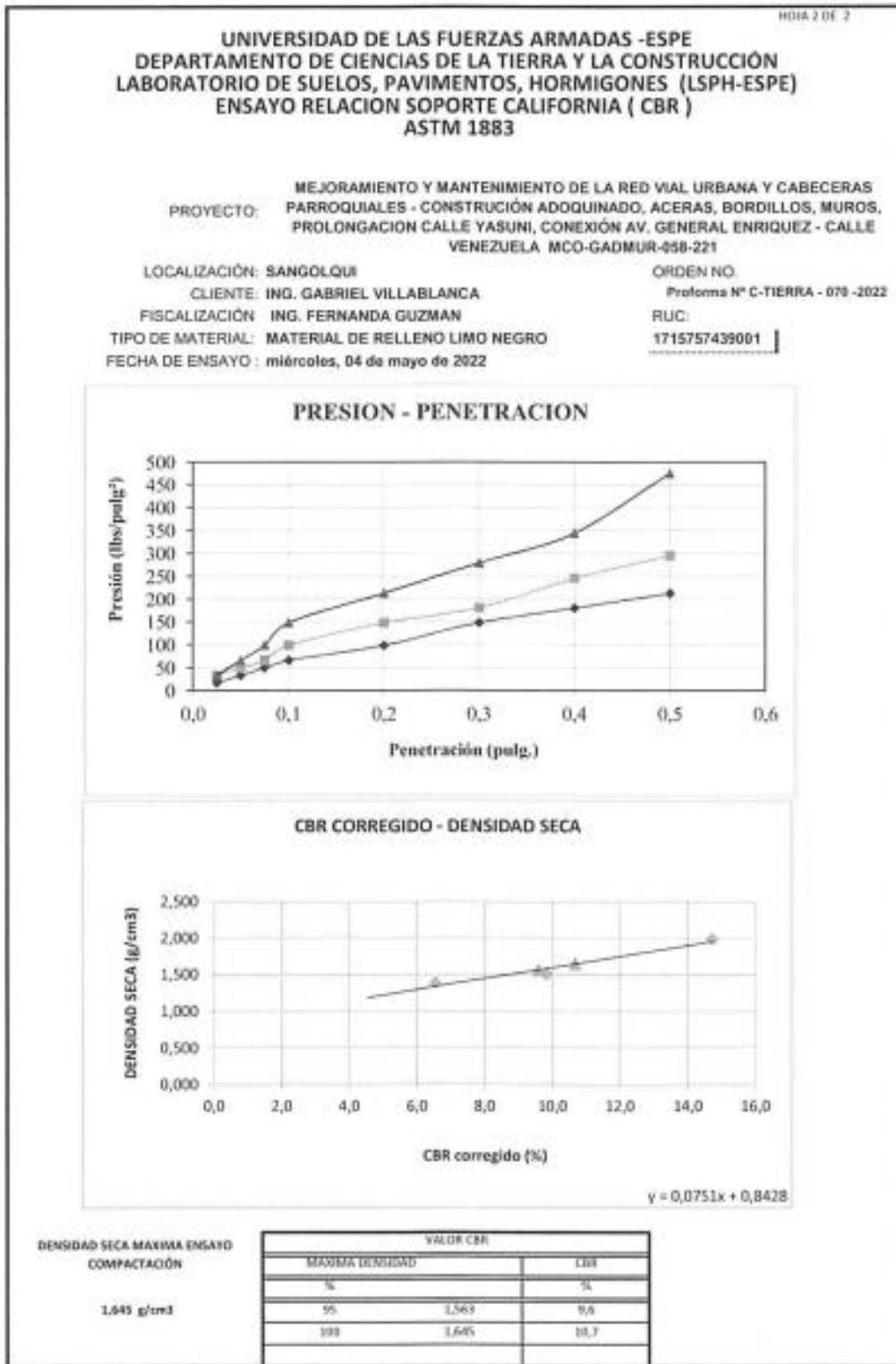
TIPO DE SUELO	METODO DE COMPACTACION	HUMEDAD NATURAL PROMEDIO (%)
SUBRASANTE	VIBROCOMPACTADOR	18.49

**Anexo 6: Datos del ensayo Proctor modificado (ASTM D1557)**

DATOS ENSAYO PROCTOR								
TIPO DE MUESTRA: SUBRASANTE				METODO DE ENSAYO: A				
VOL. MOLDE(cm <sup>3</sup> ): 933.28				Masa martillo(lbs): 10				
MASA MOLDE(g): 4205				Altura de caída(pulg): 18				
γ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> ): 2.55				N° capas: 5				
				N° golpes/capa: 25				
N°	1		2		3		4	
MASA MOLDE + SUELO HUMEDO(gr)	5610		5938		5941		5764	
MASA SUELO HUMEDO(gr)	1405		1733		1736		1559	
DENSIDAD HUMEDA(g/cm <sup>3</sup> )	1.505		1.857		1.860		1.670	
N° CAPSULA	1	2	3	4	5	6	7	8
MASA DE CAPSULA(g)	20.32	19.81	20.31	19.84	22.31	20.54	19.66	19.94
MASA CAPSULA + SUELO HUMEDO(gr)	62.67	70.16	63.45	69.81	70.13	62.20	71.51	67.43
MASA CAPSULA + SUELO SECO(g)	58.03	64.53	57.36	62.76	62.00	55.31	61.34	58.13
MASA DE AGUA(g)	4.64	5.63	6.09	7.05	8.13	6.89	10.17	9.30
MASA DE SUELO SECO(g)	37.71	44.72	37.05	42.92	39.69	34.77	41.68	38.19
CONTENIDO DE AGUA(%)	12.30	12.59	16.44	16.43	20.48	19.82	24.40	24.35
PROMEDIO CONTENIDO DE AGUA	12.45		16.43		20.15		24.38	
DENSIDAD SECA (g/cm <sup>3</sup> )	1.339		1.595		1.548		1.343	
CONTENIDO DE AGUA SATURADO(%)	35.48		23.49		25.38		35.24	
DENSIDAD MAX. SECA(kg/m <sup>3</sup> ): 1604								
HUMEDAD OPTIMA(%): 17.60								
PESO UNITARIO SECO(KN/m <sup>3</sup> ): 15730								



Anexo 7: Datos del ensayo CBR



**Anexo 8: Datos del ensayo de compresión de probetas cilíndricas de hormigón.**

<b>LABORATORIO DE SUELOS, PAVIMENTOS, HORMIGONES (LSPH-ESPE)</b> <b>ENSAYO DE COMPRESION EN PROBETAS DE HORMIGÓN</b> <b>NORMA: ASTM C1231, ASTM C39</b> MEJORAMIENTO Y MANTENIMIENTO DE LA RED VIAL URBANA Y CABECERAS PARROQUIALES - CONSTRUCCIÓN ADOQUINADO, ACERAS, BORDILLOS, MUROS, PROLONGACION CALLE YASUNI, CONEXIÓN AV. GENERAL ENRIQUEZ - CALLE VENEZUELA												
PROYECTO:			MCO-GADMUR-058-221			ORDEN NO.			Forma N° C-TIERRA - 060 -2022			
LOCALIZACIÓN:			SANGOLQUI			FISCALIZACIÓN:			ING. FERNANDA GUZMAN			
CONTRATISTA			ING. GABRIEL VILLABLANCA			SOLICITADO POR:			ING. GABRIEL VILLABLANCA			
RUC:			4715757439001			FECHA DE EMISION:			2022/04/08			
Muestra No.	Fecha vaciado	Fecha rotura	Peso de la probeta (g)	Dimensiones		Area Probeta (cm <sup>2</sup> )	Volumen Probeta (cm <sup>3</sup> )	Peso volumétrico (g/cm <sup>3</sup> )	Carga (Kg)	Resistencia Compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )	Edad (Dias)	Observaciones
				Altura (cm)	Diámetro (cm)							
1	2022-03-16	2022-03-30	11743,3	30,3	15,2	181,5	5498,2	2,136	40001,0	220,4	14	ANDEN
4	2022-03-21	2022-03-28	12638,5	30,6	15,2	181,5	5552,6	2,276	41319,0	227,7	7	MURO PUNTO
5	2022-03-21	2022-04-04	12565,1	30,4	15,2	181,5	5516,3	2,278	44258,0	243,9	14	MURO PUNTO
8	2022-03-24	2022-03-31	12629,8	30,4	15,1	179,1	5444,0	2,320	45637,0	254,8	7	MURO PUNTO
9	2022-03-24	2022-04-07	12403,2	30,4	15,2	181,5	5516,3	2,248	48149,0	265,3	14	MURO PUNTO
10	2022-03-24	2022-04-07	12356,7	30,5	14,9	174,4	5318,2	2,323	48038,0	281,2	14	MURO PUNTO

ANALISTA DE LABORATORIO

*Juan Haro*  
ING. JUAN HARO





**Foto 1**

*Evidencia del erro constructivo*



*Nota:* Se evidencia dentro de la elipse verde la incorrecta colocación del acero de refuerzo principal por el de temperatura, Fuente: Libro de obra.

**Foto 2**

*Replanteo y colocación de material granular, cimientos del terraplén*



Fuente: Libro de obra.



**Foto 3**

*Vista lateral*



*Nota.* Fotos de visitas técnicas al proyecto. Elaborado por: Los autores.



**Foto 4**

*Vista frontal*



*Nota.* Fotos de visitas técnicas al proyecto. Elaborado por: Los autores.

**Foto 5**

*Vista lateral de muros*



*Nota.* Tomado por visitas técnicas al proyecto. Elaborado por: Los autores.

**PLANOS**

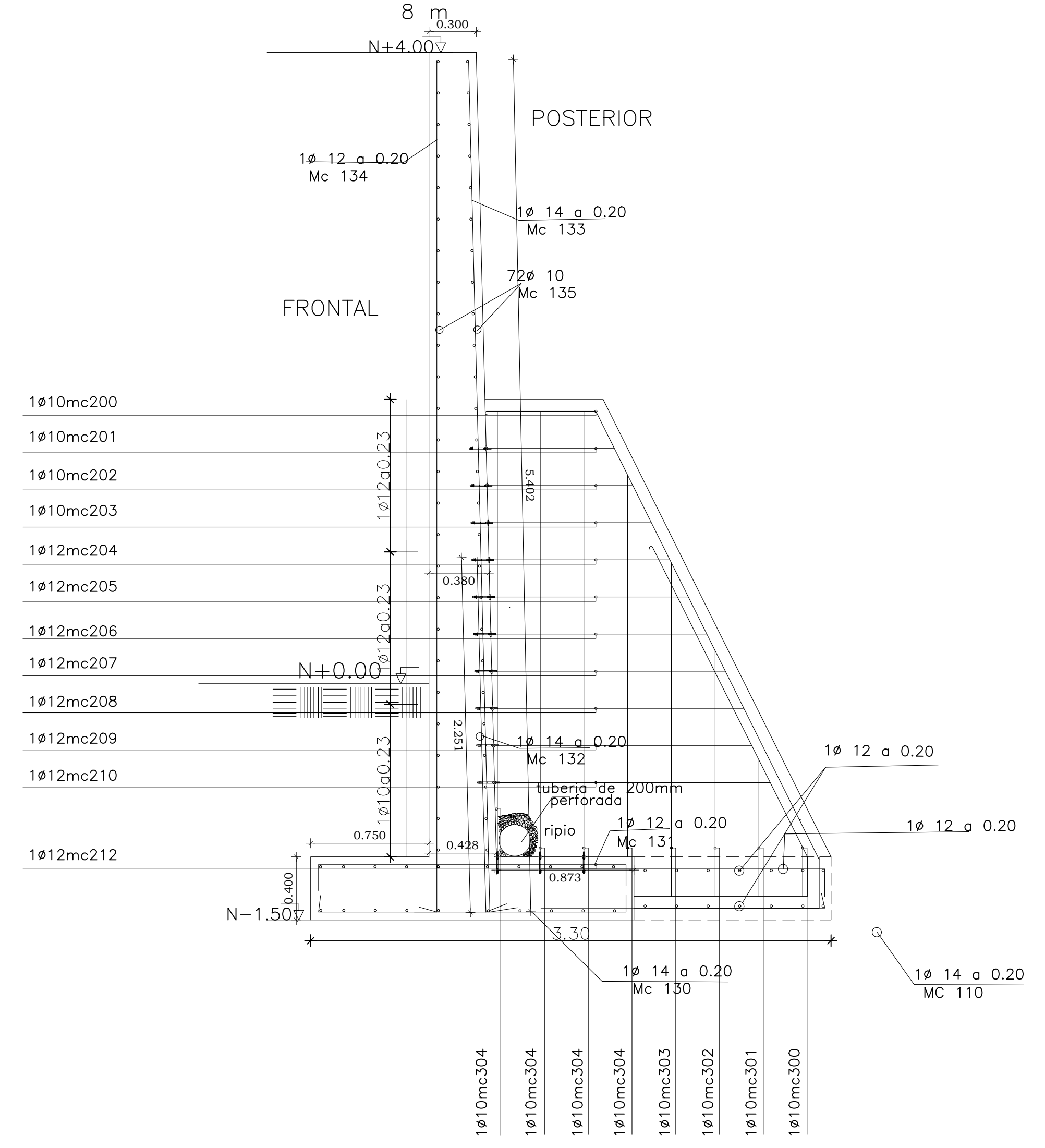
MURO TIPO 1										
Planilla de hierros										
Marca	φ [mm]	Tipo	Numero	Dimensiones [m]					Long. desarrollo	Long. Total
				a [m]	b [m]	c [m]	d [m]	g [m]		
ACERO REFUERZO CONTRAFUERTE										
100	32	Q	24	0,68	3,28	0,33	0,05	5,32	127,62	
101	28	P	8	0,00	2,05	0,33	1,03	0,05	3,40	27,16

ANLAJE CONTRAFUERTE-PANTALLA										
200	10	C	4	0,30	0,68	0,00			1,67	6,66
201	10	C	4	0,30	0,75	0,00			1,81	7,23
202	10	C	4	0,30	0,82	0,00			1,95	7,79
203	10	C	4	0,30	0,89	0,00			2,09	8,35
204	12	C	4	0,30	0,96	0,00			2,23	8,91
205	12	C	4	0,30	1,03	0,00			2,37	9,47
206	12	C	4	0,30	1,10	0,00			2,51	10,03
207	12	C	4	0,30	1,17	0,00			2,65	10,59
208	12	C	4	0,30	1,24	0,00			2,79	11,15
209	12	C	4	0,30	1,31	0,00			2,93	11,72
210	12	C	4	0,30	1,38	0,00			3,07	12,28
211	12	C	4	0,30	1,45	0,00			3,21	12,84
212	12	C	4	0,30	1,53	0,00			3,35	13,40

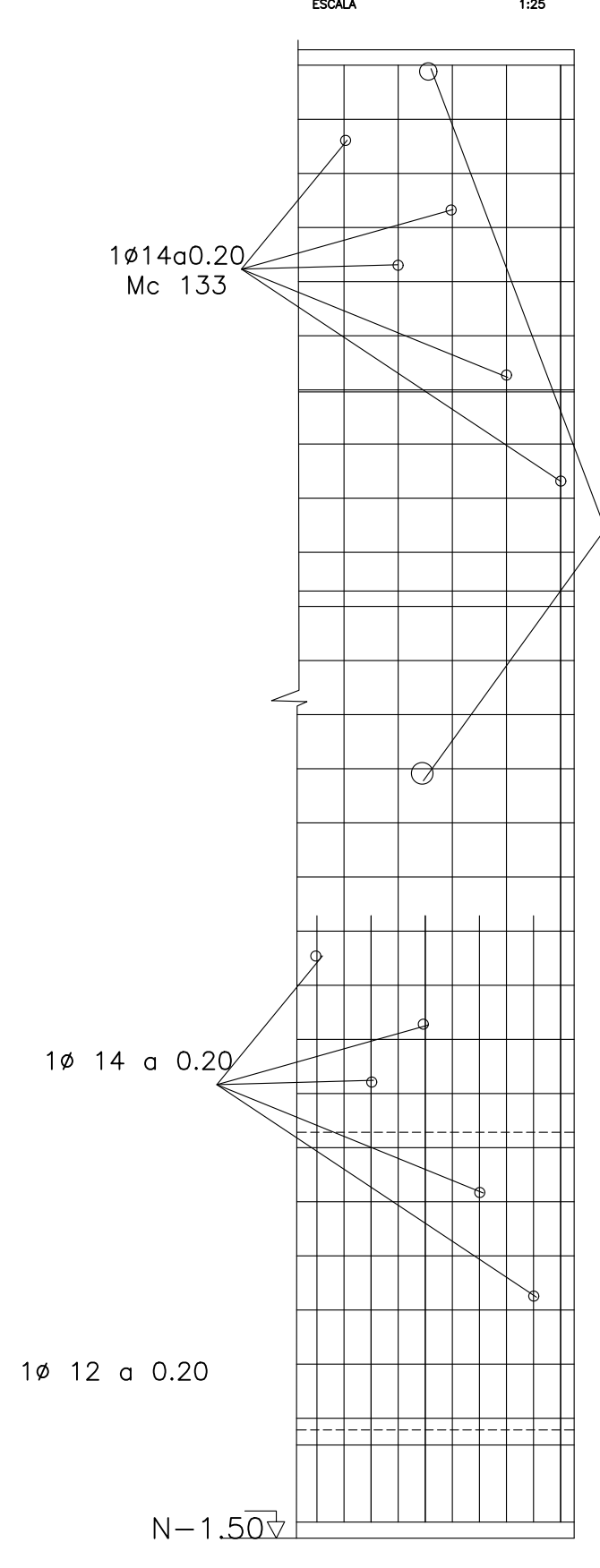
ANLAJE CONTRAFUERTE-TALÓN										
300	10	D	4	0,30	0,33	0,20			1,15	4,60
301	10	D	4	0,30	1,25	0,20			3,00	12,00
302	10	D	4	0,30	2,18	0,20			4,85	19,41
303	10	D	4	0,30	3,10	0,20			6,70	26,81
304	10	C	16	0,30	2,83	0,00			5,95	95,20

INCREMENTO DE ZAPATA - MURO 1											
120	12	L	40	1,15	0,25		0,55	1,95	77,9	0,89	69,17
121	14	L	40	1,15	0,25		0,64	2,04	81,6	1,21	98,55
122	12	C	12	7,80	0,25			8,05	96,6	0,89	85,76

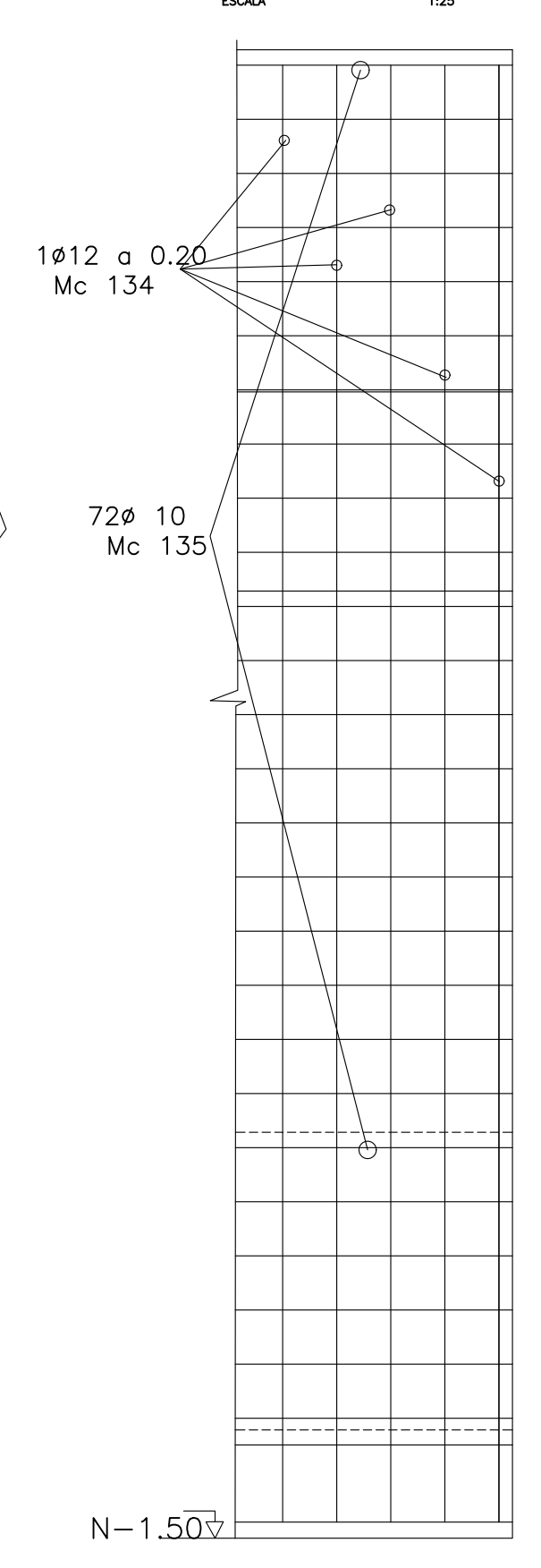
**CORTE DE MURO DE 4.00 M**  
ESCALA 1/25



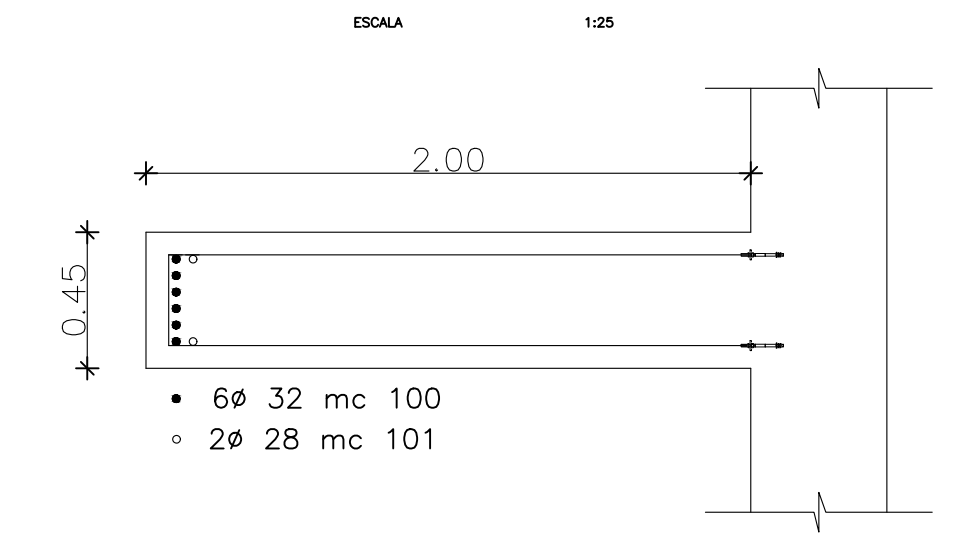
**DETALLE DE MURO PARTE POSTERIOR**  
ESCALA 1/25



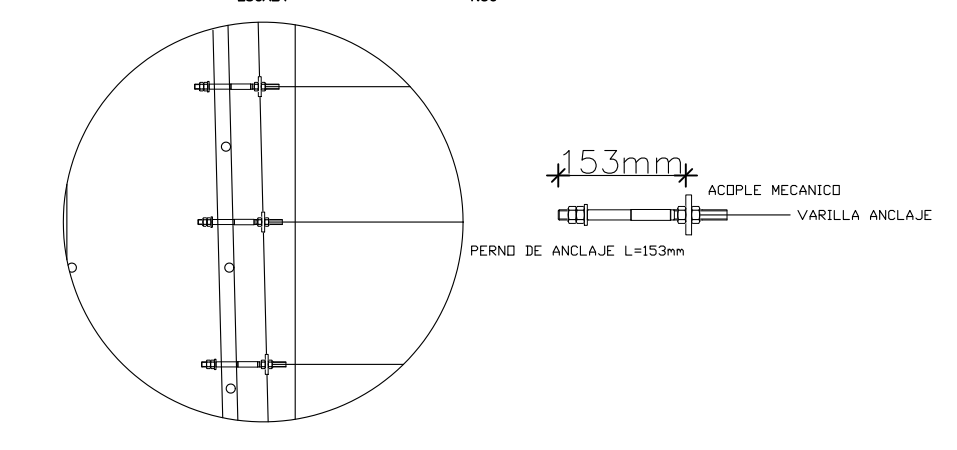
**DETALLE DE MURO PARTE FRONTAL**  
ESCALA 1/25



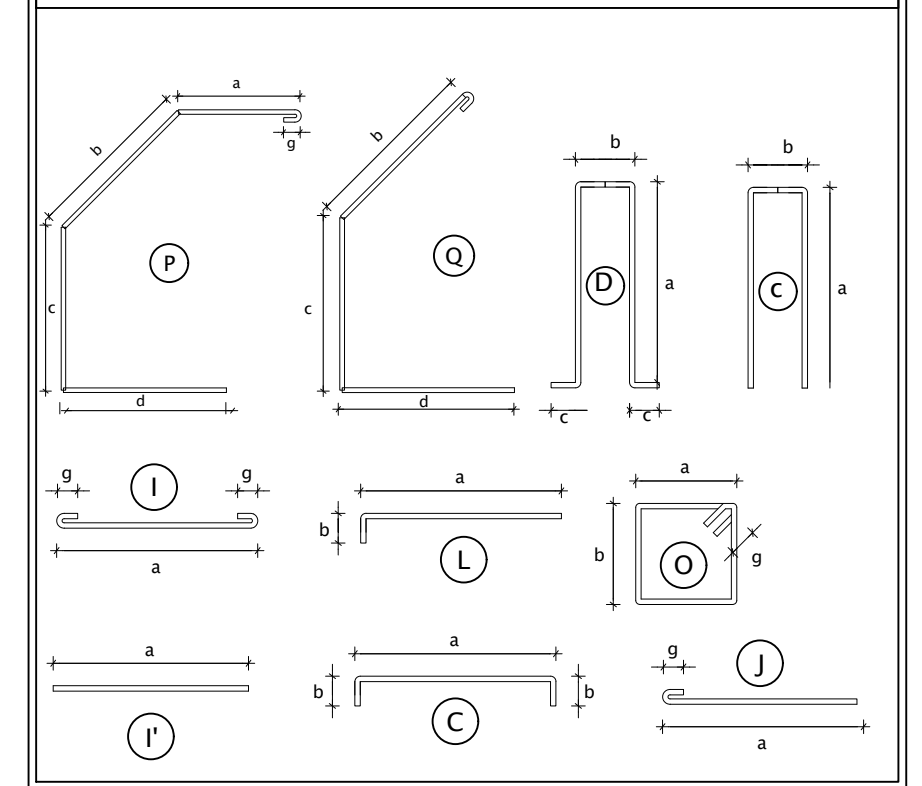
**UNION PANTALLA-CONTRAFUERTE MURO 1**  
ESCALA 1/25



**DETALLE DE ANCLAJE**  
ESCALA 1/50



**TIPOS DE HIERRO**



- 1.-El hormigón tendrá una resistencia a la compresión a los 28 días  $f'c=240$  Kg/cm<sup>2</sup>.
- 2.-El acero de refuerzo tendrá un límite de fluencia  $f_y=4200$  Kg/cm<sup>2</sup>.
- 3.-Los traslapes y dobleses se regirán de acuerdo al NEC-SE-HM
- 5.-El nivel de la cimentación de los muros armados será a 1.50 del nivel existente
- 6.-El repartido tendrá un  $f'c = 180$  kg/cm<sup>2</sup> y un espesor de 10 cm
- 7.-Los recubrimientos mínimos serán de 5 cm.
- 8.-Se realizará bajo la cimentación de los muros armados relleno con piedra bola y subbase clase 3 así como la colocación de geotextil NT 1600 como se indica en el detalle gráfico

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL  
PLANOS DE SUSTENTO DE TESIS

**Proyecto:** REFORZAMIENTO DE MUROS CON CONTRAFUERTE

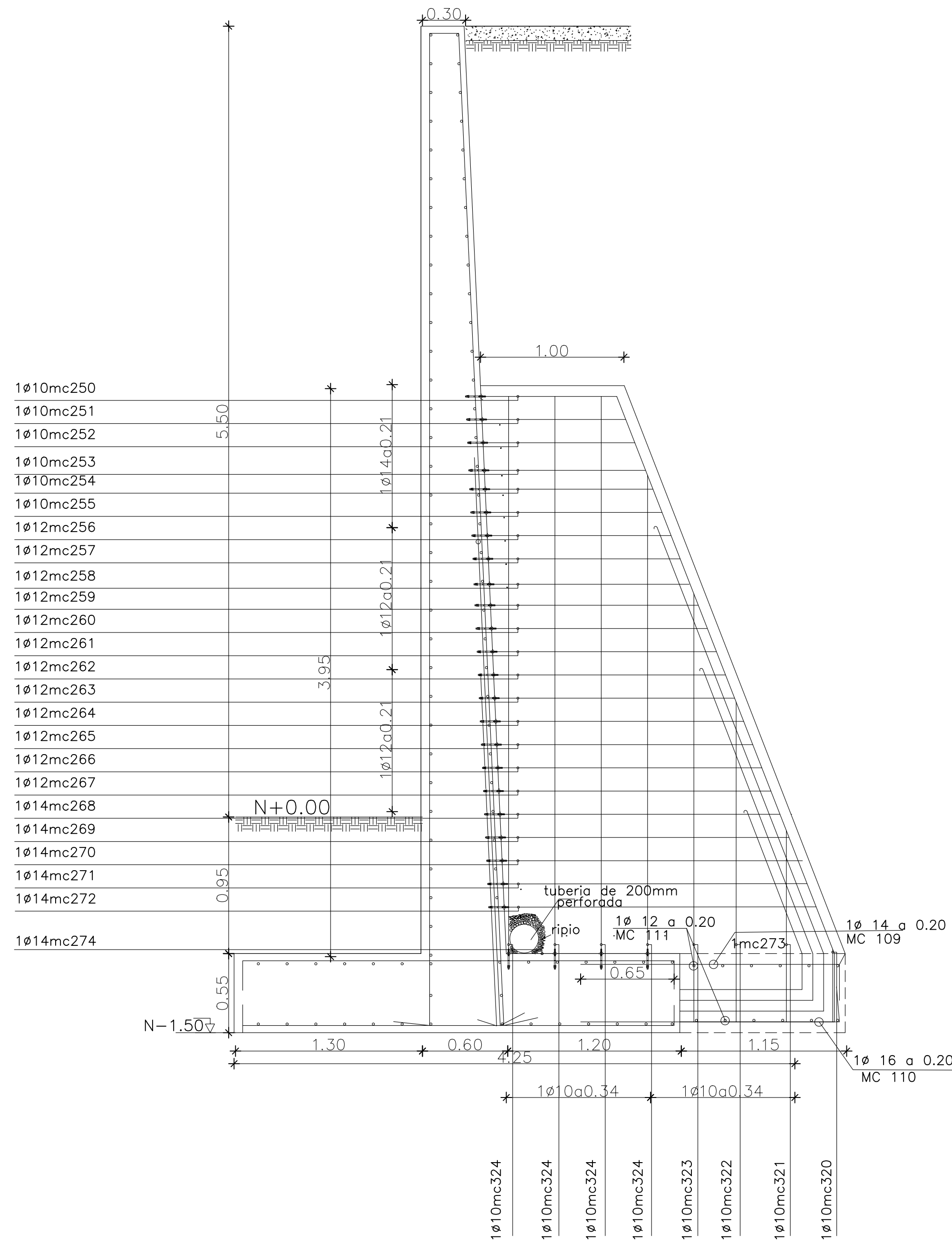
Contiene: ESTRUCTURALES MURO TIPO 1      Escala: INDICADAS      Lámina: 1/2  
Fecha: FEBRERO 2023

**Aprobado:** *Ing. Juan Pablo Chacón* ASESOR DE TESIS      **Proyecto:** *Alexis Lluquiñiga "Asista"* AREA DE DISEÑO (E)      **Proyecto:** *Juan Carlos Baño* AREA DE DISEÑO (E)



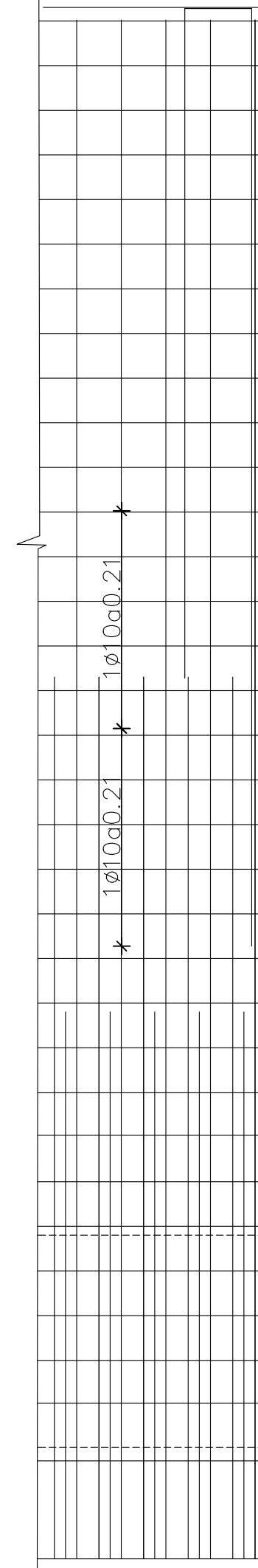
### CORTE DE MURO DE 5.50 M

ESCALA 1:25  
LONGITUD: 10 metros



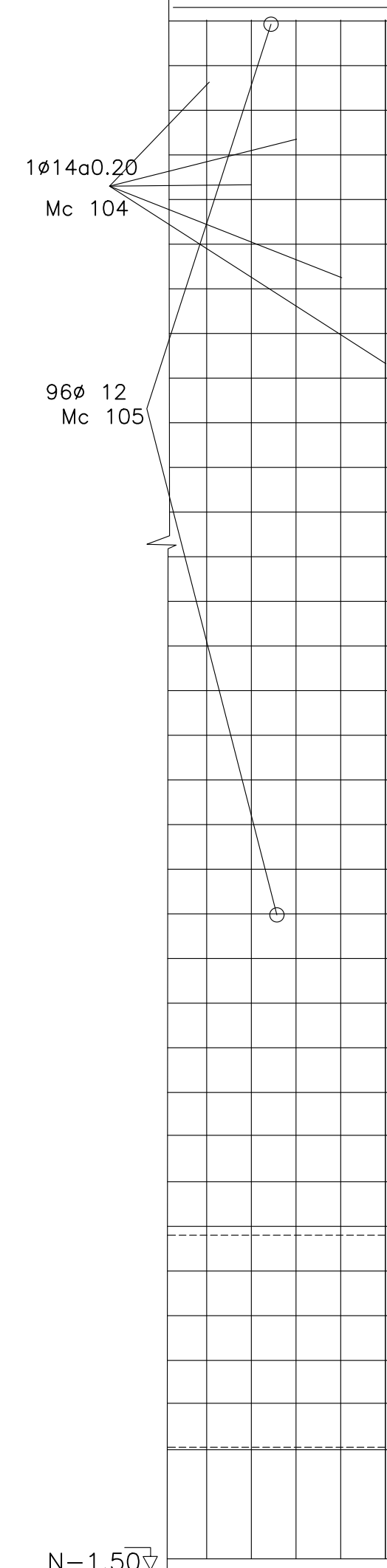
### DETALLE DE MURO PARTE INTERIOR

ESCALA 1:25  
LONGITUD: 1 Metro



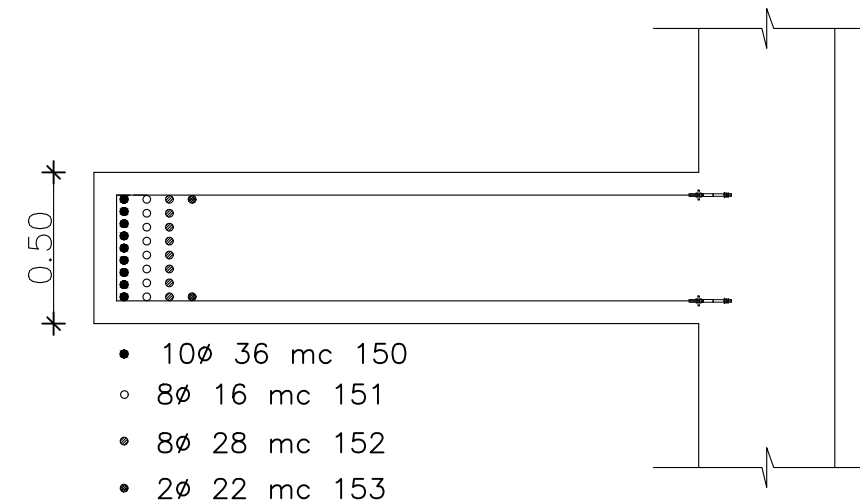
### DETALLE DE MURO PARTE FRONTAL

ESCALA 1:25



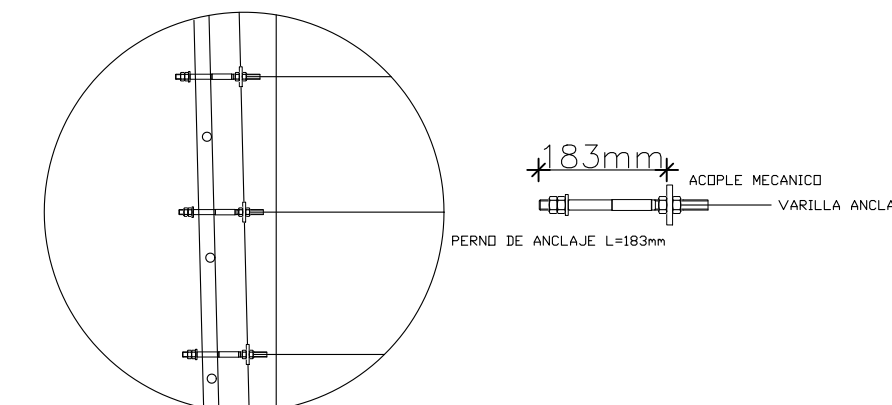
### UNION PANTALLA-CONTRAFUERTE MURO 4

ESCALA 1:25



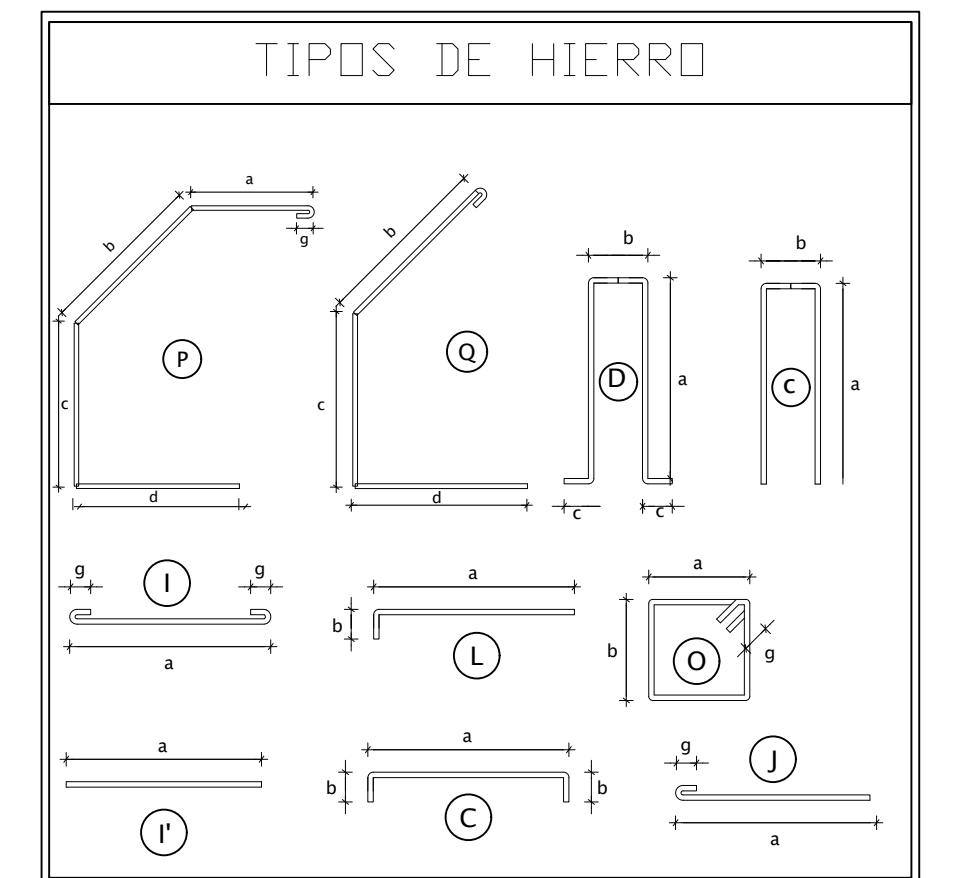
### DETALLE DE ANCLAJE

ESCALA 1:50



MURO TIPO 2											
Planilla de fierros											
Marca	φ [mm]	Tipo	Numero	Dimensiones [m]					Long. desarrollo [m]	Long. Total	
				a [m]	b [m]	c [m]	d [m]	g [m]			
CONTRAFUERTE											
150	36	Q	40	0,88	4,37	0,48	0,83	0,05	6,55	262,10	
151	16	P	32	0,00	3,08	0,48	0,83	0,05	4,38	140,01	
152	18	P	32	0,00	2,05	0,48	0,83	0,05	3,35	107,20	
153	22	P	32	0,00	1,03	0,48	0,83	0,05	2,33	74,40	
ANCLAJE CONTRAFUERTE-PANTALLA											
250	10	C	4	0,35	0,88	0,00			2,11	8,44	
251	10	C	4	0,35	0,92	0,00			2,18	8,72	
252	10	C	4	0,35	0,95	0,00			2,25	9,01	
253	10	C	4	0,35	0,99	0,00			2,32	9,29	
254	10	C	4	0,35	1,02	0,00			2,39	9,57	
255	10	C	4	0,35	1,06	0,00			2,46	9,85	
256	12	C	4	0,35	1,09	0,00			2,53	10,13	
257	12	C	4	0,35	1,13	0,00			2,60	10,41	
258	12	C	4	0,35	1,16	0,00			2,67	10,69	
259	12	C	4	0,35	1,20	0,00			2,74	10,98	
260	12	C	4	0,35	1,23	0,00			2,81	11,26	
261	12	C	4	0,35	1,27	0,00			2,88	11,54	
262	12	C	4	0,35	1,30	0,00			2,96	11,82	
263	12	C	4	0,35	1,34	0,00			3,03	12,10	
264	12	C	4	0,35	1,37	0,00			3,10	12,38	
265	12	C	4	0,35	1,41	0,00			3,17	12,67	
266	12	C	4	0,35	1,44	0,00			3,24	12,95	
267	12	C	4	0,35	1,48	0,00			3,31	13,23	
268	14	C	4	0,35	1,51	0,00			3,38	13,51	
269	14	C	4	0,35	1,55	0,00			3,45	13,79	
270	14	C	4	0,35	1,58	0,00			3,52	14,07	
271	14	C	4	0,35	1,62	0,00			3,59	14,36	
272	14	C	4	0,35	1,65	0,00			3,66	14,64	
273	14	C	4	0,35	1,69	0,00			3,73	14,92	
274	14	C	4	0,35	1,73	0,00			3,80	15,20	
ANCLAJE CONTRAFUERTE-TALÓN											
320	10	D	4	0,35	0,48	0,20			1,50	6,00	
321	10	D	4	0,35	1,68	0,20			3,91	15,65	
322	10	D	4	0,35	2,89	0,20			6,32	25,30	
323	10	D	4	0,35	4,09	0,20			8,74	34,94	
324	10	C	16	0,35	3,88	0,00			8,10	129,60	

Marca	φ [mm]	Tipo	Numero	Dimensiones [m]			Long. Corte [m]	Long. Total [m]	Peso unit. kg/m	Peso unit. Kg
				a	b	c				
INCREMENTO DE ZAPATA - MURO 4										
109	14	L	50	1,15	0,25	0,64	2,04	101,9	1,21	123,19
110	16	L	50	1,15	0,25	0,73	2,13	106,5	1,58	168,11
111	12	C	12	9,80	0,25		10,3	123,6	0,89	109,73



- 1.-El hormigón tendrá una resistencia a la compresión a los 28 días  $f'c=240$  Kg/cm<sup>2</sup>.
- 2.-El acero de refuerzo tendrá un límite de fluencia  $f_y=4200$  Kg/cm<sup>2</sup>.
- 3.-Los traslapes y dobles se regirán de acuerdo al NEC-SE-HM
- 5.-El nivel de la cimentación de los muros armados será a 1.50 del nivel existente
- 5.-La capacidad portante del suelo es de 12 t/m<sup>2</sup> dado por el estudio de suelos.
- 6.-El relleno tendrá un  $f'c = 180$  kg/cm<sup>2</sup> y un espesor de 10 cm
- 7.-Los recubrimientos mínimos serán de 5 cm.
- 8.-Se realizará bajo la cimentación de los muros armados relleno con piedra bola y subbase clase 3 así como la colocación de geotextil NT 1600 como se indica en el detalle gráfico

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL  
PLANOS DE SUSTENTO DE TESIS

Proyecto: **REFORZAMIENTO DE MUROS CON CONTRAFUERTE**

Contiene: ESTRUCTURALES MURO TIPO 2

Escala: INDICADAS Lamina: 2/2  
Fecha: FEBRERO 2023

Aprobado:

Proyecto:

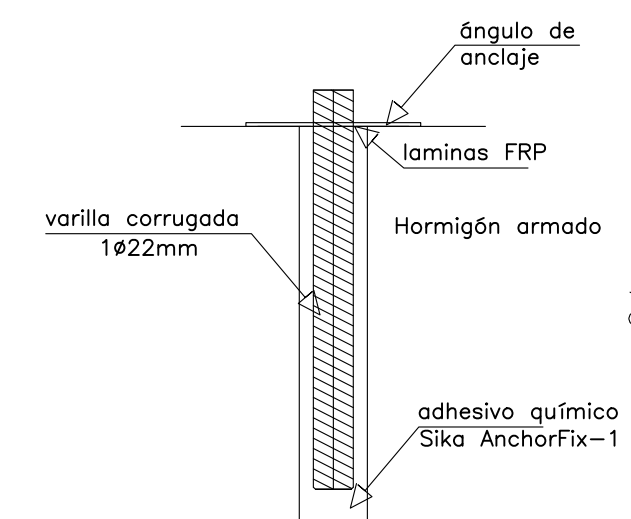
Proyecto:

Ing. Juan Pablo Chacón  
ASESOR DE TESIS

Alexis Llamiquinga "Asista"  
AREA DE DISEÑO (E)

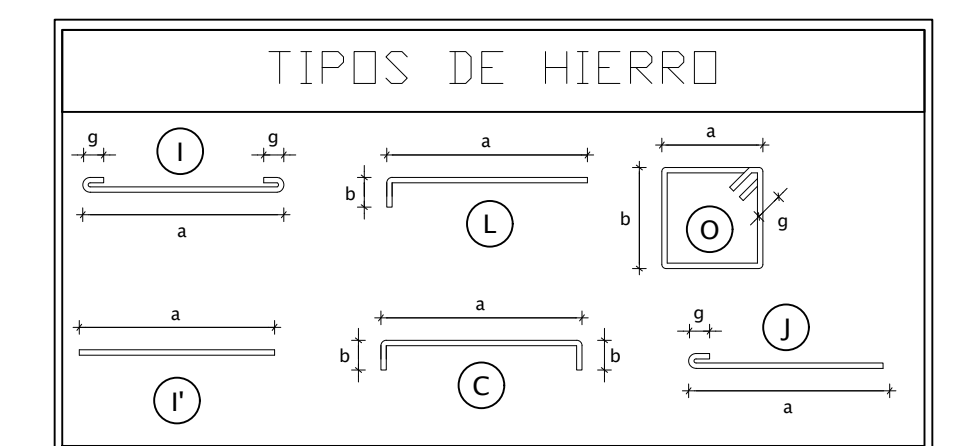
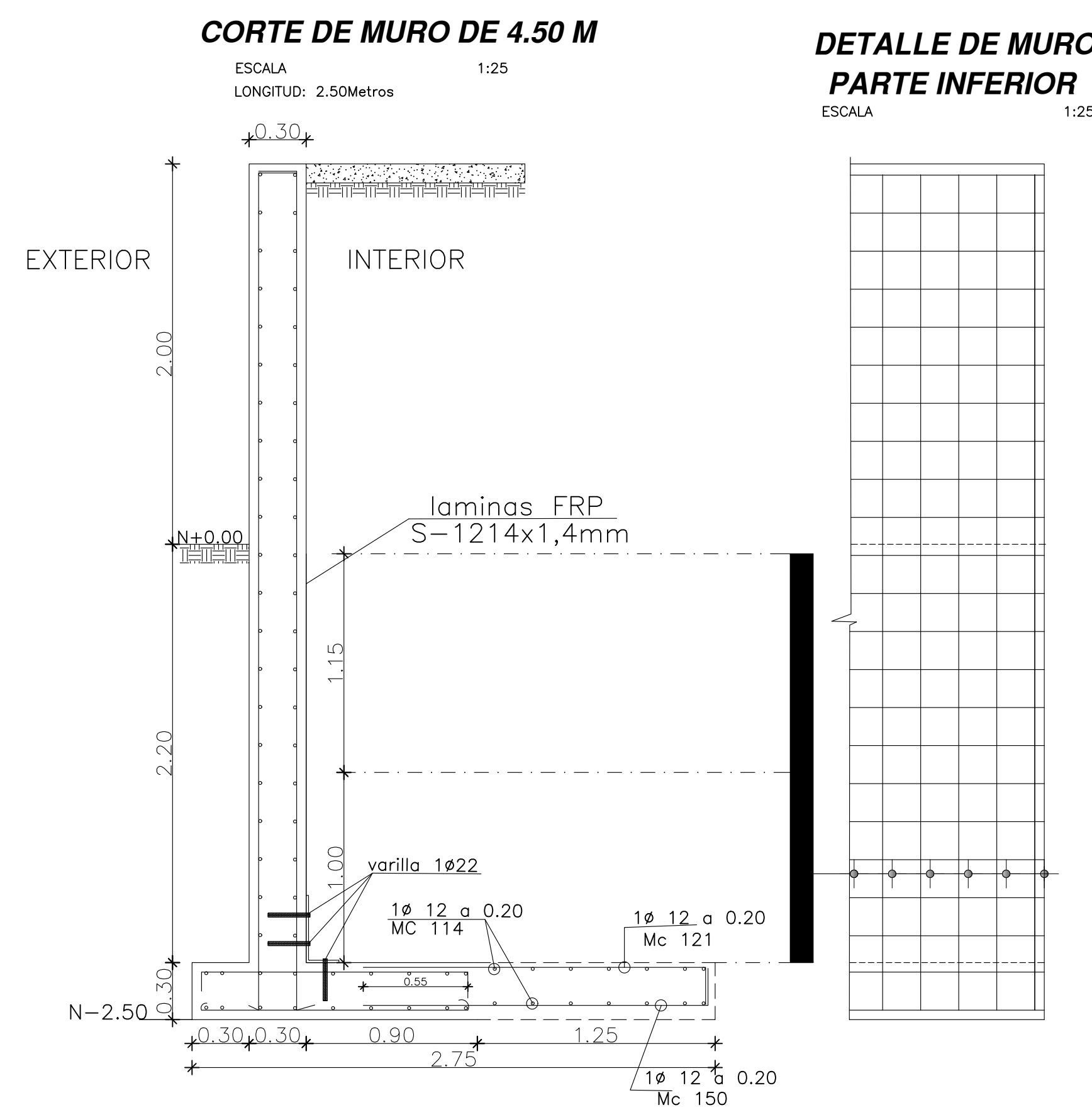
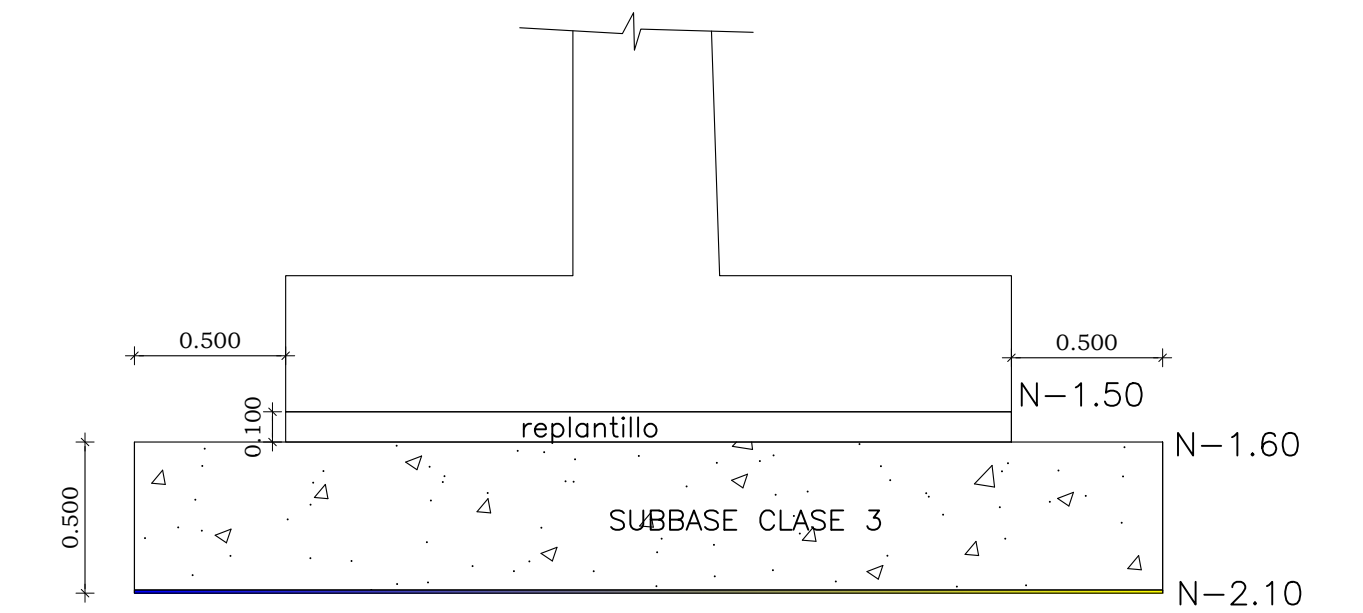
Juan Carlos Baño  
AREA DE DISEÑO (E)

Marca	φ [mm]	Tipo	Numero	Dimensiones [m]			Long. Corte [m]	Long. Total [m]	Peso unit. kg/m	Peso unit. Kg	
				a	b	c					
INCREMENTO DE ZAPATA - MURO 8											
121	12	L	12	1,15	0,25		0,55	1,95	23,4	0,89	20,75
122	12	L	12	1,15	0,25		0,55	1,95	23,4	0,89	20,75
123	12	C	12	2,30	0,25			2,8	33,6	0,89	29,83
INCREMENTO DE ZAPATA - MURO 9											
124	12	L	37	1,00	0,25		0,55	1,80	66,5	0,89	59,05
125	12	L	37	1,00	0,25		0,55	1,80	66,5	0,89	59,05
126	12	C	12	7,30	0,25			7,8	93,6	0,89	83,10
									<b>Total:</b>		<b>272,53</b>



### DETALLE DE MEJORAMIENTO BAJO MURO DE CONTENCIÓN

SUGERIDO POR EL ESTUDIO DE SUELOS  
ESCALA 1:25



- 1.-El hormigón tendrá una resistencia a la compresión a los 28 días  $f'c=240$  Kg/cm<sup>2</sup>.
- 2.-El acero de refuerzo tendrá un límite de fluencia  $f_y=4200$  Kg/cm<sup>2</sup>.
- 3.-Los traslapes y dobleses se regirán de acuerdo al NEC-SE-HM.
- 5.-El nivel de la cimentación de los muros armados será a 1.50 del nivel existente.
- 6.-La capacidad portante del suelo es de 12 t/m<sup>2</sup> dado por el estudio de suelos.
- 6.-El replanteo tendrá un  $f'c = 180$  kg/cm<sup>2</sup> y un espesor de 10 cm.
- 7.-Los recubrimientos mínimos serán de 5 cm.
- 8.-Se realizará bajo la cimentación de los muros armados relleno con piedra bola y subbase clase 3 así como la colocación de geotextil NT 1600 como se indica en el detalle gráfico.

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL  
PLANOS DE SUSTENTO DE TESIS

Proyecto: **REFORZAMIENTO DE MUROS CON FRP**

Contiene: ESTRUCTURALES MUROS DE 7.00 Y 6.50M, CORTES Y DETALLES  
Escala: INDICADAS  
Fecha: JUNIO 2023  
Lamina: 2/2

Aprobado: *Ing. Juan Pablo Choacán*  
ASESOR DE TESIS

Proyecto: *Alexia Llumiquinga Testista*  
ALTA DE TESIS (E)

Proyecto: *Juan Carlos Barba*  
ALTA DE TESIS (E)