

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Comportamiento estructural y proceso constructivo
con presencia de napa freática en estructuras de
sostenimiento de los sótanos de las edificaciones
en tiempos de Covid-19**

Denis Jonathan Borja Ccanto

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Huancayo, 2020

Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Esta obra está bajo una Licencia "Creative Commons Atribución 4.0 Internacional" .

AGRADECIMIENTOS

Un agradecimiento a la Inmobiliaria Emcina S.A.C., por la información brindada del proyecto “Las Dos Torres”; a la Asociación “San Pedro II”, por permitirme realizar visitas técnicas a la obra de “San Pedro II” en reiteradas ocasiones, pese al problema sanitario del COVID-19.

Al ingeniero Manuel Laurencio Luna, por las pautas necesarias para dar lineamiento a este trabajo de investigación.

Al ingeniero Raúl Ommar Aliaga Zamora, por su colaboración y sus consejos brindados para dar soporte a esta tesis.

A la ingeniera Mayra Gálvez, por su apoyo laboral y moral que hicieron posible la continuidad de esta investigación.

A Dios, por darme ese valor espiritual para continuar con este gran esfuerzo de culminar el trabajo de investigación, pese a los tiempos difíciles que vivimos.

DEDICATORIA

Este trabajo se lo dedico a mi familia porque siempre ha estado pendiente de mi progreso emocional y profesional. Gracias mamá y papá, querido hijo Santiago, hermano Daniel y amada esposa.

ÍNDICE

PORTADA	i
AGRADECIMIENTOS	ii
DEDICATORIA	iii
ÍNDICE	iv
LISTA DE TABLAS	vii
LISTA DE FIGURAS	xi
RESUMEN	xvii
ABSTRACT	xviii
INTRODUCCIÓN	xix
CAPÍTULO I	1
PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO	1
1.1 Planteamiento y formulación del problema.....	1
1.1.1 <i>Formulación del problema</i>	7
1.2 Objetivos.....	7
1.2.1 <i>Objetivo general</i>	7
1.2.2 <i>Objetivos específicos</i>	7
1.3 Justificación e importancia	8
CAPÍTULO II	9
MARCO TEÓRICO	9
2.1 Antecedentes de la investigación	9
2.1.1 <i>Artículos científicos</i>	9
2.1.2 <i>Tesis</i>	10
2.1.3 <i>Revista</i>	11
2.2 Bases teóricas	12
2.2.1 <i>Estabilidad de taludes</i>	12
2.2.2 <i>Estructuras de sostenimiento</i>	18
2.2.3 <i>Empujes del terreno</i>	30
2.2.4 <i>Criterios de estabilidad</i>	38
2.2.5 <i>Arriostramiento en las estructuras de sostenimiento</i>	43
2.2.6 <i>Agua subterránea en la construcción de sótanos</i>	49
CAPÍTULO III	61
HIPÓTESIS Y VARIABLES	61
3.1 Hipótesis.....	61
3.1.1 <i>Hipótesis de investigación</i>	61
3.1.2 <i>Hipótesis secundarias</i>	61
3.2 Variables y operacionalización.....	61
3.2.1 <i>Variables</i>	61
3.2.2 <i>Operacionalización</i>	62

CAPÍTULO IV	63
METODOLOGÍA	63
4.1 Método y alcances de la investigación	63
4.1.1 Método de la investigación	63
4.1.2 Alcances de la investigación.....	65
4.2 Diseño de la investigación	66
4.2.1 Tipo de diseño de investigación	66
4.3 Población y muestra	66
4.3.1 Población	66
4.3.2 Muestra	66
4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	66
4.4.1 Técnicas utilizadas en la recolección de datos	66
4.4.2 Instrumentos utilizados en la recolección de datos.....	66
CAPÍTULO V	67
CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO COMERCIAL – VIVIENDA “LAS DOS TORRES”	67
5.1 Generalidades.....	67
5.1.1 Descripción del proyecto	67
5.1.2 Estudio de mecánica de suelos	69
5.1.3 Nivel freático	69
5.2 Proceso constructivo y comportamiento estructural de las estructuras de sostenimiento	69
5.2.1 Estructuras de sostenimiento rígido (Calzadura)	69
5.2.2 Estructura de sostenimiento flexible	126
5.2.3 Estructura de sostenimiento prefabricado.....	169
5.2.4 Resumen.....	173
CAPÍTULO VI	175
CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO CENTRO COMERCIAL “SAN PEDRO”	175
6.1 Generalidades.....	175
6.1.1 Descripción del proyecto	175
6.1.2 Estudio de mecánica de suelos	176
6.2 Proceso constructivo y comportamiento estructural	178
6.2.1 Estructuras de sostenimiento rígido (calzadura).....	178
6.2.2 Estructuras de sostenimiento flexible.	191
6.2.3 Estructuras de sostenimiento prefabricado.....	216
6.2.4 Resumen.....	218
CAPÍTULO VII	220
CONSTRUCCIÓN DEL CENTRO COMERCIAL “OPEN PLAZA”	220
7.1 Generalidades.....	220
7.1.1 Descripción del proyecto	220

7.1.2 Estudio de mecánica de suelos	221
7.2 Proceso constructivo y comportamiento estructural	222
7.2.1 Estructuras de sostenimiento flexible	222
7.2.2 Estructuras de sostenimiento prefabricado.....	252
7.2.3 Estructuras de sostenimiento rígido (calzadura).....	257
7.2.4 Resumen.....	264
CAPÍTULO VIII	265
DISCUSIÓN DE RESULTADOS	265
CONCLUSIONES	276
RECOMENDACIONES	280
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	281
ANEXOS.....	284

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Valores para hallar el centro de rotación "O".....	15
Tabla 2: Capacidad de Adherencia Ultima en la interfase Suelo / Lechada de Cemento del Bulbo.....	47
Tabla 3: Clasificación terreno según prueba de infiltración	51
Tabla 4: Coeficiente de permeabilidad según la permeabilidad de los suelos	51
Tabla 5: Distribución de pozos de explotación (abajo, pozo tubular en Huari IE 30168 e IE 31580) y subcuena en Huancayo.	54
Tabla 6: Coeficiente de permeabilidad y tipo de sistema de drenaje a usar.....	59
Tabla 7: Operacionalización de variables	62
Tabla 8: EMS (Las Dos Torres).....	69
Tabla 9: Método de las dovelas (método sueco).....	76
Tabla 10: Esfuerzos de empuje según la teoría de Rankine y Coulomb para el 1ª Tramo.....	84
Tabla 11: Esfuerzos resistentes para el 1ª Tramo.....	84
Tabla 12: Estabilidad por volteo primer tramo en condición estática.....	85
Tabla 13: Estabilidad por deslizamiento para el 1ª Tramo en condición estática	85
Tabla 14: Estabilidad por capacidad de carga para el primer tramo en condición estática	86
Tabla 15: Calculo de la fuerza sísmica para el primer tramo	87
Tabla 16: Estabilidad por volteo primer tramo en condición seudo-estática.....	88
Tabla 17: Estabilidad por deslizamiento para el primer tramo en condición seudo-estática.....	88
Tabla 18: Estabilidad por capacidad de carga para el primer tramo en condición seudo-estática	89
Tabla 19: Esfuerzos de empuje según la teoría de Rankine y Coulomb para el 2ª Tramo.....	92
Tabla 20: Esfuerzos resistentes para el 2ª Tramo.....	93
Tabla 21: Estabilidad por volteo segundo tramo en condición estática	93
Tabla 22: Estabilidad por deslizamiento para el 2ª Tramo en condición estática	94
Tabla 23: Estabilidad por capacidad de carga para el segundo tramo en condición estática.....	94
Tabla 24: Cálculo de la fuerza sísmica para el 2º tramo.....	95
Tabla 25: Estabilidad por volteo segundo tramo en condición seudo-estática	96
Tabla 26: Estabilidad por deslizamiento para el segundo tramo en condición seudo-estática	96
Tabla 27: Estabilidad por capacidad de carga para el segundo tramo en condición seudo-estática.....	97
Tabla 28: Esfuerzos de empuje según la teoría de Rankine y Coulomb para el 3ª Tramo.....	100
Tabla 29: Esfuerzos resistentes para el 3ª Tramo.....	100
Tabla 30: Estabilidad por volteo tercer tramo en condición estática.....	101
Tabla 31: Estabilidad por deslizamiento para el 3ª Tramo en condición estática	101
Tabla 32: Estabilidad por capacidad de carga para el tercer tramo en condición estática	102
Tabla 33: Calculo de la fuerza sísmica para el 3º tramo.....	103
Tabla 34: Estabilidad por volteo tercer tramo en condición seudo-estática.....	103
Tabla 35: Estabilidad por deslizamiento para el tercer tramo en condición seudo-estática.....	104
Tabla 36: Estabilidad por capacidad de carga para el tercer tramo en condición seudo-estática	104
Tabla 37: Esfuerzos de empuje según la teoría de Rankine y Coulomb para el cuarto tramo	108
Tabla 38: Esfuerzos resistentes para el cuarto tramo	108
Tabla 39: Estabilidad por volteo cuarto tramo en condición estática.....	109
Tabla 40: Estabilidad por deslizamiento para el cuarto tramo en condición estática.....	110
Tabla 41: Estabilidad por capacidad de carga para el cuarto tramo en condición estática	110

Tabla 42: Calculo de la fuerza sísmica para el cuarto tramo	111
Tabla 43: Estabilidad por volteo cuarto tramo en condición pseudo-estática	111
Tabla 44: Estabilidad por deslizamiento para el cuarto tramo en condición pseudo-estático.....	112
Tabla 45: Estabilidad por capacidad de carga para el cuarto tramo en condición pseudo-estático	112
Tabla 46: Metrado de calzaduras con muro placa en el proyecto “Dos Torres”	124
Tabla 47: Presupuesto de Calzaduras con muro placa en el proyecto “Dos Torres”.....	124
Tabla 48: Calculo de las presiones intersticiales.....	136
Tabla 49: Coeficiente de seguridad exigidos frente al levantamiento de fondo.....	138
Tabla 50: Proporciones para la fabricación de lodos bentoníticos.....	139
Tabla 51: Fuerza en la línea del anclaje N° 01	143
Tabla 52: Fuerza en la línea del anclaje N° 02.....	143
Tabla 53: Reacción en la base del muro	143
Tabla 54: Resultados del cálculo de la longitud libre de adherencia	145
Tabla 55: Calculo de la longitud de bulbo para la línea de anclaje 1 y 2.....	146
Tabla 56: Proceso iterativo para hallar el “PREQ”.....	149
Tabla 57: Evaluación de longitudes libres y de bulbo para las líneas de anclaje	152
Tabla 58: Proceso iterativo para encontrar el equilibrio del plano deslizante del anclaje 01.....	153
Tabla 59: Proceso iterativo para encontrar el equilibrio del plano deslizante del anclaje 02.....	153
Tabla 60: Cálculo de número de cables de acero (torones) para los anclajes.....	155
Tabla 61: Diseño del acero vertical en el muro pantalla para la fase 1.....	159
Tabla 62: Diseño del acero horizontal en el muro pantalla para la fase 1	159
Tabla 63: Diseño del acero vertical en el muro pantalla para la fase 2.....	160
Tabla 64: Diseño del acero horizontal en el muro pantalla para la fase 2.....	161
Tabla 65: Diseño del acero vertical en el muro pantalla para la fase 3.....	162
Tabla 66: Diseño del acero horizontal en el muro pantalla para la fase 3.....	162
Tabla 67: Diseño del acero vertical en el muro pantalla para la fase 4.....	163
Tabla 68: Diseño del acero horizontal en el muro pantalla para la fase 4.....	164
Tabla 69: Disposición de acero en el muro pantalla para diferentes fases de construcción.....	165
Tabla 70: Metrado del muro pantalla del proyecto “Dos Torres”.....	166
Tabla 71: Presupuesto de la ejecución de los muros pantalla del proyecto “Dos Torres”.....	167
Tabla 72: Metrado del muro prefabricado del proyecto “Dos Torres”.....	171
Tabla 73: Presupuesto de los muros prefabricado del proyecto “Dos Torres”.....	172
Tabla 74: EMS (San Pedro).....	177
Tabla 75: Factores de seguridad para diferentes estados de carga de lo ejecutado en el proyecto “San Pedro”	186
Tabla 76: Registro de Sismos en el año 2020 para la región de Junín	187
Tabla 77: Metrado de calzaduras con muro placa del proyecto “San Pedro”	189
Tabla 78: Presupuesto de Calzaduras con muro placa del proyecto “San Pedro”.....	190
Tabla 79: Fuerza en la línea del anclaje N° 01	193
Tabla 80: Fuerza en la línea del anclaje N° 02.....	193
Tabla 81: Fuerza en la línea del anclaje N° 03.....	193
Tabla 82: Reacción en la base del muro	193
Tabla 83: Resultados del cálculo de la longitud libre de adherencia en una 1º evaluación.....	195
Tabla 84: Calculo de la longitud de bulbo para la línea de anclaje 1, 2 y 3.....	196

Tabla 85: Proceso iterativo para halla el "PREQ"	196
Tabla 86: Evaluación de longitudes libres y de bulbo para las líneas de anclaje	199
Tabla 87: Proceso iterativo para encontrar el equilibrio del plano deslizante del anclaje 01.	200
Tabla 88: Proceso iterativo para encontrar el equilibrio del plano deslizante del anclaje 02	200
Tabla 89: Proceso iterativo para encontrar el equilibrio del plano deslizante del anclaje 03	201
Tabla 90: Cálculo de número de cables de acero (torones) para los anclajes.	203
Tabla 91: Diseño del acero vertical en el muro pantalla para la fase 1.	207
Tabla 92: Diseño del acero horizontal en el muro pantalla para la fase 1	207
Tabla 93: Diseño del acero vertical en el muro pantalla para la fase 2.	208
Tabla 94: Diseño del acero horizontal en el muro pantalla para la fase 2.	208
Tabla 95: Diseño del acero vertical en el muro pantalla para la fase 3.	209
Tabla 96: Diseño del acero horizontal en el muro pantalla para la fase 3.	209
Tabla 97: Diseño del acero vertical en el muro pantalla para la fase 4.	210
Tabla 98: Diseño del acero horizontal en el muro pantalla para la fase 4.	211
Tabla 99: Disposición de acero en el muro pantalla para diferentes fases de construcción.....	213
Tabla 100: Metrado del muro pantalla del proyecto "San Pedro"	214
Tabla 101: Presupuesto de los muros pantalla del proyecto "San Pedro"	215
Tabla 102: Metrado del muro prefabricado del proyecto "San Pedro"	217
Tabla 103: Presupuesto de los muros prefabricado del proyecto "San Pedro".....	217
Tabla 104: EMS (Open Plaza).....	221
Tabla 105: Presión seudo estáticas en el muro anclado proyecto "Open Plaza".....	226
Tabla 106: Fuerza en la línea del anclaje N° 01 para un estado en reposo y estado activo.	226
Tabla 107: Fuerza en la línea del anclaje N° 02 para un estado en reposo y estado activo.	227
Tabla 108: Fuerza en la línea del anclaje N° 03 para un estado en reposo y estado activo	227
Tabla 109: Reacción en la base del muro para un estado en reposo y estado activo	227
Tabla 110: Resultados del cálculo de la longitud libre de adherencia en una 1º evaluación.	228
Tabla 111: Calculo de la longitud de bulbo para la línea de anclaje 1, 2 y 3.	229
Tabla 112: Proceso iterativo para halla el "PREQ"	230
Tabla 113: Evaluación de longitudes libres y de bulbo para las líneas de anclaje	232
Tabla 114: Proceso iterativo para encontrar el equilibrio del plano deslizante del anclaje 01.	233
Tabla 115: Proceso iterativo para encontrar el equilibrio del plano deslizante del anclaje 02	233
Tabla 116: Proceso iterativo para encontrar el equilibrio del plano deslizante del anclaje 03	234
Tabla 117: Cálculo de número de cables de acero (torones) para los anclajes.	236
Tabla 118: Diseño del acero vertical en el muro anclado para la fase 1.	240
Tabla 119: Diseño del acero horizontal en el muro anclado para la fase 1	240
Tabla 120: Diseño del acero vertical en el muro anclado para la fase 2.	241
Tabla 121: Diseño del acero horizontal en el muro anclado para la fase 2.	242
Tabla 122: Diseño del acero vertical en el muro anclado para la fase 3.	243
Tabla 123: Diseño del acero horizontal en el muro anclado para la fase 3.	243
Tabla 124: Diseño del acero vertical en el muro anclado para la fase 4.	244
Tabla 125: Diseño del acero horizontal en el muro anclado para la fase 4.	244
Tabla 126: Disposición de acero en el muro pantalla para diferentes fases de construcción.....	246
Tabla 127: Metrado del muro anclado convencional del proyecto "Open Plaza"	250
Tabla 128: Presupuesto de los muros anclados convencional del proyecto "Open Plaza".	251

Tabla 129: Cuadro de gradación de los agregados para el concreto lanzado.....	253
Tabla 130: Metrado del muro anclado con shotcrete del proyecto “Open Plaza”	256
Tabla 131: Presupuesto de los muros anclado con shotcrete del proyecto “Open Plaza”	256
Tabla 132: Metrado de calzaduras con muro placa del proyecto “Open Plaza”	262
Tabla 133: Presupuesto de Calzaduras con muro placa del proyecto “Open Plaza”	263
Tabla 134: Factores de seguridad según el proceso constructivo con napa freática.	270
Tabla 135: Análisis de varianza de un factor (ANOVA)	271
Tabla 136: Comparación de resultados con la investigación del autor Cayetano W. Cabanillas.....	272
Tabla 137: Comparación de resultados con la investigación del autor David Mozo Vergara	274
Tabla 138: Elección de la alternativa de estructura de sostenimiento según lo exija cada proyecto.	278

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: (Izquierda) Perú 2019: Población Urbana y Rural; (Derecha) Perú: Crecimiento de la Población Total (1950-2050) y por áreas Urbana Y Rural (1970-2025).....	1
Figura 2: Indicadores de producción con respecto a los últimos 12 años.	2
Figura 3: Mapa de los casos confirmados en todo el mundo y Perú por el coronavirus (COVID-19).....	4
Figura 4: (Izquierda) Vista de la edificación "Las Dos Torres" de 18 pisos y 2 sótanos; (Centro) Vista de la edificación "San Pedro" de 7 pisos y 2 sótano (Derecha) Vista de los inicios de la obra de Open Plaza; (Abajo) Construcción en tiempos de COVID-19.....	5
Figura 5: (Izquierda) Filtración de agua subterránea en el muro de sótano en la edificación "Dos Torres" (Centro) Fisuras en las construcciones vecinas a la edificación "Dos Torres" ; (Derecha) Fisuras en las construcciones vecinas de la Edificación "San Pedro".....	6
Figura 6: Vista del primer sótano de la edificación de "Las Dos Torres"	6
Figura 7: (Izquierda) Inclinación de superficie en tierra y (Derecha) Diferentes secuencias de Excavación en Sótanos	13
Figura 8: Fallas usuales en taludes finitos.....	14
Figura 9: Fallas del talud	14
Figura 10: Representación de la superficie de falla de un talud	14
Figura 11: Método de las Dovelas.....	16
Figura 12: Diagrama de cuerpo libre para un talud infinito sin filtración	17
Figura 13: Diagrama de cuerpo libre para un talud infinito con filtración	17
Figura 14: Tipos de muros de sostenimiento.....	18
Figura 15: Casos de Muro de Sótano.....	19
Figura 16: Diagrama de esfuerzos en las estructuras de sostenimiento para diferentes estados de carga.....	20
Figura 17: Vista en corte de los muros calzadura.....	21
Figura 18: Muro de sótano (Sistema de Calzaduras)	21
Figura 19: Construcción de un Muro Pantalla	22
Figura 20: Anclaje de Muro de Pantalla con cable Post-Tensado	23
Figura 21: (Izquierda) Pantalla de pilotes, (Derecha) Pantalla continua de concreto armado.	23
Figura 22: Sistema de Muro Excavado con Anclaje	24
Figura 23: Tipos básicos de pantallas discontinuas; pilotes separados, pilotes tangentes y pilotes secantes.	25
Figura 24: Pantalla discontinua de pilotes separados	25
Figura 25: (Izquierda) Perforación de pilotes tangentes. (Derecha) Vigas arriostre y anclajes en pilotes tangentes.....	26
Figura 26: Pantalla de pilotes secantes.....	26
Figura 27: Muros prefabricados con contrafuerte en forma de T y TT.....	28
Figura 28: Muros de sostenimiento con paneles de concreto prefabricados	28
Figura 29: Muro completamente prefabricados con sistema de drenaje.	29
Figura 30: Concreto lanzado (Shotcrete), vía seca.	29
Figura 31: Concreto lanzado (Shotcrete), vía húmeda.	30
Figura 32: Empuje del terreno sobre los Muros de Sostenimiento en la Construcción "Dos Torres" en Huancayo	31
Figura 33: Naturaleza de la Presión Lateral de Tierra sobre un Muro de Sostenimiento	31
Figura 34: Estados de equilibrio limite.....	32

Figura 35: Presión lateral en reposo de tierra sin nivel freático.....	33
Figura 36: Presión lateral en reposo de tierra con nivel freático.....	33
Figura 37: Construcción de los muros anclados en fase inicial del proyecto (izquierda), construcción del techo fase de culminación del sótano del proyecto (derecha).....	34
Figura 38: Condiciones de apoyo en los muros de sótano.....	34
Figura 39: Distribución de esfuerzos para el caso de muro pantalla.....	35
Figura 40: Distribución de presión del terreno activo y pasivo de Rankine con relleno horizontal de suelo cohesivo seco.....	36
Figura 41: Diagrama de fuerzas por la teoría de Mononobe y Okabe.....	37
Figura 42: Falla por volteo del muro rígido.....	39
Figura 43: (Izquierda) Deslizamiento del muro rígido, (Derecha) Deslizamiento profundo en forma circular...	40
Figura 44: (Izquierda) Diferentes reacciones de la fuerza resultante, (Derecha) Fuerzas actuantes para una falla por capacidad de carga.....	41
Figura 45: Deslizamiento profundo en forma circular.....	42
Figura 46: Condiciones posibles de falla para muros anclados.....	43
Figura 47: Tipos de arriostramiento.....	44
Figura 48: Muro anclado construido en centro urbano.....	45
Figura 49: Detalles de anclaje en muro pantalla.....	45
Figura 50: Detalle de un anclaje permanente y Sección típica de un anclaje permanente.....	46
Figura 51: (arriba) Ubicación de superficie de falla suelos granulares y cohesivos. (abajo) Requerimientos Geométricos para Sistemas Anclados.....	48
Figura 52: Componente del Anclaje pasivo y activo.....	49
Figura 53: Ciclo hidrológico del agua (Izquierda), Porcentajes de agua y periodo de renovación en la Tierra (Derecha).....	50
Figura 54: División del agua subterránea.....	52
Figura 55: Descenso del nivel freático por efectos de la sequía.....	53
Figura 56: Pozos en acuífero libre y confinado.....	54
Figura 57: Acuíferos por el tipo de porosidad.....	55
Figura 58: Sistema de drenaje para aguas subterráneas en estructuras de sostenimiento.....	56
Figura 59: Fórmulas para zanjas completa e incompleta en acuífero libre y de régimen estacionar.....	57
Figura 60: Agotamiento directo desde el proceso de excavación.....	58
Figura 61: Rebajamiento mediante pozos profundos del nivel freático.....	58
Figura 62: Rebajamiento del nivel freático mediante well point.....	59
Figura 63: Campos de aplicación de los distintos métodos para la excavación por debajo del nivel freático. .	60
Figura 64: Flujograma de proceso de investigación.....	64
Figura 65: Localización y Ubicación del proyecto "Las Dos Torres".....	67
Figura 66: Distribución arquitectónica de los 2 sótanos.....	68
Figura 67: Calicata 01 para EMS.....	69
Figura 68: Construcciones aldañas al proyecto con vista de sus respectivas cimentaciones superficiales. ..	70
Figura 69: Estructuras de cimentación usadas para la ejecución de los dos sótanos.....	70
Figura 70: Secuencia de excavación, partiendo del centro hacia los costados.....	71
Figura 71: Excavación adoptando la secuencia 3.....	72
Figura 72: Proceso de excavación hasta el fondo de cimentación hacia el Jr. Tacna.....	73
Figura 73: Abatimiento del nivel freático por el método de agotamiento directo y pozos profundos.....	74

Figura 74: Etapas de excavación con secuencias 1 y 3.	74
Figura 75: Geometría del talud excavado para analizar	75
Figura 76: Método sueco aplicado al proyecto “Dos Torres”	75
Figura 77: Estabilidad de Taludes bajo una análisis sin sismo usando el software Slide V5.0.	77
Figura 78: Estabilidad de Taludes bajo un análisis con Sismo usando el software Slide V5.0.....	78
Figura 79: Factor de seguridad estabilidad de talud con diferentes valores de cohesión.....	78
Figura 80: Detalle de alzado de la calzada del proyecto Dos Torres	80
Figura 81: Proceso constructivo correcto de las Calzaduras.....	81
Figura 82: Diagrama de esfuerzos laterales en la estructura de sostenimiento rígido del proyecto “Dos torres” y zona de análisis de la casa aledaña	82
Figura 83: Banco Central de Reserva del Perú y Banco de la Nación con sistema de calzaduras.	83
Figura 84: Esfuerzos laterales para el primer tramo y proceso constructivo	83
Figura 85: Estabilidad de la estructura de sostenimiento para el primer tramo , bajo un análisis Estático usando el software Slide v5.0	86
Figura 86: Estabilidad para el primer tramo , bajo un análisis seudo estático usando el software Slide v5.0 ..	89
Figura 87: Factor de seguridad estático y seudo- estático con diferentes porcentajes de llenado del agua subterránea para diferentes anchos de base de la calzada del primer tramo	91
Figura 88: Esfuerzos laterales para el 2º Tramo	92
Figura 89: Estabilidad global del 2º Tramo, bajo un análisis Estático.....	94
Figura 90: Estabilidad para el 2º Tramo, bajo un análisis seudo estático.....	97
Figura 91: Factor de seguridad estático y seudo- estático con diferentes porcentajes de llenado del agua subterránea para diferentes dimensiones de base de la calzada del 2º tramo.	99
Figura 92: Esfuerzos laterales para el 3º Tramo	99
Figura 93: Estabilidad global del 3º Tramo, bajo un análisis Estático.....	102
Figura 94: Estabilidad para el 3º Tramo, bajo un análisis seudo estático.....	105
Figura 95: Factor de seguridad estático y seudo- estático con diferentes porcentajes de llenado del agua subterránea para diferentes dimensiones de base de la calzada del 3º tramo.	107
Figura 96: Esfuerzos laterales para el cuarto tramo	107
Figura 97: Estabilidad global del cuarto tramo , bajo un análisis Estático	110
Figura 98: Estabilidad para el cuarto tramo , bajo un análisis seudo estático.	113
Figura 99: Factor de seguridad estático y seudo- estático con diferentes porcentajes de llenado del agua subterránea para diferentes dimensiones de base de la calzada del cuarto tramo	115
Figura 100: Dimensiones optimas de las calzaduras para solicitaciones estáticas y seudo – estáticas en el proyecto “Las Dos Torres”.....	115
Figura 101: Dimensiones reales ejecutadas de las calzaduras en el proyecto “Las Dos Torres”.....	116
Figura 102: Proceso constructivo para el primer tramo	117
Figura 103: Proceso constructivo del segundo tramo y presencia del agua subterránea.....	118
Figura 104: Proceso constructivo del tercer tramo y presencia del agua subterránea.	119
Figura 105: Fisuras en las casas aledañas y apuntalamiento de emergencia.	120
Figura 106: Rajaduras en las casas aledañas y apuntalamiento de emergencia para el cuarto tramo	121
Figura 107: Visibles rajaduras en la propiedad aledaña, y derrumbe en “La Torre I” de la ejecución de calzaduras por inestabilidad del muro.	122
Figura 108: Dimensiones de las calzaduras ejecutadas y optimas respectivamente para la obra “Dos Torres”.	123

Figura 109: Cronograma de ejecución de las calzaduras con muro placa en el proyecto “Dos Torres”	125
Figura 110: Murete guía para el alineamiento de la excavación de los muros pantalla	126
Figura 111: Excavación de zanja con cuchara bivalva de cable.....	127
Figura 112: Excavación de zanja con cuchara bivalva hidráulica.....	127
Figura 113: Esquema de fabricación y extracción del lodo bentonítico.	128
Figura 114: Lodo Bentónico usado en la excavación y colocación de juntas en las pantallas	128
Figura 115: Colocación de banda selladora en la junta para niveles freáticos altos.....	129
Figura 116: Inserción de la armadura de acero y vertido de concreto con el tubo Tremie.	129
Figura 117: Proceso perforación para anclaje.	130
Figura 118: (Izquierda) Proceso constructivo de los sótanos con muros pantalla en el proyecto “Las Dos Torres”, (Derecha) Proceso constructivo de perforación de un anclaje.	131
Figura 119: Uso del gato hidráulico para tensar los cables del anclaje.	132
Figura 120: (a) Villa Villaverde Challapampa, Arequipa, 5 sótanos, año 2015, (b) Edificio Multifamiliar Pezet 583, San Isidro-Lima, 7 sótanos, año 2008, (c) Hotel Marriott, Cuzco, 3 sótanos, año 2010. (d) Edificio La Torre Ichma, San Isidro-Lima, 11 sótanos, año 2015.	132
Figura 121: Construcción de los techos, losas o forjados que servirán como apoyo reemplazando a los anclajes, y construcción de los pisos superiores del edificio.	133
Figura 122: Esquema del gradiente hidráulico y distribución hidrostática según el flujo (adaptado).	133
Figura 123: Esquema de líneas equipotenciales y canales de flujo para el muro pantalla del proyecto “Las Dos Torres”.....	134
Figura 124: Presiones de agua en el muro pantalla	136
Figura 125: Diagrama para hallar el coeficiente de seguridad por levantamiento de fondo (Arriba), Factor de seguridad contra el levantamiento de fondo (Abajo)	137
Figura 126: Estabilidad de zanja con suspensiones de lodo	139
Figura 127: Diagrama de envolventes aparentes propuestos por Terzagui y Peck (arriba) y Sistemas de cálculo de cargas en los anclajes (abajo).....	140
Figura 128: Fuerzas horizontales y verticales en el anclaje	141
Figura 129: Esquema de la estructura de sostenimiento de la construcción Dos Torres	142
Figura 130: Descripciones geométricas del muro pantalla en el proyecto “Las Dos Torres”.....	144
Figura 131: Tipos de inyección para los anclajes (arriba) IRS, (abajo) IGU	147
Figura 132: Método del análisis del plano deslizante “Sliding Wedge Analysis Method”.....	148
Figura 133: Circulo de falla de talud en el muro pantalla.....	150
Figura 134: Cuñas de falla para ambas líneas de anclaje.....	151
Figura 135: Estabilidad de la estructura de sostenimiento flexible, bajo un análisis Seudo-Estático usando el software Slide.....	154
Figura 136: Calculo de asentamientos y deformaciones en el muro pantalla usando “Geo5-Muros pantalla”.....	155
Figura 137: Sección del anclaje en el muro pantalla	157
Figura 138: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 1	158
Figura 139: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 2	160
Figura 140: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 3	161
Figura 141: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 4	163
Figura 142: Cronograma de ejecución del muro pantalla del proyecto “Dos Torres”.....	168
Figura 143: Excavación de zanjas con cucharas bivalva de cable para la inserción de los muros prefabricados.	169

Figura 144: Detalle del muro prefabricado y el lodo fraguante.	170
Figura 145: Transporte de muro pantalla completamente prefabricado	170
Figura 146: Cronograma de ejecución del muro prefabricado del proyecto "Dos Torres"	173
Figura 147: Localización y Ubicación del proyecto "San Pedro"	175
Figura 148: Vista exterior e interior de la zona colindante que es la Pról. Ica.	175
Figura 149: Plano arquitectico del sótano del proyecto "San Pedro".....	176
Figura 150: Calicata 01 y SEV (Sondeo eléctrico vertical) 01 para EMS	177
Figura 151: Proceso de excavación y ejecución de calzaduras proyecto "San Pedro"	179
Figura 152: Diagrama de esfuerzos laterales en la estructura de sostenimiento rígido del proyecto "San Pedro"	180
Figura 153: Modelamiento en 3d usando el programa "Geo 5 – Muros de gravedad"	181
Figura 154: Dimensiones óptimas para el 1º estado para el proyecto "San pedro".....	181
Figura 155: Estabilidad del talud global para el 1º estado usando Geo 5 – Muros de gravedad".....	182
Figura 156: Dimensiones óptimas para el 2º estado para el proyecto "San pedro".....	182
Figura 157: Estabilidad del talud global para el 2º estado usando Geo 5 – Muros de gravedad".....	183
Figura 158: Dimensiones óptimas para el 3º estado para el proyecto "San pedro".....	183
Figura 159: Estabilidad del talud global para el 3º estado usando Geo 5 – Muros de gravedad".....	184
Figura 160: Dimensiones óptimas para el 4º estado para el proyecto "San pedro".....	184
Figura 161: Estabilidad del talud global para el 4º estado usando Geo 5 – Muros de gravedad".....	185
Figura 162: Dimensiones reales ejecutadas de las calzaduras en el proyecto "San Pedro".	185
Figura 163: Fisuras en las construcciones aledañas del proyecto "San Pedro".	188
Figura 164: Cronograma de ejecución de las calzaduras con muro placa del proyecto "San Pedro"	191
Figura 165: Esquema de la estructura de sostenimiento de la construcción San Pedro.....	192
Figura 166: Descripciones geométricas del muro pantalla en el proyecto "San Pedro".	194
Figura 167: Circulo de falla de talud en el muro pantalla.....	198
Figura 168: Cuñas de falla para ambas líneas de anclaje.....	198
Figura 169: Estabilidad de la estructura de sostenimiento flexible, bajo un análisis Seudo-Estático usando el software Geo5-Muro pantalla.	202
Figura 170: Calculo de asentamientos y deformaciones en el muro pantalla usando "Geo5-Muros pantalla".....	203
Figura 171: Sección y detalle del anclaje en el muro pantalla para el proyecto "San Pedro"	206
Figura 172: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 1	206
Figura 173: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 2	208
Figura 174: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 3	209
Figura 175: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 4	210
Figura 176: Cronograma de ejecución del muro pantalla del proyecto "San Pedro"	215
Figura 177: Cronograma de ejecución del muro prefabricado del proyecto "San Pedro"	218
Figura 178: Localización y Ubicación del proyecto "Open Plaza".....	220
Figura 179: Calzada vehicular aledaño a la C.C. Open Plaza y vista de sótanos.	221
Figura 180: Calicata 01 y Ubicación de equipos para el ensayo de refracción sísmica.	221
Figura 181: Proceso constructivo de los sótanos con muros anclados en el proyecto "Open Plaza"......	223
Figura 182: Proceso constructivo de empalme y arriostres laterales.	224
Figura 183: Esquema de la estructura de sostenimiento de la construcción Open Plaza.	225
Figura 184: Descripciones geométricas del muro pantalla en el proyecto "San Pedro".	228
Figura 185: Circulo de falla de talud en el muro pantalla.....	231

Figura 186: Cuñas de falla para ambas líneas de anclaje.....	231
Figura 187: Estabilidad de la estructura de sostenimiento flexible, bajo un análisis Seudo-Estático usando el software Geo5-Muro pantalla.	235
Figura 188: Calculo de asentamientos y deformaciones en el muro pantalla usando “Geo5-Muros pantalla”.....	236
Figura 189: Sección y detalle del anclaje en el muro pantalla para el proyecto “San Pedro”	239
Figura 190: Modelamiento del muro anclado con el programa “Geo -5-Muro pantalla”.....	239
Figura 191: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 1	240
Figura 192: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 2	241
Figura 193: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 3	242
Figura 194: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 4	244
Figura 195: Falla de muro pantalla por filtraciones en la estructura.	247
Figura 196: Falla de un muro pantalla por vuelco por falta de empotramiento.	247
Figura 197: Falla por flexión en el muro anclado.....	248
Figura 198: Falla por vuelco en los muros pantalla discontinuo.	248
Figura 199: Falla por tracción en el tendón en el distrito de Surco-Lima Peru.	249
Figura 200: Cronograma de ejecución del muro anclado convencional del proyecto “Open Plaza”.....	251
Figura 201: Proceso constructivo de los sótanos con muros anclados usando Shotcrete en el proyecto “Open Plaza”.	253
Figura 202: Relación agua-cemento para el concreto lanzado.	254
Figura 203: Equipos de lanzado de concreto y premezclado.	255
Figura 204: Cronograma de ejecución del muro anclado con shotcrete del proyecto “Open Plaza”	257
Figura 205: Diagrama de esfuerzos laterales en la estructura de sostenimiento rígido del proyecto “Open Plaza”	258
Figura 206: Modelamiento en 3d usando el programa “Geo 5 – Muros de gravedad”	259
Figura 207: Dimensiones óptimas para el 1º estado para el proyecto “Open Plaza”.....	259
Figura 208: Estabilidad del talud global para el 1º estado usando Geo 5 – Muros de gravedad”.....	260
Figura 209: Dimensiones óptimas para el 2º estado para el proyecto “San pedro”.....	260
Figura 210: Dimensiones óptimas para el 3º estado usando Geo 5 – Muros de gravedad.....	261
Figura 211: Cronograma de ejecución de las caladuras con muro placa del proyecto “Open Plaza”.....	263
Figura 212: Comparación coeficiente activo y pasivo distintas teorías.	267
Figura 213: Resumen general de las diferentes alternativas de estructuras de sostenimiento.	269
Figura 214: Coeficientes activos y pasivos por Coulomb	288
Figura 215: Coeficiente de empuje activo, recomendación para ángulos de fricción interna $\phi \leq 35^\circ$	289
Figura 216: Coeficiente de empuje pasivo, recomendación para ángulos de fricción interna $\phi \leq 35^\circ$	290
Figura 217: Coeficientes activos y pasivos propuestos por Caquot y Kerisel, efecto de la inclinación del talud del muro, recomendación para ángulo de fricción $\phi > 35^\circ$	291
Figura 218: Coeficientes activos y pasivos propuestos por Caquot y Kerisel, efecto de la inclinación del talud del relleno, recomendación para ángulo de fricción $\phi > 35^\circ$	292

RESUMEN

Las estructuras de sostenimiento son usadas en la mayoría de las edificaciones de uno, dos o más sótanos, donde sirven de contención a las presiones laterales de carga de tierras, sobrecarga de las construcciones vecinas, sismo y presión de poros. Cuando el nivel freático es alto, las condiciones de proceso constructivo demandan otras maneras de ejecutar con respecto de lo convencional y, más aún, si las excavaciones son profundas porque podría existir riesgo de inestabilidad y posterior desplome de los muros presentando un mal comportamiento estructural. Esta investigación estudia formas de ejecución con respecto del agua subterránea, también determina los criterios de estabilidad para diferentes etapas de construcción, para dar viabilidad a la estructura rígida frente de fallas de volteo, deslizamiento, capacidad de carga y estabilidad global; y a la estructura flexible frente de revisiones por estabilidad externa e interna y a las estructuras prefabricadas frente a la reducción de tiempo y costo. Se comparan resultados usando estados activos y pasivos por diferentes teorías como Rankine, Coulomb, la norma alemana DIN 4085 y los ábacos de Caquot y Kerisel, como también el estado en equilibrio estático con el coeficiente en reposo para suelos granulares como los suelos cohesivos. Y, finalmente, se busca qué alternativa es mejor en cada situación diferente, se acomode mejor en tiempo de ejecución, presupuesto de obra, proceso constructivo y comportamiento estructural frente de los lineamientos y protocolos de seguridad frente al COVID-19.

ABSTRACT

Support structures are used in most buildings with 1, 2 or more basements, where they serve as containment for lateral earth loading pressures, overloading of neighboring buildings, earthquakes and pore pressure. When the water table is high, the construction process conditions demand other ways of executing with respect to the conventional, and even more so if the excavations are deep because there could be a risk of instability and subsequent collapse of the walls presenting poor structural behavior. This research studies execution forms with respect to groundwater, it also determines the stability criteria for different construction stages, to give viability to the rigid structure against flipping, sliding, load capacity and global stability failures, to the flexible structure. versus reviews for external and internal stability and prefabricated structures versus time and cost reduction. Results are compared using active and passive states by different theories such as Rankine, Coulomb, the German standard DIN 4085 and the Caquot and Kerisel abaci, as well as the state in static equilibrium with the coefficient at rest for granular soils such as cohesive soils. And finally, it is sought that an alternative in each different situation, is better accommodated in execution time, work budget, construction process and structural behavior against the guidelines and security protocols against COVID-19.

INTRODUCCIÓN

Los muros de contención rígidos son elementos del tipo de gravedad que tienen suficiente rigidez para no presentar deformaciones por las cargas laterales que se apliquen a este. El proceso constructivo se vuelve peligroso cuando las profundidades son grandes y si se tiene la presencia de agua subterránea, comprometiendo la estabilidad de las estructuras vecinas, debido a que estos elementos se ejecutan debajo de las construcciones aledañas, soportando cargas verticales y horizontales al mismo tiempo. Por ende, estas dificultades promueven que se presenten soluciones con procedimientos poco usuales, con el fin de evitar inestabilidad estructural.

Los muros de contención flexibles son elementos de concreto armado que presentarán deformación por flexión, soportan cargas verticales de los pisos superiores del propio edificio y empujes horizontales activos y pasivos tanto en el trasdós como el intradós del muro. Tendrán diferentes comportamientos por las diferentes fases de ejecución, analizándose, en primera instancia, como una zapata flexible con anclaje central, comportándose como losa unidireccional. Luego, cuando todas las franjas estén construidas como losa bidireccional y la estructura entre en servicio se comporta como losa bidireccional con apoyos articulados en los forjados. Toda esta solución requiere de procedimientos matemáticos complejos, por lo que la investigación se apoyará tanto en el programa SAP 2000 y el cálculo manual.

Los muros prefabricados comprenderán mejores resultados con respecto de los procedimientos constructivos, simplificando varias partidas de ejecución en lo referente de lo convencional, desarrollándose comparaciones de costo y tiempo en la presente tesis.

En tal sentido, evaluaremos tres proyectos con diferentes características de suelo y situaciones con o sin nivel freático, bajo un análisis en estado de reposo, estado activo y estado pasivo, mediante el uso de diferentes teorías de presión de tierras para determinar el coeficiente determinado y apropiado, según las características del terreno y la estructura ejecutada, todo con el fin de conocer que alternativa de muro es más conveniente frente a otra.

Y, por último, se obtendrán conclusiones y recomendaciones con respecto del proceso constructivo correcto para cada tipo de estructura de sostenimiento y mejor comportamiento estructural y selección de la alternativa que mejor se adapte a la situación sanitaria que vivimos todos los peruanos, que es la COVID-19.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1 Planteamiento y formulación del problema

1.1.1 Planteamiento del problema

En la actualidad las ciudades con mayor crecimiento poblacional, desarrollo económico, social, urbano; llamadas también “ciudades metropolitanas” vienen acogiendo cada año a migrantes de diferentes partes del mundo como también migrantes de su misma región, debido a que en el lugar de origen se suscitaron problemas económicos, sociales, políticos y por lo tanto obliga a gran parte de la población a migrar y residir en otros lugares que ofrecen mayores expectativas y una mejora en su calidad de vida. Un estudio realizado por (OIM, 2015) sugiere que para el 2050, el número de pobladores de las localidades urbanas se habrá duplicado, alcanzando alrededor de los 6.400 millones, convirtiendo de esta forma parte importante de todo el mundo en una metrópoli universal, y esto es porque ya en el 2014 un poco más del 54 % ya no formaba parte de las zonas rurales. Es también decir que en el Perú según (INEI, 2001) y (CPI, 2019), se muestra los resultados de las estadísticas de la comparación de poblaciones rurales y urbanas sometidas al aumento o disminución de su gente a causa de la migración interna.

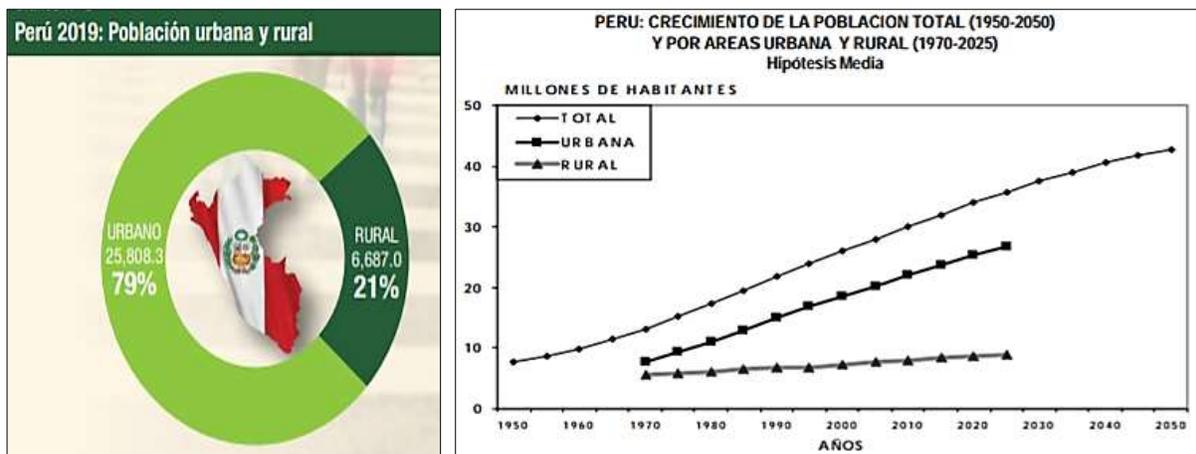
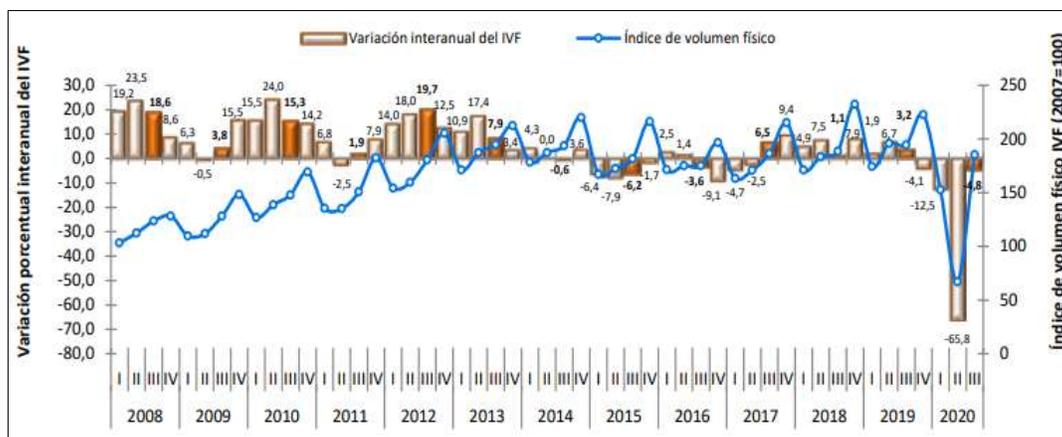


Figura 1: (Izquierda) Perú 2019: Población Urbana y Rural; (Derecha) Perú: Crecimiento de la Población Total (1950-2050) y por áreas Urbana Y Rural (1970-2025).

Fuente: Instituto Nacional de Estadística – Censos Nacionales de Población y Vivienda (INEI, 2001) y (CPI, 2019)

Como consecuencia de las migraciones, la construcción y su creciente demanda ha empezado a tomar bastante rol protagónico en el crecimiento económico, social e industrial en los últimos años, basando su origen en la necesidad para una familia en promedio, de tener la

ansuada “Casa Propia” y mejorar así su calidad de vida, generándose un incremento constructivo, el (Diario Correo, 2015) indica en que Huancayo en el 2014 se alcanzaba una oferta de 21 inmobiliarias como son los conjuntos habitacionales, viviendas residenciales y multifamiliares, como también las urbanizaciones y condominios, localizados mayormente en el distrito de Huancayo y El tambo, y para el bicentenario el Gobierno Peruano dirigiría la meta de edificar 500,000 viviendas más en todo el Perú, como parte de este “Boom inmobiliario”, por lo que las sociedades, empresas y/o maestros constructores han empezado esta carrera de gran demanda, de manera formal e informal, y se acota también que son las inmobiliarias quienes generan mayor porcentaje de liquidez en sector construcción.



Variable	2019/2018					2020/2019				
	I Trim.	II Trim.	III Trim.	Acumulado al III Trim.	4 últimos Trim. ^{1/}	I Trim.	II Trim.	III Trim.	Acumulado al III Trim.	4 últimos Trim. ^{1/}
Construcción	1,4	6,5	2,5	3,5	4,8	-13,0	-66,4	-4,8	-28,4	-21,8
Maquinaria y Equipo	1,3	4,4	9,7	5,1	4,1	-7,1	-43,3	-18,0	-22,9	-15,5
Equipo Nacional	5,3	2,0	2,6	3,3	4,4	-8,2	-50,0	-19,2	-25,6	-18,8
Equipo Importado	-0,9	5,6	13,1	6,0	4,0	-6,5	-40,0	-17,5	-21,6	-13,8
Formación Bruta de Capital Fijo	1,4	5,6	5,3	4,2	4,5	-10,5	-57,0	-10,2	-26,1	-19,2
Público ^{2/}	-7,9	6,2	0,7	0,5	4,0	13,0	-69,0	-23,6	-33,2	-24,9
Privado	3,7	5,4	6,6	5,2	4,7	-15,7	-52,5	-6,8	-24,2	-17,6

Figura 2: Indicadores de producción con respecto a los últimos 12 años.

Fuente: Comportamiento de la Economía Peruana en el Tercer Trimestre de 2020 (INEI, 2020)

Pero debido a la fuerte crisis política a inicios del 2018 hasta finales del 2020 con la vacancia a dos presidentes, renuncia de dos presidentes, disolución del congreso y marchas y protestas, al tercer trimestre acumulado del 2020, se ve que el sector construcción tiene un acumulado en caída de -26.10% para el sector privado de -33.2% y el sector público del -24.2% porque se suspendieron muchas obras tanto para el sector privado y público.

También se le suma a esta crisis el brote del virus de Wuhan de China que empezó a finales del 2019 a propagarse por todo el mundo conocido como (Coronavirus o Sars-Cov-2 o COVID-19), alertando a todos los países y en pocos meses declarándose pandemia por la Organización Mundial de la Salud y hasta el primer semestre del año 2020 ya se contaba más de 4.5 millones de infectados y más de 300 000 muertos en todo el mundo como se muestra en la figura 3, estableciéndose cuarentena obligatoria en la mayoría de naciones, pues hasta la fecha marzo 2021, se registran más de 126 millones de infectados, 2.78 millones de muertes a nivel mundial y vacunados 502.1 millones (Rtve, 2021). No cabe duda que la COVID-19 trajo serios problemas al mundo entero paralizando la economía a nivel mundial y diversos sectores como lo es la construcción, pero ahora con la pandemia encima (segunda ola) y la cuarentena decretada para todo el Perú, desde el 16 de marzo del 2020 hasta la fecha marzo 2021, Según el (MINSA, 2020) por Decreto Supremo N.º 009-2021-SA, se declaró en Emergencia Sanitaria a nivel de todo el Perú por un plazo de 180 días calendarios desde marzo del 2021, por lo cuales se establece con la Resolución Ministerial N.º 972-2020-MINSA los “Lineamientos para la vigilancia, prevención y control de la salud de los trabajadores con riesgo de exposición a SARS-CoV-2”. De esta manera se reactiva diferentes sectores de la economía, estipulándose protocolos de seguridad para todos los rubros, siendo la construcción uno de los sectores importantes en la economía del país. Según Capeco, para este año 2021 la construcción crecerá en un 11.9% después de su estrepitosa caída en el 2020, que dependerá de la eficiencia de la vacunación y de la gestión pública y privada, y un aumento en el sector inmobiliario de 20-25% para los diferente proyectos destinados a este sector (Capeco, 2021).

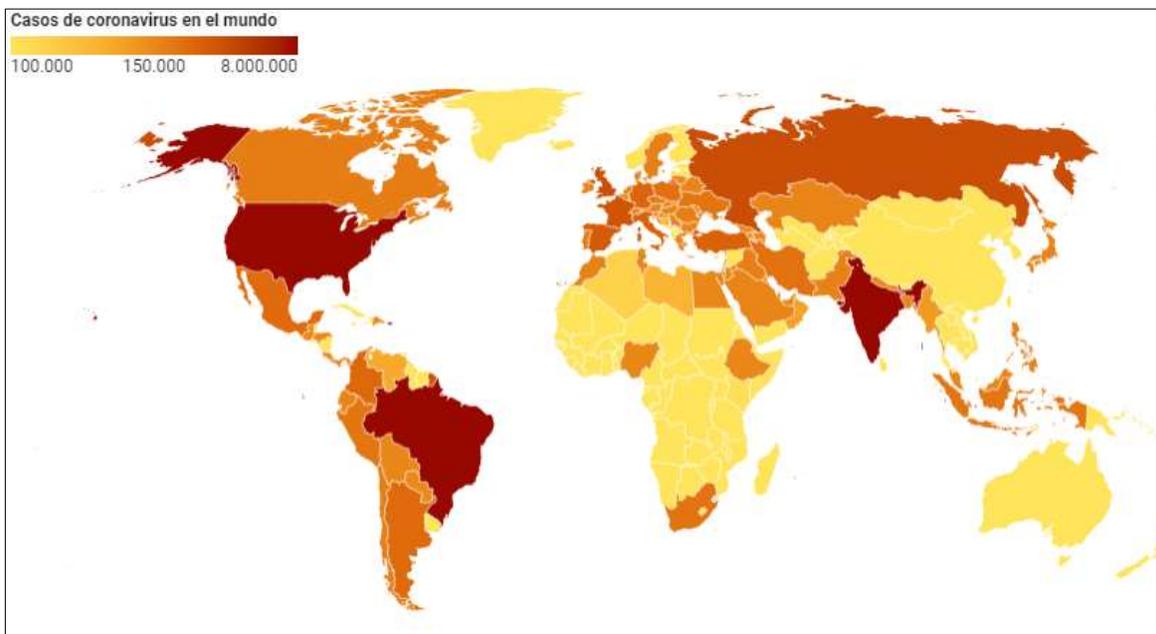




Figura 3: Mapa de los casos confirmados en todo el mundo y Perú por el coronavirus (COVID-19)

Fuente: (Arriba) Mapa del coronavirus en el mundo y datos de su evolución (Rtve, 2021), (Abajo) Mapa de calor de Regiones con más contagios en el Perú. (Diario El Peruano, 2021)

Entonces el problema de las migraciones, conllevan a un mayor crecimiento poblacional, por ende, un mayor desarrollo urbano y territorial, incrementándose las construcciones de viviendas, departamentos, comercios, centros educativos, vías de transporte, áreas de recreación, etc. Trasladando estos sucesos a un enfoque principal que son las construcciones de edificaciones, el desarrollo de estos proyectos implica abarcar todo lo concerniente al **proceso constructivo y diseño** analizándose varios factores como el lugar o zona de la ejecución del inmueble, arquitectura, el tipo estructura que se construirá, uso de la estructura, el tipo de suelo donde cimentaremos y la presencia de la napa freática, ya que el agua subterránea combinada con las propiedades mecánicas y físicas del suelo, serán los que determinen la alternativa del proceso constructivo que conlleve a un óptimo comportamiento estructural. Añadiendo ahora un factor importante que es el COVID-19 (coronavirus) y los lineamientos de prevención y control frente a la propagación de este virus en la ejecución de obras de construcción, limitando de esta manera, que todo el personal de obra no deberá mantener un distanciamiento social menor a 1.5 m y reducir la frecuencia de contacto, que en consecuencia se produciría un menor rendimiento en las partidas a ejecutar de los proyectos de manera convencional, ya que se reduciría el personal obrero en las edificaciones y también por el tiempo muerto en los diversos controles de prevención, diagnóstico y tratamiento que pasarían todos los trabajadores, produciéndose ampliaciones de plazo y generando poca productividad.



Figura 4: (Izquierda) Vista de la edificación "Las Dos Torres" de 18 pisos y 2 sótanos; (Centro) Vista de la edificación "San Pedro" de 7 pisos y 2 sótano (Derecha) Vista de los inicios de la obra de Open Plaza; (Abajo) Construcción en tiempos de COVID-19.

Pues bien centrándonos en el proceso constructivo y comportamiento estructural de las edificaciones en Huancayo del tipo departamentos, se evaluará en específico las estructuras de sostenimiento que puedan albergar en su diseño, estos muros serán los que soporten los empujes de terreno ya sea por material o líquido retenido, usados en su mayoría en las vías de transporte, túneles y en los sótanos, el enfoque de este trabajo de investigación será el proceso constructivo de las estructuras de sostenimiento usadas en los sótanos y el comportamiento estructural que ofrecerá frente a problemas generados por inestabilidad, todo esto en un contexto de pandemia de la COVID-19.

En la ciudad de Huancayo de la región Junín existen diversas construcciones de edificaciones, entre ellas destacando los edificios departamento-oficina que tienen en muchas de estas edificaciones sótanos, ya sea por la necesidad de mejorar el suelo a cimentar, cochera o garaje, cuarto de bombas, tanques cisternas entre otros, donde se han visto que gran parte de estos muros en los sótanos presentan un mal comportamiento estructural evidenciando fisuras, humedad y filtración de aguas por la napa freática presente en el suelo contenido por el muro,

un claro ejemplo es la obra “Dos Torres” ubicada en el Jr. Ica y Jr. Tacna, que presenta filtración de agua en sus muros y las fisuras que dejó la propia construcción en viviendas aledañas o por ejemplo la obra en recién ejecución “San Pedro” ubicada en Ferrocarril y Jr. Ica que también presenta problemas de fisuras en las construcciones vecinas. tal como se ve en la figura 5.



Figura 5: (Izquierda) Filtración de agua subterránea en el muro de sótano en la edificación "Dos Torres" (Centro) Fisuras en las construcciones vecinas a la edificación "Dos Torres; (Derecha) Fisuras en las construcciones vecinas de la Edificación "San Pedro".

Entonces, sobre la base de lo dicho líneas arriba y los problemas presentados, se estudiará el comportamiento estructural de los muros de sostenimiento en los sótanos, relacionado con el proceso constructivo, comparando diferentes escenarios con o sin presencia del nivel freático en diversas construcciones de la ciudad de Huancayo. Además, se tendrá en cuenta también las disposiciones presentadas en la prevención frente al COVID-19, incluyendo normativas peruanas, construcciones similares y textos bibliográficos que facilitarán el correcto análisis en la presente investigación.

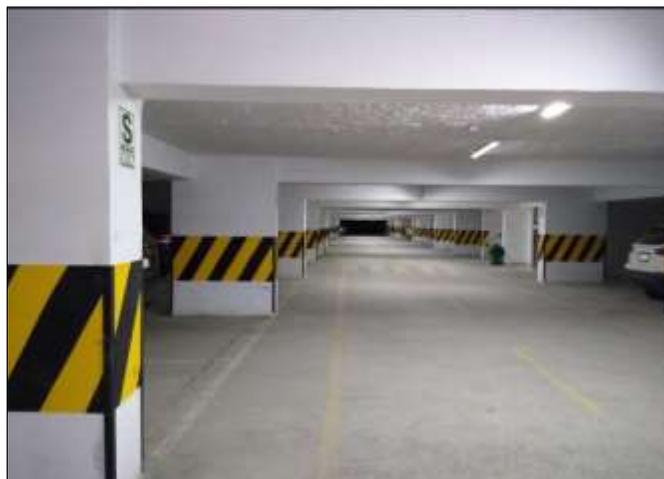


Figura 6: Vista del primer sótano de la edificación de “Las Dos Torres”

1.1.2 *Formulación del problema*

A) Problema general

- ¿Cuál es la influencia del proceso constructivo con presencia de napa freática, en el comportamiento estructural de las estructuras de sostenimiento de los sótanos de las edificaciones en tiempos de COVID-19?

B) Problemas específicos

- ¿Cómo evaluar el comportamiento estructural y el proceso constructivo de los muros rígidos con presencia de napa freática?
- ¿Cómo analizar el comportamiento estructural y el proceso constructivo de los muros flexibles con presencia de napa freática?
- ¿Cómo evaluar el comportamiento estructural y el proceso constructivo de los muros prefabricados con presencia de napa freática?
- ¿Cuál es la alternativa de estructura de sostenimiento más adecuado para la construcción de sótanos con presencia de napa freática en tiempos de COVID-19?

1.2 *Objetivos*

1.2.1 *Objetivo general*

Determinar la influencia del proceso constructivo con presencia de napa freática en el comportamiento estructural de las estructuras de sostenimiento de los sótanos de las edificaciones en tiempos de COVID-19.

1.2.2 *Objetivos específicos*

- Evaluar el comportamiento estructural y el proceso constructivo de los muros rígidos con presencia de napa freática.
- Analizar el comportamiento estructural y el proceso constructivo de los muros de flexibles con presencia de napa freática.
- Evaluar el comportamiento estructural y el proceso constructivo de los muros prefabricados con presencia de napa freática.
- Seleccionar la alternativa de estructura de sostenimiento más adecuado para la construcción de sótanos con presencia de napa freática en tiempos de COVID-19.

1.3 Justificación e importancia

Dicha contribución de esta investigación del proceso constructivo de las estructuras de sostenimiento de los sótanos ayudará al profesional responsable del diseño y construcción, a tener un mejor enfoque y análisis a la hora de diseñar dichos elementos estructurales con presencia de napa freática, y también a seguir un correcto proceso constructivo, ya que en la actualidad se vive una crisis sanitaria por el COVID-19 y las disposiciones del gobierno del Perú limitan el distanciamiento social entre el personal obrero, por lo que la continuación de las construcciones de edificios de departamentos, oficinas y viviendas multifamiliares deberán incluir protocolos de seguridad y sanidad para cualquier construcción que en tema de investigación son las estructuras de sostenimiento de los sótanos. La principales razones para la construcción de dichas estructuras es: 1. Mejorar el capacidad resistente del suelo, debido a que en varios sectores, como los distritos de Chilca, El Tambo, Sector de Cajas Chico, Sector Centro de Huancayo, Azapampa, etc., la resistencia del suelo no es uniforme, por lo que en muchas circunstancias es necesario mejorar dicha capacidad de soporte, siendo la solución bajar el nivel de cimentación, por ende se necesita de estructuras de sostenimiento para transmitir las cargas de toda la estructura y resistir los empujes laterales ejercidos por el suelo y por la napa freática. 2. Por el espacio que ocupará las moviidades de transporte personal, los estacionamientos en este caso, cabe mencionar que ahora la mayoría de los propietarios de los departamentos, oficinas y viviendas multifamiliares cuentan con movilidad propia por lo que su necesidad surge en un espacio donde estacionarlo y es de carácter obligatorio ya que el Reglamento Nacional de Edificaciones en la Norma A.010 de Arquitectura lo considera así. Cabe mencionar que todos los procesos constructivos de las estructuras de sostenimiento de los sótanos tendrán límites de distanciamiento de personal obrero debido a la crisis sanitaria por el COVID-19 que se vive hoy en día, generando reducción de personal de obra, es por eso que la continuación de los proyectos requerirá de alternativas de solución de construcción que permitan un mejor rendimiento sin la saturación de personal en las partidas a ejecutar.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

2.1.1 Artículos científicos

El artículo científico de Mozo & et al. (Mozo, Orostegui y Villalobos, 2014), que tiene por título *“Hydraulic stability evaluation of a diaphragm wall in granular soils recharged by an unconfined aquifer”*, en donde analizan los muros pantalla con presencia del nivel freático alto, estudiando las redes flujo e infiltración en intradós y al pie de la estructura, donde la gradiente hidráulica crítica sucede en el pie del muro en vez de la salida en una excavación 12m interior, se recomienda factores de seguridad >1.50-2.0 para evitar fenómenos de levantamiento de fondo (Cuando los finos son arrastrados hacia la superficie) haciendo que las presiones intersticiales (fuerzas producidas por infiltración) son mayores y anulan el peso sumergido del suelo, y la tubificación (el flujo arrastra partículas en el interior de una masa formando un hueco tubular) en la construcción de anclajes, el estudio se hizo con un muro de 20m de profundidad y 0.8m de espesor, donde la suposición de que el nivel del agua es horizontal por Terzagui (1943) se da en condiciones de recarga constante tanto vertical como lateral y de una ejecución al nivel de un río, lago, mar o cuando el coeficiente de permeabilidad es baja y la excavación es rápida o de pequeña altura; pero si se trata de un acuífero no confinado de recarga horizontal, donde el bombeo del agua se destina al drenaje de la ciudad, el flujo desciende y decrece parabólicamente, y hay una reducción de presiones intersticiales siempre, por lo que las presiones hidrodinámicas serán menores que las hidrostáticas y que también dependerá de la homogeneidad del suelo ya que si es anisótropo tendrá diferentes coeficientes de permeabilidad horizontal y vertical haciendo más complicado el cálculo, para este proyecto de análisis el caudal infiltrado en la excavación es de 2m³/hr/m bombeando un total de 80m³/hr, dato que servirá para escoger un buen sistema de rebajamiento de aguas.

El artículo científico llamado *“Comentarios relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo 7 de febrero de 2010”* (San Bartolomé, Angel; Quiun, Daniel; Silva, 2011) presenta las consecuencias del sismo ocurrido en Santiago de Chile en el 2010 con una Mw=8.8, que produjo daños estructurales en los elementos de soporte de diferentes edificios, se da cuenta a los tipos de falla comunes que se dan en los muros de concreto armado, como el de falla por flexión, corte y corte-cizalla (desplazamiento), percatándose de una falla en particular que se dio en la parte superior de la losa pero con pandeo

en los refuerzos verticales, suponiendo varias hipótesis del origen de la falla, convergiendo en que la combinación de esfuerzos cortantes, flexión, cargas axiales y desplazamiento condujeron a este tipo de falla, ya que la mayor parte se presentaba en los muros de sótano, naciendo otra hipótesis que el modelamiento en la interacción suelo – muro debería ser con un apoyo elástico y no restringir el movimiento en el diafragma de la losa (planos x, y), ya que al restringir reducimos la fuerza cortante, siendo este factor causal para las falla que se originó por la sollicitación sísmica en Chile. Concluyendo también que la Norma Chilena hace hincapié sobre los elementos de borde de los muros, pero no se incluyeron en los edificios relativamente nuevos. Finalizando con la propuesta de modificar dicha norma y poner a Santiago de Chile en la zona 3 con aceleración 0.40g y no en la zona 2 con aceleración 0.24g.

El artículo científico *“Análisis de deflexiones y asentamientos en excavaciones profundas a cielo abierto en suelos blandos de Bogotá”* (Ballesteros G., Sainea V. Y Caceres C., 2018) señala que las excavaciones en suelos blandos deben tener un análisis en las sobrecargas (11.0 kn/m² para viviendas por nivel y 15 kn/m² para zonas libres o calzada vehicular), el espesor del muro pantalla, y el sistema de excavación. En la investigación, se da a detallar diferentes gráficos enfrentando la relación de deflexiones en muros con su espesor, profundidad de excavación y la profundidad total, sobrecargas versus altura de excavación, concluyendo así que el espesor del muro influirá en la deflexión, ya que a mayor espesor, variaciones entre 20-30cm, menor será la deflexión máxima independientemente de la sobrecarga que se ejerce, que será una reducción de 33% y 51% de deflexión, también que una buena cimentación no genera problemas de asentamiento debido a las sobrecargas de las edificaciones adyacentes.

2.1.2 Tesis

Hernández (Hernandez, P., 2009) desarrolló la tesis para optar el título de Ingeniero Civil de: *“Concreto reforzado consideraciones para el análisis, diseño y evaluación de muros de sótano de concreto reforzado”*, en la Universidad de San Carlos de Guatemala. El estudio aporta el análisis de los muros reforzados, considerando el tipo de suelo y los múltiples ensayos necesarios para obtener valores, usando las normas ASSHTO Y ASTM, y determinar los diferentes empujes laterales del terreno, tipo de muro a usar según características del suelo y arquitectura y restricción de apoyos, también se da la disposición de aceros usando la norma ACI-318S-05, concluyendo en la ejemplificación de un diseño de muros de sótano y las evaluaciones de las propiedades físicas y mecánicas a muros de sótano ya existente en la ciudad de Guatemala.

Puemape (Puemape, C., 2015) desarrolló la tesis para optar el título de Ingeniero Civil de: "Cimentación de edificaciones en terreno con napa freática alta -aplicación al condominio Ciudad Verde" en la Universidad Nacional de Ingeniería. El presente estudio describe el proceso constructivo de cimentación del proyecto de condominio "Ciudad Verde" ubicado en el Km 28 de la carretera Panamericana Norte en un terreno de 30,000 m², registrándose niveles de napa freática entre 0.30 y 1.50 m, proyectándose un edificio multifamiliar con torres de 5 pisos y 9 pisos. Dando solución en el drenaje del agua subterránea y bombeo inicial para construir, haciendo repetitivo el proceso hasta llegar al nivel de fundación, seleccionándose el sistema de plateas, usando concreto ciclópeo acompañado del drenaje que controlaría en agua subterránea, también se determinó usar concreto fluido para darle más resistencia y poder cimentar sobre él.

Cabanillas (Cabanillas, T., 2014) desarrolló la tesis para optar el título de Ingeniero Civil de: "*Estudio comparativo técnico económico del sistema muro pantalla y el sistema de calzaduras*" en la Universidad Nacional de Ingeniería. En el presente estudio se ha realizado un análisis comparativo técnico y económico entre el sistema de muros de calzadura y muros de pantalla, para la estabilización de taludes, en una construcción de un edificio con sótano y semisótano, iniciando con el estudio de suelos donde se ejecutara los muros, diseño según parámetros, presupuesto de cada partida a ejecutar concerniente a los dos sistemas y finalizando con la determinación de que construir los muros calzadura son más caros y más tediosos en la ejecución, 14.38% más costoso y 16.67 % más tiempo en el proceso constructivo, pero también para la construcción de los muros pantalla se necesita maquinaria calificada y una mini planta de concreto. Cualquiera de los dos sistemas es riesgoso ya sea en calzaduras por el aumento de la base del anillo según el descenso de niveles y problemas en las construcciones alledañas, y en los muros pantalla el desprendimiento del talud vertical debido al movimiento de tierras con maquinarias pesadas.

2.1.3 Revista

La entrevista de (CLA, 2020) al presidente de la Federación Interamericana de la Industria de la Construcción (FIIC) da a conocer alcances que ha tenido la pandemia del COVID-19 en los diferentes países de América Latina. Según el Fondo Monetario Internacional (FMI) para América latina y el caribe se proyecta una caída de 5.2% para el año 2020 y una recuperación de 3.4 % para el año 2021, siendo Venezuela con mayor caída en un 15 %, México con un 6%, Argentina y Brasil con 5.7 % y un 5.3% y Chile y Perú con un 4.5%. Por lo que el desempleo y reducción de personal será inevitable en todas las obras de reanudarse el trabajo. Los principales motivos son resguardar la salud de los trabajadores, aplicando protocolos sanitarios en todos los

proyectos, como el lavarse las manos, uso de mascarillas, distanciamiento social, prohibición de acceso a las obras a personas ajenas. La reactivación de las obras debe estar de la mano entre el Estado y las empresas constructoras, protegiendo capital invertido con 80% de garantía por el crédito, reduciendo impuestos a las pequeñas y medianas empresas. El sector construcción es uno de los principales motores para activar la economía de un país, incluyendo mano de obra, proveedores y materiales; por lo que para la ejecución de obras en tiempo de COVID-19 el compartir buenas prácticas y experiencias, incorporando tecnología se podrá salir adelante.

2.2 Bases teóricas

Existen diversos tipos de cimentaciones, unas que transmiten cargas sostenidas por cimentaciones transversales a la dirección vertical de la carga y otras que transmiten cargas paralelas a ellas, llamadas cimientos de rozamiento, en base a este último tipo de cimentación basaremos el análisis en las estructuras de sostenimiento construidas en los sótanos de las edificaciones: los cuales se clasifican en flexibles y rígidos (Peña Fritz, 2004), estas estructuras servirán para soportar taludes de masa de tierra y exceso de presión de poros por la napa freática, entre los cuales podemos encontrar entibaciones, tablaestacas, pantallas de pilotes, pantallas continuas de concreto, muros descendentes (calzadura), pernos de anclaje (claveteado), jet grouting, entre otros; cabe mencionar que el profesional responsable evaluará su factibilidad técnica por lo que debería tener en cuenta ciertas peculiaridades y diversas especialidades del proyecto, como son construcciones colindantes al propósito de ejecución, servicios públicos, la agresividad del suelo, nivel freático, propiedades mecánicas y físicas del suelo o roca en la zona de cimentación, evaluar el daño que se le pueda causar a las viviendas adyacentes, vías o veredas, previniendo así fallas a la hora de ejecutar las estructuras de sostenimiento, y también las condiciones en la que se encuentra el sector construcción como el problema sanitario a causa del COVID-19.

2.2.1 Estabilidad de taludes

Se define Talud como la inclinación de una superficie conformada por tierra o roca en su mayor porcentaje, definiéndose así tanto en taludes naturales como en artificiales; pues una está establecida por la naturaleza del suelo (llamada ladera) cuya pendiente y superficie está dada por la gravedad, y para la otra (llamada corte), está la participación de la mano del hombre para carreteras, canales, presas, edificaciones y otros (Lopez G., 2017). En el diseño de taludes la mayoría de los esfuerzos se centran en la estabilidad tanto a corto como a largo plazo por lo tanto es necesario conocer y resolver los fenómenos de inestabilidad de taludes, como lo es en

la construcción de los sótanos ya que son parte del desarrollo de corte de terreno conllevando a tener un talud inicial de ejecución evaluado desde un principio para confiar su resistencia propia en el mismo material que lo conforma, ya que un aumento temporal o permanente de cargas, presiones hidrostáticas, temperismo o la misma erosión serian causas de que el suelo tarde o temprano falle y busque una posición estable, haciendo que éste sea perjudicial para la ejecución del proyecto y también afectando a terceros como son las viviendas aledañas; por lo tanto la solución en muchos de los sótanos construidos aquí en Huancayo y en diferentes partes del Perú y del mundo, es el uso de muros de sostenimiento para controlar dichas fallas de estabilidad de talud.

Las fallas de talud en sótanos serán producidas por sobrecargas de construcciones aledañas, cargas momentáneas de tránsito o cargas de acuíferos como las napas freáticas, por lo que para la investigación de la siguiente tesis verificará inicialmente la estabilidad del talud según el diseño y el proceso constructivo que se demande, ya que la causa de inestabilidad probable puede ser un corte muy empinado y un exceso de presión de poros por alto nivel freático.

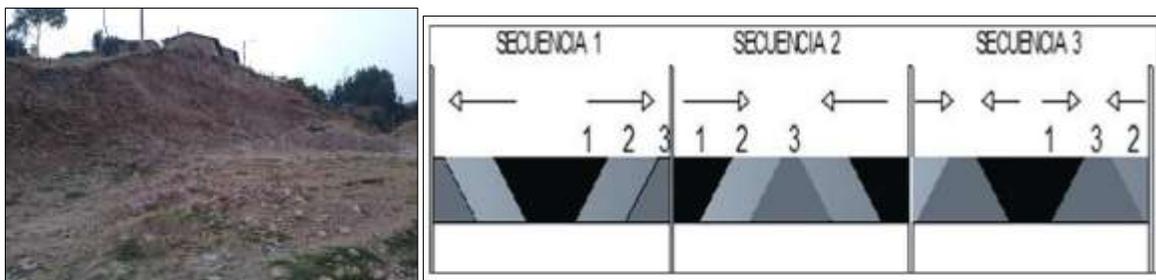


Figura 7: (Izquierda) Inclinación de superficie en tierra y (Derecha) Diferentes secuencias de Excavación en Sótanos
 Fuente: (Izquierda) Elaboración Propia y (Derecha) Análisis de deflexiones y asentamientos en excavaciones profundas a cielo abierto en suelos blandos de Bogotá (BALLESTEROS G., SAINEA V. y CACERES C., 2018)

En la figura 7 se muestra alternativas a considerar en la ejecución de excavaciones para la construcción de sótanos como también las estructuras aledañas a la excavación, donde antes de instalar las estructuras de sostenimiento, el análisis previo de la estabilidad de taludes será imprescindible para la toma de decisiones en cuanto a la elección de una secuencia de excavación a tomar, así para evitar complicaciones en cualquier estructura próxima al proyecto en ejecución.

El suelo se presentará como cohesivo o granular en mucho de los casos, así como también se dará un tipo de falla en el talud cual se dividirá en taludes finitos e infinitos para el procedimiento y evaluación de su estabilidad.

2.2.1.1 Taludes finitos

Las fallas usuales por corte se dan en superficies que se aproximan a un semicírculo, así como se muestra en figura 8, donde se ve fallas que ocurren en la base, al pie de talud y en el talud o ladera, esta falla se da mayormente en suelos arcillosos.

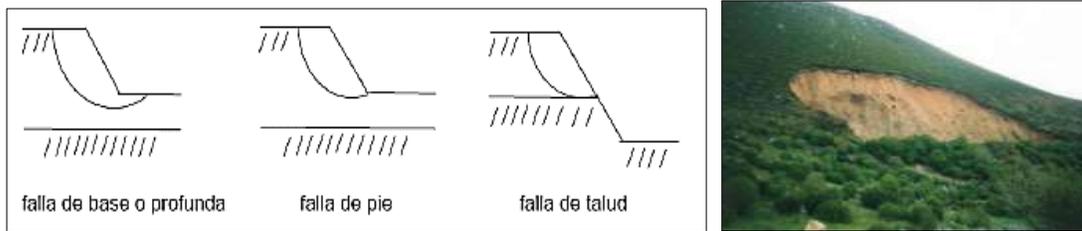


Figura 8: Fallas usuales en taludes finitos

Fuente: Taludes finitos e infinitos (Angamarca, Cartuche y Ordoñez, 2019)

Según Crespo (Crespo, V., 2004), cuando falla una parte de un talud a lo largo de una superficie conchoidal, es frecuente que se forme otra superficie de deslizamiento más grande alrededor de la primera falla; y no siempre un talud con menor pendiente será el más estable, ya que es común que un talud de 0.5:1 sea más inestable que un talud de 0.25:1, y esto es como consecuencia de las presiones hidrostáticas que alcanzan los valores más altos en taludes con 55° a 60° de inclinación, y en cambio un talud de 0.25:1 puede tener la misma estabilidad que un 1:1 y ser más económico.



Figura 9: Fallas del talud

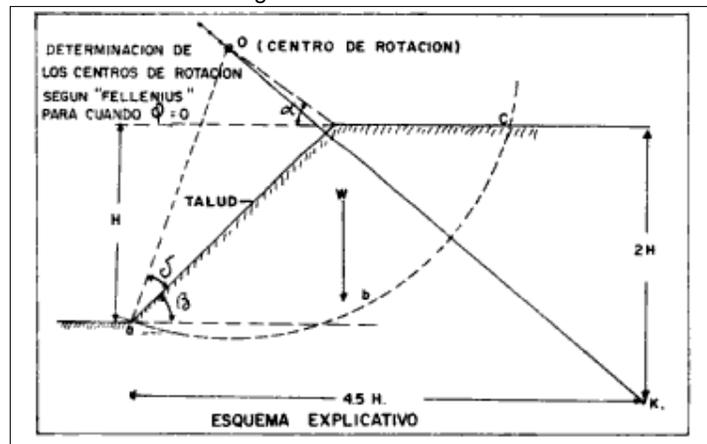


Figura 10: Representación de la superficie de falla de un talud
Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones (CRESPO V., 2004)

Todo suelo tiene un límite elástico bien definido, por lo tanto, la resistencia del esfuerzo cortante del suelo será conocida por la ecuación de Mohr – Coulumb, y la superficie de deslizamiento puede representarse con un arco de círculo cuyo centro es “O” tal y como se muestra en figura 10, Según el método sueco el centro de rotación “O” se hallará mediante la tabla 1.

Tabla 1

Valores para hallar el centro de rotación "O"

Talud	Ángulo β	Ángulo α	Ángulo δ
0.58:1	60°	40°	29°
1:1	45°	37°	28°
1.5:1	33°47'	35°	26°
2:1	26°34'	35°	25°
3:1	18°26'	35°	25°
5:1	11°19'	37°	25°

Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones (CRESPO V., 2004)

El suelo comprenderá varios estratos, con presencia de napa freática, efecto de cargas externas, por lo que el análisis basado en el método con dovelas evaluará la estabilidad del talud con un $FS \geq 1.5$ para solicitaciones estáticas, $FS \geq 1.25$ para solicitaciones sísmicas (NTP CE020, 2002) Entonces la masa se dividirá en una serie de dovelas verticales para facilitar el análisis y evaluar el uso o no de estructuras de sostenimiento en la construcción de sótanos.

La cuña de deslizamiento *abc* se divide en un número conveniente de dovelas, como se muestra en la figura 11. Se pasa a determinar el peso de cada segmento de suelo que actúa en el centro de gravedad de cada elemento, suponiendo por ello que la sección que se está estudiando representa un área de corte multiplicada por el peso específico del suelo; luego se hallará el valor del ángulo que forma cada dovela con respecto al centro de rotación “o” para la descomposición de la fuerza tangencial (la que produce el deslizamiento) y la fuerza normal (componente que aumenta la resistencia debida a la fricción a lo largo de la superficie), para finalmente hallar la longitud que representa a lo largo del arco *abc* de cada dovela; por lo que la relación entre la suma de las fuerzas resistentes y la suma de las fuerzas que estimulan el deslizamiento se define como factor de seguridad. (CRESPO V., 2004)

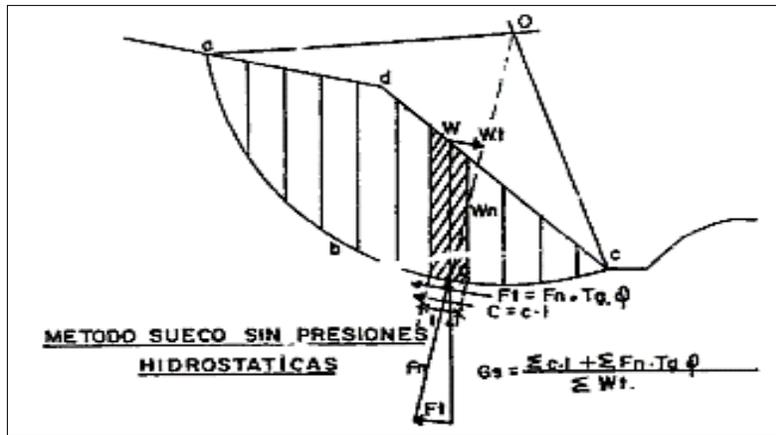


Figura 11: Método de las Dovelas
Fuente: Mecánica de Suelos y Cimentaciones (GRESPO V., 2004)

$$\text{Factor de Seguridad} = FS = \frac{\Sigma l \cdot c + \Sigma w \cdot \cos \alpha \tan \phi}{\Sigma w \cdot \sin \alpha};$$

Donde:

$FS \geq 1.5$ estático, $FS \geq 1.25$ pseudoestático; Si el valor del F_s es menor a 1 se tiende más el círculo de falla, y si aún persiste el $F_s < 1$ se opta por la solución de banquetas o estructuras de sostenimiento.

l_n = Es la longitud de arco de cada dovela.

C = Cohesión; si el suelo es granular el valor de la cohesión será "0".

W = Es el peso de cada dovela por metro, relación de la densidad con el área de la dovela.

2.2.1.2 Taludes infinitos

La falla de un talud infinito corresponde al deslizamiento de una masa por traslación sobre un plano paralelo a la superficie de talud; el talud infinito se presentará en suelo con baja o nula cohesión, también se puede presentar en suelos cohesivos, pero con discontinuidades paralelas al talud (Angamarca, Cartuche y Ordoñez, 2019).

Cuando en el interior del talud infinito se tiene en cuenta la presencia o no de presiones hidrostáticas, se considera el análisis de un talud infinito independiente de la altura H (z), por lo que se puede efectuar dicho análisis con el equilibrio de fuerzas de cualquier elemento de altura H y longitud b , entonces en base a una sección analizaremos los esfuerzos de los empujes E , el de su propio peso W , produciéndose esfuerzo tangencial deslizante paralela al talud T y una fuerza normal N , y a estas componentes se añade en su caso la posible existencia de una fuerza resistente debida a la cohesión graficada en la figura 12.

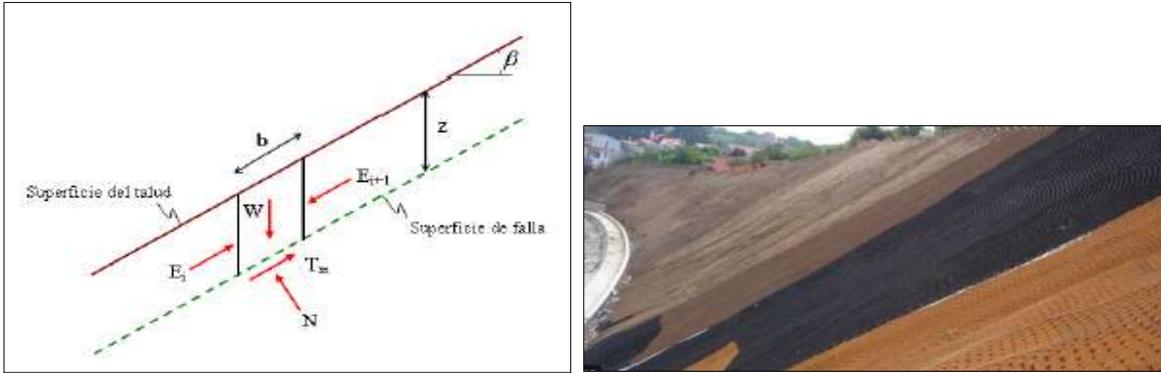


Figura 12: Diagrama de cuerpo libre para un talud infinito sin filtración
Fuente: Taludes Finitos e Infinitos (Angamarca, Cartuche y Ordoñez, 2019)

$w = \gamma \cdot L \cdot H$; Para hallar H en suelos granulares

$FS = \frac{c}{\gamma \cdot H \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \beta} + \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$; Para suelos granulares se tiene que $c = 0$, el FS es independiente de H y el talud es estable siempre que se cumpla que $\beta < \phi$ debe ser menor que el ángulo de reposo. Para un talud estable generalmente el FS = 5.

$H = \frac{c}{\gamma} * \frac{1}{\cos^2 \beta \cdot (\tan \beta - \tan \phi)}$; La altura crítica con un suelo cohesivo y con fricción

Cuando las presiones hidrostáticas actúan en el interior de un talud debido a la dirección de infiltración de la napa freática tal y como se muestra en la figura 13, el factor de seguridad estará directamente relacionado con el peso específico saturado del suelo y del agua.

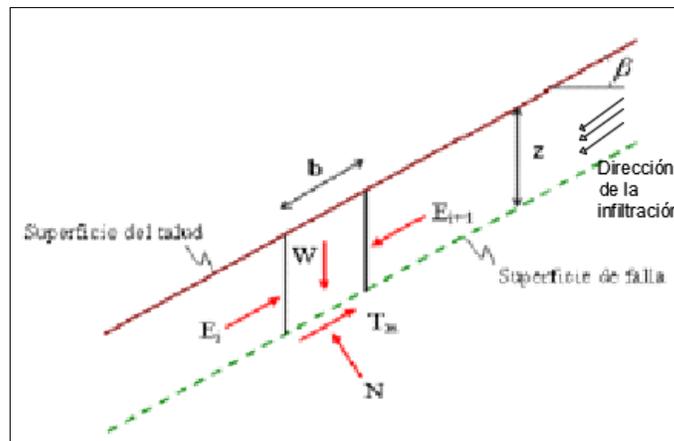


Figura 13: Diagrama de cuerpo libre para un talud infinito con filtración
Fuente: Taludes Finitos e Infinitos (Angamarca, Cartuche y Ordoñez, 2019)

$FS = \frac{c}{\gamma_{sat} \cdot H \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \beta} + \frac{\gamma' \cdot \tan \phi}{\gamma_{sat} \cdot \tan \beta}$; Para $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

2.2.2 Estructuras de sostenimiento

Según Peña (Peña Fritz, 2004), las estructuras de sostenimiento usados en los sótanos de los edificios por su clasificación y a su forma de fabricación pueden ser rígidos, flexibles y prefabricados, y suelen justificar las armaduras verticales de ser necesario en el intradós o el trasdós de la estructura, mediante el cálculo elástico (sin amplificar cargas) de los esfuerzos generados por el empuje lateral de tierras, presencia de sobrecargas y esfuerzos laterales de agua exteriores al proyecto.

Los muros de sostenimiento sirven para contener diferentes materias como el agua, suelo o sobrecargas en desnivel (MVCS E050, 2018). Se usa mayormente para estabilizar todo lo confinado evitando que desarrollen líneas de falla en reposo natural, principalmente el uso de muros está en los cortes y rellenos de carreteras, muros de sótanos y obras de arte, etc. (Harmsen, 2002).

La verticalidad en las excavaciones de más de 1.50m de profundidad no deben permanecer sin sostenimiento siempre y cuando se demuestre que no es necesario usar estructuras de sostenimiento.

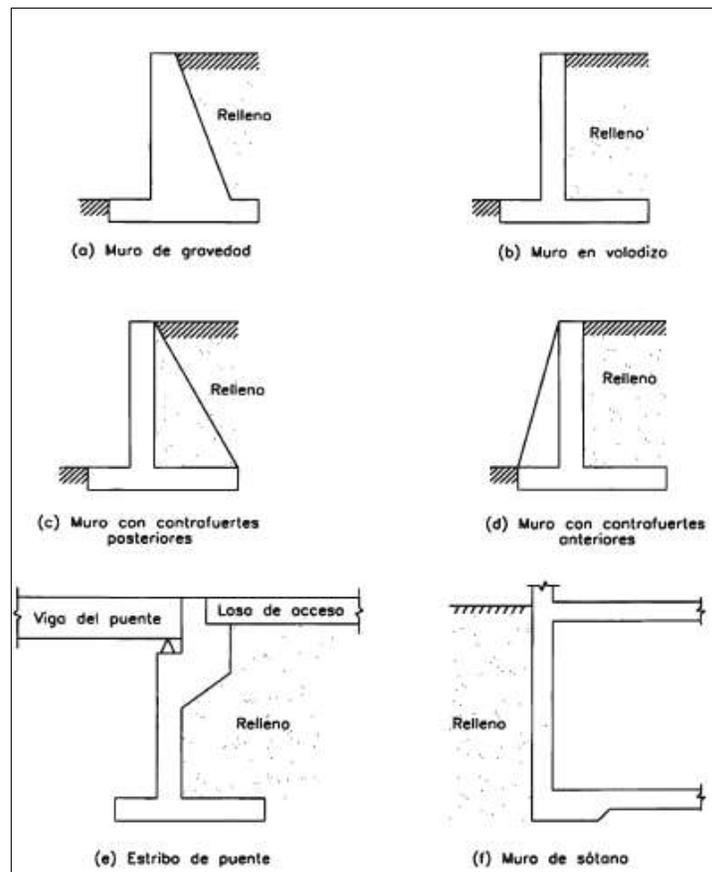


Figura 14: Tipos de muros de sostenimiento

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado (HARMSSEN, 2002)

Las estructuras de sostenimiento en los sótanos son muros que se diseñan para soportar esfuerzos laterales del suelo y agua, y también en ciertos proyectos se usan para soportar cargas verticales proveniente de la carga de la superestructura. Los apoyos de estos muros, tanto en la parte superior como en la inferior, dependerá de la cantidad de niveles inferiores con que cuenta la edificación o en este caso sótanos para determinar el número de apoyos, los cuales pueden considerarse simplemente apoyado o empotrado, ilustrado en la figura 14 (Harmsen, 2002). También es necesario señalar que, si el muro va a soportar cargas verticales, este trabajará a flexo-compresión y análisis será bajo esta solicitación; si no se cuenta con apoyo inmediato superior que en este caso sería la losa o techo, éste se diseñará como un muro en voladizo.

Según Calavera (Calavera, 2000), en los muros de sótano los esfuerzos que se generarán serán horizontales y también verticales, ya que cumplirán no solo la función de soporte frente presiones laterales sino también de transmisión de cargas verticales al terreno en una función de cimiento..

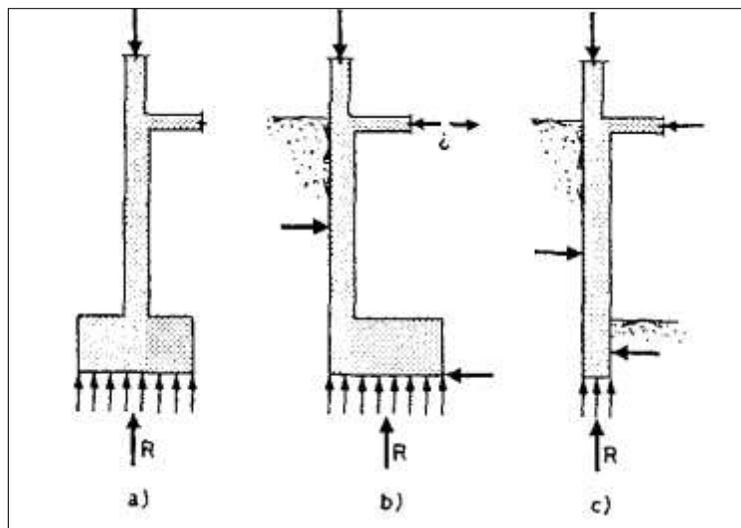


Figura 15: Casos de Muro de Sótano

Fuente: Cálculo de Estructuras de Cimentación (CALAVERA, 2000)

En la figura 15, se nos presenta tres casos de muro que serán sometidos a diferentes cargas, en el caso de a), representa a un muro de fachada o placa que resiste cargas de varios pisos sobre el muro o de los pilares que se apoyen en su coronación y transmitan toda esa carga al terreno. Es considerado como una viga de cimentación, y que se podría situar en la condición de una placa aislada del terreno a contener. En el caso de b), considerado como muro fachada y contención con zapata medianera. El empuje lateral del terreno es resistido por empuje pasivo en la zapata y otra a nivel de forjado, también pueden ser varios forjados (niveles), dándole más

apoyos al muro, equilibrándose el esfuerzo lateral de tierras a las fuerzas verticales, para este caso, la fuerza a nivel de entrepiso puede comprimirse o traccionarse. En el caso de c), corresponde a un muro pantalla sección excavado o empotrado, que resiste al mismo tiempo la carga vertical de pisos superiores y el empuje de terreno.

Se puede decir entonces que para el caso a), La estructura de sostenimiento de empujes laterales a usar es del tipo rígido y descendente, para el que muro de este caso solo soporte cargas verticales, para el caso b), La estructura de sostenimiento de empujes laterales puede ser del tipo flexible de muros anclados, y para el caso c) La estructura de sostenimiento de empujes laterales es del tipo flexible de muros pantalla.

El análisis de los muros de sótano tendrá las siguientes distribuciones de corte y momento según las diferentes situaciones de carga como se muestra en la siguiente figura 16.

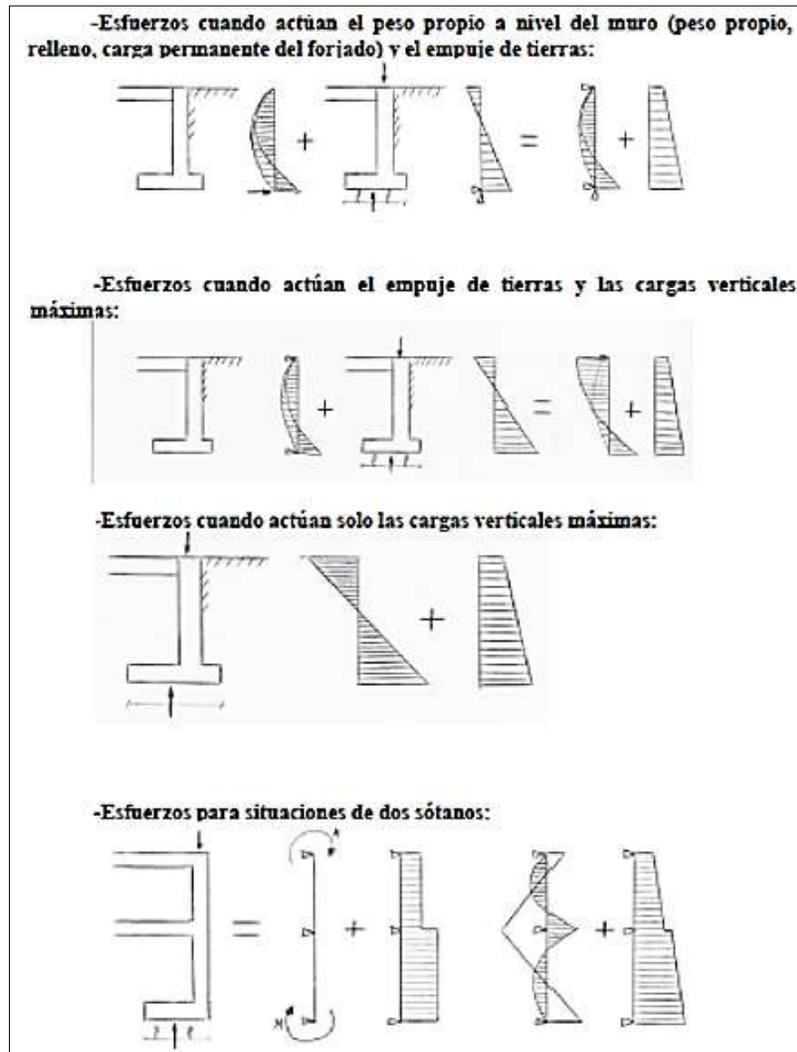


Figura 16: Diagrama de esfuerzos en las estructuras de sostenimiento para diferentes estados de carga
Fuente: Muros de sótano – Tipos (Jhonny Romero, Dario Chicaiza, Mario Delgado, 2017)

2.2.2.1 Muros de sostenimiento rígidos

2.2.2.1.1 Muros descendentes

a) Sistema de alzado o de calzadura

Son estructuras de concreto suficientemente rígidas que por sus características no se producirán deformaciones por deflexión. Uno de los problemas más importantes a la hora de ejecutar las cimentaciones, en excavaciones profundas, es la estabilización del talud, ya sea por seguridad de la vivienda vecina o por la seguridad también del mismo proyecto, por eso se presenta un sistema de estabilización de taludes conocido como calzadura.

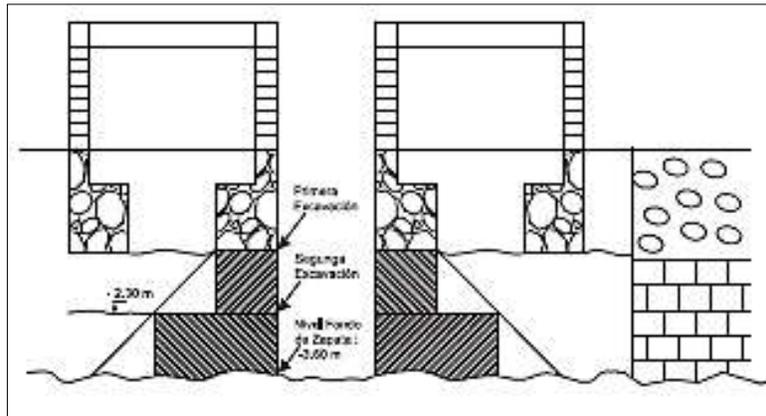


Figura 17: Vista en corte de los muros calzadura

Fuente: Costos y Presupuesto de un Edificio con Sótano (DELGADO C., 2010)



Figura 18: Muro de sótano (Sistema de Calzaduras)

Fuente: Elaboración Propia. Construcción del edificio "Dos Torres"

Según Delgado (Delgado C., 2010), las calzaduras son muros de sostenimiento cuya aplicación en los lugares en que se haga excavaciones que puedan comprometer la estabilidad de la cimentación vecina, se tendrá que calzar la estructura ya existente, dándoles así una nueva base para su fundación que alcanzará una mayor profundidad de cimentación evitando posible

asentamiento o derrumbes. Las calzaduras serán provisionales, tratándose como muros de contención, del tipo gravedad, usados para nivelar los asentamientos que se puedan dar en estructuras de valor arquitectónico o histórico, y así frenar el hundimiento que se da en dichas construcciones; también se usa para que nuestra cimentación llegue a una mayor capacidad portante del suelo, que implica llegar a una mayor profundidad para cimentar la estructura. La calzadura en si no tiene refuerzo de acero, por lo que su comportamiento estructural será estrictamente al igual que un muro de gravedad, muro de concreto ciclópeo, que dependerá de las fuerzas actuantes y los criterios de estabilidad que tendrá que pasar para optar por el sistema de calzaduras, y si no pasa dichos criterios de que el muro no se voltee, que no se deslice, que las cargas transmitidas al suelo no superen la resistencia de este, se tendrá que optar por otro sistema. Según MVCS (MVCS E050, 2018), se usan para soportar las cargas verticales y horizontales estimulados por los pisos superiores, el suelo y los sismos; una altura recomendable es no mayor a 5.00 m. en tipos de suelos como gravas arenosas densas con finos, ni tampoco mayor a 2.00 m si se tiene suelos del tipo arenas medianamente densas, ni mayor a 3.00 m para el tipo de arcillas duras, las dimensiones para el grosor del primer paño se sugiere el mismo ancho del cimiento por calzar y conforme se avance en profundidad el incremento del grosor de la calzadura es igual al 10 % de la dimensión vertical de un paño previamente colocado.

2.2.2.2 Muros de sostenimiento flexibles

2.2.2.2.1 Muros anclados

Los muros anclados seccionados son estructuras que serán ejecutados escalonadamente en avance de franja, usándose paños de 2.5m y 3m de altura por 4m o 5m de largo con un espesor de 0.50 m. hasta 0.80m; se diseñarán los muros anclados como zapatas flexibles, con refuerzos verticales y horizontales, cuando ya los techos sean construidos formarán parte de los apoyos del muro, liberando a los anclajes a esfuerzos sometidos por la presión lateral del terreno contenido (Cabanillas T., 2014).



Figura 19: Construcción de un muro pantalla

Fuente: Sistemas de Estabilización del Terreno para el Caso de Excavaciones de Edificios con Sótanos Caso Especial de Muros Anclados (Blanco B., 2011)

Según Blanco son muros verticales de concreto armado ejecutado en paños independientes con excavaciones parciales para evitar la posibilidad de asentamientos verticales en las estructuras existentes, por desplazamientos horizontales (Blanco, B., 2011).

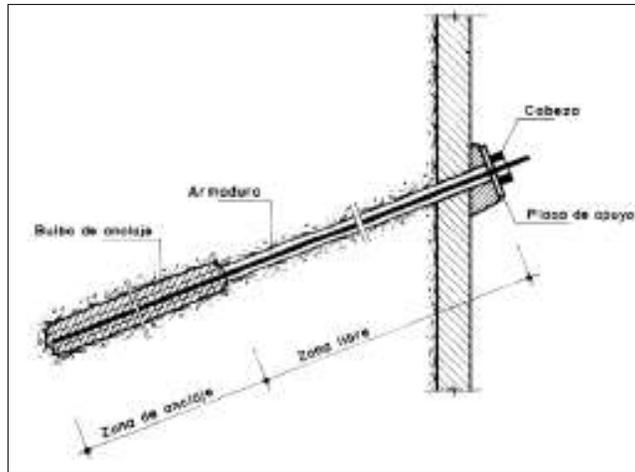


Figura 20: Anclaje de Muro de Pantalla con cable Post-Tensado

Fuente: Sistema de Estabilización de terreno para el caso de excavaciones de edificios con sótanos (Blanco B., 2011)

2.2.2.2 Muros pantalla

Los muros pantalla son estructuras de sostenimiento del tipo flexible frente al terreno que lo contiene, y aparecen tanto empujes activos como pasivos en el intradós y trasdós de la estructura, de esta manera equilibrando los apoyos, haciendo del muro hiperestático inicialmente (Calavera, 2000). Su proceso de construcción consiste en ejecutar un sostenimiento de concreto sin entibación. La excavación se mantiene en equilibrio por sí mismo y en caso contrario se usa relleno de lodos bentoníticos, que luego pasa a ser reemplazado por el concreto colocado mediante una tubería adecuada.

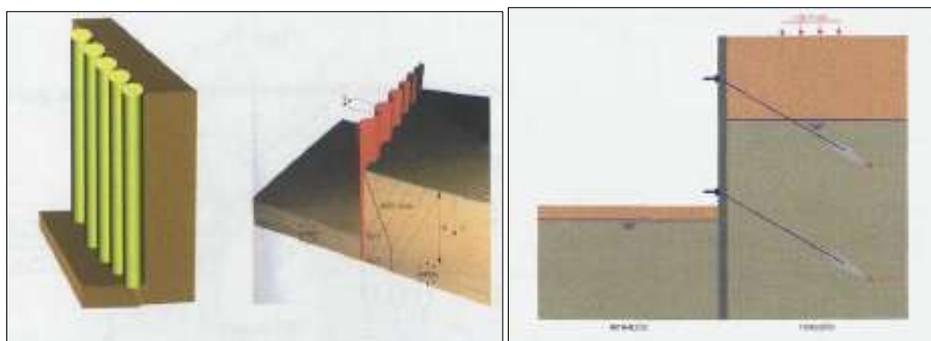


Figura 21: (Izquierda) Pantalla de pilotes, (Derecha) Pantalla continua de concreto armado.

Fuente: Proyecto de muros de sótano, sometidos a cargas verticales originadas por pilares de fachada. (Peña Fritz, 2004)

a) Muros pantalla continuo

Según Blanco, son muros verticales en su mayoría construido de concreto armado que soporta el esfuerzos laterales del suelo, donde se presentarán deformaciones por flexión (Blanco B., 2011). El muro es construido previo a la excavación, para después ser anclado mediante cables a tensión en el terreno, según avanza la excavación general.

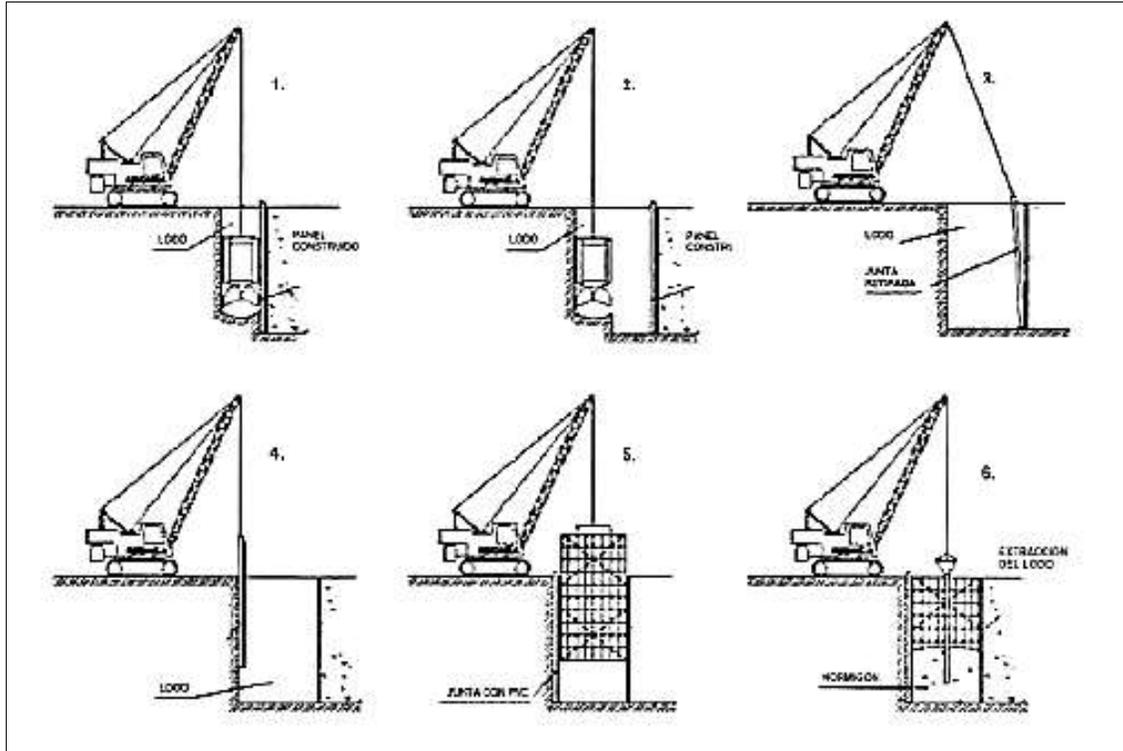


Figura 22: Sistema de Muro Excavado con Anclaje

Fuente: Sistema de Estabilización de terreno para el caso de excavaciones de edificios con sótanos (Blanco B., 2011)

b) Muros pantalla discontinuo

Según Yepes, son elementos de sostenimiento o cortinas ejecutados uno al lado del otro para contener el empuje del terreno y en la mayoría de estos casos se debe anclar. El uso de estas estructuras es debido los siguientes obstáculos en la ejecución de los muros pantalla continuos, como el proyecto a construir no es cuadrado, el suelo es demasiado blando o alterado por lo que su excavación es riesgosa y la bentonita no es la solución, o bien también si el suelo es tan duro que la ejecución se imposibilita para optar por el sistema continuo, entonces se hace uso del sistema discontinuo y estas pantallas están clasificados en pantalla de pilotes secantes, tangentes y separados con diámetro de 45 cm. hasta los 200 cm (Yepes P., 2016).

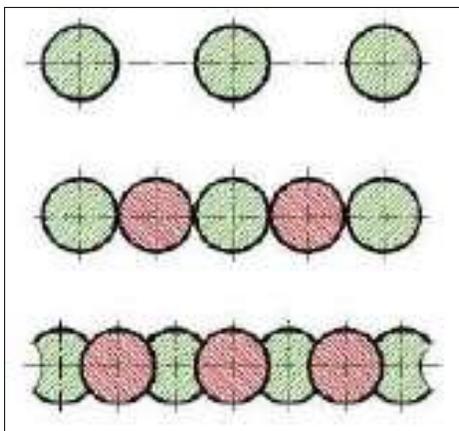


Figura 23: Tipos básicos de pantallas discontinuas; pilotes separados, pilotes tangentes y pilotes secantes.
 Fuente: Procedimiento de Construcción de Cimentaciones y Estructuras de Contención (Yepes P., 2016)

b.1) Pilotes separados

Según Oprandi, suelen construirse en terreno no tan sueltos, cohesivos y con nivel freático debajo de la cota de excavación y la separación entre estructuras es menor a dos veces el diámetro del mismo, el terreno retenido se mantiene trabajando en forma de arco entre pilote y pilote, los mismos que se han de llevar anclajes o arriostramientos, todos uniformemente deben estar sujetos por ellos (Oprandi, 2010).

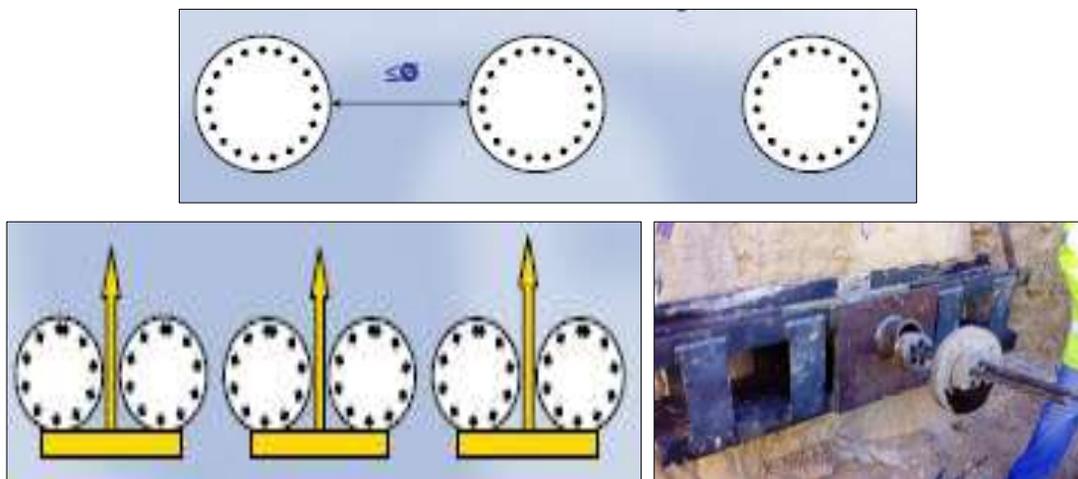


Figura 24: Pantalla discontinua de pilotes separados

Fuente: Excavaciones y contenciones: pantallas y anclajes (Oprandi, 2010)

b.2) Pilotes tangentes

Según Oprandi estas estructuras flexibles se usan para terreno muy sueltos, tampoco se permite un nivel freático alto más arriba de la cota de excavación, las estructuras pueden ser

más largas por ende tienen vigas de confinamiento para evitar máximas deflexiones, y en algunos casos se lleva anclajes o arriostros (Oprandi, 2010).



Figura 25: (Izquierda) Perforación de pilotes tangentes. (Derecha) Vigas arrioste y anclajes en pilotes tangentes.

Fuente: Excavaciones y contenciones: pantallas y anclajes (Oprandi, 2010) y

b.3) Pilotes secantes

Según Oprandi, cuando el nivel freático es más alto que la cota de excavación pone en riesgo la construcción al usar pilotes separados y tangentes, por lo tanto se puede optar por el sistema de pilotes secantes siempre y cuando se den los obstáculos antes mencionadas para la construcción de pantallas discontinuas, ya que este sistema es muy caro y su proceso constructivo también lo es, toda vez que se termina perforando pilares cilíndricos o pilotes y vaciando en concreto simple para luego cortar y montar el concreto fresco para insertar los pilotes de concreto armado, haciendo más difícil su ejecución (Oprandi, 2010).

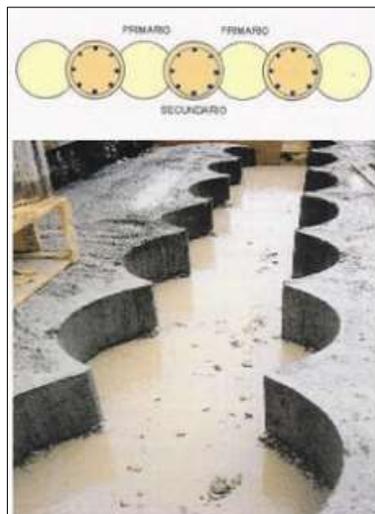


Figura 26: Pantalla de pilotes secantes

Fuente: Excavaciones y contenciones: pantallas y anclajes (Oprandi, 2010)

2.2.2.3 Muros de sostenimiento prefabricados

Los muros de sostenimiento con elementos prefabricados son aquellos fabricados total o parcialmente en un proceso industrial, que posteriormente son trasladados a su ubicación final en donde son instalados o montados con la posibilidad de incorporar otros elementos prefabricados o ejecutados en la propia obra (Bellester M. y Álvarez O., 1999). Constituyen una solución para la construcción, ya que permite realizar los trabajos de puesta en obra con una reducción de tiempo, costo, mano de obra y calidad final de la estructura. El peso reducido de estos elementos prefabricados puede ser compuesto de materiales no tradicionales como los “*composites*” que se refiere a refuerzos con fibra de materiales metálicos, poliméricos y cerámicos desarrollados en las décadas de los 50, facilita el traslado y puesta en obra, no necesitando el empleo de maquinarias de gran envergadura para su instalación, lo que permite también llegar a zonas difíciles

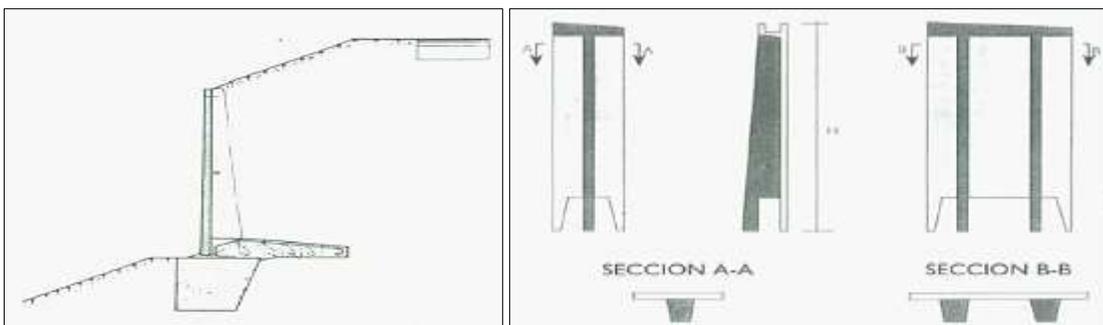
La clasificación de estructuras de sostenimiento con elementos prefabricados se basa en los siguiente:

a) Muros prefabricados empotrados.

Los muros prefabricados empotrados trabajan en voladizo con un empotramiento en la zapata, entran en estado activo al accionarse el empuje del relleno que sostiene, se colocaran nervios o zunchos en la parte superior para uniformizar sentamientos (Bellester M. y Álvarez O., 1999).

a.1) Muros pantalla parcialmente prefabricado

Estos muros prefabricados de hormigón pretensado o postensado son adosados unos a otros empotrados en las zapatas hechas en obra, las pantallas tienen contrafuertes con sección TT o T, no supera los 2.50m de ancho ni los 9m de alto (la altura depende del fabricante), se vierte concreto en la zapata una vez hecho el anclaje y se analiza la estabilidad por deslizamiento, vuelco, capacidad de carga y falla de estabilidad global, solo soportara presiones laterales, ideal para cercos o muros en carreteras (Bellester M. y Álvarez O., 1999).



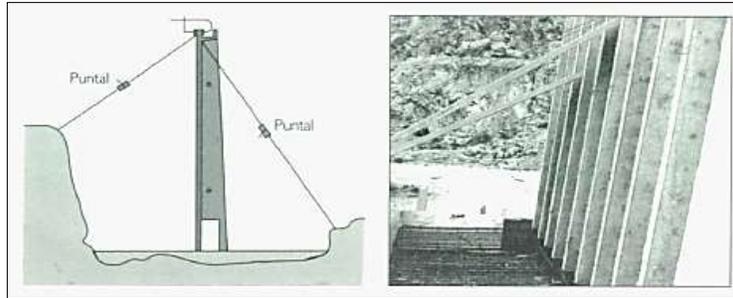


Figura 27: Muros prefabricados con contrafuerte en forma de T y TT
 Fuente: Tipología de muros en carreteras (Bellester M. y Álvarez O., 1999)

Según Yepes la prefabricación de estos muros también son de sección modular con hormigón armado permite competir con los tradicionales de hormigón “in situ”, debido a su versatilidad y ligereza del sistema, con este sistema no se hace el uso de paneles de encofrado, ni se tiene que renovar el tablero por determinado número de usos, se trata de placas de concreto prefabricado con espesor de 4-6cm (Yepes P., 2016). Es decir, una colocación de un muro prefabricado de 6 m. de altura 15m de longitud, podría hacerse mediante auto grúa en 10-20 minutos, a lo que de manera tradicional se tardaría en ejecutar en unos 3 días y prescindiendo de andamios para continuar con el segundo nivel. Y también el muro es capaz de soportar pilares nacientes en coronación, y pueden construirse de 1 a 5 alturas de sótanos.

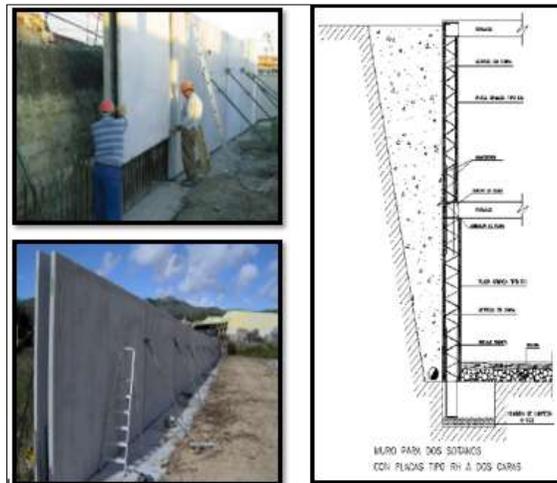


Figura 28: Muros de sostenimiento con paneles de concreto prefabricados
 Fuente: Procedimientos de Construcción de Cimentaciones y Estructuras de Contención (Yepes P., 2016)

a.2) Muros pantalla completamente prefabricados

Estos muros ya son prefabricados conjuntamente el panel y la zapata, las dimensiones son variables, el material de relleno debe ser filtrante por lo que se propondrá drenaje en el intradós, el sistema de drenaje será sellando las juntas con piezas llamadas “mechinales” o

tubería en el intradós, su estabilidad se analizará por deslizamiento, vuelco, capacidad de carga y estabilidad global (Bellester M. y Álvarez O., 1999).

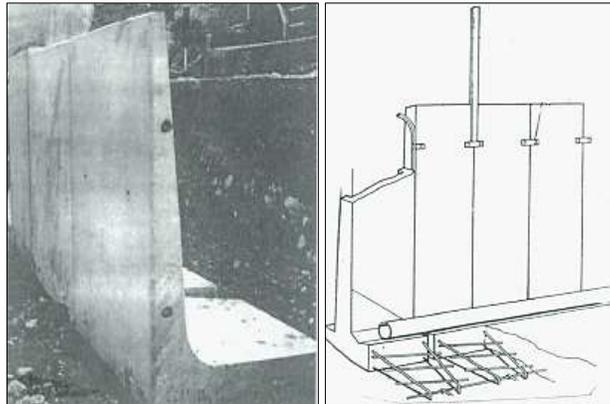


Figura 29: Muro completamente prefabricados con sistema de drenaje.

Fuente: Tipología de muros en carreteras (Bellester M. y Álvarez O., 1999)

b) Muros de concreto lanzado (Shotcrete)

El Shotcrete es un concreto o mortero lanzado a velocidades grandes para impregnarse en la superficie a sostener., existen dos tipos de colocación (ACI-506, 2014).

- Vía seca: Los agregados son mezclados (agregado + cemento) en seco e impulsados a presión hasta una boquilla para mezclarse con el agua y el acelerante, tiene un rendimiento de 1m³/hr, un rebote (desperdicio) de 30-50% de agregados, y alcanza resistencias tempranas y altas, el control del agua es manual.

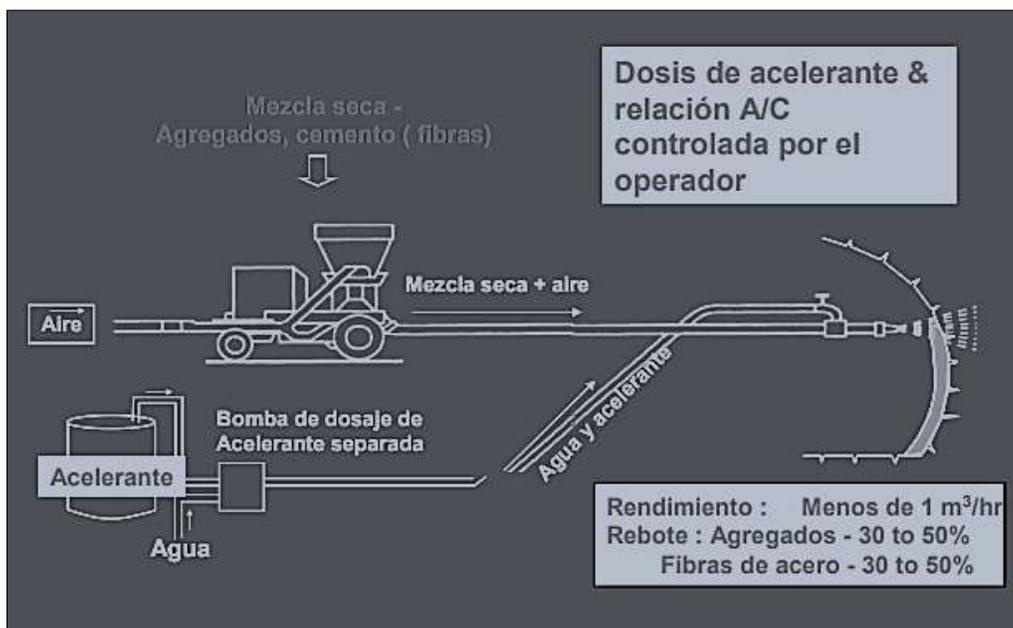


Figura 30: Concreto lanzado (Shotcrete), vía seca.
Fuente: Hormigón proyectado Shotcrete (ACI-506, 2014)

- Vía húmeda: El concreto se lanza, se coloca y se compacta al mismo tiempo debido a la fuerza de lanzado, a diferencia de la vía seca, los insumos (arena, agua, cemento y fibras) se mezclan previo al lanzado para luego juntarse en la boquilla con el aire comprimido y el acelerante, el agua de mezclado se controla en equipo de mezclado y se mide con más precisión, tiene un menor rebote en un rango de 2-10 %, se maneja un rendimiento de 4-5m³/hr lo cual nos permite un mayor volumen de producción.

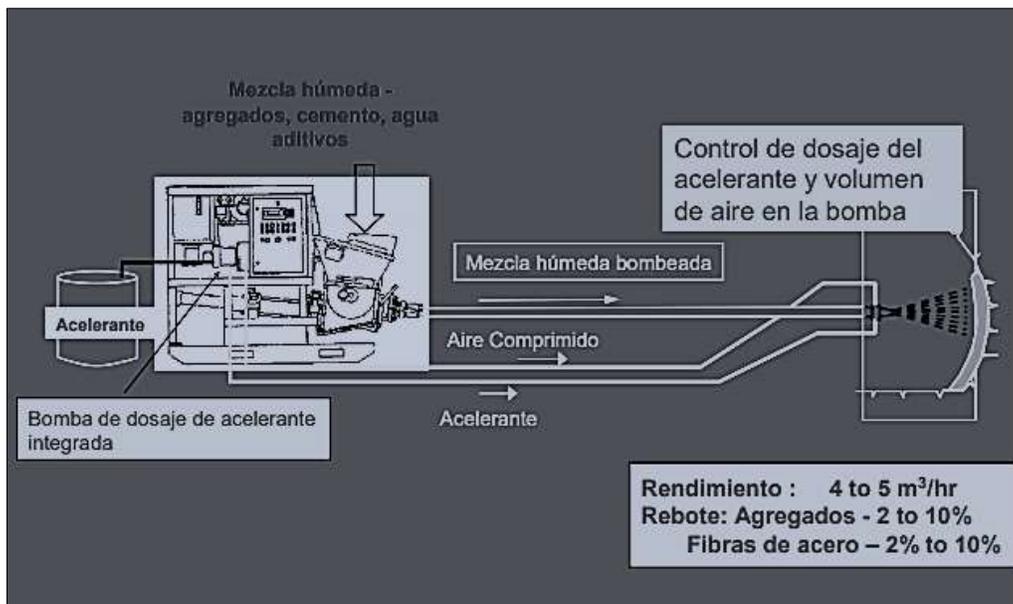


Figura 31: Concreto lanzado (Shotcrete), vía húmeda.

Fuente: Hormigón proyectado Shotcrete (ACI-506, 2014)

2.2.3 Empujes del terreno

El estudio de Mecánica de Suelo presenta muchas teorías para la determinación del empuje del suelo, ya que cada una tiene limitación en su aplicación (Harmsen, 2002). El comportamiento de los suelos granulares es diferente que el de los suelos cohesivos por lo que los coeficientes activos y pasivos serán diferentes en terrenos cohesivos o granulares, incompresibles y homogéneos, también hay teorías que aplican la fricción entre la estructura y el suelo, la distribución del empuje del suelo es compleja, por lo que es necesario asumirla de manera lineal, similar a la que genera los líquidos.



Figura 32: Empuje del terreno sobre los Muros de Sostenimiento en la Construcción “Dos Torres” en Huancayo

2.2.3.1 Tipos de empuje

Los taludes verticales son resistidos por muros de contención, muros de tablestacas en voladizo, cortes apuntalados, etc. Pues el diseño correcto de estas estructuras está basado en una estimación de la presión lateral producido por la materia contenida que está en función de varios factores a tomar en cuenta como, el tipo de muro a usar, los parámetros del esfuerzo resistente al corte del suelo, densidad específica del suelo y propiedad de filtración en el relleno (Braja M. Das, 2011).

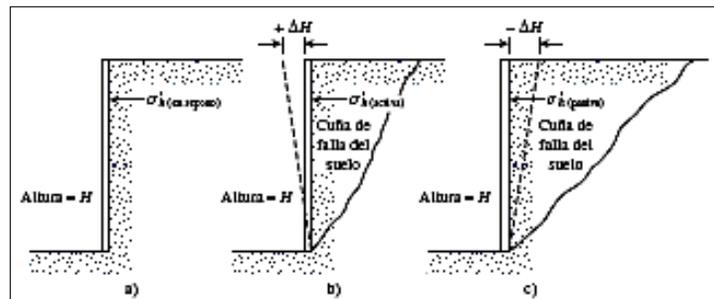


Figura 33: Naturaleza de la Presión Lateral de Tierra sobre un Muro de Sostenimiento

Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones (BRAJA DAS, 2011)

Según Yepes para el estado en reposo, las deformaciones son casi nulas, ya que el muro no se mueve en ninguna dirección y se considera estado de equilibrio estático (estado tensional inicial), para un estado activo el muro se desplaza, la masa se expande, entonces la cuña alcanza un estado de equilibrio plástico y falla, reduciéndose así el valor del esfuerzo en reposo, para un estado pasivo el muro es empujado hacia el suelo, la masa se comprime y la cuña también alcanza un estado de equilibrio plástico y falla (Yepes P., 2016).

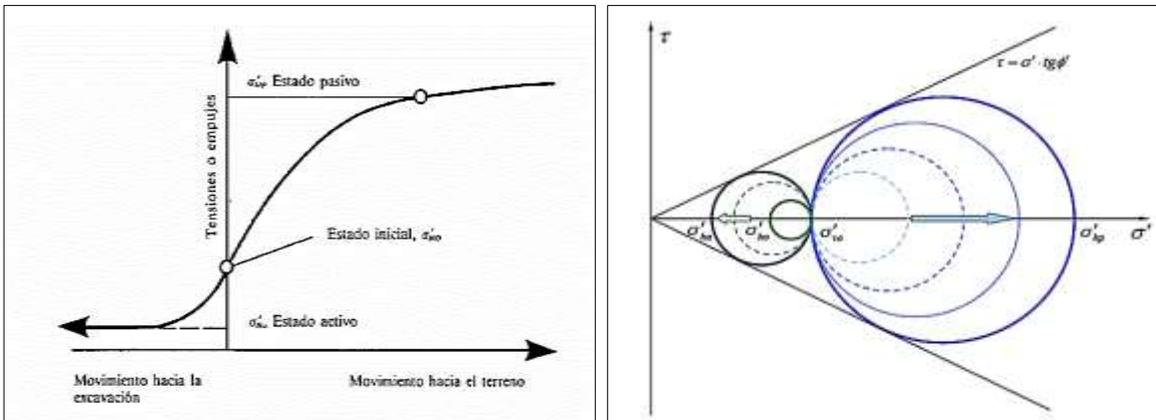


Figura 34: Estados de equilibrio limite

Fuente: Procedimientos de construcción de Cimentaciones y Estructuras de Contención (Yepes P., 2016)

En la figura 34, se observa la línea de envolvente de falla de Mohr-Coulomb que relaciona los parámetros de cohesión, esfuerzo vertical y ángulo de fricción interna, y mientras no haya deformación del terreno no es posible que se produzca la falla. Para un sistema de estructuras de muros pantalla y prefabricados las deformaciones serán casi nulas por lo que se analizará bajo un estado en reposo, pero para una estructura rígida o muros anclados la excavación abierta va ser que el terreno se deforme analizándose bajo un estado activo, y pasivo en zonas de empotramiento o hinca. Según Braja (Braja M. Das, 2011), la cohesión no está en función de la altura, para el caso activo, la cohesión es una variación que afectará a los esfuerzos laterales como, el esfuerzo efectivo y la sobrecarga; y si la cohesión es muy alta, la suma de los esfuerzos puede ser negativa ya sea en la parte superior, intermedia o total, por lo que, se producirán grietas de tensión en la interfaz suelo-muro hasta una profundidad $z=2c/(\gamma \cdot K_{ac})$, donde $K_{ac} = \cos\delta \cdot \cos\delta / ((1 + \sin(\delta + \delta)) \cdot \cos\delta)$ y la suma de esfuerzos $\gamma \cdot h \cdot K_a + q \cdot K_a - 2c' \cdot \sqrt{K_a} = 0$, interpretándose de esta manera, que hasta una altura determinada por la sumatoria de esfuerzos igual a cero se producirá una grieta de tracción, dicha altura podría excavar sin problemas de falla en el talud. Según (Blanco B., 2011) el sismo y la presión de poros son independientes de la cohesión, debido a que con la presencia del agua la cohesión se pierde entre partículas.

a) Empuje en reposo

Según Braja (Braja M. Das, 2011). Es la condición donde el movimiento del muro se puede restringir y no se mueva en lo absoluto, ni alejándose de la partícula de suelo o hacia ella, la presión lateral para un suelo dependiendo de la consideración o no de la napa freática, dependerá del peso específico del suelo retenido " γ ", la altura del muro " H " y la altura " z " del nivel freático.

- ✓ $\sigma'_o = q + \gamma z$; usado para determinar el empuje vertical en reposo sin nivel freático, “q” carga distribuida/área unitaria.
- ✓ $\sigma_h = \mu + K_o \sigma'_o$; usado para determinar el empuje horizontal en reposo sin nivel freático, “ μ ” presión de poro, $K_o = 1 - \sin \phi'$ por (Jaky 1944) = coeficiente de presión en reposo de tierra para suelos normalmente consolidados.

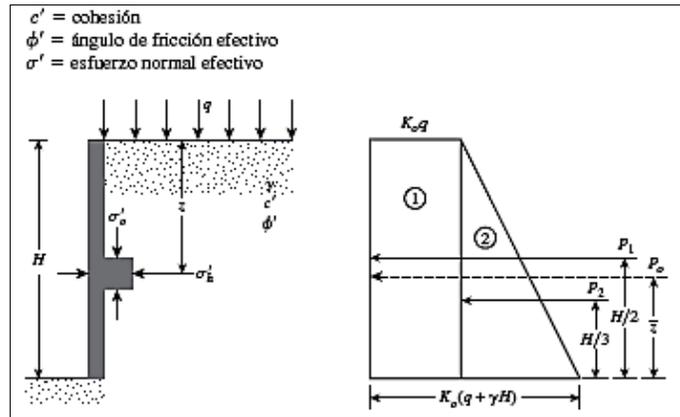


Figura 35: Presión lateral en reposo de tierra sin nivel freático.

Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. (BRAJA DAS, 2011)

La ubicación del nivel freático cambiará los diagramas de esfuerzos, dependiendo de la altura en que se encuentre con respecto de la altura del muro de sostenimiento.

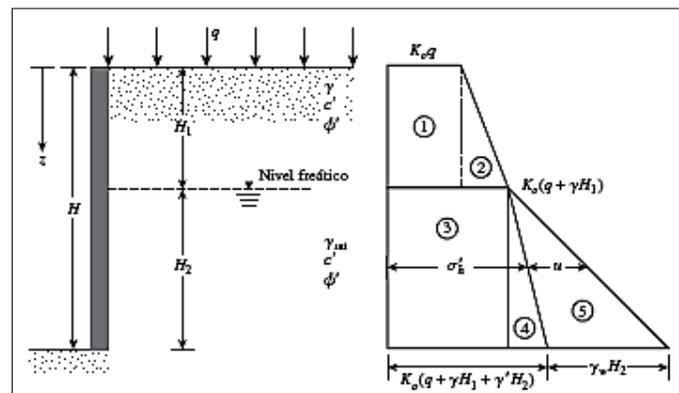


Figura 36: Presión lateral en reposo de tierra con nivel freático.

Fuente: Fundamentos de la Ingeniería de Cimentaciones. (BRAJA DAS, 2011)

En las ecuaciones anteriores de las presiones efectivas y horizontales no se suman las presiones hidrostáticas “u” que es cero cuando $z=0$ a $z=H_1$, y “u” es $H_2 \gamma_w$ en $z=H_2$, mostrándose variación de los esfuerzos horizontales σ'_h y “u” según la variación de la profundidad.

Según Aashto (Aashto LRFD, 2012), se recomienda usar dicho estado en reposo en estructuras donde la deformación de las mismas no va estar permitida por las construcciones

aledañas que en algunas ocasiones son muy antiguas. La aplicación para lo dispuesto anteriormente es para los muros rígidos, flexibles y prefabricados en fase inicial de la construcción contando con apoyos en la base y laterales (columnas o continuidad de franja) como se muestra en la figura 38 (Izquierda), y cuando el proyecto esté en fase de servicio, el muro actuará con apoyos en todos sus lados, ya que incluirá a los techos o forjados, como se muestra en la figura 37 (Derecha) por lo que todo el empuje del terreno será absorbido por toda la estructura llevando a que todos los movimientos posibles del muro sean casi nulos y cambiando la distribución de esfuerzos.



Figura 37: Construcción de los muros anclados en fase inicial del proyecto (izquierda), construcción del techo fase de culminación del sótano del proyecto (derecha)

Fuente: Sistemas de Estabilización del Terreno para el Caso de Excavaciones de Edificios con Sótanos Caso Especial de Muros Anclados (Blanco B., 2011) (Derecha) Propia, Construcción San Pedro II, Huancayo

Cuando ya está en fase de construcción de los forjados, el muro trabajará a flexión y corte ante el efecto de las cargas laterales y ante el efecto combinado de las cargas laterales y cargas axiales verticales trabajará a flexo compresión y corte. Según Montañez (Montañez H, 2015), las condiciones de borde unidireccional en los muros de sótano será el análisis en la dirección más corta entre la altura del techo y el cimiento usándose apoyos articulados; y para condiciones bidireccionales (usando tablas de diseño Bares, Kalmanok y PCA) donde la continuidad de los muros con los bordes laterales se idealizará como apoyos empotrados, y articulados entre el techo y la cimentación (zapata medianera).

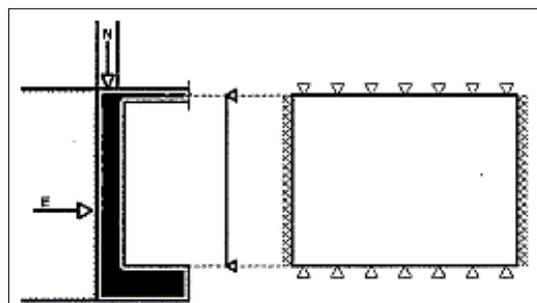


Figura 38: Condiciones de apoyo en los muros de sótano

Fuente: Comportamiento Estructural y Diseño de Losas Macizas de Concreto Armado en Infraestructuras de Ingeniería Civil (Montañez H, 2015)

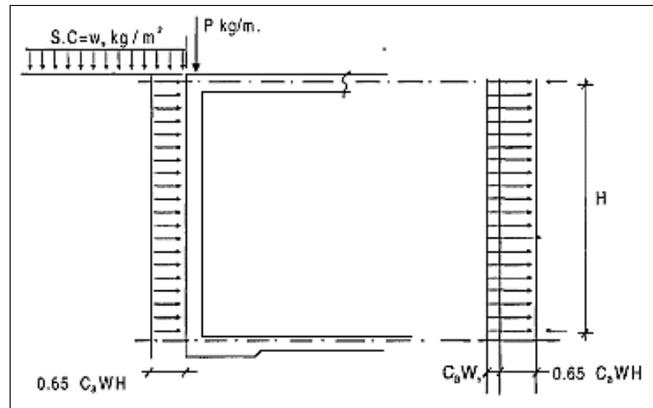


Figura 39: Distribución de esfuerzos para el caso de muro pantalla

Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto Armado. (HARMSEN, 2002)

b) Empuje activo

La teoría de Rankine (Calavera, 2000) asume que ha ocurrido un desplazamiento suficiente alcanzado de esta manera el suelo un estado de equilibrio plástico (cada partícula de la masa está a punto de fallar) y presenta superficie plana de rotura formando ángulos $45 + \phi/2$ donde se considera que la pared es lisa y no hay fricción entre suelo – estructura.

Según Braja (Braja M. Das, 2011), el muro se puede desplazar por el suelo retenido ya que éste se expande, y cada vez que se desplace en una distancia Δx la presión ejercida por el suelo sobre la estructura a cualquier profundidad tendrá a disminuir. Con suficiente inclinación del muro, se provocará una falla de cuña triangular del material retenido detrás del muro, a esta presión lateral se le conoce como presión activa de tierra, y para un muro sin fricción, el esfuerzo horizontal es igual a $\sigma'_h = K_o \sigma'_o = K_o \gamma z$; siempre y cuando $\Delta x = 0$, pero si $\Delta x > 0$, el $\sigma'_h < K_o \sigma'_o$, tal y como se muestra en la figura 40 (izquierda).

- Empuje activo para suelos granulares y cohesivos a través de la teoría de Rankine

En la figura 40 b. se muestran los círculos de Mohr correspondiente a los desplazamientos de $\Delta x = 0$ y $\Delta x > 0$ con los círculos “a y b” respectivamente, ahora bien si el desplazamiento del muro sigue en aumento el círculo tocaría la línea de falla de Mohr –Coulomb, representado el ultimo círculo “c” una condición de falla en la masa del suelo, refiriéndolo como esfuerzo horizontal igual a σ'_a conllevando a una presión activa de Rankine; en la figura 40.c se muestra el valor del esfuerzo horizontal dada por la siguiente ecuación.

$$\sigma'_h = \sigma'_o K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

Donde: $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$; Para Rellenos Horizontales y Granulares, donde $c' = 0$, si $\alpha = 0$ entonces

$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$ Para Rellenos Inclinados y Granulares, donde $c' = 0$, si $\alpha > 0$ entonces

$$K_a = \sin \alpha \left(\frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \right)$$

Para Rellenos Horizontales y Cohesivos, si $\alpha = 0$ entonces $K_a = 1$

Para Rellenos Inclinados y cohesivos, si $\alpha > 0$ entonces K_a

$$= \frac{1}{\cos^2 \phi'} (2 \cos^2 \alpha + 2 \left(\frac{c'}{\gamma z} \right) \cos \phi' \sin \phi' \pm \sqrt{4 \cos^2 \alpha (\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi' + 4 \left(\frac{c'}{\gamma z} \right)^2 \cos^2 \phi' + 8 \left(\frac{c'}{\gamma z} \right) \cos^2 \alpha \cos \phi' \sin \phi'}) - 1$$

Y la presión activa estará dada por la siguiente ecuación: $P_a = \frac{\sigma'_h \cdot H}{2}$

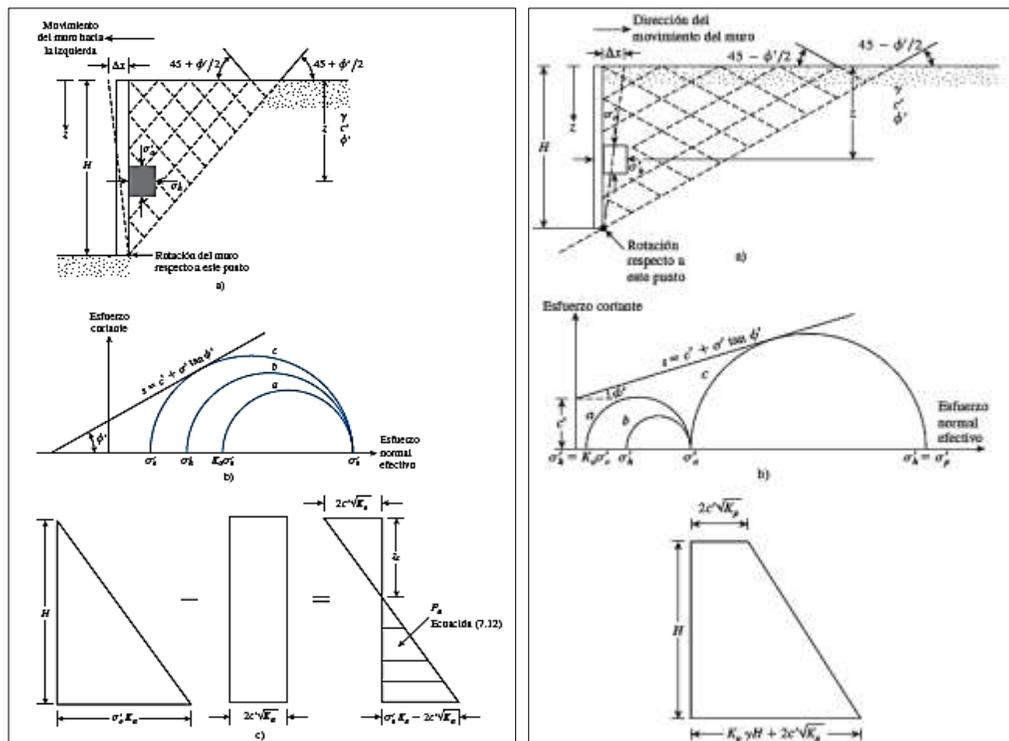


Figura 40: Distribución de presión del terreno activo y pasivo de Rankine con relleno horizontal de suelo cohesivo seco

Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones (BRAJA DAS, 2011)

c) Empuje pasivo

Según Braja (Braja M. Das, 2011) el muro se puede desplazar hacia el suelo retenido incrementando el esfuerzo lateral y con el esfuerzo suficiente del muro, fallará una cuña triangular de suelo, a esta presión lateral se le conoce como presión pasiva de tierra figura 40 (derecha), por lo que su aplicación en los muros de sótano no tendrá efecto y no será relevante el esfuerzo

ejercido, determinado un valor despreciativo; siempre y cuando no se trata de muros flexibles con empotramiento, de lo contrario se usará dichas presiones mediante las siguientes formulas.

$$\sigma'_p = \sigma'_v K_p + 2c' \sqrt{K_p} \quad \text{Donde:} \quad K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Para Rellenos Horizontales y Granulares, donde $c' = 0$, si $\alpha = 0$ entonces; $K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$

Para Rellenos Inclinados y Granulares, donde $c' = 0$, si $\alpha > 0$ entonces ; $K_p = \cos \alpha \left(\frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} \right)$

Para Rellenos Horizontales y Cohesivos, si $\alpha = 0$ entonces $K_p = 1$

Para Rellenos Inclinados y cohesivos, si $\alpha > 0$ entonces K_p

$$= \frac{1}{\cos^2 \phi'} (2 \cos^2 \alpha + 2 \left(\frac{c'}{\gamma z} \right) \cos \phi' \sin \phi' \pm \sqrt{4 \cos^2 \alpha (\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi' + 4 \left(\frac{c'}{\gamma z} \right)^2 \cos^2 \phi' + 8 \left(\frac{c'}{\gamma z} \right) \cos^2 \alpha \cos \phi' \sin \phi'}) - 1$$

d) Condición sísmica

Según Aashto (Aashto LRFD, 2012), la teoría de Mononobe y Okabe, de 1926-1929 establecen un método pseudo estático extendiendo la cuña de falla plana de Coulomb deformándose hasta alcanzar el estado activo, como se muestra en la figura 41, en donde cada partícula del suelo estará sometido a una misma aceleración en el mismo instante, y se añadirá una fuerza sísmica con relación con el peso de la estructura multiplicada con el coeficiente sísmico.

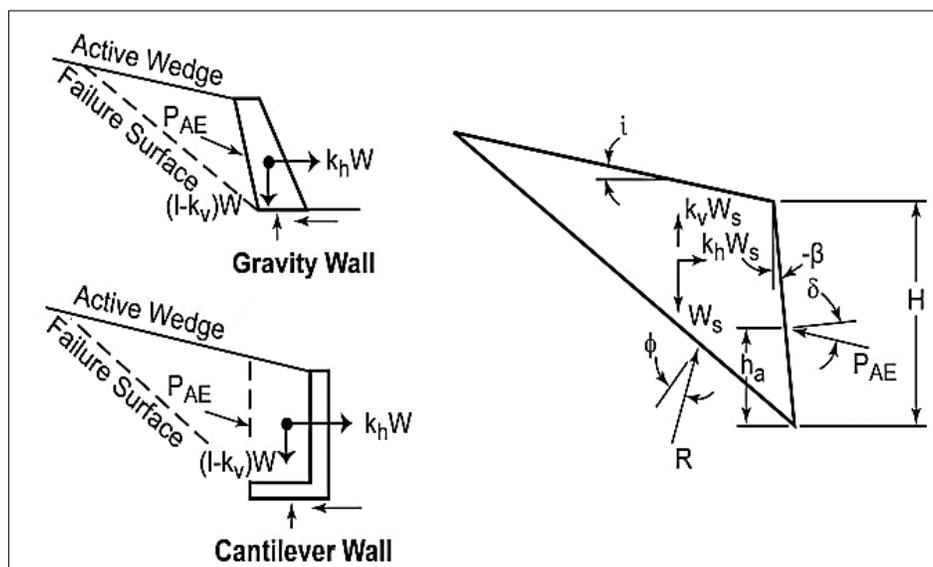


Figura 41: Diagrama de fuerzas por la teoría de Mononobe y Okabe
Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO LRFD, 2012)

- ✓ $P_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{AE} \cdot (1 - K_v)$; La ecuación de presión activa sísmica; para suelos granulares bajo nivel freáticos el agua no se moverá con el suelo, por lo que se utilizará el peso específico efectivo; para suelos cohesivos, el agua y el suelo se comportará como una unidad bajo cargas sísmicas, por lo que se utilizará el peso específico total. (AASHTO LRFD, 2012)
- ✓ $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{K_h}{1+K_v}\right)$; Ángulo resultante de las fuerzas sísmicas K_h y K_v .
- ✓ $K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta)} \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^{-2}$; Coeficiente sísmico

Según el Aashto (Aashto LRFD, 2012), se recomienda asumir la fuerza vertical sísmica $K_v=0$, para el caso de empujes pasivos considerar $K_v=2/3K_h$, la fuerza sísmica horizontal será $K_h=0.5 \cdot a/g$; por otra parte en ningún caso se debe tener como relleno arcillas altamente plásticas, debido a que siempre se deformarán (efecto de fluencia o creep) por lo tanto son difíciles de compactar y también se debe tener en cuenta los esfuerzos residuales post sismos por lo que recomiendan usar un coeficiente estático de estado en reposo por ser conservador. También según la norma (MVCS E030, 2018) para elementos no estructurales, para anclajes y conexiones se debe adicionar la fuerza horizontal mínima de sismo asociada al peso del elemento $F_h=0.5 \cdot Z \cdot U \cdot S \cdot Pe$. (Usaremos $Z=0.35$, $U=1.00$ y $S=1.00$; por tratarse obras provisionales en la ciudad de Huancayo).

2.2.4 Criterios de estabilidad

Se evaluará la estabilidad por volteo, deslizamiento, capacidad de carga y falla por estabilidad global usando factores o coeficientes de seguridad. Según Otazzi (Otazzi P., 2006), se usarán coeficientes de seguridad porque en la realidad existe incertidumbre entre las cargas aplicadas y la resistencia del elemento, por lo que se trata de un problema probabilístico ya que tanto cargas y resistencias son variables aleatorias y no pueden ser fijados con precisión.

a) Falla por volteo

Según Calavera (Calavera, 2000), convencionalmente se supone que el muro fallara por volteo o vuelco alrededor de la arista exterior del cimiento por los momentos actuantes generados por el empuje activo del suelo y la sobrecarga que pueda existir sobre el suelo, estabilizándose con los momentos resistentes debido al peso de la estructura y del suelo apoyado en el talón y la punta del muro, estableciéndose un factor de seguridad para que la estructura no falle por volteo.

- ✓ $FS = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo}$; Si se considera efectos de sismo el $FS = 1.2-1.5$ (Calavera, 2000), y un $FS=2$, Y $FS = 1.5$ si se considera sismo por el (MVCS E050, 2018)
- ✓ ΣMr = Sumatoria de momentos de las fuerzas resistentes al volteo respecto a la arista exterior de la cimentación.
- ✓ ΣMo = Sumatoria de momentos de las fuerzas actuantes que tienden a volcar la estructura a la arista exterior de la cimentación como se muestra en la figura 42.

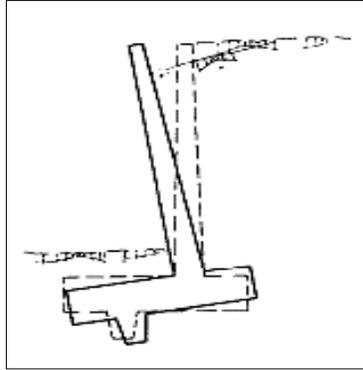


Figura 42: Falla por volteo del muro rígido
Fuente: Muros de Contención y Muros de Sótano (CALAVERA, 2000)

b) Falla por deslizamiento

Según Harmsen (Harmsen, 2002), a efectos del empuje horizontal, el muro tiende a deslizarse por lo que se tiene fuerzas actuantes de empuje y fuerzas resistentes de fricción en la base, el coeficiente de fricción a considerar debe ser el más crítico (menor) del estrato del suelo en contacto directo con la estructura o con el mismo suelo; el coeficiente de seguridad por deslizamiento debe ser mayor que 1.5 si no se considera el efecto del empuje pasivo y mayor que 2 si se considera dicho empuje.

Según Nilson (Nilson, 1999), el muro como un todo puede desplazarse por la presión de la tierra, sin que se presente una rotura interna, solo con cargas muertas y vivas de servicio sin aplicar factores de carga, el deslizamiento a lo largo del plano de la zapata del muro será resistido por la fricción entre el suelo y la estructura, por lo que las fuerzas que resisten deben exceder aquellas que tienden a generar deslizamiento y por lo general un factor de seguridad del orden de 1.5 es satisfactorio para controlar dicha falla.

- ✓ $FS = \frac{\Sigma Fr}{\Sigma Fd}$; Si se considera efectos de sismo el $FS = 1.25$ (MVCS E050, 2018)
- ✓ ΣFr = Sumatoria de fuerzas resistentes de rozamiento, se escoge el menor de $\Sigma FV.tg\delta+ca.b$ o $\Sigma FV.tg\phi+c.b$; donde $ca=0.9c$ para $c<50Kpa$ o $ca= 0.9+0.6.(0.49c-1)$ para $c>50Kpa$; y b es la base del muro.(NTP CE020, 2002)

- ✓ ΣFr = Sumatoria de fuerzas actuantes horizontales.

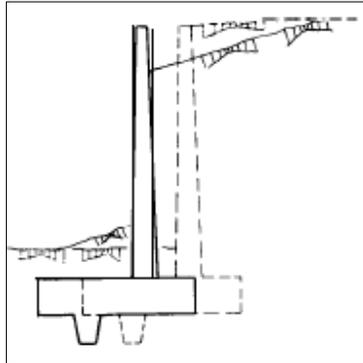


Figura 43: (Izquierda) Deslizamiento del muro rígido, (Derecha) Deslizamiento profundo en forma circular

Fuente: Muros de Contención y Muros de Sótano (CALAVERA, 2000)

c) Falla por capacidad de carga

Nilson (Nilson, 1999) recomienda garantizar que la presión bajo la zapata no exceda la presión de contacto admisible para el suelo. Pues la fuerza resultante R producto de las fuerzas que ejerce y se ejercen en la estructura debe localizarse dentro del tercio medio $a > l/3$, para obtener una distribución de esfuerzos ideal de forma trapezoidal, se aplicarán las fórmulas presentadas en la figura 44 (Izquierda), si la fuerza resultante se localiza al borde o fuera del tercio medio se aplicarán también las fórmulas de la figura 44 (Izquierda).

Según Braja (Braja M. Das, 2011), la presión vertical transmitida al suelo por la losa del muro rígido se debe revisar contra la capacidad de carga última del suelo, la capacidad de carga del talón y del pie serán valores máximos y mínimos soportados por el suelo, y estas capacidades estarán en función de las fuerzas verticales, momentos de las fuerzas con respecto a un punto de giro que la figura 44 (derecha) representada con la letra "C", excentricidad de la fuerza resultante "R" y momento de inercia de la base.

- ✓ $R = \Sigma V + Ph$; ΣV es la sumatoria de fuerzas verticales que actúan sobre la losa base y Ph es la fuerza horizontal igual a $Pa \cdot \cos \alpha$
- ✓ $M_{neto} = \Sigma Mr - \Sigma Mo$
- ✓ $a = CE = X = \frac{M_{neto}}{\Sigma V}$; CE es la distancia de la línea de acción de la resultante R.
- ✓ $e = \frac{B}{2} - CE$; e es la excentricidad de la resultante R.
- ✓ $q_u = \frac{\Sigma V}{A} \pm \frac{M_{neto} \cdot y}{I}$; La capacidad de carga última q_u estará en función del $M_{neto} = \Sigma V \cdot e$, la inercia $I = \frac{1}{12} \cdot (1) \cdot (B)^3$; y sustituyendo quedaría $q_p, t = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$

- ✓ $FS = \frac{q_u}{q_{m\acute{a}x}}$; $F_s = 3$ para evitar dicha falla de capacidad de carga para solicitaciones estáticas, $F_s = 2.5$ para solicitaciones dinámicas. (MVCS E050, 2018)
- ✓ $q_u = c'N_c \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B' \cdot F_{yd} \cdot F_{yi} \cdot F \cdot N_y =$ Capacidad de carga última para cimentación corrida por (Meyerhoff,1963)
- ✓ $B' = B - 2e$
- ✓ $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$
- ✓ $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi' / 2}$
- ✓ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi' / 2)^2 \cdot \frac{D_f}{B}$
- ✓ $F_{Yd} = 1$
- ✓ $F_{ci} = F_{qi} = (1 - \frac{\psi}{90})^2$
- ✓ $F_{yi} = (1 - \frac{\psi}{\phi' / 2})^2$
- ✓ $\psi^o = \tan^{-1}(\frac{ph}{\Sigma V})$
- ✓ $q_1, q_2, q_{m\acute{a}x}, q_{m\acute{i}n} =$ Capacidad de Carga del terreno
- ✓ $N_c, N_q, N_y,$ Factores de capacidad de carga (Anexo C.1).

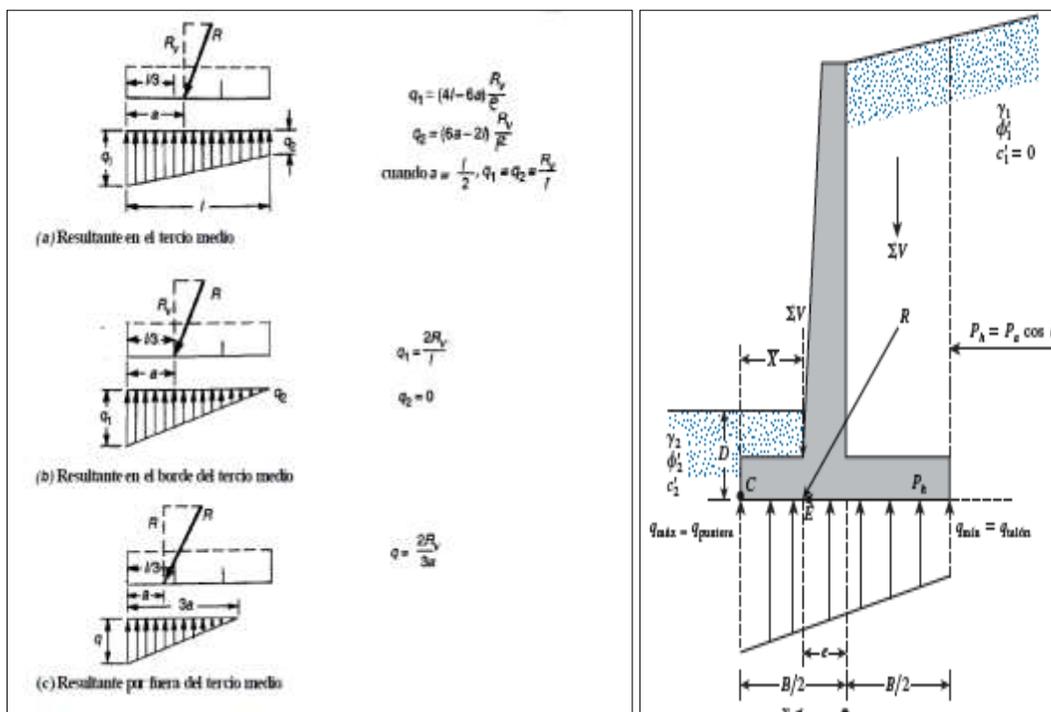


Figura 44: (Izquierda) Diferentes reacciones de la fuerza resultante, (Derecha) Fuerzas actuantes para una falla por capacidad de carga

Fuente: (Izquierda) Tomada de Diseño de Estructuras de Concreto (Nilson, 1999); (Derecha) Tomada de Fundamentos de la Ingeniería en Cimentaciones (Braja M. Das, 2011)

Según Nilson (Nilson, 1999), se procurará que la resultante caiga dentro del tercio medio de la zapata para no tener esfuerzos disparejos, ya que, si el suelo donde cimentaremos es bastante compresible como los arcillosos, la presión triangular de la figura 44.a y 44.b provocara asentamientos mayores en un solo lado, en cambio sí son suelos bastante incompresibles como gravas bien compactada o roca, se podría permitir dichos esfuerzos disparejos.

d) Estabilidad global

Según el MVCS (MVCS E050, 2018), las estructuras de sostenimiento consideran en su estabilidad global mínimos aspectos a considerar como el proceso de construcción del muro de contención, la geometría de la excavación, también las sobrecargas presentes, efectos pseudo-estáticos, características del terreno, las propiedades físico-mecánicas de los estratos del suelo y roca, esfuerzos preexistentes y las agua subterráneas. Por ende, al ser construidas como estructuras esbeltas temporales o permanentes, se puede producir una falla circular profunda por debajo de la cimentación, por lo tanto, se debe manejar un FS mínimo de 1.50 en el caso estático y 1.25 con presencia de fuerzas dinámicas; en ambos casos obedeciendo al estado límite del suelo.

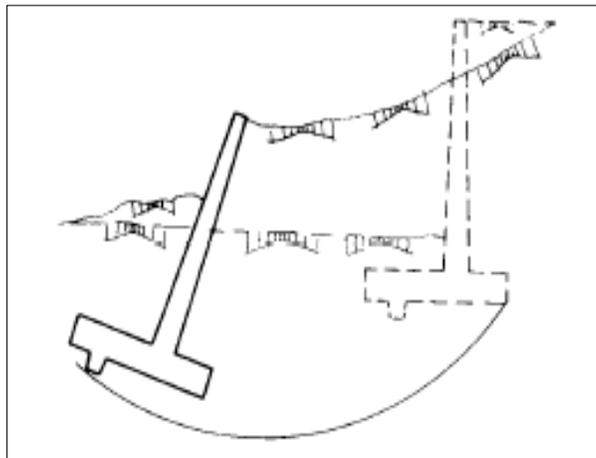


Figura 45: Deslizamiento profundo en forma circular

Fuente: Muros de Contención y Muros de Sótano (CALAVERA, 2000)

e) Modo de falla de estructuras de sostenimiento anclados

Según la UTN (Universidad Tecnológica Nacional, 2004), el objetivo del diseño de estructuras de sostenimiento anclados es crear una masa de suelo internamente estable para resistir, bajo un nivel adecuado de servicio, los modos de falla externos. Estos tipos o modos de falla es apreciable en la siguiente figura 46.

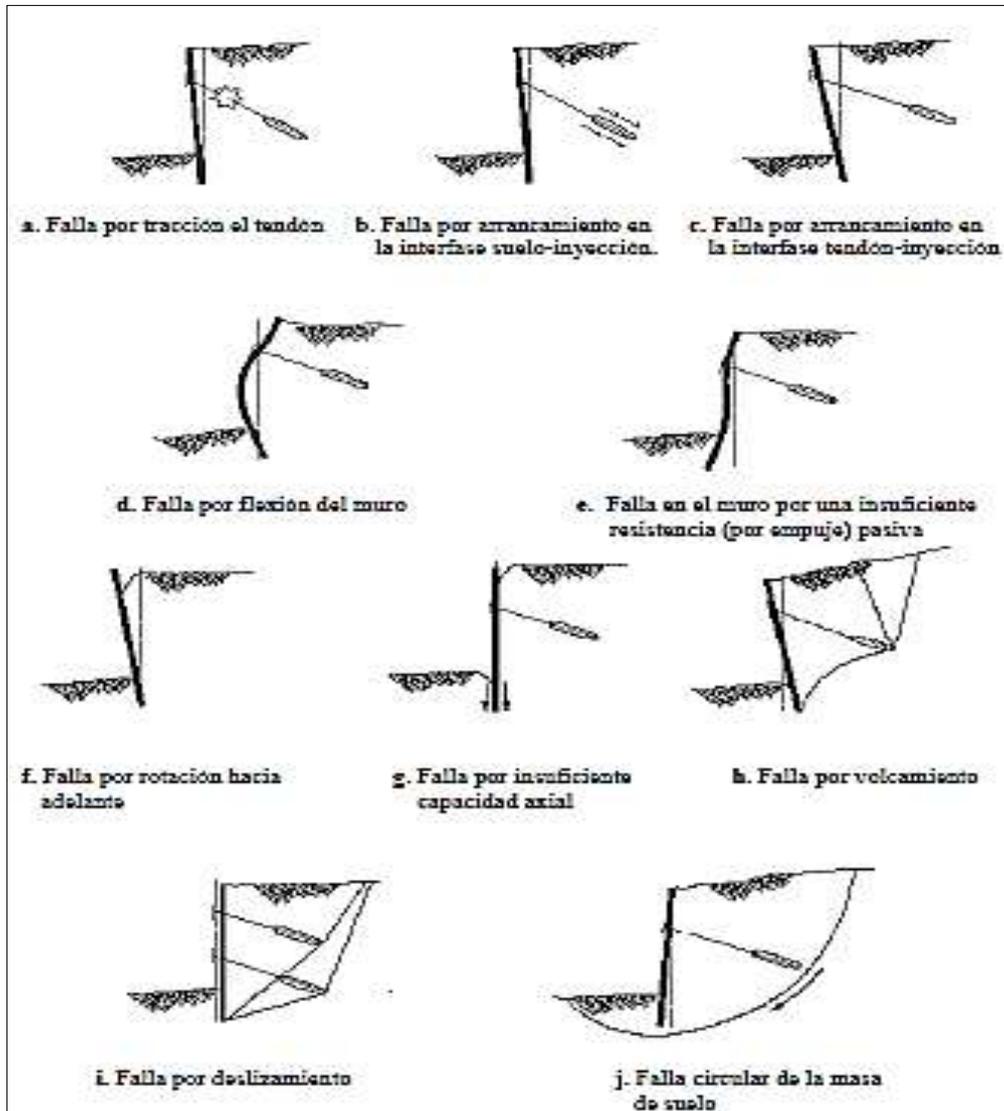


Figura 46: Condiciones posibles de falla para muros anclados

Fuente: Anclajes y Sistemas de Anclajes (Universidad Tecnológica Nacional, 2004)

2.2.5 Arriostramiento en las estructuras de sostenimiento

Dependerá de la profundidad de excavación, características del suelo, si contiene napa freática y conjunto de esfuerzos actuantes, para determinar el arriostre respectivo. Los sistemas de estabilización de taludes o estructuras de sostenimiento, nombrados y usados para la respectiva investigación (muro rígidos, muros flexibles y muros prefabricados) será el que conjuntamente con el uso del arriostramiento necesario asegure la estabilidad global de la estructura y del proyecto; existen diversos tipos de arriostramiento, que para simplificación e investigación coherente de la tesis referente a lo usado en nuestra ciudad de Huancayo y del Perú, se profundizará el arriostramiento de anclajes mostrado en la figura 47.

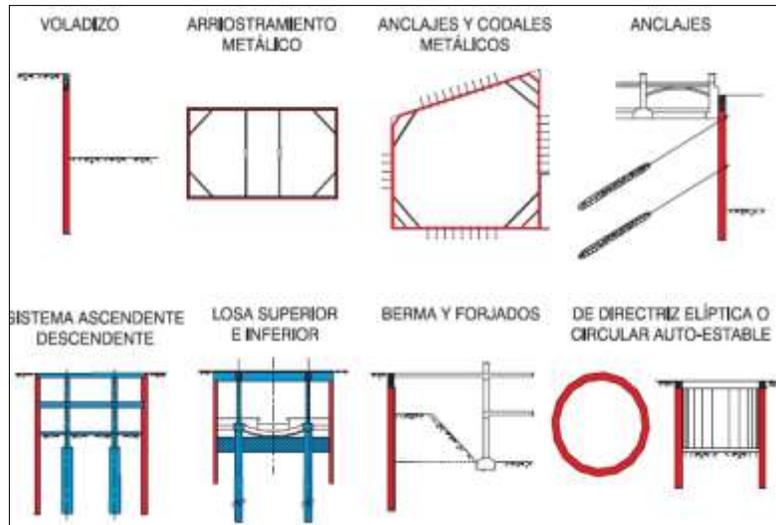


Figura 47: Tipos de arriostramiento

Fuente: Sistemas de Estabilización del Terreno para el Caso de Excavaciones de Edificios con Sótanos Caso Especial de Muros Anclados (Blanco B., 2011)

2.2.5.1 Anclajes

Según Ucar (Ucar N., 2002), los anclajes son elementos de sujeción inyectados en el suelo en una zona más profunda y estable, dichos elementos trabajarán a tracción, de esta manera absorberán momentos volcadores del empuje de tierras, del empuje del agua subterránea y/o otras estructuras adyacentes, y servirán también para estabilizar y mejorar el equilibrio de las fuerzas de empuje del material y de sostenimiento del muro o estructura de contención.

Existen diversas construcciones civiles y mineras que usan anclajes, basando la investigación en las edificaciones y los sótanos que ha de construirse en estas, debe tenerse en cuenta, no solo aspectos de asegurar sostenimiento antes y después de la excavación, sino también tomar otras consideraciones de vital importancia, tales como las cimentaciones de las construcciones vecinas, líneas de agua y desagüe para el caso de los pavimentos, por lo que no se correrán con riesgos innecesarios que puedan afectar la integridad de la obra y sobre todo la de la vida humana.

Cabe mencionar que al diseñar los anclajes es fundamental no solo comprobar las condiciones de estabilidad, sino el de comprobar que tipo de anclaje se adecua mejor a la masa de terreno, así mismo como el diseño de todos los componentes del anclaje.

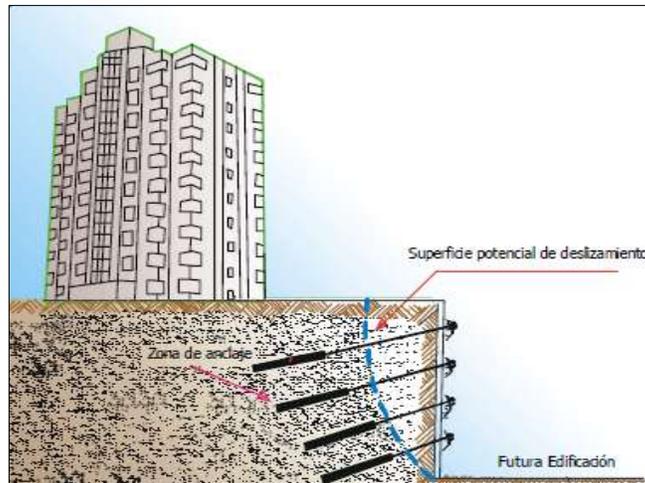


Figura 48: Muro anclado construido en centro urbano
Fuente: Manual de Anclajes en Obras de Tierra (Ucar N., 2002)

Los anclajes presionaran al muro evitando que éste se mueva o deslice y termine volcándose, estos elementos pueden ser considerados permanentes o temporales, los anclajes del tipo temporal trabajan hasta que se sustituyen por anclajes del tipo permanente, que en el caso de la construcción de uno o varios sótanos serían los mismos techos o losas de los entresijos o subniveles y reemplazarían a la función del anclaje (Cabanillas T., 2014).

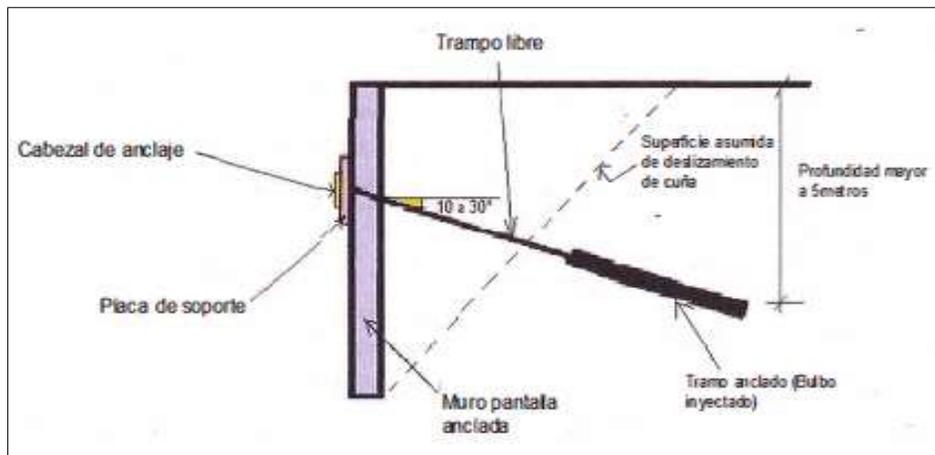


Figura 49: Detalles de anclaje en muro pantalla
Fuente: Estudio Comparativo de Muro Pantalla y Calzadura (CABANILLAS T., 2014)

a) Partes del anclaje

Los anclajes son estructuras de armaduras metálicas, alojados en perforaciones por los taladros tubulares mecánicos y fijados mediante inyecciones de lechadas, es sometido a tracción, debido a que el anclaje aporta la fuerza estabilizadora y la transmite al suelo más allá

de la zona activa; a continuación, se señalan las siguientes partes del anclaje inyectado. a) La zona de anclaje, b) La zona libre y c) La cabeza del anclaje.

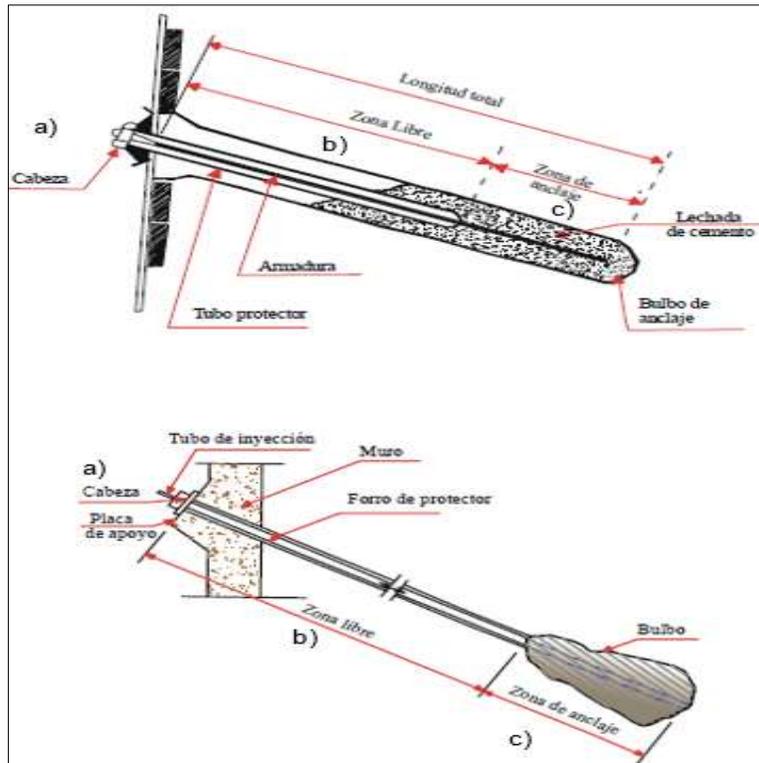


Figura 50: Detalle de un anclaje permanente y Sección típica de un anclaje permanente.

Fuente: Manual de Anclajes de Obras de Tierra (Ucar N., 2002)

a.1) Zona de anclaje

La zona de anclaje es básicamente donde se generarán los esfuerzos de tracción o tensión y de resistencia al corte o falla del talud del suelo, encargándose de transferir dichos esfuerzos la longitud de Bulbo y según la norma (MVCS E050, 2018) es determinada con la siguiente ecuación:

$$L_b = \frac{P_w}{\pi D \tau_w}$$

Donde:

- ✓ L_b : Longitud del bulbo de anclaje
- ✓ P_w : Carga de trabajo del anclaje
- ✓ D : Diámetro de perforación
- ✓ τ_w : Capacidad de adherencia de trabajo en el contacto suelo – Material cementante. $\tau_w = \tau_{utl} / FS$, Donde $FS \geq 2.00$
- ✓ τ_{utl} : Capacidad de Adherencia Ultima en el contacto suelo – material cementante.

✓ Recomendaciones de la norma:

- La longitud de bulbo no debe ser inferior a 4.50m en anclajes formados por cables de acero, y de 3.00 m si se emplean barras de acero.
- En caso el material cementante sea lechada de cemento, el “ τ_{ult} ” se tomará valores de la siguiente tabla 2, teniendo conocimiento típico de la zona donde se cimientan los anclajes.

Tabla 2:

Capacidad de Adherencia Ultima en la interfase Suelo / Lechada de Cemento del Bulbo

Roca		Suelos Cohesivos		Suelos No Cohesivos	
Tipo de roca	Capacidad última de adherencia promedio (MPa)	Tipo de anclaje	Capacidad última de adherencia promedio (MPa)	Tipo de anclaje	Capacidad última de adherencia promedio (MPa)
Granito y Basalto	1.70 - 3.10	Anclajes inyectados a gravedad (en dirección al eje)	0.03 - 0.07	Anclajes inyectados a gravedad (en dirección al eje)	0.07 - 0.14
Caliza Dolomita	1.40 - 2.10	Anclajes inyectados a presión (en dirección al eje)		Anclajes inyectados a presión (en dirección al eje)	
Caliza blanda	1.00 - 1.40	-Arcilla blanda limosa	0.03 - 0.07	- Arena fina a media, medianamente densa a densa	0.08 - 0.38
Pizetas y Lutitas duras	0.80 - 1.40	-Arcilla limosa	0.03 - 0.07	- Arena medianamente gruesa (con grava), medianamente densa	0.11 - 0.66
Lutitas blandas	0.20 - 0.80	-Arcilla rígida, mediana a alta plasticidad	0.03 - 0.10	- Arena medianamente gruesa (con grava), densa a muy densa	0.25 - 0.97
Areniscas	0.80 - 1.70	-Arcilla muy rígida, mediana a alta plasticidad	0.07 - 0.17	- Arenas limosas	0.17 - 0.41
Areniscas intemperizadas	0.70 - 0.80	-Arcilla rígida, mediana plasticidad	0.10 - 0.25	- Morena glacial densa	0.30 - 0.52
Tiza, Yeso	0.20 - 1.10	-Arcilla muy rígida, mediana plasticidad	0.14 - 0.35	- Grava arenosa, medianamente densa a densa	0.21 - 1.38
Marga intemperizada (arcilla calcárea)	0.15 - 0.25	- Limo arenoso muy rígido, mediana plasticidad	0.28 - 0.38	- Grava arenosa, densa a muy densa	0.28 - 1.38
Concreto	1.40 - 2.80				

Nota: Tomada de la Norma de Suelos y Cimentaciones (MVCS E050, 2018)

a.2) Zona libre

Según (UCAR N., 2002) es donde toda la longitud de la estructura de la armadura metálica estará separada del terreno que lo rodea y confinada, admitiendo una deformación al ser tensado; estas longitudes suelen oscilar entre 10 m. y 80 m. con un diámetro de perforación entre 75mm. y 150mm.

Según la (MVCS E050, 2018) la longitud de la zona libre es la que proporcionara seguridad entre el suelo y la estructura, se recomienda que dicha longitud esté hasta un 1.5m detrás de la línea de falla o superficie de falla, para rellenos no cimentados se sugiere no localizar le bulbo, y la distancia vertical de profundidad debe ser mayor o igual a 4.5m donde no haya construcciones vecinas y mayor o igual a 3.0m donde si las haya.

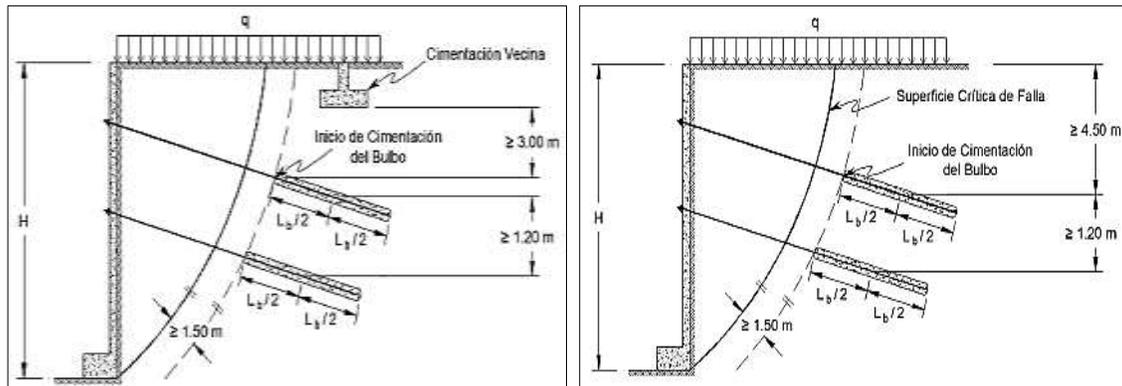
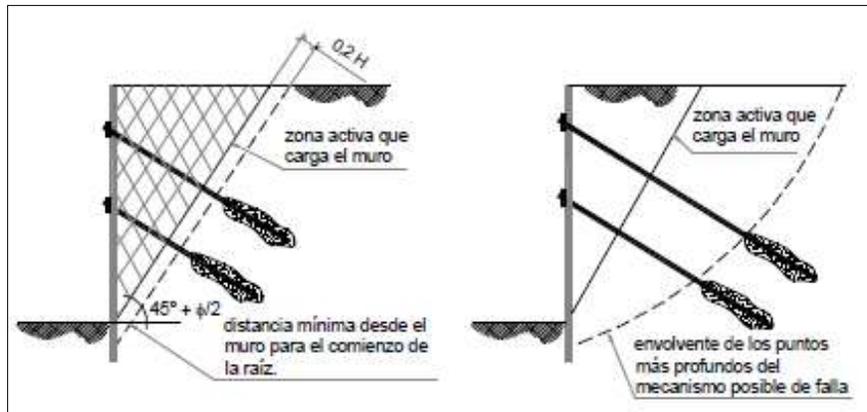


Figura 51: (arriba) Ubicación de superficie de falla suelos granulares y cohesivos. (abajo) Requerimientos Geométricos para Sistemas Anclados

Fuente: (arriba) Fuente: Anclaje y Sistemas de Anclajes (Universidad Tecnológica Nacional, 2004). (Abajo) Norma de Suelos y Cimentaciones (MVCS E050, 2018)

Según Ucar (Ucar N., 2002), “0.2H” es la separación mínima detrás del muro para el inicio de la zona de anclaje o raíz, donde se desarrollará una longitud de adherencia, y la profundidad de cada anclaje será en relación a la ubicación de a la superficie de la falla más crítica, el autor menciona que para suelos sin cohesión la cuña de inclinación puede tomarse de forma lineal $45 + \phi/2$ respecto de la horizontal, y como acotación el hallar las fuerzas actuantes en el muro será útil para el diseño de todas las partes del anclaje.

a.3) La cabeza de anclaje

Esta parte del anclaje es la unión entre la estructura metálica y el muro de contención, que tiene como función transmitir todo el tensado de los cables hacia el área del concreto a través de una placa de apoyo, los anclajes pasivos no se tensan y se dejan embebidos en concreto, entran en tracción cuando se opone a la masa del suelo que se empieza a deslizar por consecuencia de una falla (son más baratos), también son más efectivos para suelos y rocas duras porque la dilatancia es menos; los anclajes activos son tensados incrementando en

consecuencia la resistencia al corte de la masa del suelo logrando aprovechar la resistencia intacta del terreno y es más efectivo para todo tipo de suelo. Los cables usados en los anclajes activos a diferencia del acero convencional tienen una mayor resistencia a la rotura, pero admite menor deformación 1.4% del torón (formado por 7 alambres torcido, esfuerzo máximo $0.8.f_{cr}$) $f_{cr}=19000\text{kg/cm}^2$ frente al 6% del acero $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ (Ucar N., 2002).

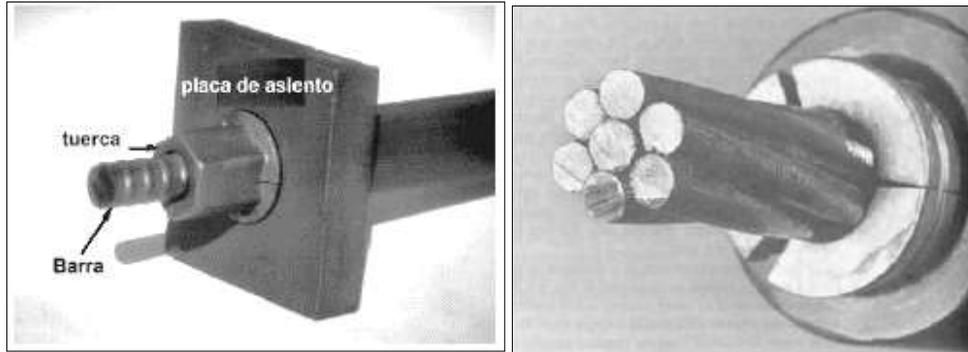


Figura 52: Componente del Anclaje pasivo y activo

Fuente: Anclajes y Sistemas de Anclajes (Universidad Tecnológica Nacional, 2004)

2.2.6 Agua subterránea en la construcción de sótanos

Para el análisis de la cimentación como es la estructura de sostenimiento, el desarrollo de esta investigación parte principalmente por entender el problema que puede generarse por la presencia de nivel freático por arriba de nuestra cota de cimentación, donde un diseño sin la consideración de presiones hidrostáticas del agua subterránea y sin el drenaje correspondiente, simplemente el nivel freático en suelos relativamente permeables, dificultarían y supondrían un gran riesgo en el proceso de construcción, operación y mantenimiento de la edificación; el suelo y el agua pueden resultar en muchas ocasiones agresivos para los materiales de la estructura, por lo que se condicionará a adoptar un tipo de solución.

Según Shiklamanov (Shiklamanov, Igor A, 1999), casi toda el agua subterránea existente en la tierra tiene origen en el ciclo hidrológico, que circula de los mares y océanos hacia la atmosfera y luego hacia los continentes, retornando superficial y subterráneamente a los mares y océanos. Centrándonos en el escurrimiento subterráneo y el porcentaje que agua que este posee como se muestra en la figura 53 (Derecha) se ve que solo ocupa un 0.76 % del total de agua del planeta y el periodo de renovación es de 1400 años; y con respecto al agua dulce, los hielos y nieve permanente ocupa un 68.7 %, agua subterránea un 29.90 % y solo 0.26 % se encuentra en lagos, ríos y arroyos.

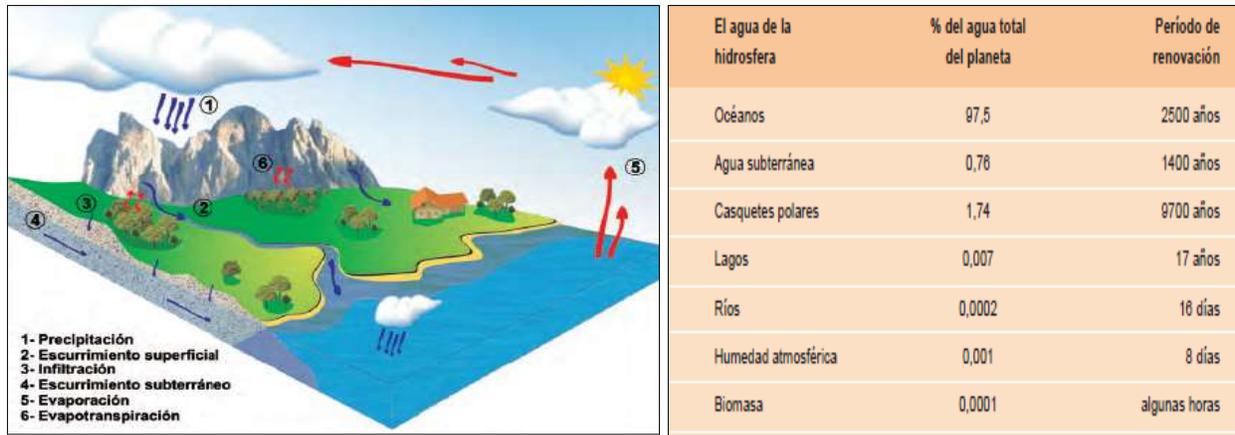


Figura 53: Ciclo hidrológico del agua (Izquierda), Porcentajes de agua y periodo de renovación en la Tierra (Derecha)

Fuente: Manual del agua subterránea (Caraballo Collazo y Montañó Xavier, 2012)

En la región Junín, principalmente la provincia de Huancayo, uno de los ríos principales es el río Shullcas que nace en las Lagunas de Chuspicocha, Peñacocha y Latursay en lado occidental del nevado de Huaytapallana a una altura de más de 5000 msnm., hasta Pichcapuquio toma el nombre de quebrada Chuspe, y de Pichcapuquio aguas abajo hasta la quebrada Ronda toma el nombre de río Shullcas. En la subcuenca del río Shullcas, se desarrolla el crecimiento de la ciudad de Huancayo y tiene un área de 217.95 km² y una longitud de recorrido de 31 km, sus afluentes por la margen derecha es la quebrada Achapata y margen izquierda la quebrada Glarnioc, Jaguar Puquio, Paccha Pata y Ronda, desde la naciente hasta la desembocadura al Río Mantaro. Por lo que en todo en su trayecto se da la infiltración por el recorrido del río para recargar los acuíferos.

La infiltración es la penetración del agua en el suelo contenido de materia orgánica y tamaño de granos gradualmente ordenados. El valor de la tasa de infiltración se obtiene a partir de los dos últimos datos en el periodo final de los 30 min y se determina mediante la siguiente fórmula (Ortiz, 2017).

$$Q = 315.5 * \left(\frac{h}{t}\right)^{0.5}$$
 ; “Q” es la tasa de infiltración en lt/m²-dia, “h” es el descenso del nivel de agua en el tiempo de la prueba en mm., y “t” es el tiempo para el descenso del nivel del agua en segundos y según el tiempo que se considere la infiltración se clasificará el tipo de terreno según la tabla 3.

Tabla 3

Clasificación del terreno según prueba de infiltración

CLASIFICACION DE TERRENOS SEGUN RESULTADOS DE PRUEBA DE PERCOLACION	
CLASE DE TRRENO	TIEMPO DE INFILTRACION PARA EL DESCENSO DE 1cm
Rapidos	de 0 a 4 minutos
Medios	de 4 a 8 minutos
Lentos	de 8 a 12 minutos

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (IS.020, 2006)

Según (Ortiz, 2017) cuando el flujo de un fluido es resistido por la presencia de material como es el suelo se llama permeabilidad o filtración, todo el movimiento del fluido dentro del suelo dependerá de canales de flujo como también de la gradiente hidráulica o balance energético.

Tabla 4

Coefficiente de permeabilidad según la permeabilidad de los suelos

CLASES DE PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS PARA OBRAS DE INGENIERIA CIVIL		
CLASES DE PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS	COFICIENTE DE PERMEABILIDAD (K en m/s)	
	LIMITE INFERIOR	LIMITE SUPERIOR
PERMEABLE	2×10^{-7}	2×10^{-1}
SEMIPERMEABLE	1×10^{-11}	1×10^{-5}
IMPERMEABLE	1×10^{-11}	5×10^{-7}

Fuente: Influencia del nivel freático en la resistencia del suelo (Ortiz, 2017)

Según Peña Fritz (Peña Fritz, 2004) el nivel freático o napa freática es el determinado nivel que alcanza el agua subterránea, considerado libre altura en un pozo o en las excavaciones realizadas para el estudio del terreno en donde se ejecutará el proyecto. Cuando el agua se sitúa debajo del nivel freático, este tiene presión positiva (encima de la atmosfera), saturando los poros y se considera agua freática o de gravedad. En caso contrario, que el agua se sitúe arriba del nivel freático, éste tratara de ascender por la misma presión negativa saturando el terreno a esta una cierta altura, denominando a esta como capilar. Cuando el agua se sitúe arriba de la zona capilar se denomina agua de contacto, ya que la humedad que posee no ha alcanzado la saturación, la presión sigue siendo negativa y esta agua es origen de la absorción y continuidad del suelo. Y ya, en las proximidades de la superficie del terreno, está la zona denominada evapotranspiración en donde el espesor es por la vegetación o turba, con un contacto directo de

la precipitaciones y evaporación. Tal y como en la figura 54 se muestra las zonas del terreno y tipos de agua.

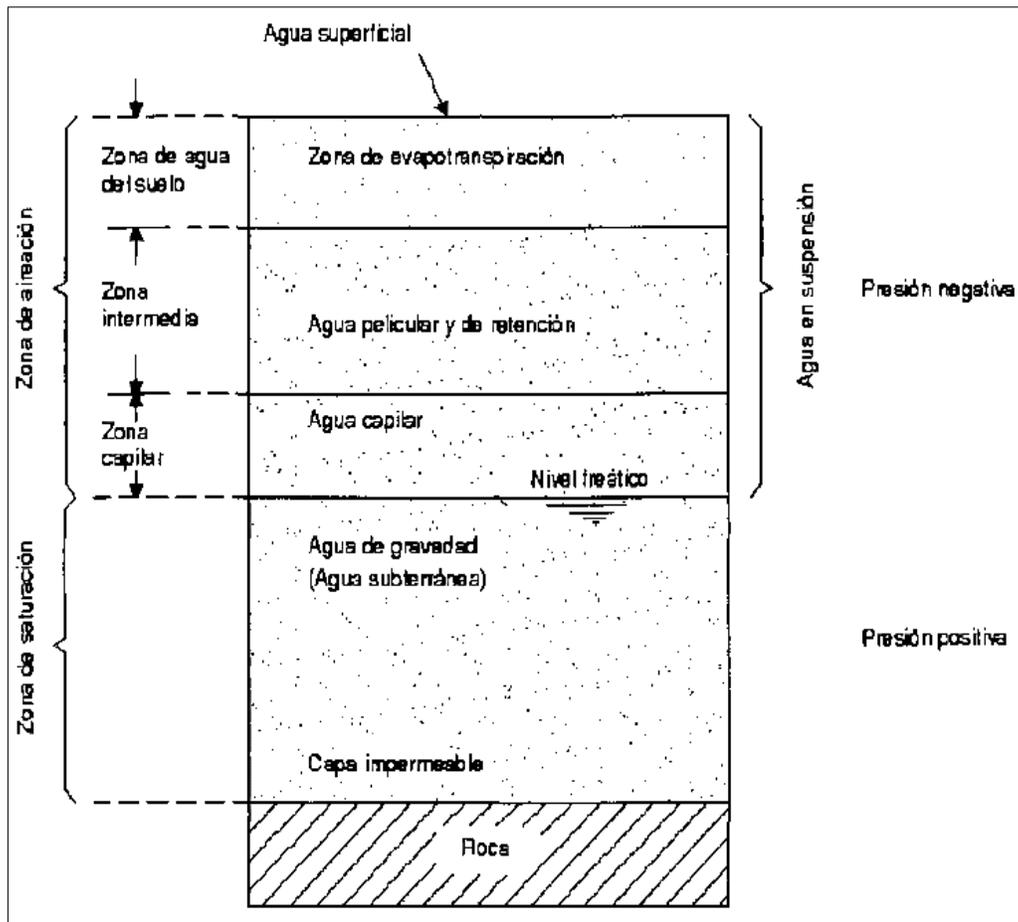


Figura 54: División del agua subterránea

Fuente: Proyecto de muros de sótano, sometidos a cargas verticales originadas por pilares de fachada. (Peña Fritz, 2004)

2.2.6.1 Acuífero

El agua se sitúa en suelos granulares donde su almacenamiento y flujo de líquido se da por gravedad definiéndolo como acuífero y clasificándolo según su funcionalidad (Carballo Collazo y Montaña Xavier, 2012).

a) En función de su estructura:

- Los acuíferos no confinados. Para este tipo de acuíferos el agua se mantiene en altura libre con conocidos también como acuíferos libres o freáticos, libres o freáticos, que se caracterizan por el piso con suelo impermeable y el techo sometido en presión atmosférica. La recarga de estos acuíferos es de forma continua y directa, teniendo como mayor afluente a la

infiltración de las precipitaciones, lagos y ríos; además cuando hay tiempo de mayor avenida o sequía el nivel freático tiene a oscilar cambiando su gradiente hidráulico en tiempos de sequía.

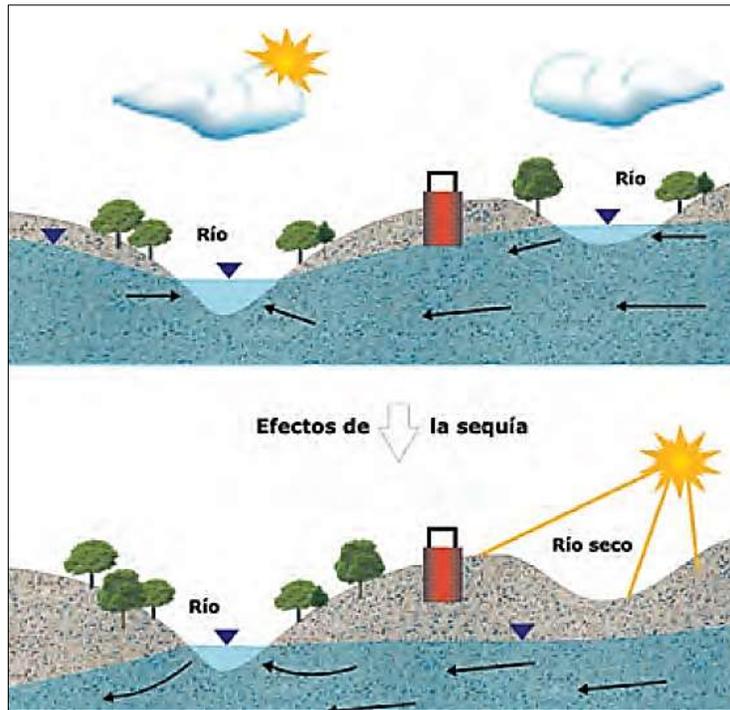


Figura 55: Descenso del nivel freático por efectos de la sequía

Fuente: Adaptado del manual de agua subterránea. (Caraballo Collazo y Montaña Xavier, 2012)

- Los acuíferos confinados se caracterizan por estar limitado en el techo con un suelo de baja permeabilidad, estos acuíferos son conocidos también como cautivos o a presión porque la presión atmosférica es menor en el techo por lo que cuando se excava un pozo toda el agua asciende de manera inmediata a la superficie, a estos pozos se les llama surgente, su recarga es de forma lateral.
- Los acuíferos semiconfinados o semicautivo tienen el techo y el piso de baja permeabilidad y se recargan por el mismo techo o piso.



Figura 56: Pozos en acuífero libre y confinado

Fuente: Manual de agua subterránea (Caraballo Collazo y Montaña Xavier, 2012)

En los distritos de El Tambo, Huancayo y Chilca (Indeci, 2011), se han identificado 38 pozos, de cuales 28 son pozos tubulares 10 pozos a cielo abierto, distribuidos en todo Huancayo como se muestra en la tabla 7, explotándose cerca de 10MMC/año dichos recursos para diferentes tipos de uso. El acuífero del valle del Mantaro es poroso no consolidado aluvial (acuífero libre).

Tabla 5

Distribución de pozos de explotación (abajo, pozo tubular en Huari IE 30168 e IE 31580) y subcuenca en Huancayo

ÁMBITO	POZO TUBULAR	POZO A CIELO ABIERTO	TOTAL
Huancayo	15	9	24
El Tambo	11	0	11
Chilca	02	1	03
TOTAL	28	10	38

ÁMBITO DISTRITO	USO DOMESTICO (m ³)	USO INDUSTRIAL (m ³)	TOTAL POR AÑO (m ³)
Huancayo	2.916.303	13.660	2.929.963
Tambo	7.506.636	48.671	7.555.307
Chilca	267.495	0	267.495
TOTAL	10.690.434	62.331	10.752.765





Fuente: Adaptado Ala Mantaro. Mapa de Peligros para el plan de uso del suelo ante desastres y medidas de mitigación (INDECI, 2011)

b) En función del tipo de porosidad

- Acuífero poroso: Constituido por gravas y principalmente arenas, donde pueden estar sueltos o no consolidados.
- Acuífero fisurado: Constituido por rocas con presencia de fracturas, fallas o diaclasas comunicadas para que el agua pueda circular.
- Acuífero Kárstico: Constituido por rocas como la caliza, que presentan huecos y cavernas por la disolución del carbonato, el agua circula por los huecos y cavernas más rápido que los otros dos acuíferos porosos y fracturados.



Figura 57: Acuíferos por el tipo de porosidad

Fuente: Manual de agua subterránea (Caraballo Collazo y Montaña Xavier, 2012)

2.2.6.2 Drenaje

Las estructuras de sostenimiento deben tener un sistema de drenaje que evacue el agua y que filtre hacia él, para evitar que las fuerzas de filtración reduzcan los factores de seguridad

comentados en el numeral 2.2.1.5. El sistema de drenaje estará formado por un filtro graduado de material granular sin finos o por un geodren o un geotextil. (MVCS E050, 2018).

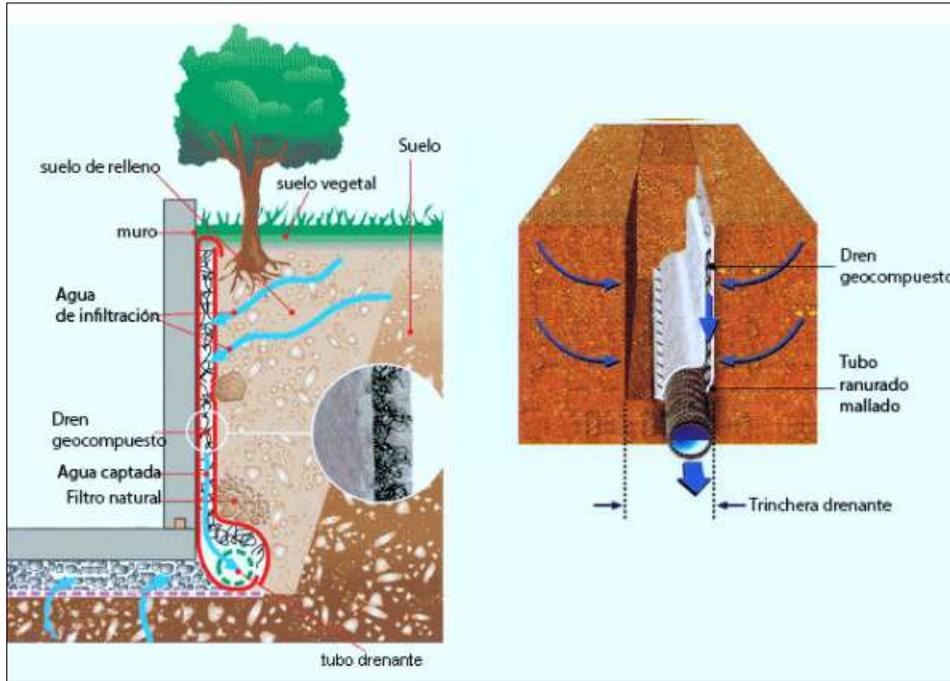


Figura 58: Sistema de drenaje para aguas subterráneas en estructuras de sostenimiento

Fuente: <https://www.solucionesespeciales.net/humedad-desde-el-suelo-los-drenajes-cuando-la-humedad-viene-de-abajo/>

Según Peña Fritz (Peña Fritz, 2004), propone distintos sistemas de drenaje que tendrán como objetivo permitir la ejecución de sótanos sin la presencia de agua en el proyecto.

a) Sistema de drenaje en el trasdós de la estructura de sostenimiento

Los drenes interceptaran la napa freática o corriente producidas por la infiltración directa del agua de las lluvias a un nivel más elevado que ellos, por ello para conducir el agua libremente por el terreno se debe hacer estimaciones de los caudales a drenar, mediante fórmulas hidráulicas de zanjas y pozos, como el uso de la teoría de Dupuit para zanja completa (alcanzando una capa impermeable) en un acuífero libre y régimen estacionario, evaluando el caudal de manera sencilla hacia un sistema de drenaje vertical, como lo que es dispuesto en el trasdós de los muros del sótano.

$$Q = K \cdot \frac{H^2 - h_0^2}{2R} ; \text{ Cuando la excavación llega a la zona impermeable.}$$

$$Q = [0.73 + 0.27 \cdot \left(\frac{H - h_0}{H}\right)] * \left(\frac{K}{2R}\right) * (H^2 - h_0^2) ; \text{ cuando no se llega a la capa impermeable.}$$

“Q” es el caudal por metro cúbico de ancho de muro, expresado en m³/s por metro lineal, “K” es el coeficiente de permeabilidad del terreno en m/s, “H” es la altura inicial del nivel freático

hasta la capa impermeable, “ h_0 ” es la altura del elemento drenante hasta la capa impermeable y “ R ” es el radio de acción que viene dado por la distancia de la zona de recarga y de no poder definir dicho valor, se puede adoptar un valor de $5H$.

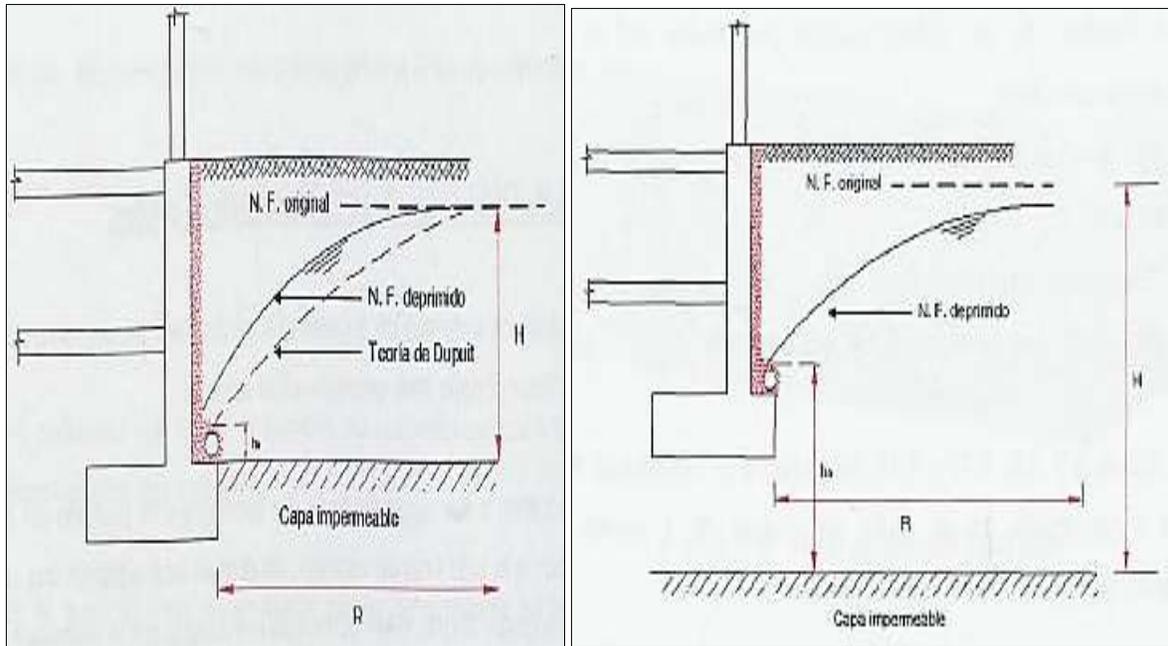


Figura 59: Fórmulas para zanjas completa e incompleta en acuífero libre y de régimen estacionar

Fuente: Proyecto de muros de sótano, sometidos a cargas verticales originadas por pilares de fachada. (Peña Fritz, 2004)

b) Sistema de drenaje en la fase de excavación para la construcción de sótanos.

El proceso de excavación para la construcción de los sótanos conlleva a soluciones distintas de rebajamiento y agotamiento del nivel freático, detallándose a continuación los sistemas de rebajamiento y agotamiento usados en las construcciones por (Peña Fritz, 2004)

- Agotamiento directo: Este procedimiento es sencillo, pero dependerá de la profundidad recomendable hasta 5 metros aproximadamente y permeabilidad del suelo permitiendo suelos compactos o con cohesión que presentan bajas permeabilidades, como también tiene consecuencias como sifonamiento o levantamiento de fondo que podría generar arrastre de material fino a la superficie siendo un terreno poco estable y transitable, también se puede provocar distorsiones o asentamientos diferenciales en las estructuras vecinas.

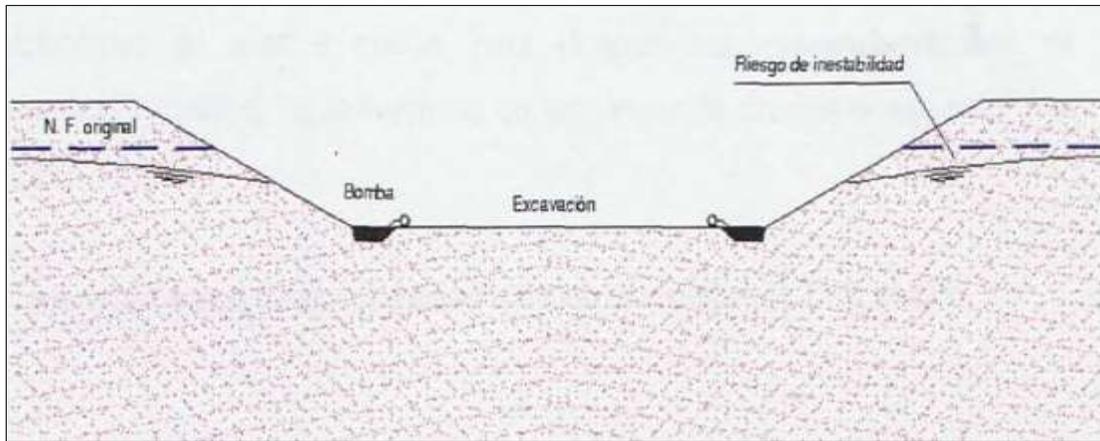


Figura 60: Agotamiento directo desde el proceso de excavación.

Fuente: Proyecto de muros de sótano, sometidos a cargas verticales originadas por pilares de fachada. (Peña Fritz, 2004)

Como solución de los asentamientos diferenciales que se puede generar en las construcciones vecinas o lo demás señalado en el párrafo anterior con el método de agotamiento directo, se procede con la ejecución de rebajamientos con pozos profundos en los cuales se introducen bombas sumergibles que extraerán agua y el rebajamiento conocido como well points (punteras o lanzas de drenaje).

- Rebajamiento mediante pozos profundos: Se trata de excavaciones de pozos con diámetros que permitan el ingreso de las bombas extractoras de agua, sin la limitación de profundidad, dificultando quizá la ejecución y trabajo de las maquinarias dentro del área de construcción ya abatido.

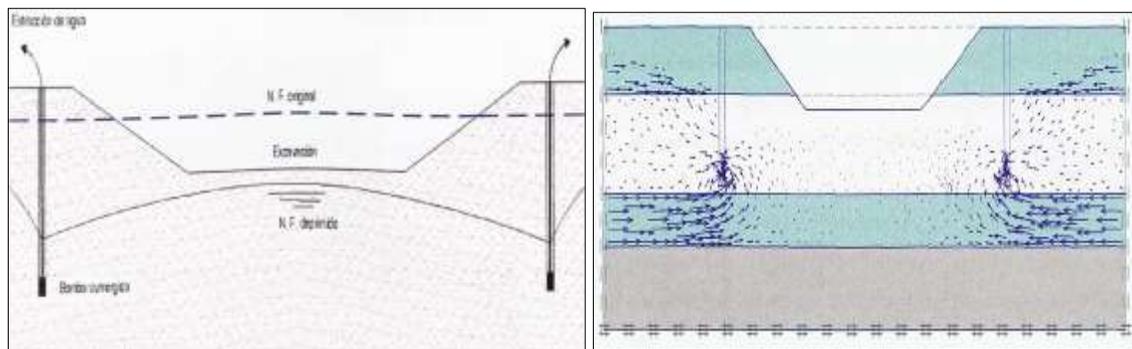


Figura 61: Rebajamiento mediante pozos profundos del nivel freático

Fuente: Proyecto de muros de sótano, sometidos a cargas verticales originadas por pilares de fachada. (Peña Fritz, 2004)

- Rebajamiento mediante el sistema de well point o lanzas de drenaje: Consiste en excavar varios pozos delgados en suelos granulares finos para la inserción de tubos con bombas hacia

un colector, donde se producirá el rebajamiento por aspiración, y cuando las alturas sean mayores a las recomendadas de 6 metros, se procederá a excavar y drenar mediante escalones para facilitar el trabajo de evacuación.

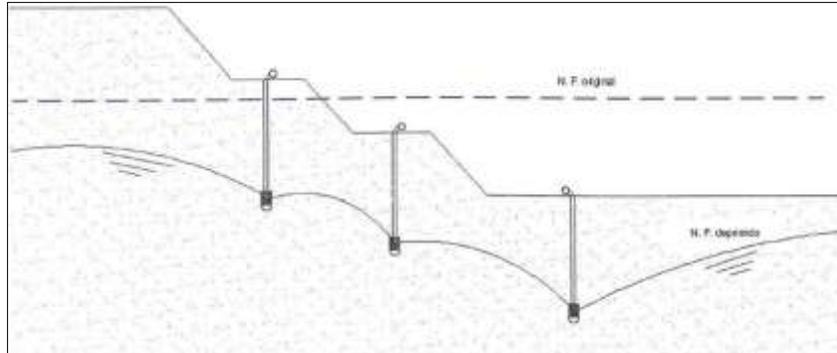


Figura 62: Rebajamiento del nivel freático mediante well point

Fuente: Proyecto de muros de sótano, sometidos a cargas verticales originadas por pilares de fachada. (Peña Fritz, 2004)

El autor Peña Fritz (Peña Fritz, 2004) nos facilita diferentes soluciones de drenaje de aguas subterráneas en relación al tipo de suelo:

- ✓ Para $k < 10^{-7}$ cm/s, la excavación se puede realizar prácticamente en seco.
- ✓ Para $10^{-5} > k > 10^{-7}$ cm/s, el agotamiento va a ser interrumpido.
- ✓ Para $10^{-2} > k > 10^{-5}$ cm/s, se puede considerar el rebajamiento en las variedades de vacío o de electroósmosis.
- ✓ Para $10 > k > 10^{-2}$ cm/s, rebajamiento a través de pozos profundos o well points.
- ✓ Para $10^3 > k > 10$ cm/s, el agotamiento es aplicable al menos si la excavación no está por debajo del nivel freático por 3 m.
- ✓ Para $K > 10^3$ cm/s, el agotamiento no es aplicable, por lo que se sugiere el uso de estructuras de sostenimiento como pantallas continuas.

Tabla 6

Coefficiente de permeabilidad y tipo de sistema de drenaje a usar

Terrenos	Coefficiente de Permeabilidad (cm/s)	Soluciones de aplicación
Poco permeables	$K < 10^{-3}$	Agotamientos desde la excavación, si los terrenos se mantienen estables
Permeabilidad baja a media	$10^{-3} - 10^{-2}$	Rebajamiento por aspiración con well point o lanzas de drenaje (arenas finas y limos)
Permeabilidad media	$10^{-2} - 10^{-1}$	Rebajamiento por gravedad de pozos (arenas finas y gravas)
Permeabilidad alta	$10^{-1} - 10$	Agotamientos en terrenos estables (gravas y arenas gruesas)
Permeabilidad muy alta	$K > 10$	Recintos estancos (pantallas continuas empotradas en terrenos impermeables), hormigón sumergido

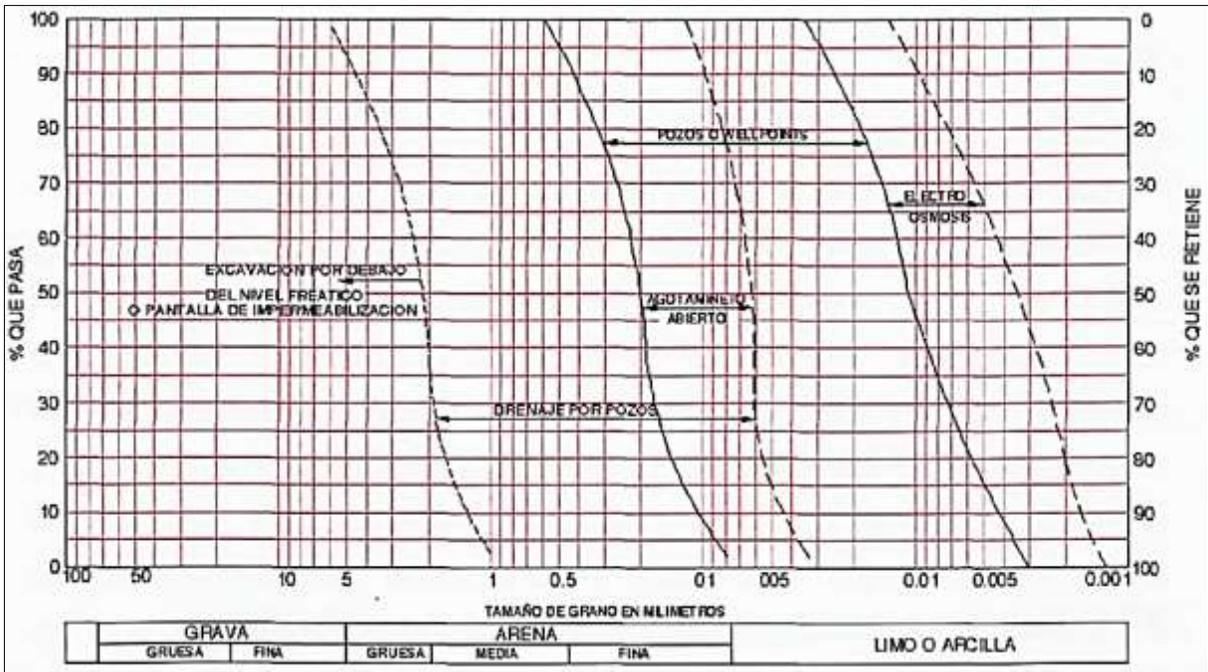


Figura 63: Campos de aplicación de los distintos métodos para la excavación por debajo del nivel freático.

Fuente: Tabla y figura tomada de Proyecto de muros de sótano, sometidos a cargas verticales originadas por pilares de fachada. (Peña Fritz, 2004).

CAPÍTULO III

HIPÓTESIS Y VARIABLES

3.1 Hipótesis

3.1.1 *Hipótesis de investigación*

El proceso constructivo con presencia de napa freática influye significativamente en el comportamiento estructural de las estructuras de sostenimiento en los sótanos de las edificaciones en tiempos de COVID-19.

3.1.2 *Hipótesis secundarias*

- Es factible detallar el correcto proceso constructivo para un buen comportamiento estructural de los muros rígidos con presencia de napa freática.
- Es factible detallar el correcto proceso constructivo para un buen comportamiento estructural de los muros flexibles con presencia de napa freática.
- Es factible detallar el correcto proceso constructivo para un buen comportamiento estructural de los muros prefabricados con presencia de napa freática.

3.2 Variables y operacionalización

3.2.1 *Variables*

Vi: Proceso constructivo de la estructura de sostenimiento con presencia de napa freática en tiempos de COVID-19.

Subdimensiones:

- Muros rígidos.
- Muros flexibles.
- Muros prefabricados.

VD: Comportamiento Estructural

3.2.2 Operacionalización

Tabla 7

Operacionalización de variables

OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES				
	Variable	Definición Conceptual	Dimensión	Subdimensión
VD	Comportamiento Estructural	El comportamiento estructural está asociado a la manera en cómo actuará o reaccionará un elemento estructural, que en nuestro caso son las estructuras de sostenimiento, frente a solicitaciones de cargas horizontales y cargas verticales y eventuales cargas sísmicas asegurando en todo momento que dicho comportamiento sea óptimo en todas sus dimensiones.	Capacidad de soporte estructural	Criterio de Estabilidad
				Diseño en concreto armado
VI	Proceso Constructivo	Conjunto de secuencias, pasos, métodos a utilizar en la construcción, continuados por una lectura de planos, especificaciones técnicas, presupuesto de ejecución y programación de las estructuras de sostenimiento en la construcción de sótanos de las edificaciones de Huancayo	Estructuras de sostenimiento	Muros rígidos
				Muros flexibles
				Muros prefabricados
VI	Napa Freática	Es la superficie que alcanza el agua subterránea libremente en los pozos de observación o en las excavaciones realizadas para el estudio del terreno en donde se ejecutará el proyecto.	Agua subterránea	Drenaje
VI	COVID-19	La COVID-19 es la enfermedad infecciosa causada por el coronavirus que se ha descubierto más recientemente. Actualmente la COVID-19 es una pandemia que afecta a muchos países de todo el mundo y como consecuencia todas las personas deben tener un distanciamiento prudente para evitar el contagio y la muerte.	Contagio entre personas	Distanciamiento social

CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA

4.1 Método y alcances de la investigación

4.1.1 *Método de la investigación*

En cuanto a los métodos a usarse será de manera general Deductivo – Analítico, y en forma específica se dividirá según las características presentes en las variables independiente y dependiente: diseño estructural, comportamiento estructural, proceso constructivo, presupuesto de obra, y programación.

A) Método general o teórico de la investigación

El método general de la investigación es Deductivo - Sistemico. Investigación por el cual toma como referencia general la región Junín, ciudad de Huancayo, centrándose en las edificaciones con sótanos de la ciudad de Huancayo; definiendo como lugar de estudio los sótanos de la edificación en la ciudad de Huancayo. Y sistémico por la utilización de softwares para la sustentación de los trabajos a realizar en la investigación.

B) Método específico de la investigación

Se utilizaron los siguientes pasos:

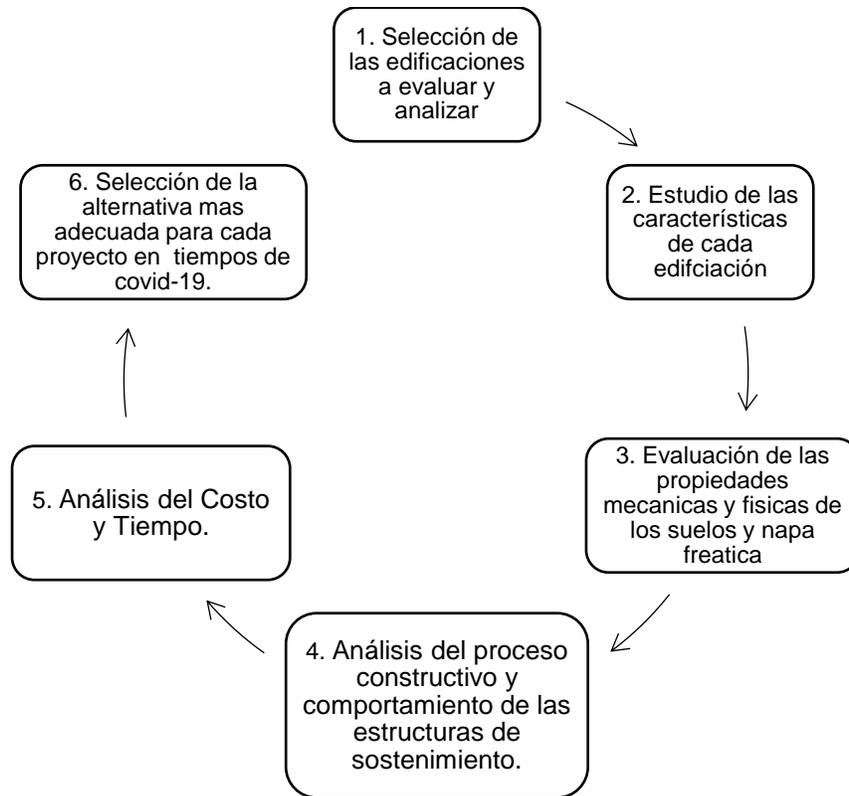


Figura 64: Flujograma de proceso de investigación.

1) Diseño teórico de la investigación

Proceso constructivo y comportamiento estructural de las estructuras de sostenimiento de los sótanos, analizándolo con otras edificaciones en la ejecución de obra, donde dicho desarrollo de investigación tendrá como fuente principal las condiciones y parámetros mínimos exigidos en el reglamento Nacional de edificaciones (Sección de Estructuras), CE020, y referencias como la Norma Americana Aashto Lrfd y Norma alemana DIN 4085 y la bibliografía citada en toda la investigación; y de esta manera satisfacer los objetivos planteados de la investigación.

2) Descripción de procedimientos

Los pasos siguientes del proceso constructivo y comportamiento estructural de las estructuras de sostenimiento de los sótanos a seguir están a continuación.

a) Selección de las edificaciones a evaluar y analizar

Se seleccionará las edificaciones que contemplen la construcción de sótanos, con recopilación de información desde la concepción del proyecto hasta la fase actual de ejecución.

b) Estudio de las características de cada edificación.

- Ubicación geográfica de las edificaciones
- Características arquitectónicas y diseño de los sótanos.
- Parámetros urbanísticos de la edificación.

c) Evaluación de las propiedades mecánicas y físicas de los suelos y napa freática

Comprende la recopilación de datos del Estudio de Mecánica de Suelos de cada edificación correspondiente, propiedades geotécnicas y registro de napa freática en el perfil estratigráfico, para la evaluación de drenaje en la excavación de los sótanos.

d) Análisis de las estructuras de sostenimiento y otras alternativas

Se analizará la estructura usada y ejecutada en cada proyecto, evaluando todos los factores de seguridad de estabilidad para luego optimizar y proponer otras alternativas de estructuras de sostenimiento. También se analizará el proceso constructivo, excavación, hormigonado, anclaje (de ser el caso) y drenaje de cada alternativa de estructura de sostenimiento planteada anteriormente, para evitar dañar edificaciones vecinas al proyecto, ya que estas son parte de los esfuerzos de los empujes laterales

e) Análisis del Proceso Constructivo en tiempos de COVID-19 y presupuesto.

Se tendrá en cuenta el costo y tiempo de ejecución de cada alternativa.

f) Selección de la alternativa más adecuada para cada proyecto en tiempos COVID-19

El óptimo proceso constructivo sobre la base de un diseño y un comportamiento estructural adecuado nos ayudará a seleccionar la alternativa de estructura de sostenimiento adecuado para con presencia de napa freática y en tiempos de COVID-19.

4.1.2 Alcances de la investigación

A) Tipo de investigación

Es del tipo Aplicada, debido a la existencia de material fundamentado y sustentado de teorías y postulados bases para la elaboración de la investigación.

B) Nivel de investigación

Es del nivel Descriptivo-Explicativo, debido a que se recoge y acopia material informativo, describiendo propiedades, características y comportamientos con el fin de sustentar dicha

investigación; y es explicativo por que se darán a conocer los resultados del análisis mediante un cuadro de conclusiones relacionadas directamente con los objetivos planteados a un inicio.

4.2 Diseño de la investigación

4.2.1 *Tipo de diseño de investigación*

Es del tipo No experimental – Transeccional descriptivo.

4.3 Población y muestra

4.3.1 *Población*

Las estructuras de sostenimiento de la construcción de sótanos.

4.3.2 *Muestra*

La muestra es la construcción de las “Dos torres”, construcción “San Pedro 2”, construcción y Open Plaza en la ciudad de Huancayo y construcciones similares.

4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

4.4.1 *Técnicas utilizadas en la recolección de datos*

1. El análisis de contenido
2. Procesamiento de datos: Mediante el software Silde v5.0, Geo 5, Autocad v19 y Sap 2000 v20.

4.4.2 *Instrumentos utilizados en la recolección de datos*

La búsqueda de información.

CAPÍTULO V

CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO COMERCIAL – VIVIENDA “LAS DOS TORRES”

5.1 Generalidades

5.1.1 Descripción del proyecto

El uso del edificio será usado para vivienda comercio con la construcción de 2 sótanos, 1 mezanine, 16 pisos y 1 azotea, construido por la empresa EMCINA.SAC (Empresa Constructora Inmobiliaria Alva) en tres etapas, cuya ubicación del edificio es en el Jr. Tacna N.º 551 - Jr. Panamá N.º 575, en el distrito de Huancayo, provincia de Huancayo, región Junín; colindante al Jr. Tacna se tiene un frontis de 17.19m., con el Jr. Panamá frontis de 21.57 m., por la izquierda en 16.25m, 18.92, 0.55, 0.44, 8.89, 13.19, 20.60 y 2.53m. y por la derecha en 52.76m0.44 y 36.76m.; quedando así un total de área de construcción de 1753.58m² y perímetro de 218.86 ml.

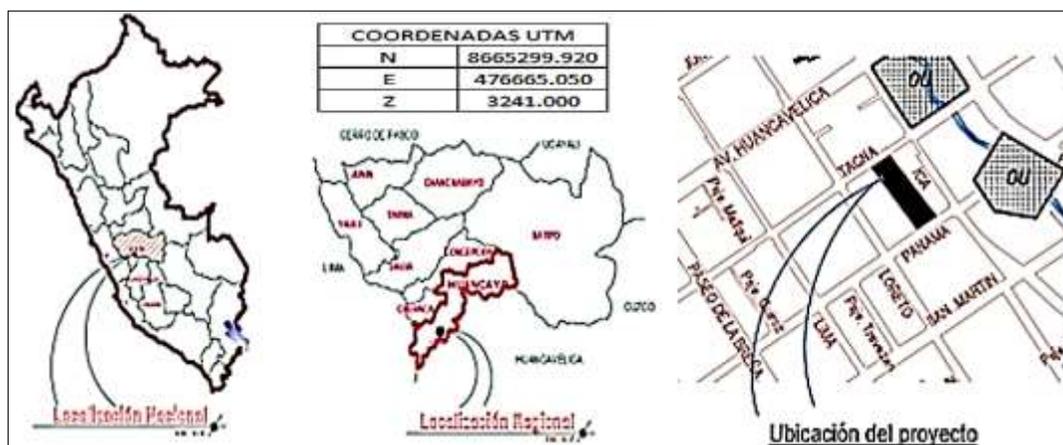


Figura 65: Localización y Ubicación del proyecto "Las Dos Torres"

El proyecto cuenta con los servicios básicos como conexiones de agua y desagüe, ubicándose en el planeamiento C, sectorización Cd, Subsector 4, con zonificación de Zona Residencial de Densidad Alta (RDA-R6), para viviendas multifamiliares con los sistemas viales del jr. Tacna y jr. Panamá. Integrado al sistema vial de la ciudad. Todo el análisis de este proyecto será en base a la Etapa 1: Construcción de 2 sótanos (objeto de estudio) y 2 pisos incluido mezanine.

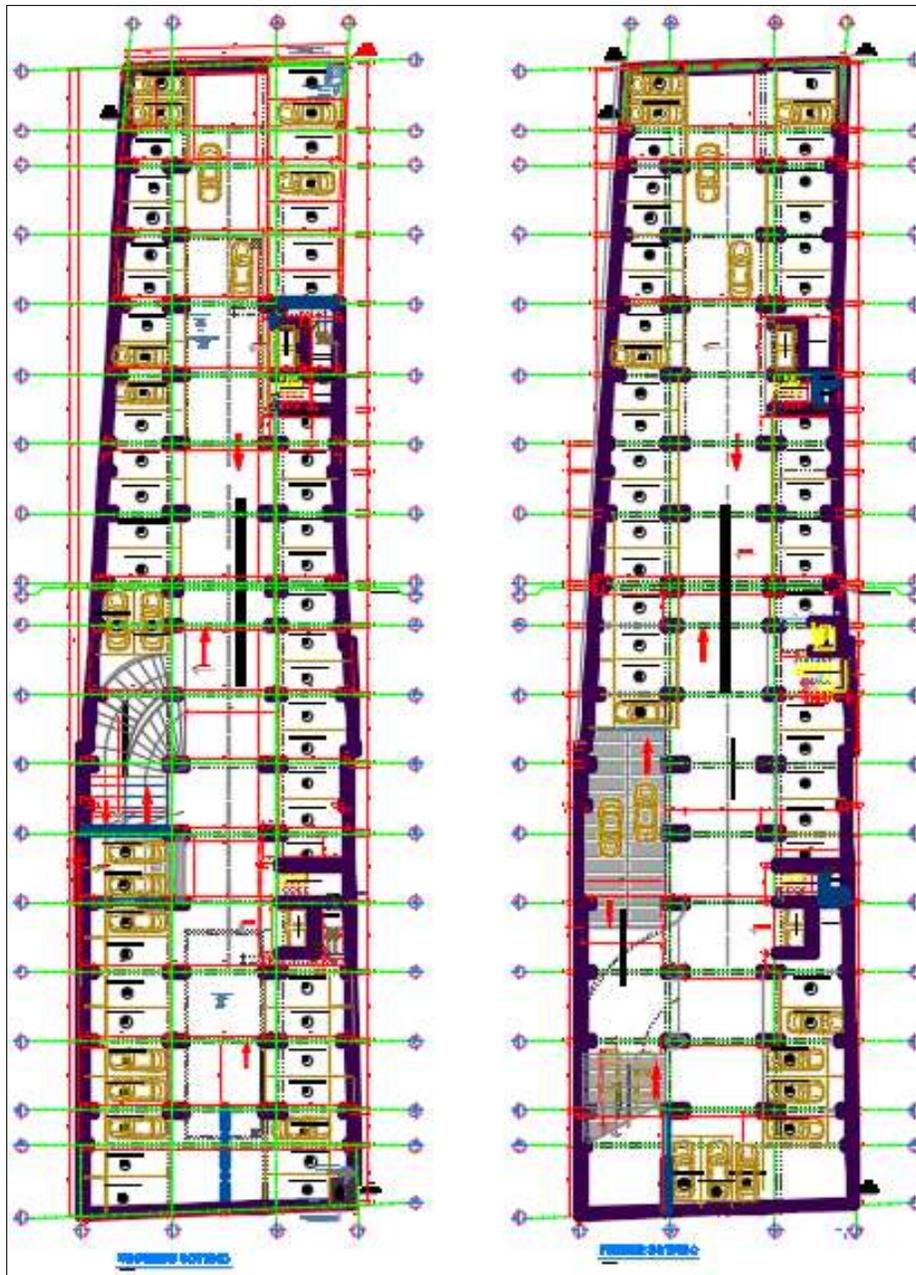


Figura 66: Distribución arquitectónica de los 2 sótanos

La construcción del proyecto en la Etapa 1 es de un área total de 1753.58 m²., con un perímetro de 218.86 ml., colindantes por construcción vecinas de material noble y con dos vías colindantes como el Jr. Tacna y Jr. Panamá, la superficie de terreno es semiplana, con una elevación de proyecto y carga de construcción de 2 sótanos, 18 pisos y una azotea, conformado por placas perimetrales, estructuras de sostenimiento y cimentaciones combinadas.

5.1.2 Estudio de mecánica de suelos

Los resultados del EMS, donde se hizo 3 sondajes en el lugar de cimentación del proyecto, mostrarían un tipo de suelo con clasificación SUCS de Limo con arena (ML) con porcentajes de 19 % de arena y 81 % de finos, con una capacidad admisible de 2.12 kg/cm², un peso volumétrico de 1.690 gr/cm³, ángulo de fricción de 32.81° y la cohesión de 0.10 kg/cm² (ver Anexo A.1).

Tabla 8: EMS (Las Dos Torres)

RESULTADOS DEL EMS (LAS DOS TORRES)	
Suelo	ML (Limo con arena)
qadm	2.12 kg/cm ²
Y	1.69 gr/cm ³
Ysat	1.91 gr/cm ³
φ	32.81°
c	0.10 kg/cm ²



Figura 67: Calicata 01 para EMS.

5.1.3 Nivel freático

Según el perfil estratigráfico del Estudio de Mecánica de Suelos, el nivel freático se encuentra a una profundidad promedio de 3.70m.

5.2 Proceso constructivo y comportamiento estructural de las estructuras de sostenimiento

5.2.1 Estructuras de sostenimiento rígido (Calzadura)

La estructura de sostenimiento usada para el proyecto fueron las calzaduras, que según clasificación hecha en el ítem 2.2.2.1 de esta investigación pertenece a los muros de sostenimiento rígido, muros descendentes conocidos como calzaduras servirán como elemento de contención para esfuerzos laterales producidos por empuje del suelo (Limo con arena según el informe del EMS), esfuerzo lateral de la napa freática y sobrecargas de viviendas existentes

aledañas. Las construcciones aledañas son viviendas de material noble, calzada vehicular y viviendas cerco, las edificaciones tienen cimentación basada en el uso de cimentación corrida tal y como se ve en la figura 68 encerrados en círculos rojos.



Figura 68: Construcciones aledañas al proyecto con vista de sus respectivas cimentaciones superficiales.

La construcción de los muros de sostenimiento del tipo rígidos que en este caso son las calzaduras, como se muestra en la figura 69, y la técnica empleada para llevarla a cabo, dependerá de los siguientes factores de análisis como: el proceso de excavación, ejecución, costo y tiempo.



Figura 69: Estructuras de cimentación usadas para la ejecución de los dos sótanos.

5.2.1.1 Proceso de excavación

La excavación de grandes profundidades totalmente verticales para la construcción de sótanos en cualquier proyecto no es muy común ya que el terreno puede no permanecer estable, por ende, el proceso de excavación seguirá una secuencia descendente y se formarán taludes que aseguren la estabilidad del suelo y construcciones vecinas, todo esto como trabajos preliminares a la ejecución de las estructuras de sostenimiento.

El método adoptado para una excavación inicial fue la de la secuencia 1 según se muestra en la figura 7 del ítem 2.2.1, comenzando dichos trabajos por la parte central del terreno, estableciéndose un retiro a lo largo de todo el terreno como se ve en la figura 70, se hace uso de maquinaria pesada como excavadoras hidráulicas, dejando un talud en el terreno y formando un acceso de salida, para los volquetes de eliminación, hacia el lado opuesto donde se ejecuta las calzaduras.



Figura 70: Secuencia de excavación, partiendo del centro hacia los costados

Conforme se avanza la excavación adoptando la secuencia 1 con retiro central y formando un talud en el terreno con respecto a las construcciones aledañas, se empezará con los trabajos de ejecución de calzaduras, para luego continuar con la excavación.



Figura 71: Excavación adoptando la secuencia 3

Una forma válida para el resto de ejecución era optar todo el proceso de excavación de sótanos adoptando el mismo sistema de la secuencia 1 hasta llegar al fondo de cimentación, pero este proyecto usó la secuencia 3 que también es válido siempre y cuando es formando bataches (excavación mediante pequeños tramos alternados), lo mostrado en la siguiente figura 71 no es correcto ya que se pierde estabilidad al excavar toda una fila de inmediato, en la figura 72 se ve el proceso constructivo correcto para ejecutar calzaduras, de forma intercaladas cada 2 espacios, tanto para una secuencia 1 y 3 de excavación.



Figura 72: Proceso de excavación hasta el fondo de cimentación hacia el Jr. Tacna.

También se debe tener en cuenta que cuando hay niveles freáticos muy altos o cercanos a la superficie se debe aplicar un método de drenado ya sea por rebajamiento o agotamiento, esto mucho dependerá del tipo de suelo y la permeabilidad de éste tal y como se describe en el ítem 2.2.6.2 y la figura 63. Para este caso en la edificación Dos Torres el suelo es limoso por lo tanto es cohesivo y altamente compresible asumiendo un coeficiente de permeabilidad según la tabla 6 de $K = 10^{-2} \text{cm/s}$, por lo que el método de drenado más adecuado sería el rebajamiento por gravedad de pozos figura 73 (derecha), pero se optó por hacer uso del método de agotamiento directo con uso de motobombas hacia la red pública tal y como se ve en la figura 73 (izquierda y centro), lo cual no establecería un buen drenaje de las aguas subterráneas, llevando este proceso constructivo a un comportamiento estructural bajo cargas laterales de presión de poros.



Figura 73: Abatimiento del nivel freático por el método de agotamiento directo y pozos profundos.

En resumen, el proceso de excavación adoptando una secuencia 1 y 3 de manera correcta que asegure la estabilidad del terreno es como se muestra en la siguiente figura 74

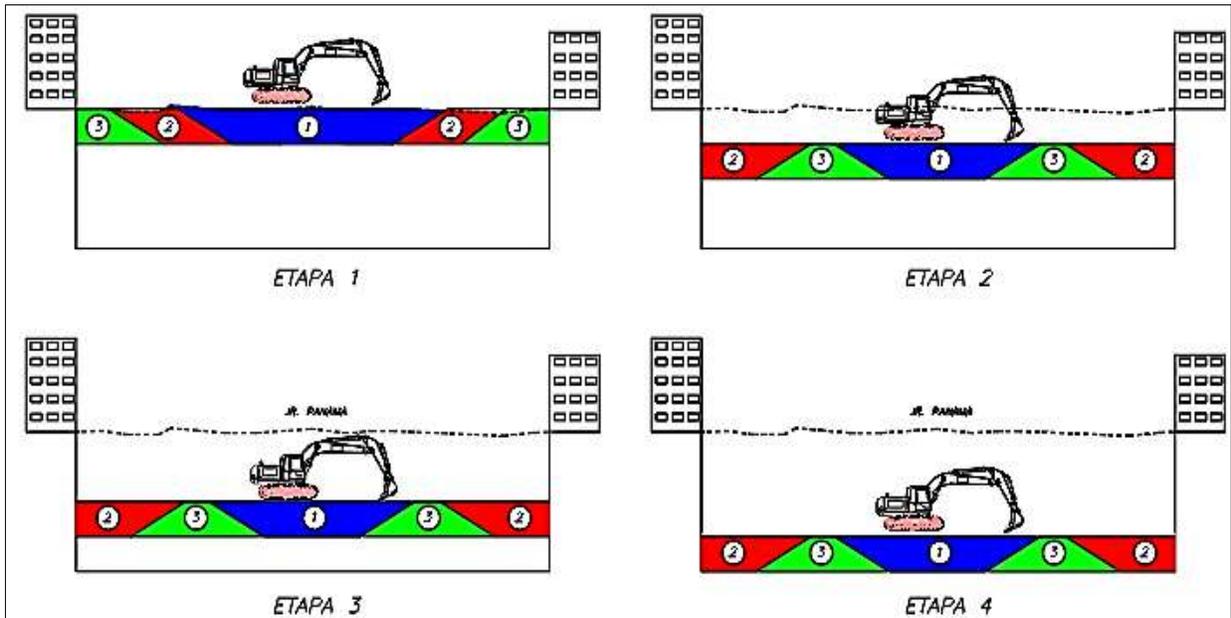


Figura 74: Etapas de excavación con secuencias 1 y 3

Se analizará la estabilidad de talud del sistema de excavación usado en la ejecución de este proyecto, la finalidad de este análisis es determinar un factor de seguridad entre la capacidad resistente de esfuerzo a corte y la capacidad de esfuerzo actuante; para este análisis se usará el método de dovelas (método sueco) visto el índice 2.2.1.1, se desarrollará de forma manual y usando el software Slide V5.0 para comparar resultados.

El método sueco se basa en el equilibrio de las fuerzas horizontales en cada dovela despreciando las fuerzas cortantes entre las mismas, este método determinará el factor de seguridad.

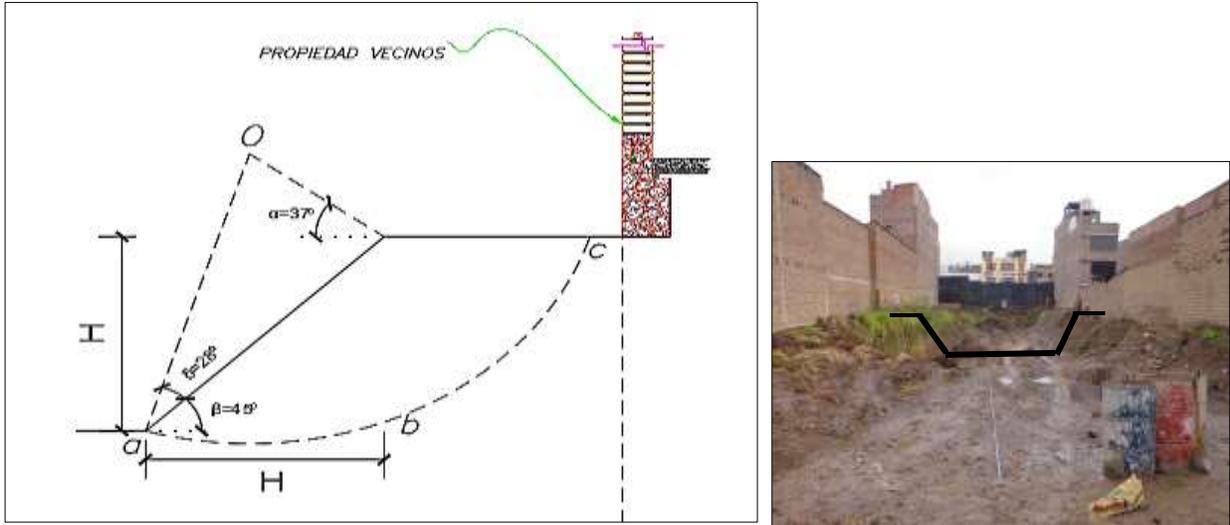


Figura 75: Geometría del talud excavado para analizar

3. Análisis de estabilidad de taludes

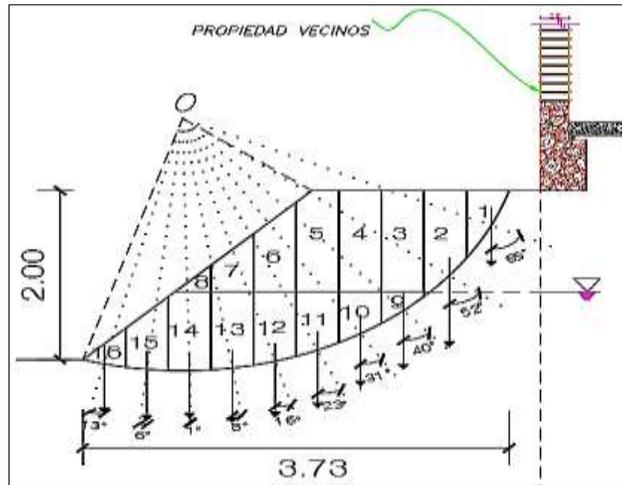


Figura 76: Método sueco aplicado al proyecto "Dos Torres"

Tabla 9

Método de las dovelas (método sueco)

DOVELA	Área (m2)	W=A.γ (tn/m)	An	sen(αn)	cos(αn)	Ln	FUERZAS		
							ACTUANTES	RESISTENTES	
							W.sen(αn)	W.cos(αn)	
1	0.17	0.29	65	0.91	0.42	0.88	0.26	0.12	
2	0.39	0.66	52	0.79	0.62	0.59	0.52	0.41	
3	0.45	0.76	40	0.64	0.77	0.49	0.59	0.70	
9	0.08	0.15							
4	0.45	0.76	31	0.52	0.86	0.44	0.57	0.95	
10	0.18	0.34							
5	0.44	0.74	23	0.39	0.92	0.41	0.48	1.14	
11	0.26	0.50							
6	0.33	0.56	16	0.28	0.96	0.39	0.32	1.11	
12	0.31	0.59							
7	0.19	0.32	8	0.14	0.99	0.38	0.14	0.96	
13	0.34	0.65							
8	0.05	0.08	1	0.02	1.00	0.37	0.01	0.73	
14	0.34	0.65							
15	0.25	0.48	-6	-0.10	0.99	0.38	-0.05	0.47	
16	0.09	0.17	-13	-0.22	0.97	0.38	-0.04	0.17	
						Σ =	4.71	2.80	6.76

$$FS = \frac{\Sigma ln.c + (\Sigma w.\cos \alpha - \mu n.\Sigma ln)\tan \phi}{\Sigma w.\sin \alpha}; \text{ Se hace una variante a la ecuación asumiendo que hay}$$

flujo establecido, añadiendo la presión de poros. (Braja M. Das, 2011)

$$\Sigma ln.c = 4.71 \times 1 = 4.71 \text{ tn/m}$$

$$\Sigma w.\cos \alpha = 6.76 \text{ tn/m}$$

$$\Sigma w.\sin \alpha = 2.80 \text{ tn/m}$$

$$\mu n = 0.94(\text{altura promedio de la masa sumergida}) \times 1 \text{ tn/m}^3 = 0.94 \text{ tn/m}^2$$

$$c = 1.00 \text{ tn/m}^2$$

$$\tan \phi = \tan (32.81) = 0.644$$

$$FS = \frac{4.71+6.76 \times 0.644}{2.80} = 3.24 \text{ (sin agua)}, \frac{4.71+(6.76-0.94 \times 4.71) \times 0.644}{2.80} = 2.22 \text{ (con agua)}$$

Según los cálculos presentados en la tabla 9 se obtiene el factor de seguridad de deslizamiento del talud global con un valor de 3.24 (sin agua), 2.22 (con agua) obtenida de forma manual que cumple con el factor mínimo exigido en la Norma Técnica Peruana de 1.50.

El factor de seguridad hallado manualmente es para un punto en específico, pero debido a la naturaleza de la falla del talud, se tendría que hacer muchas evaluaciones con diferentes centros de rotación, cayendo en un proceso iterativo con muchas suposiciones, por lo que usaremos software especializados como el Slide v5.0, para hallar el punto centro de rotación más crítico y determinar así el factor de seguridad mínimo.

Bajo las condiciones de los parámetros del suelo extraídos del EMS y perfil estratigráfico, se asignará presiones laterales por terreno, sobrecarga por viviendas aledañas, altura del nivel freático y fuerzas sísmicas determinadas por la Norma E.030 para la zona 3 correspondiente a Huancayo, para obtener los siguientes valores de Factores de Seguridad mostrados en la figura 77 y 78 bajo solicitaciones estáticas y pseudoestáticas.

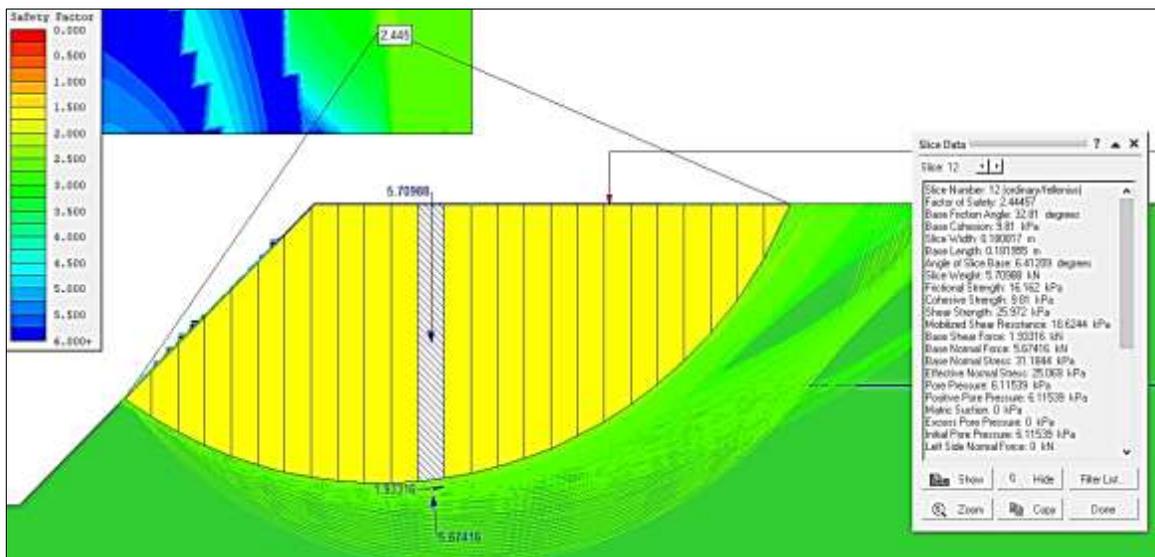


Figura 77: Estabilidad de Taludes bajo un análisis sin sismo usando el software Slide V5.0.

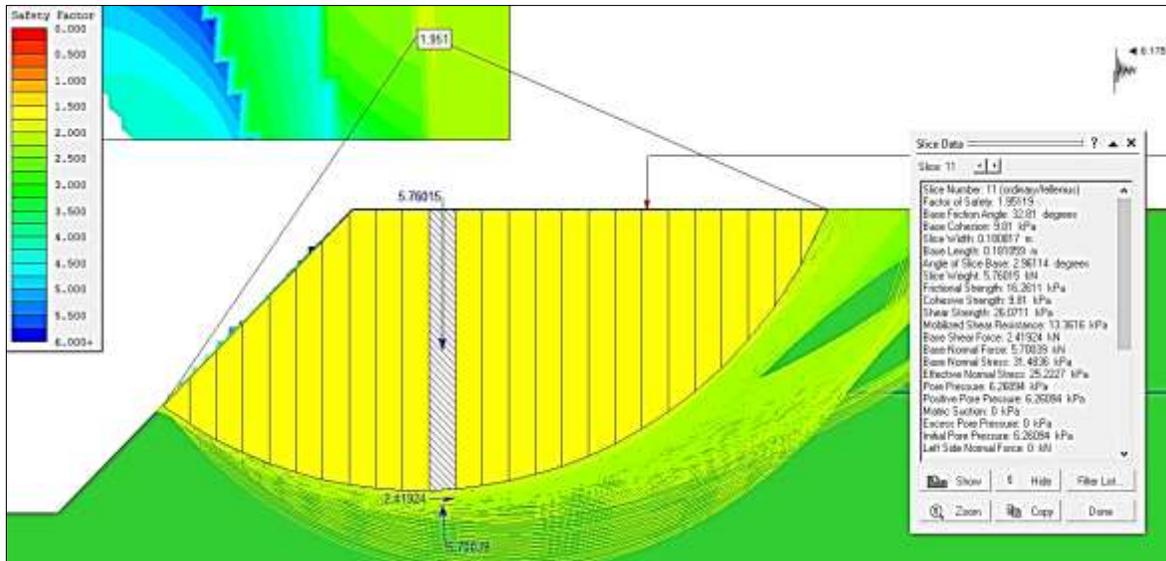


Figura 78: Estabilidad de Taludes bajo un análisis con Sismo usando el software Slide V5.0.

Se obtiene que la excavación en la etapa 1 usando la secuencia 1, los factores de seguridad son 2.44 sin sismo, y 1.96 con sismo cumple con lo especificado en la norma CE.020 Estabilización de Suelos y Taludes, $FS \geq 1.5$ para solicitaciones estáticas, $FS \geq 1.25$ para solicitaciones sísmicas, por lo que respecto a la excavación y la estabilidad de taludes es correcto evidenciar el corte de terreno usado en la Torre II.

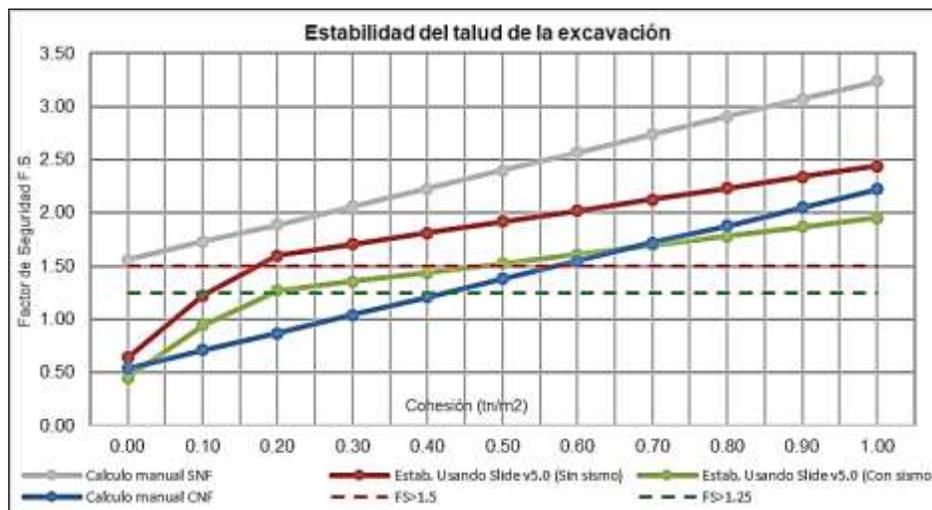


Figura 79: Factor de seguridad estabilidad de talud con diferentes valores de cohesión.

Se analizó la estabilidad de talud para el proyecto Dos Torres con diferentes valores de cohesión con y sin presencia de nivel freático, donde se puede ver que para un suelo totalmente granular sin cohesión 0 tn/m² no se alcanza los factores de seguridad mínimos por lo que se

debería tender más el talud para conseguir factores más altos, pero con un valor de 0.2 tn/m² ya se consigue superar el factor de seguridad exigida por la norma peruana bajo condiciones estáticas y sísmicas con el software y analizada manualmente con una cohesión 0.6tn/m² todavía, pero evaluando sin nivel freático manualmente se tendría factores de seguridad aceptables, no obstante cabe señalar que bajo un análisis manual el resultado es mucho mayor sin considerar nivel freático y mucho menor considerando éste, en comparación con los resultados del análisis con el software, y esto es debido a que manualmente se calcula con un solo punto de falla, mientras que con el programa se analiza más puntos de falla por lo que se obtiene un resultado más crítico y razonable; entonces bajo este análisis se afirma que el talud excavado para las Dos Torres cumple con los factores mínimos y también se podría decir que vasta una pequeña variación en los resultados del estudio de mecánica de suelos, como es la cohesión o altura del nivel freático, para llevar a que el proyecto tenga diferente solución al problema.

5.2.1.2 Ejecución de calzaduras

Debido a la profundidad adoptada de -6.81m para la construcción de la cimentación lateral de los dos sótanos, el terreno excavado de manera vertical sin talud no lograría la estabilidad para sostener el peso propio del material, ni la sobrecarga ejercida por las construcciones adyacentes, por lo que en el proyecto se dispone de la ejecución de estructuras de sostenimiento “Calzaduras” para asegurar un factor de seguridad de estabilidad que permita contener los empujes laterales y la normal ejecución de los sótanos.

Según (Delgado C., 2010) la ejecución de las calzaduras recomienda ejecutarlas de forma intercalada con un ancho de 1.00m a 1.50m y de base para la primera fila de espesor de la cimentación a calzar, separación entre batches serán de mínimo dos paneles sin excavar. Para este proyecto la dimensión de cada calzadura de 1.08 de alto x1.00 de ancho de espesor variable conforme se desciende la calzadura con una resistencia de concreto 1:10 con piedras grandes (30%) y aditivo especial expansor de mezclas en la última tanda para evitar cangrejas 1bls del aditivo/1bls de cemento; pero según (MVCS E050, 2018) la dosificación de concreto ciclópeo es de 1:10 con adición de piedras de hasta 8” (30%) con un f’c mínimo de 80kg/cm²; toda la ejecución de calzaduras se harán conforme avance la excavación de forma descendente.

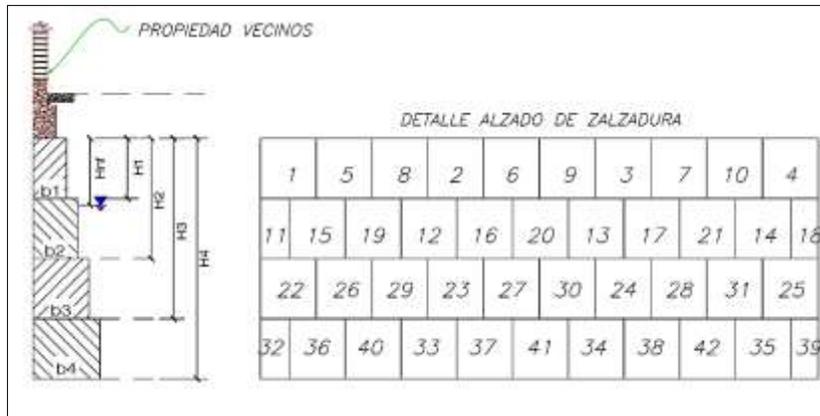


Figura 80: Detalle de alzado de la calzadura del proyecto Dos Torres

El correcto proceso es que el excavado, vaciado y encofrado debe hacerse de manera intercalada, tal y como se muestra en la figura 81 pasos del 1 al 8, empezando una primera fila con excavación por batches llegando a la cota del diseño de la primera calzadura, encofrando y dejando una abertura de 80x15cm, por lo general se deja una abertura de 30x25cm para el respectivo vaciado de concreto que debe estar a un nivel por encima del techo de la calzadura, es necesario indicar que el siguiente calzado debe iniciarse conforme se termine de vaciar de concreto todo el collarín de la primera sección de calzaduras, luego se repetirá el mismo proceso que la segunda fila hasta llegar al fondo de cimentación del diseño, el intercalado de los paños permitirá una mejor trabazón (unión) entre los mismos y la transferencia de cargas será más uniforme hacia el terreno.





Figura 81: Proceso constructivo correcto de las Calzaduras

5.2.1.3 Comportamiento estructural

Ahora se evaluará el comportamiento estructural de la mano del proceso constructivo de las calzaduras usadas en el proyecto las Dos Torres, el análisis se hizo para una de las viviendas que presentó más rajaduras en su etapa constructiva y está ubicada en el Jr. Panamá como se muestra en la figura 82, los esfuerzos laterales a considerar es la presión de tierras (σ') según el tipo de suelo que es un (ML con arena), el peso de la edificación a calzar (S/C), la cohesión (C), la presión de poros debido a la presencia del nivel freático (u) y el sismo (s) por estar en zona 3.

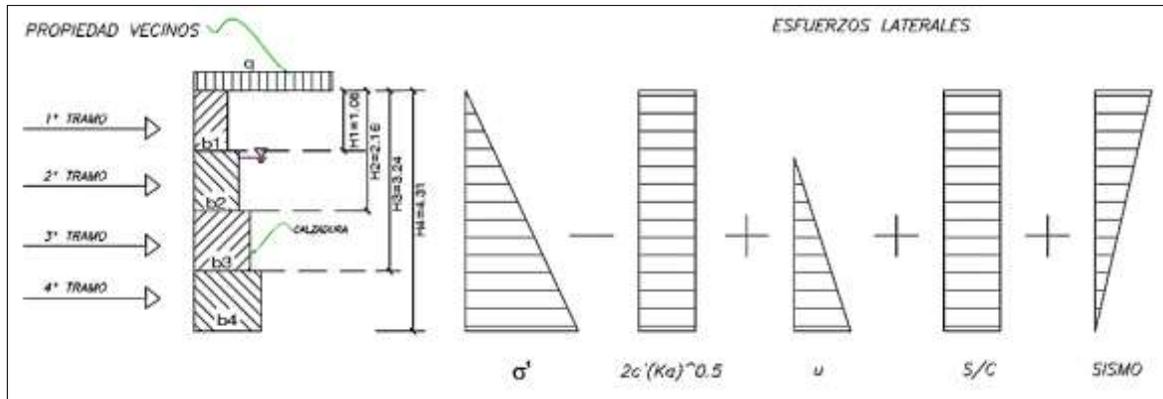


Figura 82: Diagrama de esfuerzos laterales en la estructura de sostenimiento rígido del proyecto “Dos torres” y zona de análisis de la casa aledaña.

El análisis se dará conforme se avance con la excavación y vaciado de la calzada, ya que la altura total no se alcanza en una sola ejecución, por lo que se analizará tramo a tramo y así consecutivamente, se hallará el espesor óptimo que cumpla con todos los factores de seguridad para luego hacer una comparación con lo real ejecutado en el proyecto “Las Dos torres”, se analizará bajo un estado activo la estabilidad de la estructura, basándonos en la teoría de Rankine y Coulomb. Los factores de seguridad que se usan comúnmente serán como se han dispuesto en el índice 2.2.4 y en la Norma E050 de Suelos y Cimentaciones.

FS por volteo ≥ 2.00 estático, 1.50 dinámico

FS por deslizamiento ≥ 1.50 estático, 1.25 dinámico.

FS por capacidad de carga ≥ 3.00 estático, 2.50 dinámico

FS por estabilidad global ≥ 1.50 estático, 1.25 dinámico

Según (Blanco B., 2011) en el Perú básicamente en la ciudad de Lima se usaron estos muros de gravedad con mucha frecuencia hasta el año 1996 luego ya fue de uso esporádico, debido a que se empezó a aplicar el sistema de muros con anclajes, un ejemplo de estos muros

rígidos es el BCRP de 1972 en el centro de Lima, con calzaduras de 14m de profundidad, también otro ejemplo es el local del Banco de la Nación en san Isidro con calzaduras para 5 sótanos (espesores de 3.6 a 4.0m) los cuales han tenido un buen comportamiento como se muestra en la figura 83.



Figura 83: Banco Central de Reserva del Perú y Banco de la Nación con sistema de calzaduras.

Fuente: Sistemas de Estabilización del Terreno para el Caso de Excavaciones de Edificios con Sótanos (Blanco B., 2011)

✓ Análisis del primer tramo:

a) Análisis de estabilidad bajo una sollicitación estática

El primer tramo de la calzada con una altura de 1.08m estará sometido al siguiente diagrama de esfuerzos tal y como se muestra en la figura 84, el esfuerzo por presión de poros no será considerado ya que el nivel freático está por debajo de este tramo, por lo tanto, hallaremos la base óptima que satisfaga los diferentes criterios de estabilidad.

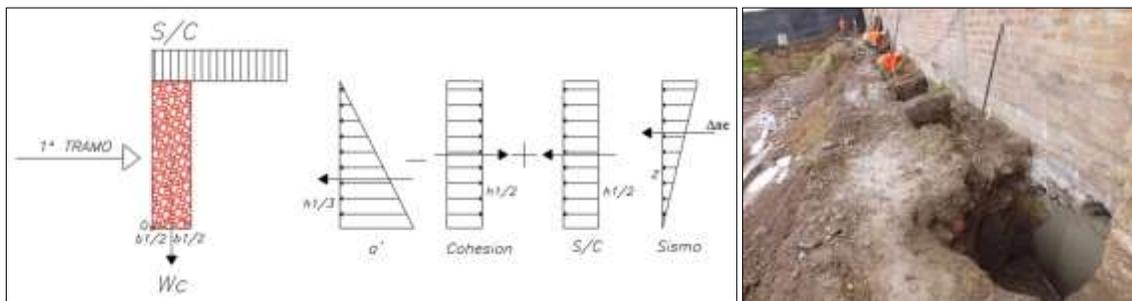


Figura 84: Esfuerzos laterales para el primer tramo y proceso constructivo

El análisis se hará con los coeficientes activos tanto de la teoría de Rankine y la teoría de Coulomb por ser estas las de mayor uso y versatilidad para evaluar los factores de seguridad, tanto en condiciones con y sin fricción entre suelo y estructura. El coeficiente activo por la teoría de estados de equilibrio plástico por (Rankine, 1857) se hallarán según el índice 2.2.3.1 de esta

tesis. Para la teoría de los estados límites por (Coulomb, 1776), teoría que considera que el suelo a alcanzado la rotura, los coeficientes activos se hallarán considerando dicha fricción, revisar (Anexo B.1).

Los cálculos para hallar esfuerzos de empuje de tierras y esfuerzos resistentes que se ejercen en todos los tramos serán con las siguientes ecuaciones:

- ✓ Para los esfuerzos actuantes.

$$s/c \text{ (Tn/m}^2\text{)} = q.K_a \text{ (Sobrecarga de las construcciones aledañas)}$$

$$\sigma'a = \gamma.h1.K_a \text{ (Esfuerzo efectivo activo)}$$

$$c' = 2c'.\sqrt{K_a} \text{ (Cohesión del terreno)}$$

- ✓ Para los esfuerzos resistentes.

$$q \text{ (Tn/m)} = S/C.b1 \text{ (Sobrecarga en el muro)}$$

$$W_c \text{ (Tn/m)} = \gamma_c.(\text{Área del elemento}) \text{ (Peso del muro)}$$

$$W_s \text{ (Tn/m)} = \gamma_s.(\text{Área de la sección del suelo}) \text{ (Peso del suelo a partir del segundo tramo).}$$

Según las ecuaciones mostradas se hallarán los esfuerzos para este primer tramo .

Tabla 10

Esfuerzos de empuje según la teoría de Rankine y Coulomb para el 1ª Tramo

TEORIA DE RANKINE			TEORIA DE COULOMB		
Ka =	0.30		Ka =	0.27	
s/c =	1.19	tn/m ²	s/c =	1.07	tn/m ²
σ'a =	0.54	tn/m ²	σ'a =	0.49	tn/m ²
C =	-1.09	tn/m ²	C =	-1.03	tn/m ²
μ=	0.00	tn/m ²	μ=	0.00	tn/m ²
			δ° =	21.87	°

Tabla 11

Esfuerzos resistentes para el 1ª Tramo.

Esfuerzos Resistentes		
q =	1.60	tn/m
b1 =	0.40	m
h1 =	1.08	m
Wc =	0.99	tn/m

Para hallar los factores de seguridad por falla por volteo, deslizamiento, capacidad de carga y estabilidad global nos basaremos a los descrito en el ítem 2.2.4 de esta tesis.

a.1) Factor de seguridad por volteo

Tabla 12

Estabilidad por volteo primer tramo en condición estática

RANKINE					COULOMB				
TIPO	Esfuerzo (Tn/m ²)	Fuerza (Tn/m)	Brazo de momento del punto O (m)	Momento (TN-m/m)	TIPO	Esfuerzo (Tn/m ²)	Fuerza (Tn/m)	Brazo de momento del punto O (m)	Momento (TN-m/m)
S/C (ph)	1.19	0.40	0.45	0.18	S/C (ph)	1.07	0.38	0.45	0.17
σ'a (ph)	0.54	0.00	0.00	0.00	σ'a (ph)	0.49	0.00	0.00	0.00
- C	1.09	0.00	0.00	0.00	- C	0.93	0.00	0.00	0.00
μ	0.00	0.00	0.00	0.00	μ	0.00	0.00	0.00	0.00
	ΣFd	0.40	ΣMo	0.18		ΣFd	0.38	ΣMo	0.17
Wc		0.99	0.20	0.20	Wc		0.99	0.20	0.20
q		1.60	0.20	0.32	q		1.60	0.20	0.32
S/C (pv)	1.19	0.00	0.40	0.00	S/C (pv)	1.07	0.43	0.40	0.17
σ'a (pv)	0.54	0.00	0.40	0.00	σ'a (pv)	0.49	0.00	0.40	0.00
	ΣV	2.59	ΣMr	0.52		ΣV	3.02	ΣMr	0.69

$$FS = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma mo} = \frac{0.52}{0.18} = 2.89$$

$$FS = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma mo} = \frac{0.69}{0.17} = 3.99$$

a.2) Factor de Seguridad por deslizamiento

Tabla 13

Estabilidad por deslizamiento para el primer tramo en condición estática

RANKINE		COULOMB	
ΣV (Tn/m)	2.59	ΣV (Tn/m)	3.02
ΣFd (Tn/m)	0.40	ΣFd (Tn/m)	0.38
ΣFr (Tn/m)	1.57	ΣFr (Tn/m)	1.57

$$FS = \frac{\Sigma Fr}{\Sigma Fd} = \frac{1.57}{0.40} = 3.94$$

$$FS = \frac{\Sigma Fr}{\Sigma Fd} = \frac{1.57}{0.38} = 4.10$$

a.3) Factor de Seguridad por capacidad de carga

Tabla 14

Estabilidad por capacidad de carga para el primer tramo en condición estática

RANKINE				COULOMB			
e =	0.07	<=	0.07	e =	0.03	<=	0.07
Presiones en el suelo	q punta	13.22	tn/m2	Presiones en el suelo	q punta	10.82	tn/m2
	q talón	0.00	tn/m2		q talón	4.29	tn/m2
Carga ultima	qu	45.61	tn/m2	Carga ultima	qu	47.95	tn/m2

FS =	$\frac{qu}{qp,t}$	=	3.45	FS =	$\frac{qu}{qp,t}$	=	4.43
------	-------------------	---	------	------	-------------------	---	------

a.4) Verificación por estabilidad

Se verificará la falla por un deslizamiento profundo de forma circular, para ello se tomará puntos críticos para dicho análisis, pero debido a que es un análisis iterativo se necesitarían muchos puntos para coincidir con los críticos, por lo que nos apoyaremos en software “Slide v5.0” solo para el análisis de la estabilidad de la estructura de sostenimiento y ver si cumple con el factor de seguridad >1.5.

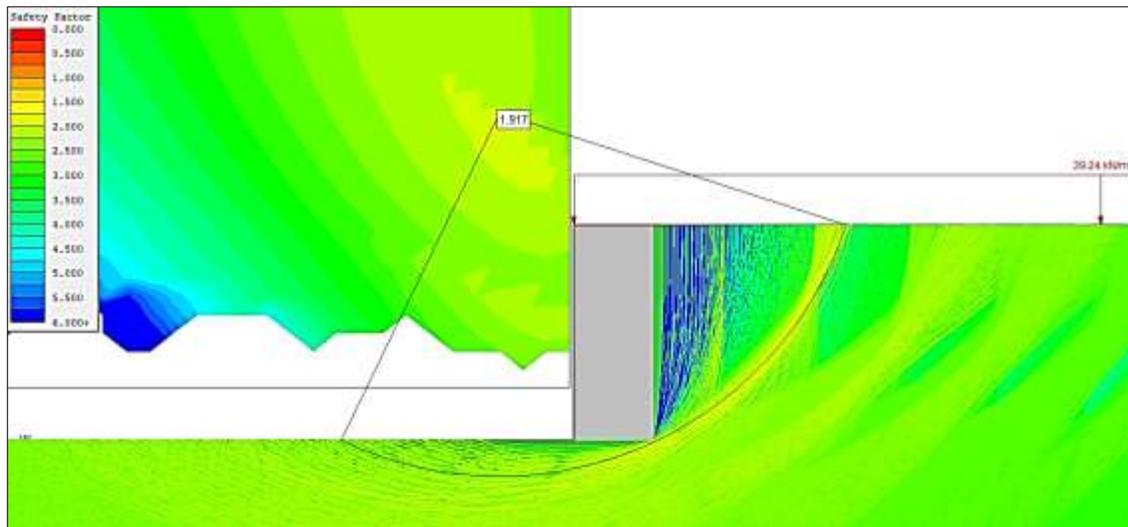


Figura 85: Estabilidad de la estructura de sostenimiento para el primer tramo, bajo un análisis Estático usando el software Slide v5.0

Al evaluarse el primer tramo mostrado en la figura 85 en condiciones estáticas es decir sin sismo, cumple con todos los factores de seguridad (F.S) para una base optima que coincide con la base ejecutada de espesor 0.40m; para Rankine cumple debido a que el F.S por volteo es de

2.89>2.00, por deslizamiento es 3.94>1.50, capacidad de carga es de 3.45>3.00 y también cumple por Coulomb ya que el F.S para volteo es de 3.99>2.00, por deslizamiento es 4.10>1.50, capacidad de carga es de 4.43>3.00; y por estabilidad global el factor de seguridad es de 1.917>1.50, también se puede ver la diferencia que hay entre ambos métodos usados, el de Rankine es muy conservador a comparación de Coulomb, y esto sucede porque este último considera fricción entre suelo y estructura, y es lo que sucede a menudo en un situación real.

b) Análisis de estabilidad bajo una sollicitación pseudo estática

Entendamos que el sismo viene en todas las direcciones, Perú es un país sísmico y la ciudad de Huancayo está en la zona 3 del mapa sísmico según la NTP E030., por lo que la construcción de sótanos, la excavación y ejecución de estructuras de sostenimiento tendrán que diseñarse no sólo bajo sollicitaciones estáticas sino también bajo sollicitaciones pseudo- estáticas (sísmicas) (NTP CE020, 2002), por eso se hará un análisis para todos los tramos y se verificará sus condiciones de estabilidad.

Al conjunto de esfuerzos actuantes en el primer tramo se añade la de sismo, cuyo esfuerzo se hallará siguiendo la solución establecida por Mononobe y Okabe presentada anteriormente en el ítem 2.2.3.1 (d).

Tabla 15

Cálculo de la fuerza sísmica para el primer tramo

Lugar	Huancayo	
Zona =	3	
a =	0.35	
β =	0	
Kh =	0.18	
Kv =	0.00	
θ =	9.93	
Kae =	0.39	
Pae =	0.39	tn/m
Incremento del empuje pseudo estático		
Δa_e =	0.14	tn/m
Ubicación de la resultante		
z =	0.24	m

b.1) Factor de seguridad por volteo:

Tabla 16

Estabilidad por volteo primer tramo en condición pseudo-estática

COULOMB				
TIPO	Esfuerzo (Tn/m ²)	Fuerza (Tn/m)	Brazo de momento del punto O (m)	Momento (TN-m/m)
S/C (ph)	1.07	0.38	0.45	0.17
σ'a (ph)	0.49	0.00	0.00	0.00
C	0.93	0.00	0.00	0.00
μ	0.00	0.00	0.00	0.00
Δae (ph)		0.14	0.24	0.03
Fh		0.17	0.54	0.09
	ΣFd	0.70	ΣMo	0.30
Wc		0.99	0.20	0.20
q		1.60	0.20	0.32
S/C (pv)	1.07	0.43	0.40	0.17
σ'a (pv)	0.49	0.00	0.40	0.00
	ΣV	3.02	ΣMr	0.69

$$FS = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo} = \frac{0.69}{0.30} = 2.30$$

b.2) Factor de seguridad por deslizamiento

Tabla 17

Estabilidad por deslizamiento para el primer tramo en condición pseudo-estática

COULOMB	
ΣV (Tn/m)	3.02
ΣFd (Tn/m)	0.70
ΣFr (Tn/m)	1.57

$$FS = \frac{\Sigma Fr}{\Sigma Fd} = \frac{1.57}{0.70} = 2.25$$

b.3) Factor de seguridad por capacidad de carga

Tabla 18

Estabilidad por capacidad de carga para el primer tramo en condición pseudo-estática

COULOMB			
e =	0.071	<=	0.07
Presiones en el suelo	q punta	15.62	tn/m ²
	q talón	0.00	tn/m ²
Carga ultima	qu	45.50	tn/m ²

$$FS = \frac{qu}{qp,t} = 3.00$$

b.4) Verificación por estabilidad

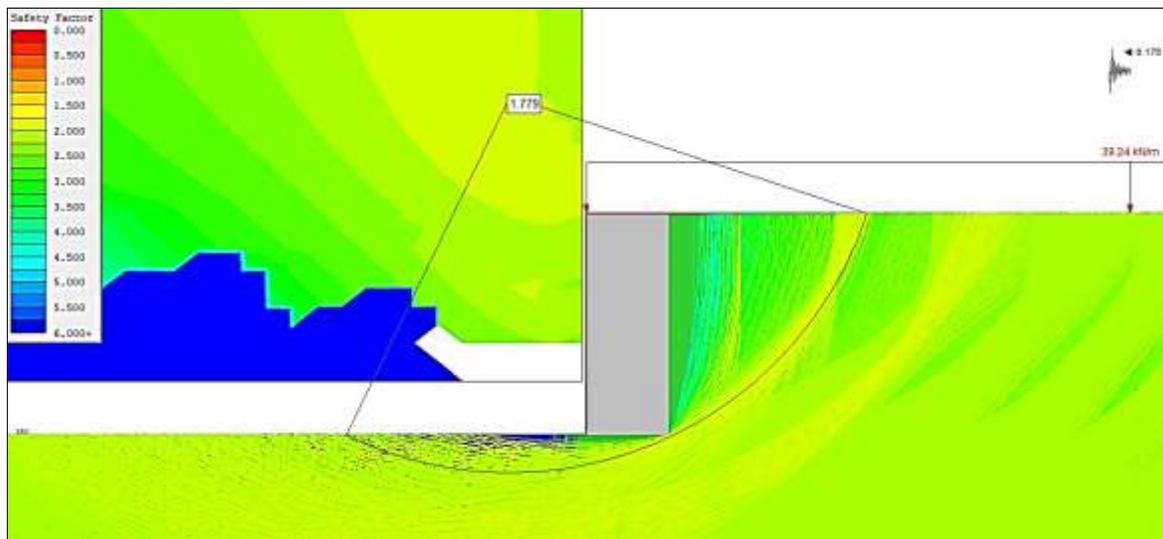


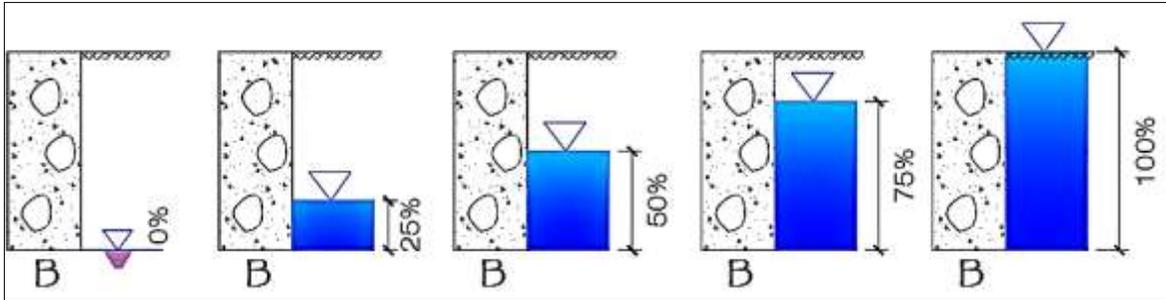
Figura 86: Estabilidad para el primer tramo , bajo un análisis pseudo estático usando el software Slide v5.0

El F.S. bajo un análisis pseudoestático para volteo es de $2.30 > 1.50$, por deslizamiento es $2.25 > 1.25$, capacidad de carga es de $3.00 > 2.50$ y por estabilidad global el factor de seguridad es de $1.779 > 1.25$. Se concluye que el 1er tramo de calzada con una base optima de 0.40m cumple para los criterios de estabilidad mínimos, no presentándose fisuras en la vivienda aledaña.

c) Comparación de resultados

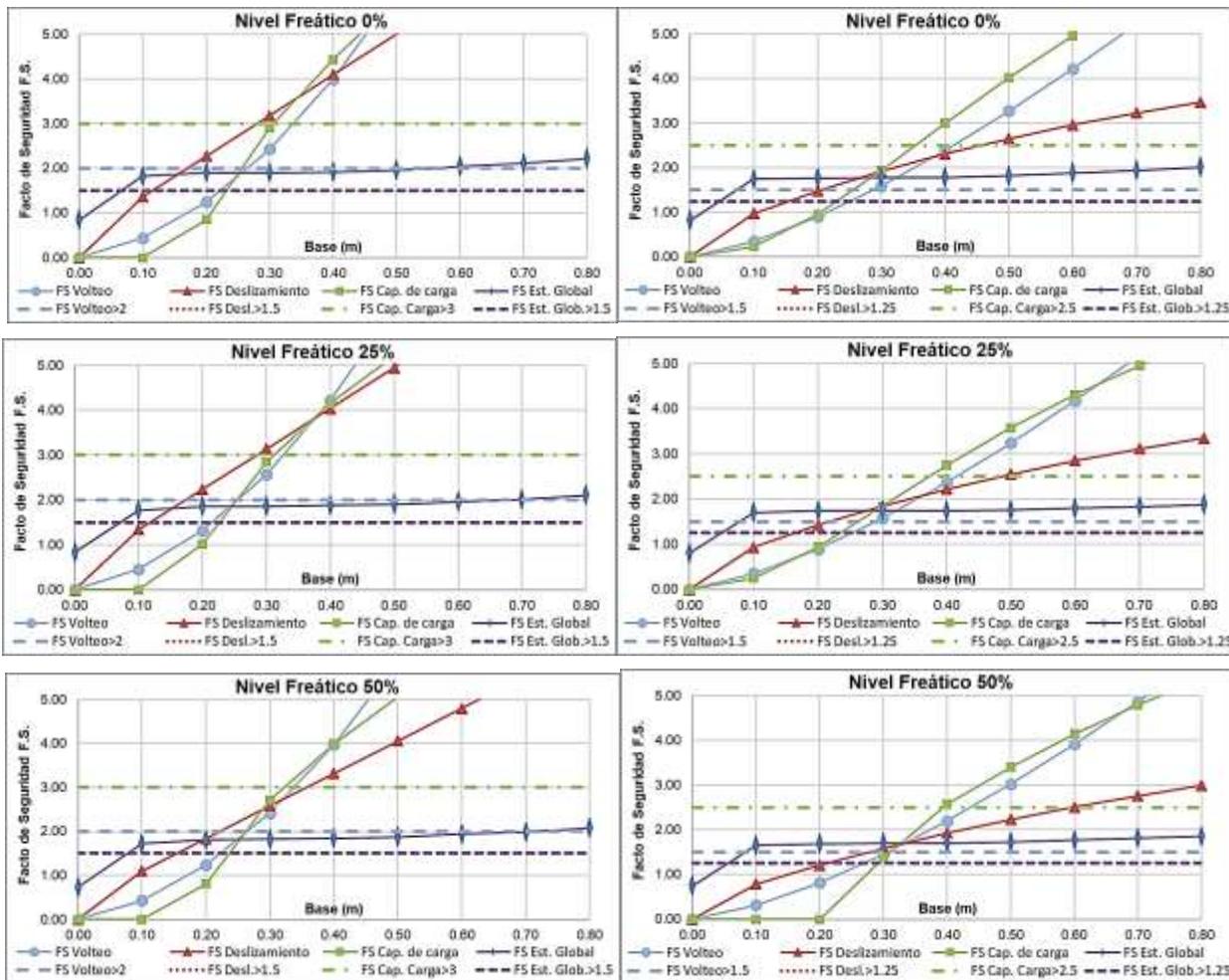
A continuación, se comparará por la teoría de Coulomb, para diferentes anchos de base de la calzada del primer tramo con el mismo tipo de suelo, el comportamiento de los factores de seguridad, volteo, deslizamiento, capacidad de carga y estabilidad global con presencia del nivel freático, considerándose mediante porcentajes de llenado del agua subterránea en el muro de sostenimiento rígido.

La comparación incluirá análisis bajo un estado estático y pseudoestático con porcentajes de llenado del agua subterránea de 0 %, 25 %, 50 %, 75 % y 100 %, y veremos cuál es comportamiento que tiene nuestra estructura bajo la presencia del nivel freático.



Comportamiento estático

Comportamiento pseudo-estático



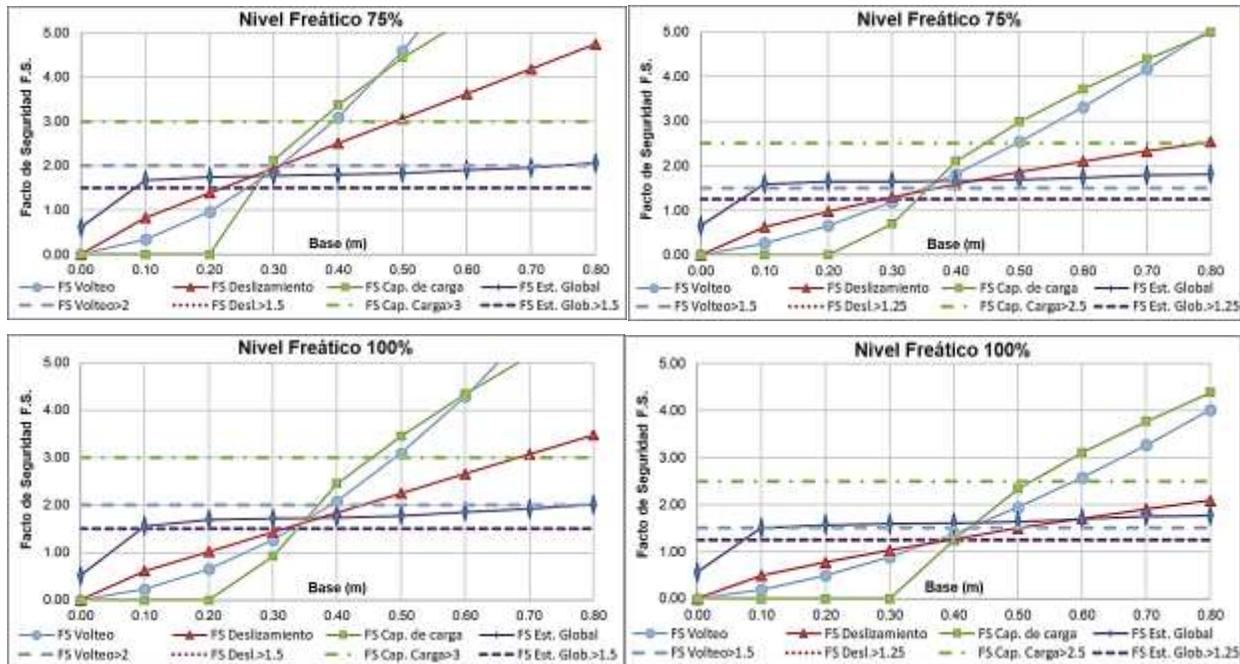


Figura 87: Factor de seguridad estático y pseudo- estático con diferentes porcentajes de llenado del agua subterránea para diferentes anchos de base de la calzada del primer tramo .

Según las gráficas, se puede ver que, a mayor porcentaje de elevación del nivel freático, el F.S. disminuye para todos los criterios de estabilidad y disminuye mucho más si se considera sismo, pese a tener cohesión el suelo, pero esto pasa por que la cohesión se pierde cuando esta en contacto con el agua y el sismo es independiente a esta propiedad del suelo, pero si se aumenta la base el factor de seguridad aumenta, por lo que, se puede decir que si hay nivel freático combinado con sismo necesitaremos una mayor dimensión de base para asegurar la estabilidad de la estructura, para este caso del primer tramo de calzada, con 0% de agua y sin sismo basta con una base mínima de 0.40m para cumplir con los F.S., pero con un 100% de agua y con sismo la base debe ser mínima de 0.60m para cumplir con los F.S:

✓ Análisis del segundo tramo:

Se verificará los factores de estabilidad para el segundo tramo

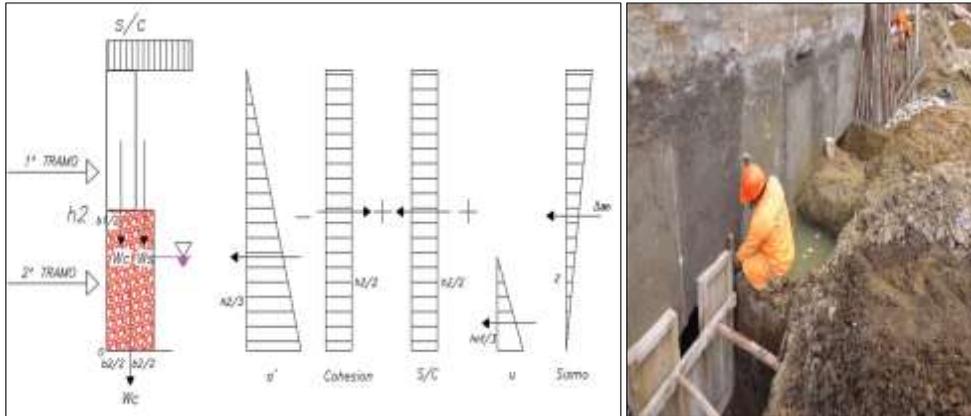


Figura 88: Esfuerzos laterales para el segundo tramo

a) Análisis de estabilidad bajo una sollicitación estática

El segundo tramo con una altura de 2.16m estará sometido al siguiente diagrama de esfuerzos tal y como se muestra en la figura 88, donde también se puede ver que se alcanza la altura del nivel freático.

Los esfuerzos de empuje de tierras y esfuerzos resistentes que se ejercen en el segundo tramo son los siguientes:

Tabla 19

Esfuerzos de empuje según la teoría de Rankine y Coulomb para el segundo tramo

TEORIA DE RANKINE		
Ka =	0.30	
s/c =	1.19	tn/m ²
σ'a =	0.86	tn/m ²
C =	1.09	tn/m ²
μ =	0.96	tn/m ²

TEORIA DE COULOMB		
Ka =	0.27	
s/c =	1.07	tn/m ²
σ'a =	0.77	tn/m ²
C =	0.93	tn/m ²
μ =	0.96	tn/m ²
δ° =	21.87	°

Tabla 20

Esfuerzos resistentes para el segundo tramo.

Esfuerzos Resistentes		
q =	3.20	tn/m
b1 =	0.40	m
b2 =	0.80	m
h1 =	1.08	m
h2 =	2.16	m
hnf=	0.96	m
Wc1 =	0.99	tn/m
Wc2 =	1.99	tn/m
Ws1 =	0.73	tn/m

a.1) Factor de seguridad por volteo

Tabla 21

Estabilidad por volteo segundo tramo en condición estática

RANKINE					COULOMB				
TIPO	Esfuerzo (Tn/m ²)	Fuerza (Tn/m)	Brazo de momento del punto O (m)	Momento (TN-m/m)	TIPO	Esfuerzo (Tn/m ²)	Fuerza (Tn/m)	Brazo de momento del punto O (m)	Momento (TN-m/m)
S/C (ph)	1.19	1.14	0.72	0.82	S/C (ph)	1.07	1.06	0.72	0.76
σ'a (ph)	0.86	0.00	0.00	0.00	σ'a (ph)	0.77	0.00	0.00	0.00
C	1.09	0.00	1.08	0.00	C	0.93	0.00	0.00	0.00
μ	0.96	0.46	0.32	0.15	μ	0.96	0.46	0.32	0.15
	ΣFd	1.60	ΣMo	0.97		ΣFd	1.52	ΣMo	0.91
Wc1		0.99	0.20	0.20	Wc1		0.99	0.20	0.20
Wc2		1.99	0.40	0.79	Wc2		1.99	0.40	0.79
Ws1		0.73	0.60	0.44	Ws1		0.73	0.60	0.44
q		3.20	0.40	1.28	q		3.20	0.40	1.28
S/C (pv)	1.19	0.00	0.80	0.00	S/C (pv)	1.07	0.86	0.80	0.69
σ'a (pv)	0.86	0.00	0.80	0.00	σ'a (pv)	0.77	0.00	0.80	0.00
	ΣV	6.91	Mr	2.71		ΣV	7.77	Mr	3.40
$FS = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma mo} = \frac{2.71}{0.97} = 2.79$					$FS = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma mo} = \frac{3.40}{0.91} = 3.74$				

a.2) Factor de Seguridad por deslizamiento

Tabla 22

Estabilidad por deslizamiento para el segundo tramo en condición estática

RANKINE		COULOMB	
ΣV (Tn/m)	6.91	ΣV (Tn/m)	7.77
ΣFd (Tn/m)	1.60	ΣFd (Tn/m)	1.52
ΣFr (Tn/m)	3.49	ΣFr (Tn/m)	3.84

$$FS = \frac{\Sigma Fr}{\Sigma Fd} = \frac{3.49}{1.60} = 2.18$$

$$FS = \frac{\Sigma Fr}{\Sigma Fd} = \frac{3.84}{1.52} = 2.53$$

a.3) Factor de Seguridad por capacidad de carga

Tabla 23

Estabilidad por capacidad de carga para el segundo tramo en condición estática

RANKINE				COULOMB			
e =	0.15	<=	0.13	e =	0.08	<=	0.13
Presiones en el suelo	q punta	18.29	tn/m ²	Presiones en el suelo	q punta	15.50	tn/m ²
	q talón	0.00	tn/m ²		q talón	3.92	tn/m ²
Carga ultima	qu	45.89	tn/m ²	Carga ultima	qu	48.03	tn/m ²

$$FS = \frac{qu}{qp,t} = 2.51$$

$$FS = \frac{qu}{qp,t} = 3.10$$

a.4) Verificación por estabilidad

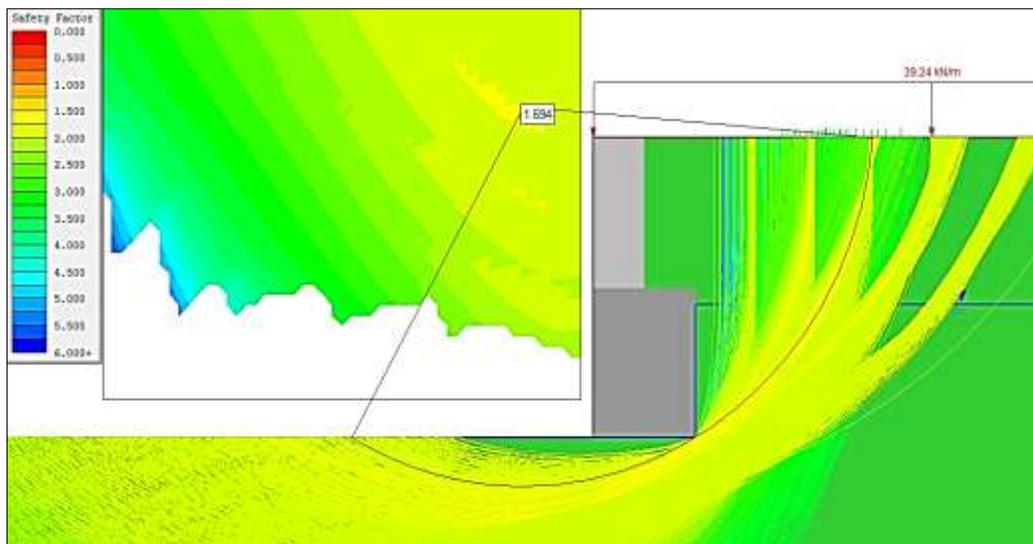


Figura 89: Estabilidad global del segundo tramo, bajo un análisis Estático

Al evaluarse el segundo tramo mostrado en la figura 89 en condiciones estáticas cumple con todos los factores de seguridad (F.S) para una base optima de 0.80m para Coulomb cumple debido a que el F.S por volteo es de $3.74 > 2.00$, por deslizamiento es $2.53 > 1.50$, capacidad de carga es de $3.10 > 3.00$ y también cumple por Rankine para volteo es de 2.79 y por deslizamiento es 2.18, la capacidad de carga es inferior al mínimo $2.51 < 3.00$; y por estabilidad global el factor de seguridad es de $1.694 > 1.50$, debido a que Rankine es muy conservador a comparación de Coulomb, se empieza a ver que necesita más ancho de base con respecto a la falla por capacidad de carga para cumplir con el mínimo requerido.

b) Análisis de estabilidad bajo una sollicitación seudo estática
Añadiremos la presión sísmica como se muestra en la figura 88.

Tabla 24

Cálculo de la fuerza sísmica para el segundo tramo

Lugar	Huancayo	
Zona =	3	
a =	0.35	
β =	0	
Kh =	0.175	
Kv =	0	
θ =	9.93	
Kae =	0.39	
Pae =	1.22	tn/m
Incremento del empuje seudo estático		
Δa_e =	1.22	tn/m
Ubicación de la resultante		
z =	1.30	m

b.1) Factor de seguridad por volteo

Tabla 25

Estabilidad por volteo segundo tramo en condición pseudo-estática

COULOMB				
TIPO	Esfuerzo (Tn/m ²)	Fuerza (Tn/m)	Brazo de momento del punto O (m)	Momento (TN-m/m)
S/C (ph)	1.07	1.06	0.72	0.76
σ'a (ph)	0.77	0.00	0.00	0.00
C	0.93	0.00	0.00	0.00
μ	0.96	0.46	0.32	0.15
Δae (ph)		1.22	1.30	1.59
Fh		1.03	1.08	1.11
	ΣFd	3.77	ΣMo	3.60
Wc1		0.99	0.20	0.20
Wc2		3.23	0.65	2.10
Ws1		1.64	0.85	1.40
q		5.20	0.65	3.38
S/C (pv)	1.07	0.86	1.30	1.11
σ'a (pv)	0.77	0.00	1.30	0.00
	ΣV	11.92	Mr	8.19

$$FS = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma mo} = \frac{8.19}{3.60} = 2.27$$

b.2) Factor de seguridad por deslizamiento

Tabla 26

Estabilidad por deslizamiento para el segundo tramo en condición pseudo-estática

COULOMB	
ΣV (Tn/m)	11.92
ΣFd (Tn/m)	3.77
ΣFr (Tn/m)	5.96

$$FS = \frac{\Sigma Fr}{\Sigma Fd} = \frac{5.96}{3.77} = 1.58$$

b.3) Factor de seguridad por capacidad de carga.

Tabla 27

Estabilidad por capacidad de carga para el segundo tramo en condición pseudo-estática

COULOMB			
e =	0.27	<=	0.22
Presiones en el suelo	q punta	20.66	tn/m2
	q talón	0.00	tn/m2
Carga ultima	qu	50.03	tn/m2

$$FS = \frac{q_u}{q_{p,t}} = 2.50$$

b.4) Verificación por estabilidad global

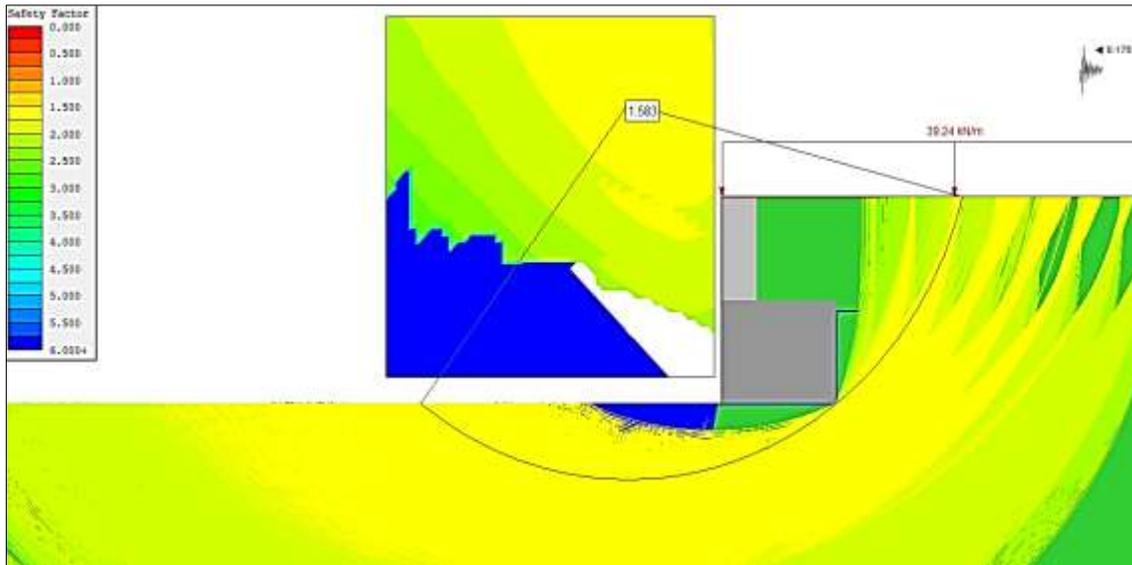


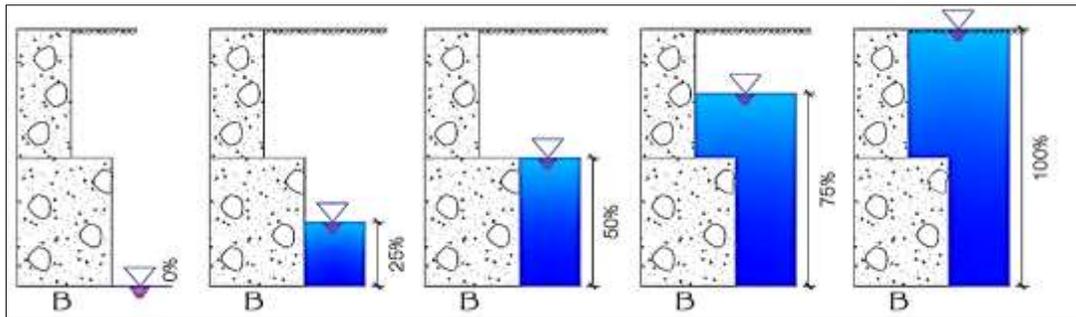
Figura 90: Estabilidad para el segundo tramo, bajo un análisis pseudo estático.

El F.S. bajo un análisis pseudoestático cumple, pero con una B=1.30, para volteo es de 2.27>1.50, por deslizamiento es 1.50>1.25, capacidad de carga es de 2.50>2.50; y por estabilidad global el factor de seguridad es de 1.583>1.25. Se concluye que el segundo tramo de calzada con una base optima de 1.30m cumple para los criterios de estabilidad mínimos.

c) Comparación de resultados para el segundo tramo

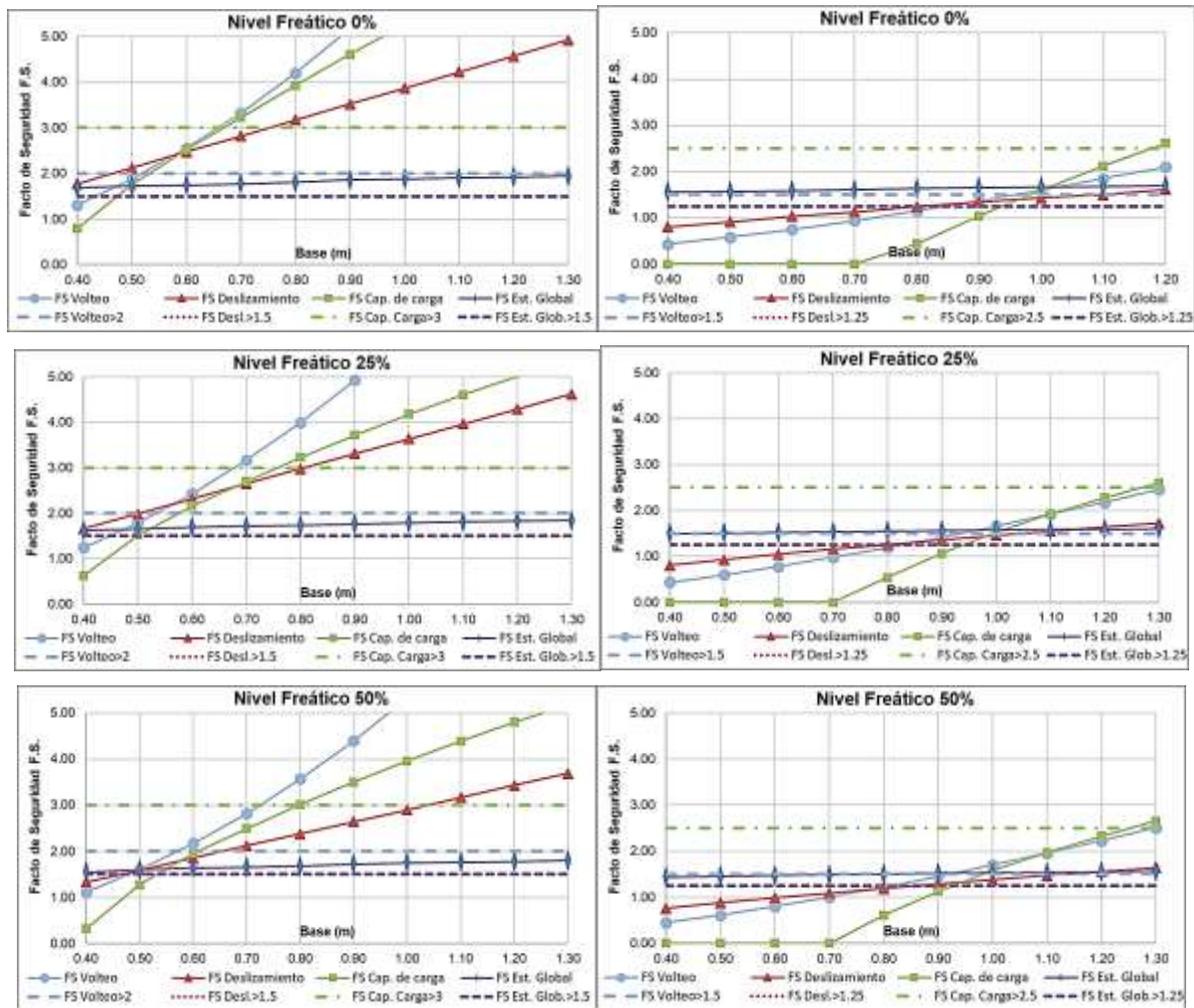
A continuación, al igual que el anterior tramo, se analizará, para diferentes anchos de base de la calzada del segundo tramo con el mismo tipo de suelo, el comportamiento de los factores de seguridad, volteo, deslizamiento, capacidad de carga y estabilidad global con

presencia del nivel freático, considerándose mediante porcentajes de llenado del agua subterránea en el muro de sostenimiento rígido.



Comportamiento Estático

Comportamiento Seudo-Estático



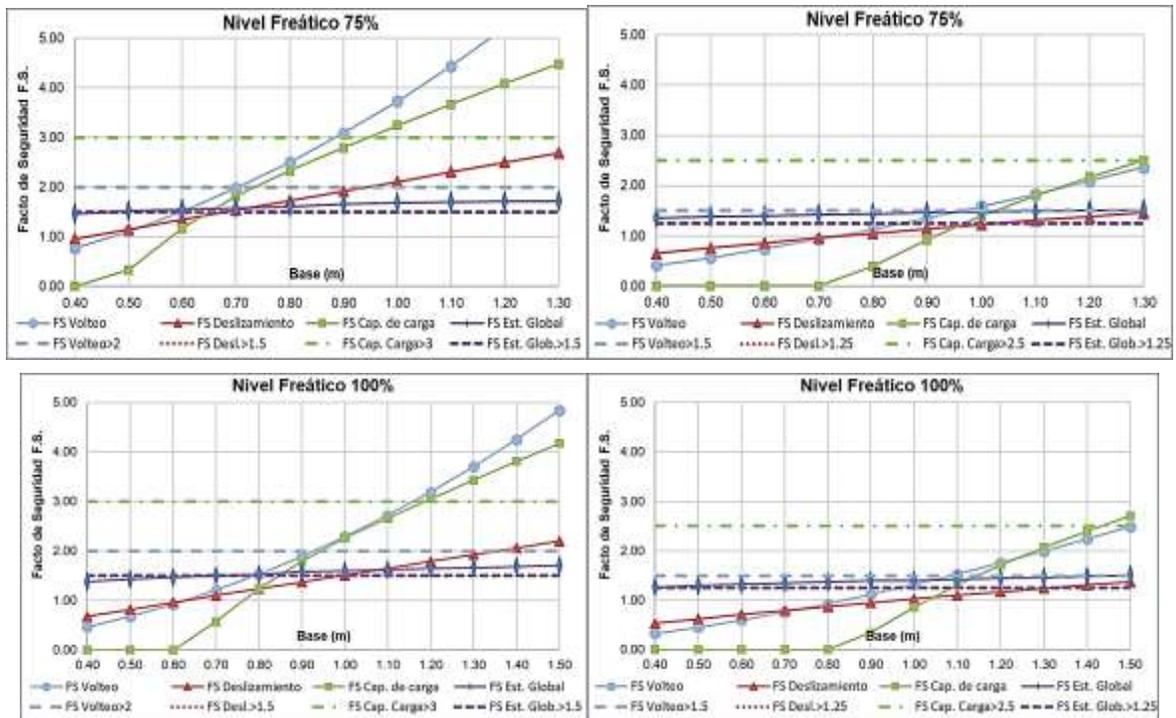


Figura 91: Factor de seguridad estático y pseudo-estático con diferentes porcentajes de llenado del agua subterránea para diferentes dimensiones de base de la calzada del 2º tramo.

Para el segundo tramo de calzada, se cumple con todos los F.S. para el caso de 0% de agua y sin sismo con una dimensión de base mínima de 0.70m y para el caso de 100% de agua y con sismo la base debe ser mínimo de 1.50m.

✓ Análisis del tercer tramo:

Se verificará los factores de estabilidad para el tercer tramo

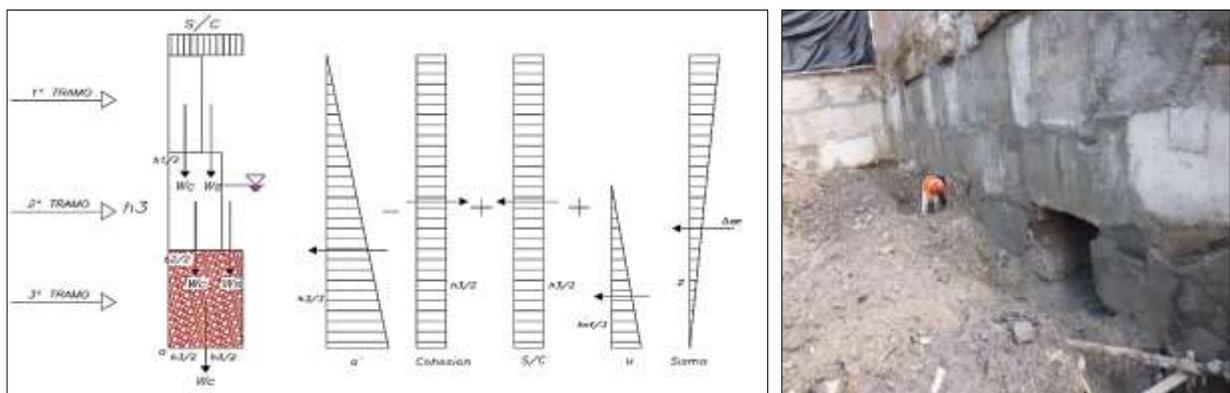


Figura 92: Esfuerzos laterales para el tercer Tramo

a) Análisis de estabilidad bajo una sollicitación estática

El tercer tramo con una altura de 3.24m estará sometido al diagrama de esfuerzos tal y como se muestra en la figura 92, los esfuerzos de empuje de tierras y esfuerzos resistentes que se ejercen son los siguientes:

Tabla 28

Esfuerzos de empuje según la teoría de Rankine y Coulomb para el tercer tramo

TEORIA DE RANKINE			TEORIA DE COULOMB		
Ka =	0.30		Ka =	0.27	
s/c =	1.19	tn/m ²	s/c =	1.07	tn/m ²
σ'a =	1.15	tn/m ²	σ'a =	1.03	tn/m ²
C =	1.09	tn/m ²	C =	0.93	tn/m ²
μ =	2.04	tn/m ²	μ =	2.04	tn/m ²
			δ ^o =	21.87	°

Tabla 29

Esfuerzos resistentes para el tercer tramo

Esfuerzos Resistentes		
q =	6.00	tn/m
b1 =	0.40	m
b2 =	0.80	m
b3 =	1.50	m
H1 =	1.08	m
H2 =	2.16	m
H3 =	3.24	m
Hnf =	2.04	m
Wc1 =	0.99	tn/m
Wc2 =	1.99	tn/m
Wc3 =	3.73	tn/m
Ws1 =	0.73	tn/m
Ws2 =	2.70	tn/m

a.1) Factor de seguridad por volteo

Tabla 30

Estabilidad por volteo tercer tramo en condición estática

RANKINE					COULOMB				
TIPO	Esfuerzo (Tn/m ²)	Fuerza (Tn/m)	Brazo de momento del punto O (m)	Momento (TN-m/m)	TIPO	Esfuerzo (Tn/m ²)	Fuerza (Tn/m)	Brazo de momento del punto O (m)	Momento (TN-m/m)
S/C (ph)	1.19	2.08	1.08	2.25	S/C (ph)	1.07	1.81	1.08	1.96
σ'a (ph)	1.15	0.01	0.10	0.00	σ'a (ph)	1.03	0.02	0.10	0.00
C	1.09	0.00	0.00	0.00	C	0.93	0.00	0.00	0.00
μ	2.04	2.08	0.68	1.41	μ	2.04	2.08	0.68	1.41
	ΣFd	4.18	ΣMo	3.67		ΣFd	3.91	ΣMo	3.37
Wc1		0.99	0.20	0.20	Wc1		0.99	0.20	0.20
Wc2		1.99	0.40	0.79	Wc2		1.99	0.40	0.79
Wc3		3.73	0.75	2.79	Wc3		3.73	0.75	2.79
Ws1		0.73	0.60	0.44	Ws1		0.73	0.60	0.44
Ws2		2.70	1.15	3.11	Ws2		2.70	1.15	3.11
q		6.00	0.75	4.50	q		6.00	0.75	4.50
S/C (pv)	1.19	0.00	1.50	0.00	S/C (pv)	1.07	1.29	1.50	1.93
σ'a (pv)	1.15	0.00	1.50	0.00	σ'a (pv)	1.03	0.01	1.50	0.01
	ΣV	16.14	Mr	11.83		ΣV	17.43	Mr	13.77
$FS = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma mo} = \frac{11.83}{3.67} = 3.23$					$FS = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma mo} = \frac{13.77}{3.37} = 4.08$				

a.2) Factor de seguridad por deslizamiento

Tabla 31

Estabilidad por deslizamiento para el tercer tramo en condición estática

RANKINE		COULOMB	
ΣV (Tn/m)	16.14	ΣV (Tn/m)	17.43
ΣFd (Tn/m)	4.18	ΣFd (Tn/m)	3.91
ΣFr (Tn/m)	7.83	ΣFr (Tn/m)	8.35
$FS = \frac{\Sigma Fr}{\Sigma Fd} = \frac{7.83}{4.18} = 1.88$		$FS = \frac{\Sigma Fr}{\Sigma Fd} = \frac{8.35}{3.91} = 2.14$	

a.3) Factor de Seguridad por capacidad de carga

Tabla 32

Estabilidad por capacidad de carga para el tercer tramo en condición estática

RANKINE				COULOMB			
e =	0.24	<=	0.25	e =	0.15	<=	0.25
Presiones en el suelo	q punta	21.26	tn/m ²	Presiones en el suelo	q punta	18.76	tn/m ²
	q talón	0.26	tn/m ²		q talón	4.49	tn/m ²
Carga ultima	qu	53.74	tn/m ²	Carga ultima	Qu	56.53	tn/m ²
$FS = \frac{qu}{qp,t} = 2.53$				$FS = \frac{qu}{qp,t} = 3.01$			

a.4) Verificación por estabilidad global

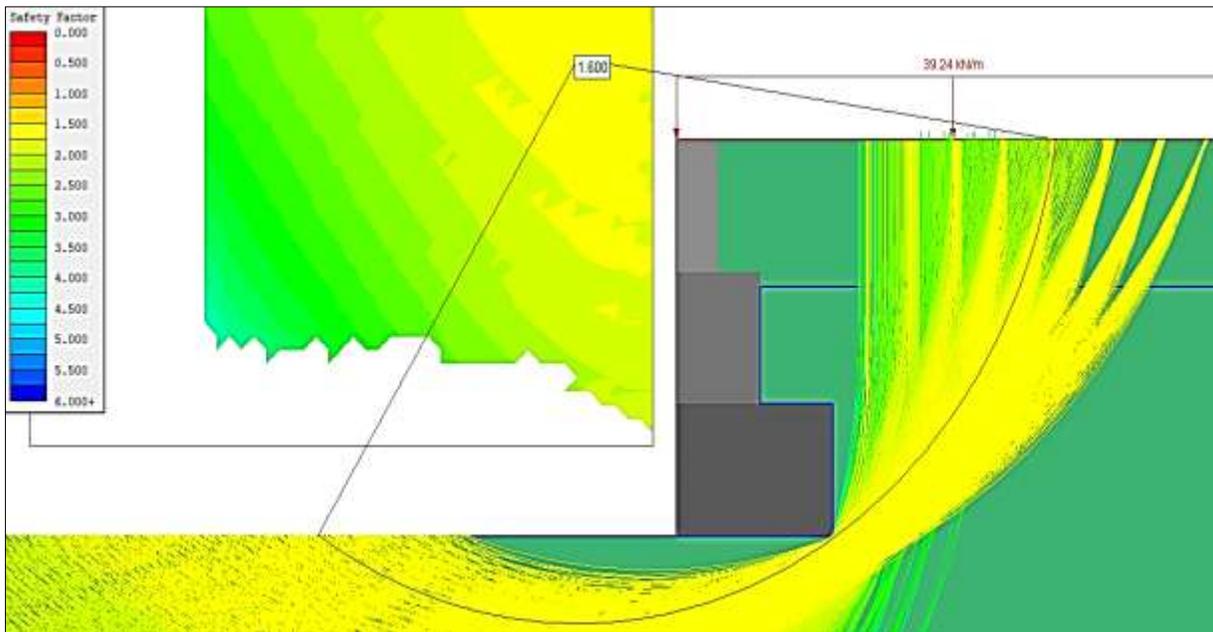


Figura 93: Estabilidad global del 3º Tramo, bajo un análisis Estático

Al evaluarse el tercer tramo en condiciones estáticas cumple con todos los factores de seguridad (F.S) para una base optima de 1.50m para Coulomb cumple debido a que el F.S por volteo es de 4.08 >2.00, por deslizamiento es 2.14 >1.50, capacidad de carga es de 3.01 >3.00 y también cumple por Rankine para volteo es de 3.23 y por deslizamiento es 1.88, la capacidad de carga es inferior al mínimo 2.53 <3.00, por estabilidad global es 1.60 >1.50.

b) Análisis de estabilidad bajo una sollicitación seudo estática

Tabla 33

Cálculo de la fuerza sísmica para el 3º tramo

Lugar	Huancayo	
Zona =	3	
a =	0.35	
β =	0	
Kh =	0.175	
Kv =	0	
θ =	9.93	
Kae =	0.39	
Pae =	2.46	tn/m
Incremento del empuje seudo estático		
Δae =	2.44	tn/m
Ubicación de la resultante		
z =	1.94	m

b.1) Factor de seguridad por volteo

Tabla 34

Estabilidad por volteo tercer tramo en condición seudo-estática

COULOMB				
TIPO	Esfuerzo (Tn/m ²)	Fuerza (Tn/m)	Brazo de momento del punto O (m)	Momento (TN-m/m)
S/C (ph)	1.07	1.81	1.08	1.96
$\sigma'a$ (ph)	1.03	0.02	1.08	0.02
C	0.93	0.00	1.62	0.00
μ	2.04	2.08	0.68	1.41
Δad (ph)		2.44	1.94	4.73
Fh		2.81	1.62	4.56
	ΣFd	9.16	ΣMo	12.68
Wc1		0.99	0.20	0.20
Wc2		3.23	0.65	2.10

Wc3		5.96	1.20	7.15
Ws1		1.64	0.85	1.40
Ws2		4.25	1.85	7.86
q		9.60	1.20	11.52
S/C (pv)	1.07	1.29	2.40	3.09
σ'a (pv)	1.03	0.01	2.40	0.02
	ΣV	26.97	Mr	33.33

$$FS = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma mo} = \frac{33.33}{12.68} = 2.63$$

b.2) Factor de seguridad por deslizamiento

Tabla 35

Estabilidad por deslizamiento para el tercer tramo en condición pseudo-estática

COULOMB	
ΣV (Tn/m)	26.97
ΣFd (Tn/m)	9.16
ΣFr (Tn/m)	12.99

$$FS = \frac{\Sigma Fr}{\Sigma Fd} = \frac{12.99}{9.16} = 1.42$$

b.3) Factor de seguridad por capacidad de carga.

Tabla 36

Estabilidad por capacidad de carga para el tercer tramo en condición pseudo-estática

COULOMB			
e =	0.43	<=	0.36
Presiones en el suelo	q punta	23.48	tn/m2
	q talón	0.00	tn/m2
Carga ultima	qu	61.82	tn/m2

$$FS = \frac{qu}{qp,t} = 2.63$$

b.4) Verificación por estabilidad global

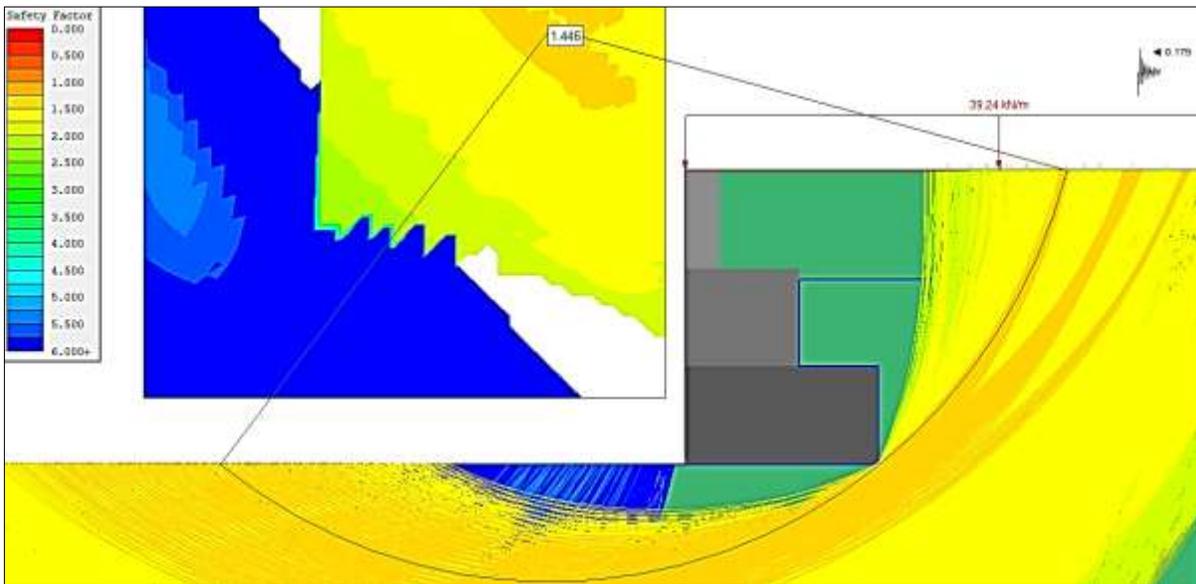
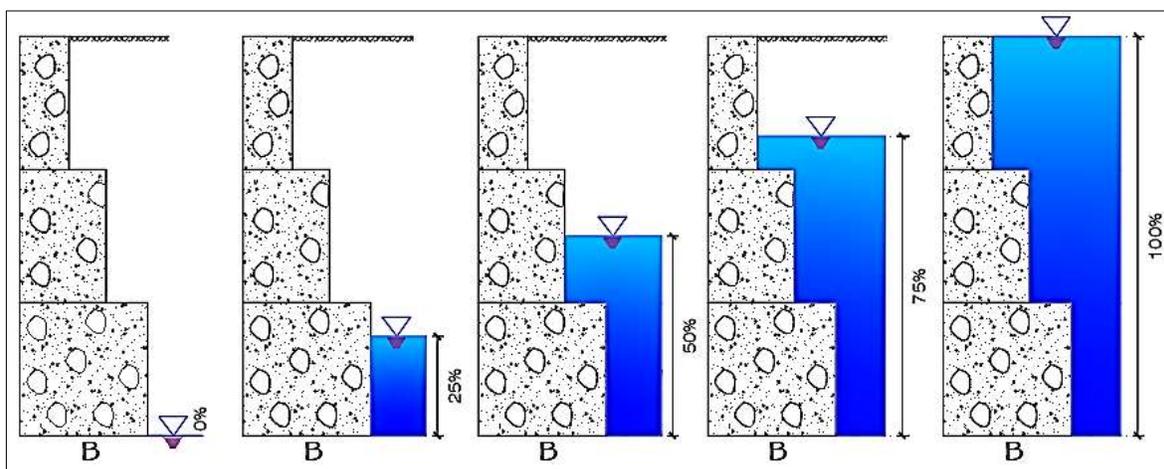


Figura 94: Estabilidad para el tercer tramo, bajo un análisis seudo estático.

El F.S. bajo un análisis seudoestático para volteo es de $2.63 > 1.50$, por deslizamiento es $1.42 > 1.25$, capacidad de carga es de $2.63 > 2.50$; y por estabilidad global el factor de seguridad es de $1.446 > 1.25$. Se concluye que el 3er tramo de calzada con una base optima de 2.40m cumple para los criterios de estabilidad mínimos en condiciones sísmicas.

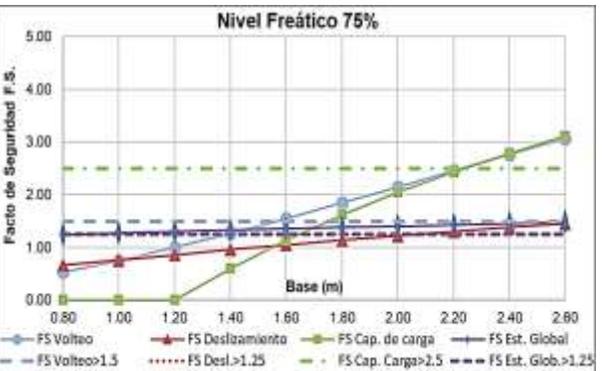
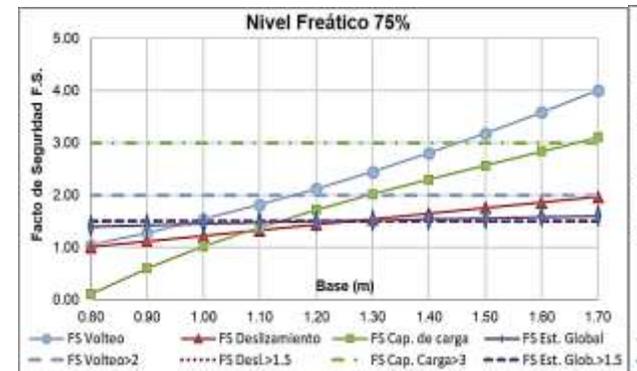
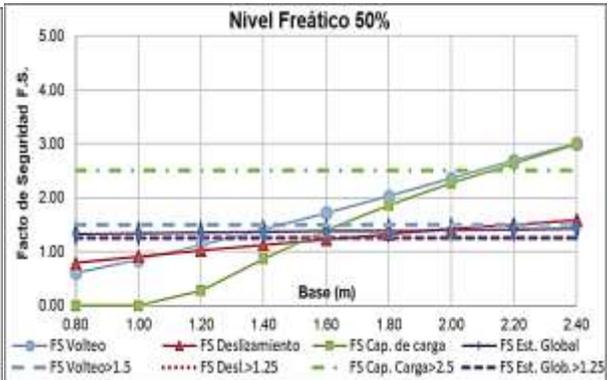
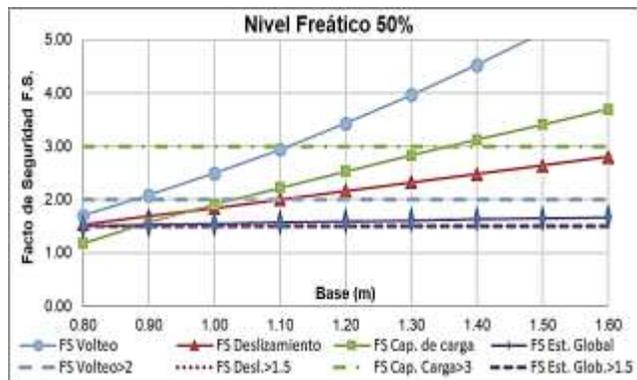
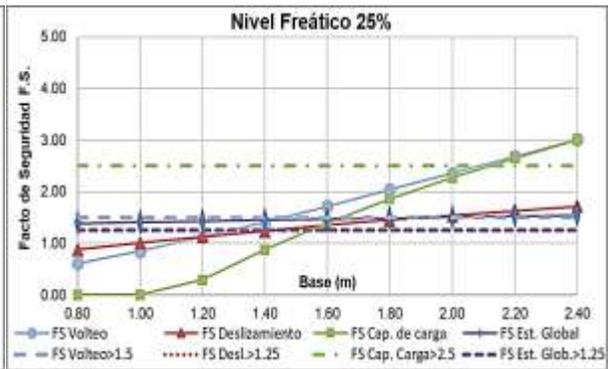
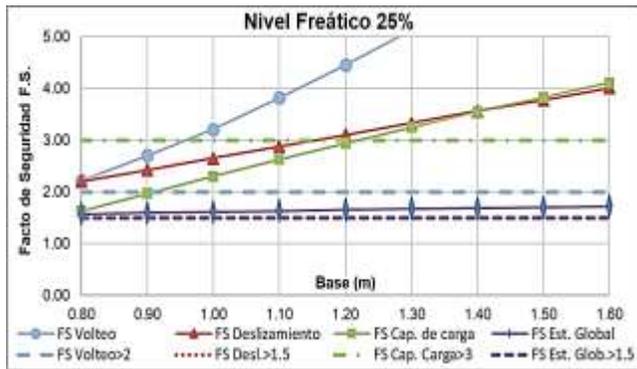
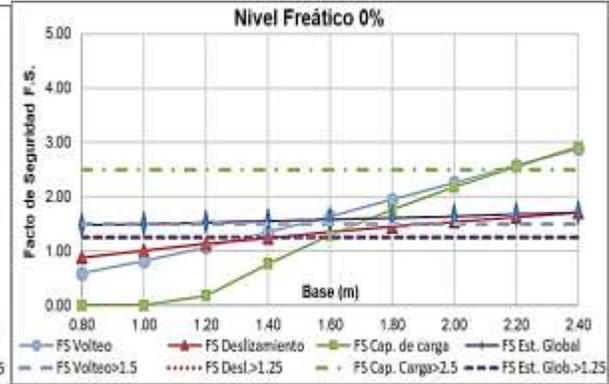
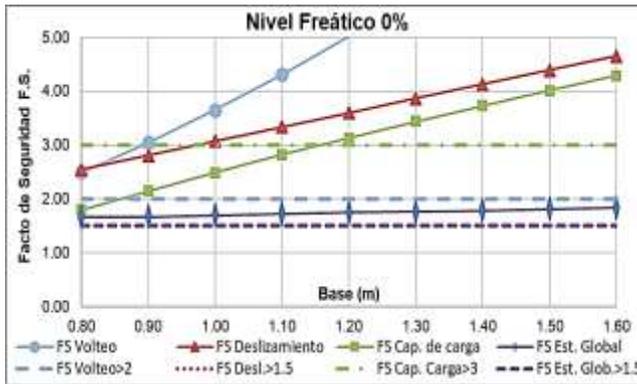
c) Comparación de resultados para el tercer tramo

Se analizará, para diferentes anchos de base de la calzada del tercer tramo con el mismo tipo de suelo, considerándose porcentajes de elevación del agua subterránea en el muro de sostenimiento rígido.



Comportamiento estático

Comportamiento seudoestático



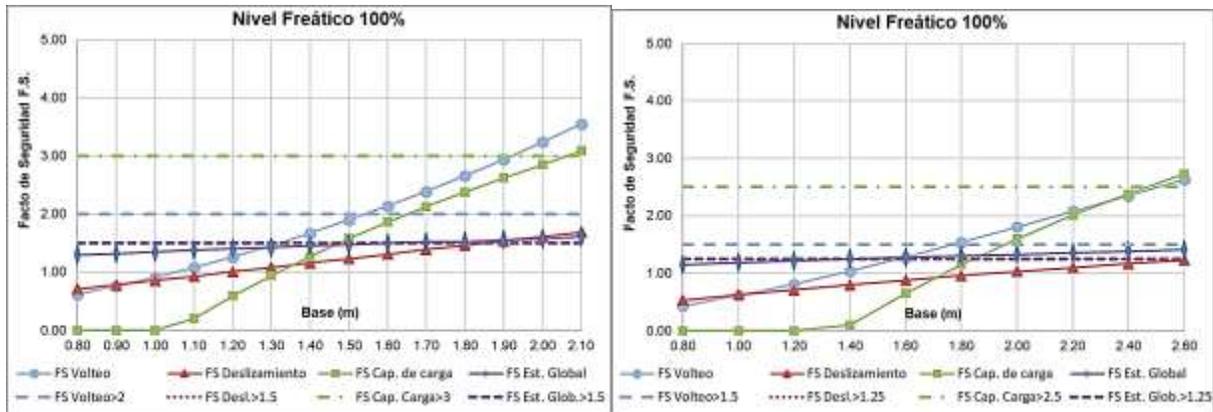


Figura 95: Factor de seguridad estático y pseudo- estático con diferentes porcentajes de llenado del agua subterránea para diferentes dimensiones de base de la calzada del 3er tramo.

Para el tercer tramo de calzada, se cumple con todos los F.S. para el caso de 0 % de agua y sin sismo con una dimensión de base mínima de 1.20m y para el caso de 100 % de agua y con sismo la base debe ser mínimo de 2.60m.

✓ Análisis del cuarto tramo:

Se verificará los factores de estabilidad para el cuarto tramo.

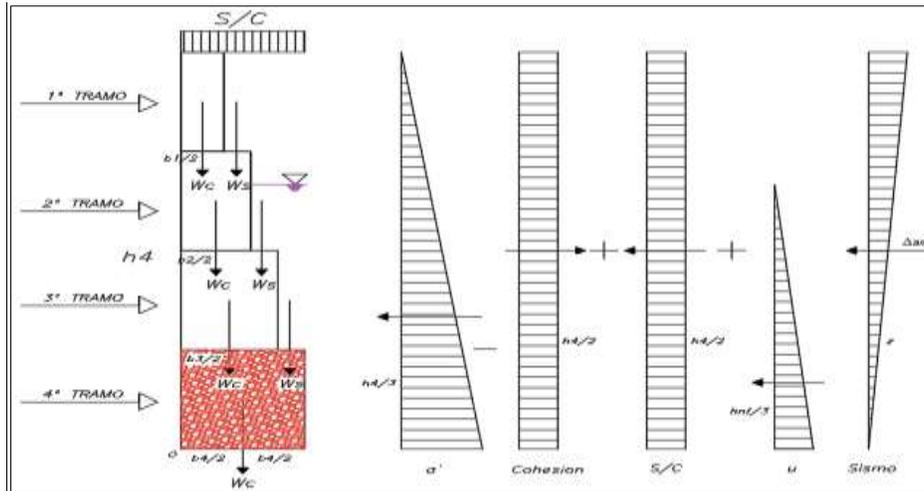


Figura 96: Esfuerzos laterales para el cuarto tramo

a) Análisis de estabilidad bajo una sollicitación estática

El cuarto tramo con una altura de 4.32m estará sometido al diagrama de esfuerzos estáticos tal y como se muestra en la figura 96, los esfuerzos de empuje de tierras y esfuerzos resistentes que se ejercen se hallarán a continuación:

Tabla 37

Esfuerzos de empuje según la teoría de Rankine y Coulomb para el cuarto tramo

TEORIA DE RANKINE			TEORIA DE COULOMB		
Ka =	0.30		Ka =	0.27	
s/c =	1.19	tn/m ²	s/c =	1.07	tn/m ²
σ'a =	1.45	tn/m ²	σ'a =	1.30	tn/m ²
C =	1.09	tn/m ²	C =	0.93	tn/m ²
μ =	3.12	tn/m ²	μ =	3.12	tn/m ²
			δ ^o =	21.87	o

Tabla 38

Esfuerzos resistentes para el cuarto tramo

Esfuerzos Resistentes		
q =	10.40	tn/m
b1 =	0.40	m
b2 =	0.80	m
b3 =	1.50	m
b4 =	2.60	m
H1 =	1.08	m
H2 =	2.16	m
H3 =	3.24	m
H4 =	4.32	m
Hnf =	3.12	m
Wc1 =	0.99	tn/m
Wc2 =	1.99	tn/m
Wc3 =	3.73	tn/m
Wc4 =	6.46	tn/m
Ws1 =	0.73	tn/m
Ws2 =	2.70	tn/m
Ws3 =	6.52	tn/m

a.1) Factor de seguridad por volteo

Tabla 39

Estabilidad por volteo cuarto tramo en condición estática

RANKINE					COULOMB				
TIPO	Esfuerzo (Tn/m ²)	Fuerza (Tn/m)	Brazo de momento del punto O (m)	Momento (TN-m/m)	TIPO	Esfuerzo (Tn/m ²)	Fuerza (Tn/m)	Brazo de momento del punto O (m)	Momento (TN-m/m)
S/C (ph)	1.19	2.91	2.16	6.29	S/C (ph)	1.07	2.91	2.16	6.29
σ'a (ph)	1.45	0.37	0.69	0.26	σ'a (ph)	1.30	0.36	0.69	0.25
C	1.09	0.00	0.00	0.00	C	0.93	0.00	0.00	0.00
μ	3.12	4.87	1.04	5.06	μ	3.12	4.87	1.04	5.06
	ΣFd	8.15	ΣMo	11.60		ΣFd	8.14	ΣMo	11.60
Wc1		0.99	0.20	0.20	Wc1		0.99	0.20	0.20
Wc2		1.99	0.40	0.79	Wc2		1.99	0.40	0.79
Wc3		3.73	0.75	2.79	Wc3		3.73	0.75	2.79
Wc4		6.46	1.30	8.40	Wc4		6.46	1.30	8.40
Ws1		0.73	0.60	0.44	Ws1		0.73	0.60	0.44
Ws2		2.70	1.15	3.11	Ws2		2.70	1.15	3.11
Ws3		6.52	2.05	13.36	Ws3		6.52	2.05	13.36
q		10.40	1.30	13.52	q		10.40	1.30	13.52
S/C (pv)	1.19	0.00	2.60	0.00	S/C (pv)	1.07	1.72	2.60	4.46
σ'a (pv)	1.45	0.00	2.60	0.00	σ'a (pv)	1.30	0.08	2.60	0.22
	ΣV	33.52	Mr	42.61		ΣV	35.31	Mr	47.29
$FS = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma mo} = \frac{42.61}{11.60} = 3.67$					$FS = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma mo} = \frac{47.29}{11.60} = 4.08$				

a.2) Factor de seguridad por deslizamiento

Tabla 40

Estabilidad por deslizamiento para el cuarto tramo en condición estática

RANKINE		COULOMB	
ΣV (Tn/m)	33.52	ΣV (Tn/m)	35.31
ΣFd (Tn/m)	8.15	ΣFd (Tn/m)	8.14
ΣFr (Tn/m)	15.79	ΣFr (Tn/m)	16.52

$$FS = \frac{\Sigma V \cdot u}{\Sigma Fd} = \frac{15.79}{8.15} = 1.94 \quad FS = \frac{\Sigma Fr}{\Sigma Fd} = \frac{16.52}{8.14} = 2.03$$

a.3) Factor de seguridad por capacidad de carga

Tabla 41

Estabilidad por capacidad de carga para el cuarto tramo en condición estática

RANKINE				COULOMB			
e =	0.37	<=	0.43	e =	0.29	<=	0.43
Presiones en el suelo	q punta	24.04	tn/m ²	Presiones en el suelo	q punta	22.65	tn/m ²
	q talón	1.74	tn/m ²		q talón	4.52	tn/m ²
Carga ultima	qu	65.23	tn/m ²	Carga ultima	qu	67.94	tn/m ²

$$FS = \frac{qu}{qp,t} = 2.71$$

$$FS = \frac{qu}{qp,t} = 3.00$$

a.4) Verificación por estabilidad

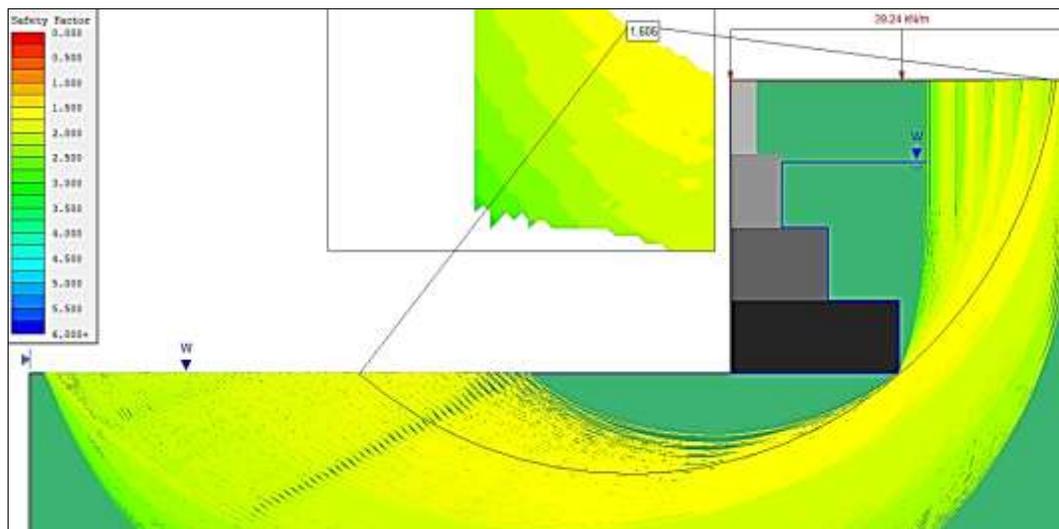


Figura 97: Estabilidad global del cuarto tramo , bajo un análisis estático

Al evaluarse el cuarto tramo en condiciones estáticas cumple con todos los factores de seguridad (F.S) para una base optima de 2.60m, para Coulomb cumple debido a que el F.S por volteo es de 4.08 >2.00, por deslizamiento es 2.03>1.50, capacidad de carga es de 3.00>3.00 y Rankine cumple para volteo es de 3.67>2.00 y por deslizamiento es 1.94>1.50, la capacidad de carga es inferior al mínimo 2.71<3.00, y la estabilidad global es 1.606>1.50.

b) Análisis de estabilidad bajo una sollicitación seudo estática

Tabla 42

Cálculo de la fuerza sísmica para el cuarto tramo

Lugar	Huancayo	
Zona =	3	
a =	0.35	
β =	0	
Kh =	0.175	
Kv =	0	
θ =	9.93	
Kae =	0.39	
Pae =	4.11	tn/m
Incremento del empuje seudo estático		
Δae =	3.75	tn/m
Ubicación de la resultante		
z =	2.49	m

b.1) Factor de seguridad por volteo

Tabla 43

Estabilidad por volteo cuarto tramo en condición seudo-estática

COULOMB				
TIPO	Esfuerzo (Tn/m ²)	Fuerza (Tn/m)	Brazo de momento del punto O (m)	Momento (TN-m/m)
S/C (ph)	1.07	2.91	2.16	6.29
$\sigma'a$ (ph)	1.30	0.36	0.69	0.25
C	-1.03	0.00	0.00	0.00
μ	3.12	4.87	1.04	5.06
Δad (ph)		3.75	2.49	9.34
Fh		4.73	2.16	10.22

	ΣFd	11.88	Σmo	20.94
Wc1		0.99	0.20	0.20
Wc2		3.23	0.65	2.10
Wc3		5.71	1.15	6.57
Wc4		7.45	1.50	11.18
Ws1		1.64	0.85	1.40
Ws2		3.86	1.80	6.95
Ws3		4.15	2.65	10.99
q		12.00	1.50	18.00
S/C (pv)	1.07	1.72	3.00	5.15
$\sigma'a$ (pv)	1.30	0.08	3.00	0.25
	ΣV	40.84	Mr	62.78

$$FS = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma mo} = \frac{62.78}{20.94} = 3.00$$

b.2) Factor de seguridad por deslizamiento

Tabla 44

Estabilidad por deslizamiento para el cuarto tramo en condición pseudo-estática

COULOMB	
ΣV (Tn/m)	40.84
ΣFd (Tn/m)	11.88
ΣFr (Tn/m)	19.10

$$FS = \frac{\Sigma Fr}{\Sigma Fd} = \frac{19.10}{11.88} = 1.61$$

b.3) Factor de seguridad por capacidad de carga

Tabla 45

Estabilidad por capacidad de carga para el cuarto tramo en condición pseudo-estática

COULOMB			
e =	0.48	<=	0.50
Presiones en el suelo	q punta	26.55	tn/m ²
	q talón	0.67	tn/m ²
Carga ultima	qu	68.57	tn/m ²

$$FS = \frac{qu}{qp,t} = 2.58$$

b.4) Verificación por estabilidad

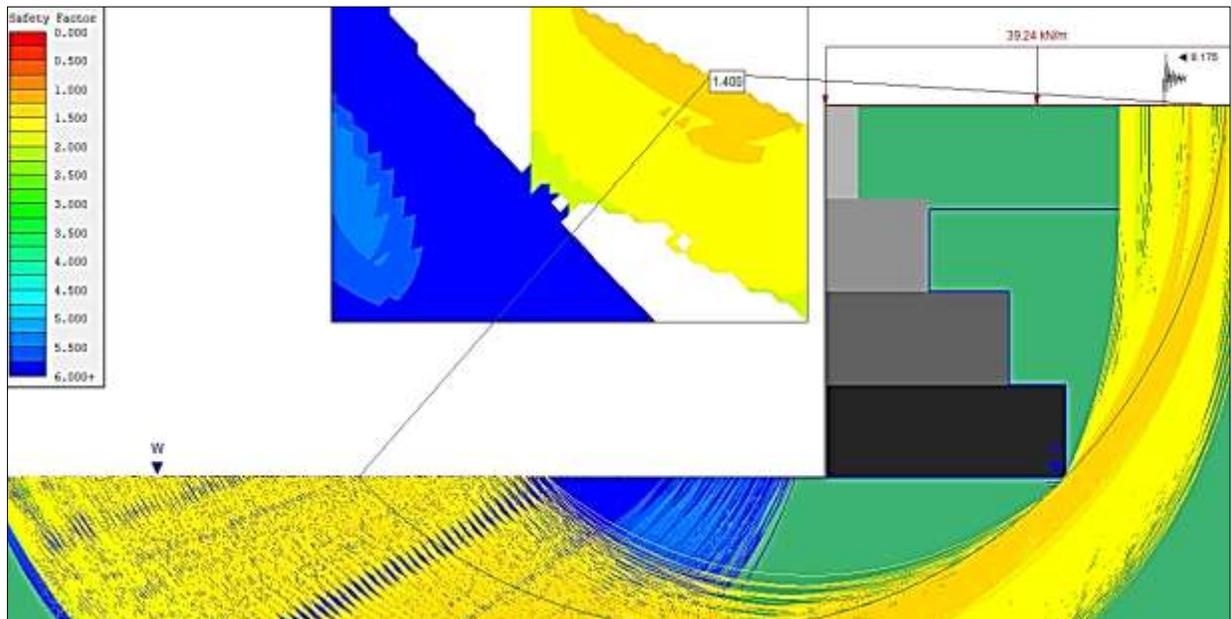
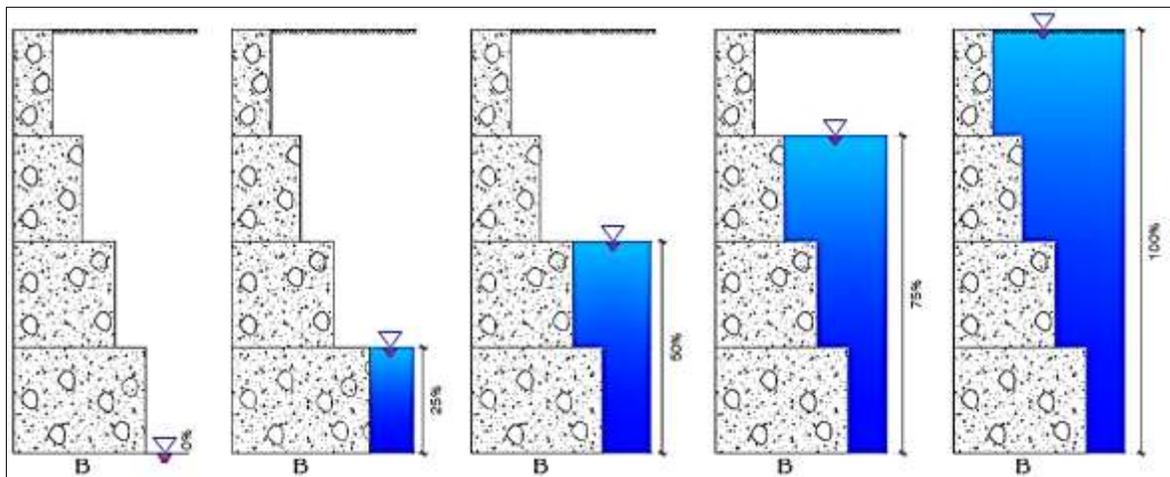


Figura 98: Estabilidad para el cuarto tramo, bajo un análisis seudo estático.

El F.S. bajo un análisis pseudoestático para volteo es de $3.00 > 1.50$, por deslizamiento es $1.61 > 1.25$, capacidad de carga es de $2.58 > 2.50$; y por estabilidad global el factor de seguridad es de $1.40 > 1.25$. Se concluye que el cuarto tramo de calzadura con una base optima de 3.00m cumple para los criterios de estabilidad mínimos.

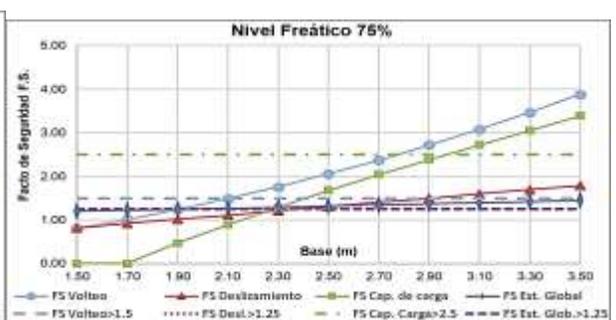
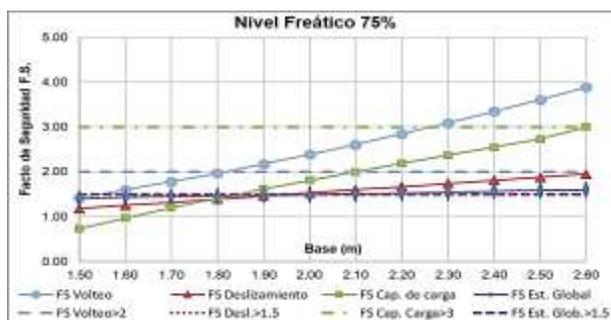
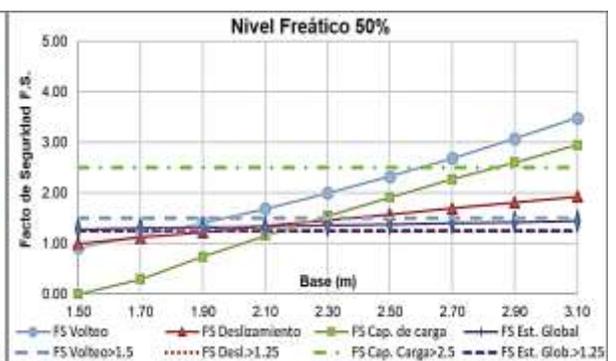
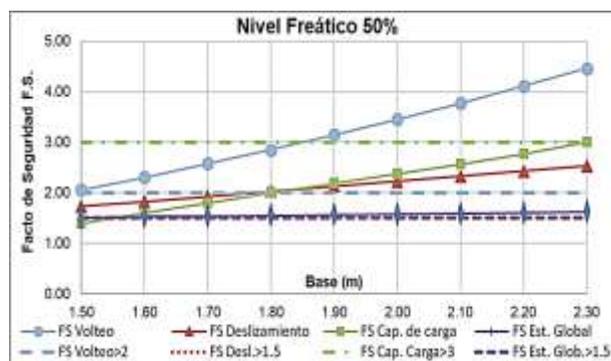
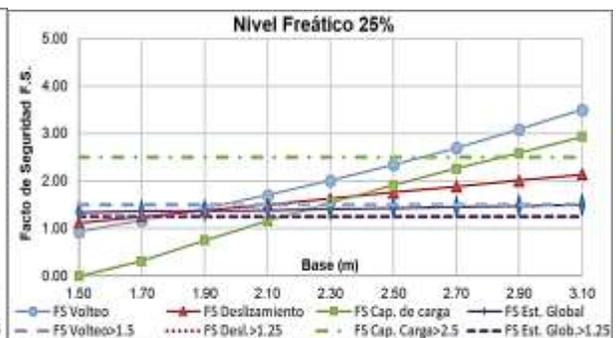
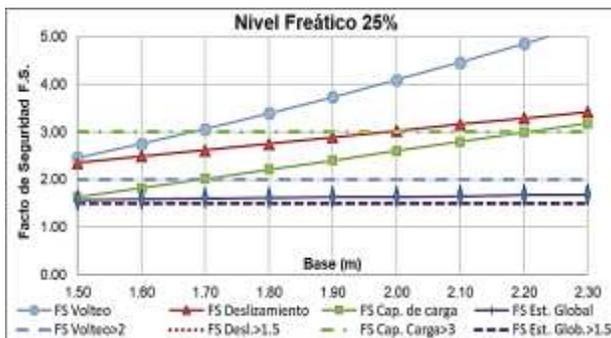
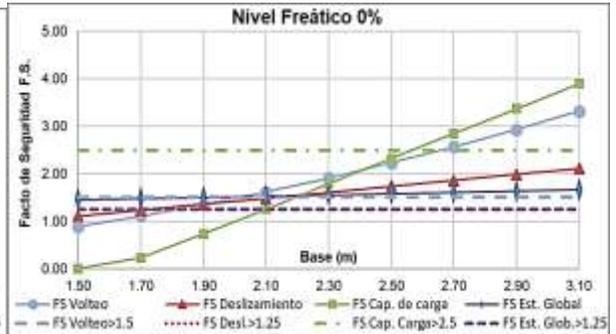
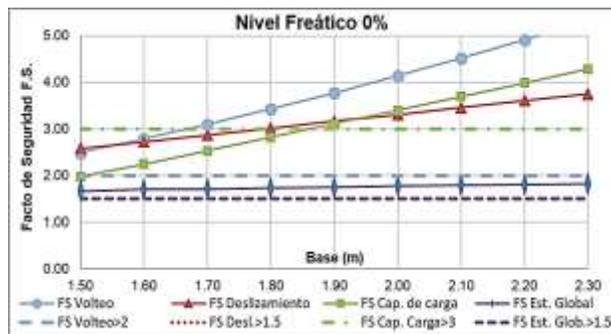
c) Comparación de resultados para el cuarto tramo

Se analizará, para diferentes anchos de base de la calzadura del cuarto tramo con el mismo tipo de suelo, considerándose porcentajes de elevación del agua subterránea en el muro de sostenimiento rígido.



Comportamiento estático

Comportamiento seudoestático



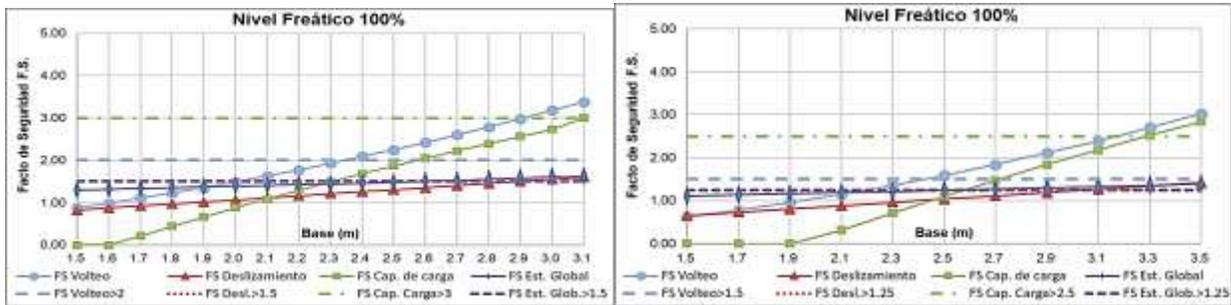


Figura 99: Factor de seguridad estático y pseudo-estático con diferentes porcentajes de llenado del agua subterránea para diferentes dimensiones de base de la calzada del cuarto tramo

Para el cuarto tramo de calzada, se cumple con todos los F.S. para el caso de 0 % de agua y sin sismo con una dimensión de base mínima de 1.90m y para el caso de 100 % de agua y con sismo la base debe ser mínimo de 3.30m. En la figura 100, se muestra en resumen las dimensiones óptimas para todos los tamos cumpliendo todos los factores de seguridad.

OPTIMAS DIMENSIONES			
PROYECTO		HIPOTETICO CASO	
Diseño s/sismo	Diseño c/sismo	Diseño s/sismo 0% agua	Diseño c/sismo 100% agua

Figura 100: Dimensiones óptimas de las calzaduras para solicitaciones estáticas y pseudo-estáticas en el proyecto “Las Dos Torres”

Se concluye que debido a un nivel freático alto en condiciones sísmicas para un suelo cohesivo en comparación con un estado sin sismo y sin agua terminan requiriendo un aumento del 174 % la base para cumplir con los criterios de estabilidad.

5.2.1.4 Consecuencias al respecto

Basándonos en las gráficas de comparación de resultados para cada tramo, pasaremos a establecer cuáles fueron los factores de seguridad que se establecieron en el proyecto “Las Dos Torres”, debido a que, en el proceso constructivo, se registraron fisuras, rajaduras y desplomes en las edificaciones aledañas, constituyendo así un problema técnico a la hora de diseñar y construir.

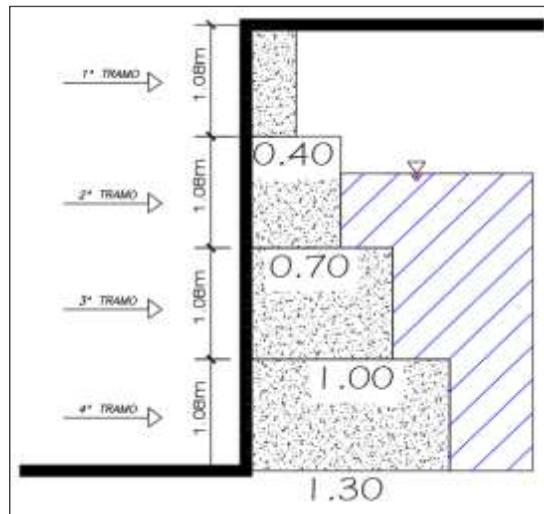


Figura 101: Dimensiones reales ejecutadas de las calzaduras en el proyecto “Las Dos Torres”

a) En el primer tramo los factores de seguridad tanto para análisis bajo cargas estáticas y pseudo- estáticas respectivamente para una base de 0.40m fueron los siguientes:

- ✓ F.S por volteo: $4.22 > 2.0$ y $2.09 > 1.5$
- ✓ F.S. por deslizamiento: $5.98 > 1.5$ y $3.30 > 1.25$
- ✓ F.S. por capacidad de carga: $3.97 > 3.0$ y $3.00 > 2.5$
- ✓ F.S. por estabilidad global: $1.917 > 1.5$ Y $1.779 > 1.25$





Figura 102: Proceso constructivo para el primer tramo

La ejecución fue apropiada ya que se excavó formando bataches y se calzó con una base de 0.40m por lo que el comportamiento estructural en base al proceso constructivo fue óptimo.

b) En el segundo tramo los factores de seguridad tanto para análisis bajo cargas estáticas y seudo- estáticas respectivamente para una base de 0.70m fueron los siguientes:

- ✓ F.S por volteo: $2.58 > 2.0$ y $1.33 > 1.5$
- ✓ F.S. por deslizamiento: $3.13 > 1.5$ y $1.92 > 1.25$
- ✓ F.S. por capacidad de carga: $2.50 > 3.0$ y $1.82 > 2.5$
- ✓ F.S. por estabilidad global: $1.67 > 1.5$ y $1.50 > 1.25$





Figura 103: Proceso constructivo del segundo tramo y presencia del agua subterránea.

El proceso constructivo para el segundo tramo se vuelve más complicado ya que se tiene la presencia de la napa freática, pero debido a que el material tiene un coeficiente de permeabilidad bajo de $K = 10^{-2} \text{cm/s}$, y se acomoda al tiempo de ejecución de los muros, por ende, el comportamiento estructural y proceso constructivo son óptimos para un estado estático, pero bajo un estado sísmico para estabilidad por capacidad de carga el factor de seguridad es de $2.50 < 3.0$, por lo que no cumple con el mínimo requerido, para sismo el factor de seguridad por volteo y capacidad portante no cumplen con el mínimo.

Según el (IGP, 2014) durante el año 2014 solo se produjeron tres sismos de gran importancia, el 15 de marzo en Piura con una magnitud de 6.2Mw a una profundidad de 38 km; el 24 de agosto en Ayacucho con una magnitud de 6.8 Mw a una profundidad de 108 Km; y la del 27 de setiembre en Cuzco con una magnitud de 5.0 Mw a una profundidad de 6 Km, siendo tal vez ésta última la que produjo más daños por estar muy próxima a la superficie, colapsándose 45 viviendas y el saldo de 8 fallecimientos producto del derrumbe.

Se puede decir entonces que la ejecución del segundo tramo no tuvo complicaciones con respecto al sismo por lo que bajo condiciones estáticas fueron óptimos los resultados del comportamiento estructural, aun siendo el factor de seguridad de la capacidad portante menor al mínimo requerido no se producen fisuras en las viviendas aledañas.

c) En el tercer tramo los factores de seguridad tanto para análisis bajo cargas estáticas y pseudo- estáticas respectivamente para una base de 1.00m fueron los siguientes:

- ✓ F.S por volteo: $1.55 > 2.0$ y $0.91 > 1.5$
- ✓ F.S. por deslizamiento: $1.85 > 1.5$ y $1.29 > 1.25$
- ✓ F.S. por capacidad de carga: $1.85 > 3.0$ y $1.16 > 2.50$
- ✓ F.S. por estabilidad global: $1.50 > 1.5$ y $1.31 > 1.25$



Figura 104: Proceso constructivo del tercer tramo y presencia del agua subterránea.

Se puede observar que el proceso constructivo para el tercer tramo se da de la misma forma que se ejecutaron los tramos anteriores, pero la base ejecutada para este tramo es insuficiente para el comportamiento estructural en factores de seguridad por volteo y capacidad de carga, insatisfechos con valores menores al mínimo requerido, generándose asentamientos por la tracción que se da en punta de la calzadura y como consecuencia se presenta fisuras en las casas aledañas, optándose por apuntalar para continuar con el calzado del siguiente tramo.



Figura 105: Fisuras en las casas aledañas y apuntalamiento de emergencia.

d) En el cuarto tramo, los factores de seguridad tanto para análisis bajo cargas estáticas y pseudo- estáticas respectivamente para una base de 1.30m fueron los siguientes:

- ✓ F.S. por volteo: $1.07 > 2.0$ y $0.71 > 1.5$
- ✓ F.S. por deslizamiento: $1.01 > 1.5$ y $1.06 > 1.25$
- ✓ F.S. por capacidad de carga: $1.15 > 3.0$ y $0.95 > 2.50$
- ✓ F.S. por estabilidad global: $1.377 > 1.5$ y $1.189 > 1.25$



Figura 106: Rajaduras en las casas aledañas y apuntalamiento de emergencia para el cuarto tramo

El cuarto tramo no satisface ningún criterio de estabilidad por lo que se puede considerar que la estructura ha alcanzado el estado limite, produciéndose fisuración excesiva en todas las casas aledañas, pero ¿por qué no hay colapso?, debido al apuntalamiento que se le da, se genera un esfuerzo del tipo pasivo por el puntal o pie derecho metálico, redistribuyendo los esfuerzos y modificando los factores de seguridad para el cuarto tramo como se presenta a continuación:

- ✓ Fuerza del puntal = 1.50tn/m (Ver Anexo D.1)

- ✓ F.S por volteo: $1.47 > 2.0$ y $1.20 > 1.5$
- ✓ F.S. por deslizamiento: $1.16 > 1.5$ y $1.12 > 1.25$
- ✓ F.S. por capacidad de carga: $1.41 > 3.0$ y $1.05 > 2.50$
- ✓ F.S. por estabilidad global: $1.377 > 1.5$ y $1.189 > 1.25$

No se satisfacen los criterios de estabilidad mínimos requeridos, pero no se llega al colapso de la estructura, pero en el otro extremo de la edificación "Torre I" como se ve en la figura 107, no se tomó en cuenta el comportamiento estructural y cedió todo el muro rígido, conllevando a pérdidas materiales y económicas.



Figura 107: Visibles rajaduras en la propiedad aledaña, y derrumbe en "La Torre I" de la ejecución de calzaduras por inestabilidad del muro.

Fuente: Muro de edificio se derrumba en plena inspección. (Diario Correo, 2014)

En resumen, las dimensiones ejecutadas figura 108 (izquierda) no presenta buen comportamiento estructural y el proceso constructivo es viable en la ejecución de calzaduras, pero no en el proceso de excavación (no se forman batches) ni el drenaje (ya que se usa agotamiento directo que no funciona en suelos cohesivos de baja permeabilidad), por lo que, el riesgo a colapso de las viviendas aledañas es alto como lo visto en la figura 107. Un diseño optimo tanto para solicitaciones estáticas y pseudoestáticas con presencia de agua es el mostrado en figura 108 (centro) que tiene un mejor comportamiento estructural, no obstante, el considerar un nivel freático alto combinado con el sismo disminuye los factores de seguridad, aumentando las dimensiones en un 231% en comparación con lo ejecutado, y si establecemos drenaje de pozos profundos para abatir el nivel freático, el análisis solo bajo un estado sísmico figura 108 (derecha), que es obligatorio en todo diseño, las dimensiones aumentarían en un 200% en comparación con lo ejecutado, la diferencia es por el agua, reduciendo las fuerzas resistentes. Por lo tanto, se concluye que, si consideramos mayor altura de profundidad con nivel freático y sismo, las dimensiones crecen y la ejecución se vuelve más delicada.

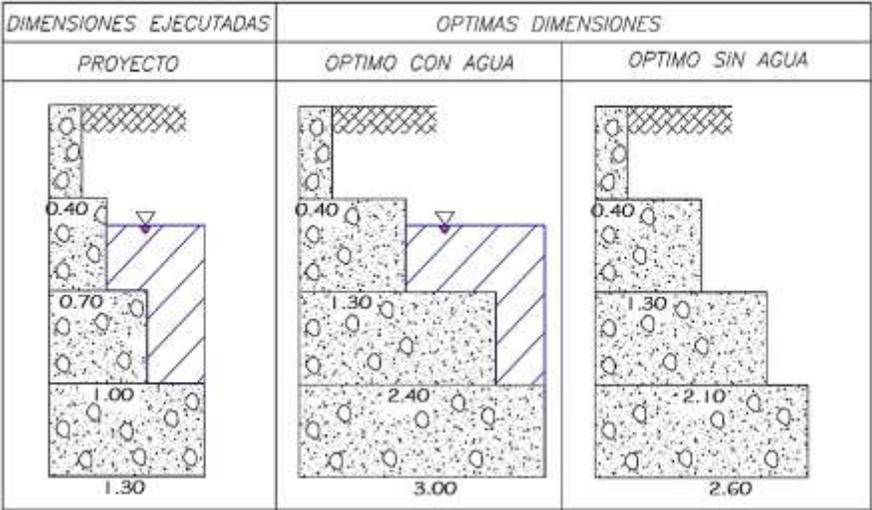


Figura 108: Dimensiones de las calzaduras ejecutadas y optimas respectivamente para la obra “Dos Torres”

5.2.1.5 Costo y tiempo

Analizaremos el presupuesto y tiempo de ejecución de los muros rígidos (Calzaduras).

- ✓ Medrado para una longitud de 3.00m.

Tabla 46

Medrado de calzaduras con muro placa en el proyecto "Dos Torres"

PLANILLA DE METRADOS (ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO RIGIDO)								
ITEM	PARTIDA	CANT	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL	UND
01.01	ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO RIGIDO							
01.01.01	EXCAVACIONES							
01.01.01.01	EXCAVACION DE CALZADURAS						1.30	M3
	1º TRAMO	1.00	0.40	3.00	1.08	1.30		
01.01.01.02	EXCAVACION DE CALZADURAS C/ PRESENCIA DE AGUA						21.71	M3
	2º TRAMO	1.00	1.30	3.00	1.08	4.21		
	3º TRAMO	1.00	2.40	3.00	1.08	7.78		
	4º TRAMO	1.00	3.00	3.00	1.08	9.72		
01.01.01.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE							
01.01.01.03.01	CARGUIO Y ELIMINACION	1.00	28.76			28.76	28.76	M3
01.01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE							
01.01.02.01	CALZADURAS							
01.01.02.01.01	CONCRETO CALZADURAS C:H-1:10 + 30% P.G.						23.00	M3
	1º TRAMO	1.00	0.40	3.00	1.08	1.30		
	2º TRAMO	1.00	1.30	3.00	1.08	4.21		
	3º TRAMO	1.00	2.40	3.00	1.08	7.78		
	4º TRAMO	1.00	3.00	3.00	1.08	9.72		
01.01.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CALZADURAS						12.96	M2
	1º TRAMO	1.00		3.00	1.08	3.24		
	2º TRAMO	1.00		3.00	1.08	3.24		
	3º TRAMO	1.00		3.00	1.08	3.24		
	4º TRAMO	1.00		3.00	1.08	3.24		
01.01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
01.01.03.01	MURO PLACA							
01.01.03.01.01	CONCRETO MURO PLACA FC 210KG/CM2						4.60	M3
	PLACA	1.00	0.30	3.00	4.51	4.06		
	ZAPATA	1.00	0.30	3.00	0.60	0.54		
01.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO PLACA						15.33	M2
	PLACA	1.00		3.00	5.11	15.33		
01.01.03.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2 GRADO 60 PESO						341.81	KG
	VERTICAL	32.00	5.91	0.99	1.07	200.33	Ø 1/2"	
	HORIZONTAL	36.00	3.71	0.99	1.07	141.48	Ø 1/2"	

- ✓ Presupuesto de ejecución de obra

Tabla 47

Presupuesto de calzaduras con muro placa en el proyecto "Dos Torres"

PRESUPUESTO (ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO RIGIDO)					
ITEM	PARTIDA	Und	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	PROYECTO DOS TORRES				83,663.64
01.01	ESTRUCTURA DE SOSTENIMIENTO RIGIDO				15,800.19
01.01.01	EXCAVACIONES				3,821.41
01.01.01.01	EXCAVACION DE CALZADURAS	m3	1.30	118.51	154.06
01.01.01.02	EXCAVACION DE CALZADURAS C/PRESENCIA DE AGUA	m3	21.71	138.27	3,001.84

01.01.01.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE				665.51
01.01.01.03.01	CARGUIO Y ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	28.76	23.14	665.51
01.01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				6,516.77
01.01.02.01	CALZADURA				6,516.77
01.01.02.01.01	CONCRETO CALZADURAS C:H-1:10 + 30% P.G.	m3	23.00	249.27	5,733.21
01.01.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CALZADURAS	m2	12.96	60.46	783.56
01.01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				5,462.01
01.01.03.01	MURO PLACA				5,462.01
01.01.03.01.01	CONCRETO MURO PLACA f'c=210 kg/cm2	m3	4.60	487.60	2,242.96
01.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO PLACA	m2	15.33	96.27	1,475.82
01.01.03.01.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2 GRADO 60	kg	341.81	5.10	1,743.23

Costo Directo = S/ 15,800.19

GG y UTI (15%) = S/ 2,370.03

Sub Total = S/ 18,170.22

IGV (18%) = S/ 3,270.64

Total/3.0 m= S/ 21,440.86

Total/m= S/ 7,146.95

✓ Cronograma de ejecución de obra

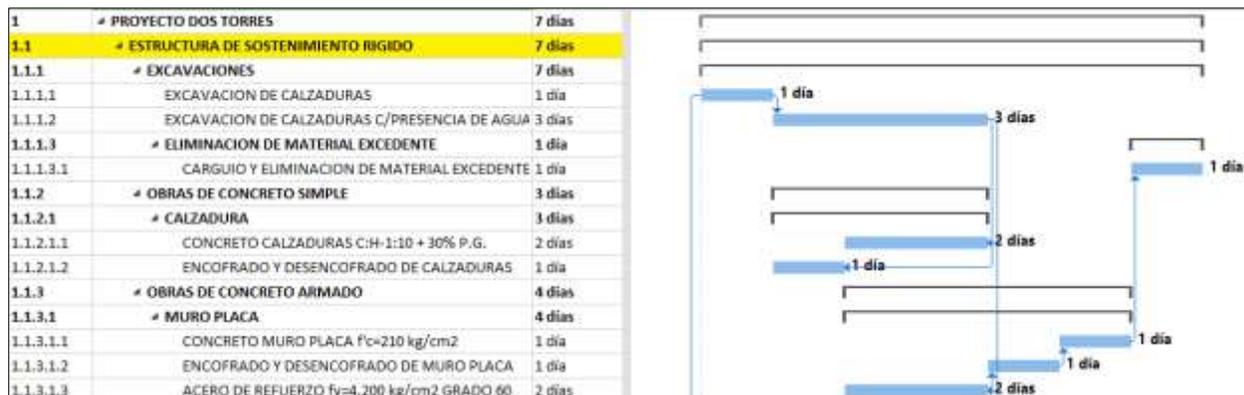


Figura 109: Cronograma de ejecución de las calzaduras con muro placa en el proyecto "Dos Torres"

En resumen, la ejecución de los muros rígidos (Calzaduras) con el muro placa conllevan a construir una franja de 3.00m con un total de s/. 21,440.86 soles en un tiempo de ejecución de 7 días, también se ve que la partida más crítica es la excavación manual de las zanjas, haciendo uso de 3 personales para su ejecución en un tiempo de 4 días.

5.2.2 Estructura de sostenimiento flexible

El utilizar calzaduras con presencia del nivel freático puede ocasionar problemas a terceros por lo ya visto y también debido a que invade propiedad vecina, por lo tanto, otra alternativa es usar muros de sostenimiento flexibles, tal y como se menciona en el ítem 2.2.2.2.2 de esta tesis, analizaremos los muros pantalla continuo empotrado donde se analizará el comportamiento estructural y el proceso constructivo de la excavación con nivel freático alto, disposición de acero, anclaje de la pantalla y revisión del factor de seguridad por estabilidad interna y externa. Las características del suelo están descritas en la tabla 8.

5.2.2.1 Proceso constructivo

a) Construcción de muretes guía

Son elementos contruidos de concreto que servirá para asegurar el alineamiento en la excavación de la pantalla, con una sección aproximada de 0.20-1.50m de altura y 0.25-0.30m de espesor, en la siguiente figura se ve la construcción de estos elementos (Yepes P., 2016)

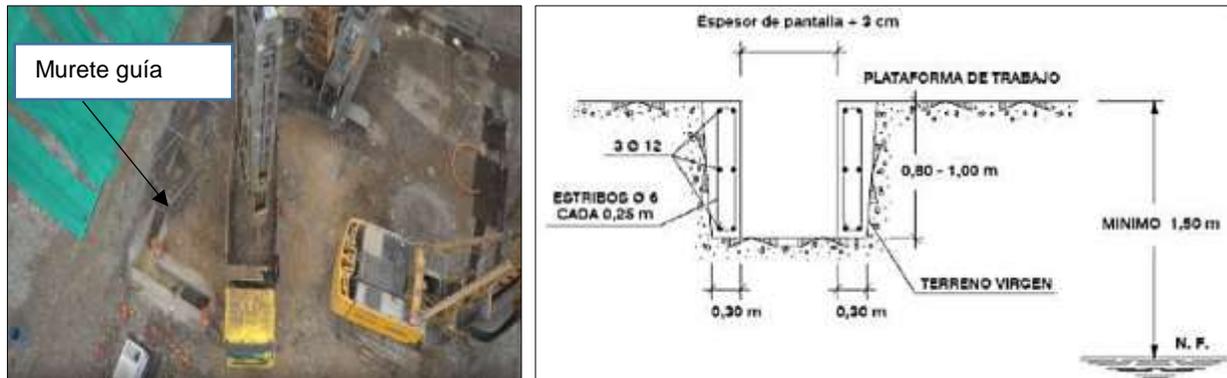


Figura 110: Murete guía para el alineamiento de la excavación de los muros pantalla

Fuente: Procedimiento de cimentaciones y estructuras de contención (Yepes P., 2016)

b) Excavación I

Según (Pilotes Terratest Perú S.A.C, 2017) aquí en Latinoamérica se usa maquinas hidráulicas o mecánicas para la excavación de zanjas, dependiendo del tipo de suelo, las más usadas son las cucharas mecánicas que son accionadas por cables, los espesores de excavación más comunes son de 40, 50, 60, 80, 100cm; estas cucharas mecánicas (valvas) normalmente se usan para perforar suelos blandos pero por el peso aprox. de hasta 19 tn se puede atravesar sin mayor resistencia suelo duros, la apertura de las valvas son de 2.50-2.80m como se ve en la figura 111. Según (Yepes P., 2016) existen también las cucharas bivalva accionadas por dos pistones hidráulicos unidas al Kelly, que es una barra guía rígida que está unida a la pluma de la grúa, esta barra ayudara a una mejor delimitación de la excavación. como se ve en la figura 112.



Figura 111: Excavación de zanja con cuchara bivalva de cable.

Fuente: Ejecución de muros pantalla Línea 02 del metro de Lima (Pilotes Terratest Perú S.A.C, 2017)



Figura 112: Excavación de zanja con cuchara bivalva hidráulica

Fuente: Procedimiento de cimentaciones y estructuras de contención (Yepes P., 2016)

c) Estabilización de zanja:

Se introducirá lodos estabilizadores (normalmente bentonita) para resistir las presiones laterales y sostener la excavación, esta suspensión de lodos se vierte conforme se hace la excavación de zanja, una vez culminado se colocará las juntas en cada extremo, tal y como se muestra en la siguiente figura 113 y 114.

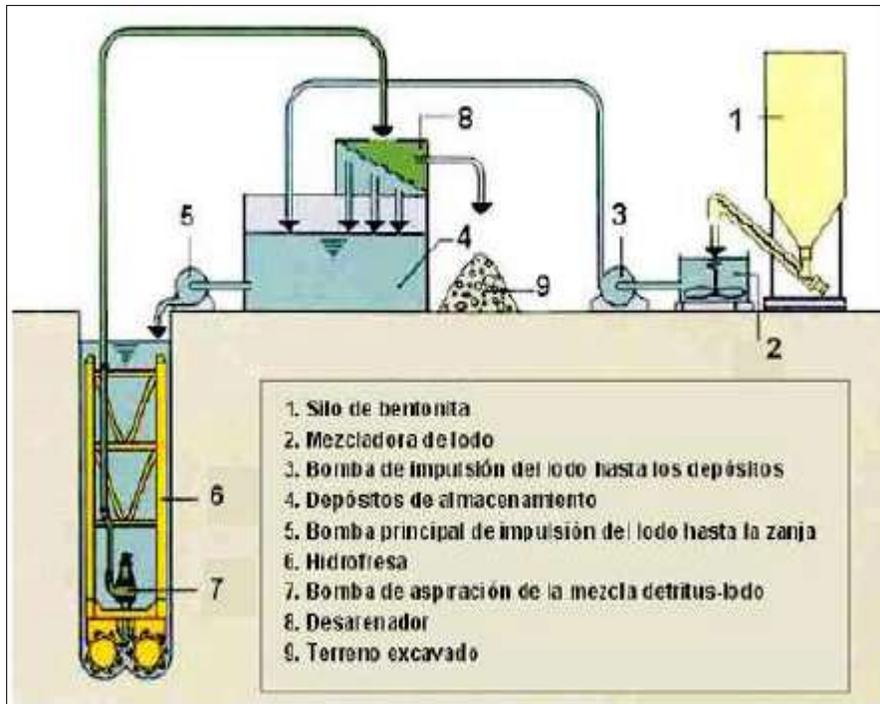


Figura 113: Esquema de fabricación y extracción del lodo bentonítico.

Fuente: Procedimiento de cimentaciones y estructuras de contención (Yepes P., 2016)



Figura 114: Lodo Bentónico usado en la excavación y colocación de juntas en las pantallas

Fuente: Ejecución de muros pantalla Línea 02 del metro de Lima (Pilotes Terratest Perú S.A.C, 2017)

Cuando exista nivel freático alto se tendrá que sellar las juntas con una banda selladora para impedir el paso del agua, tal y como se muestra en la siguiente figura 115.

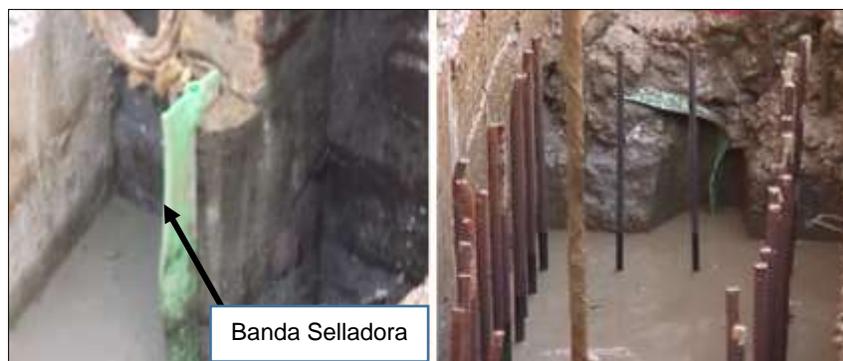


Figura 115: Colocación de banda selladora en la junta para niveles freáticos altos.

Fuente: Procedimiento de cimentaciones y estructuras de contención (Yepes P., 2016)

d) Concreto y acero:

Según (Yepes P., 2016) después de la estabilización con lodos inmediatamente se colocará la malla de acero dentro del lodo bentónico, la armadura deberá tener estabilizadores para evitar deformaciones durante el proceso de inserción y será trasladado por una grúa, la altura recomendada es de 10-15 m, si son más largos los paneles se soldarán *insitu* uniéndolas entre sí; luego de haber colocado se iniciará con el vertido de concreto de forma inversa con una tubería "Tremie" de diámetro mínimo de 15cm con un extremo superior en forma de embudo, cuando el panel es mayor a 5m de ancho, se usaran dos tubería simultaneas para el vertido del concreto que empujara los lodos hacia arriba extrayéndolo al mismo tiempo. Otro autor (Pilotes Terratest Perú S.A.C, 2021) considera que el concreto vertido debe tener un slump de 8" con agregado grueso máx. de 3/4" y con un aditivo retardante de fragua ya que se debe mantener el slump por lo menos 4 horas después de la salida del mixer. Una vez vertido el concreto se procederá a sacar las juntas y a continuar con el mismo procedimiento hasta completar todo el perímetro de ejecución.

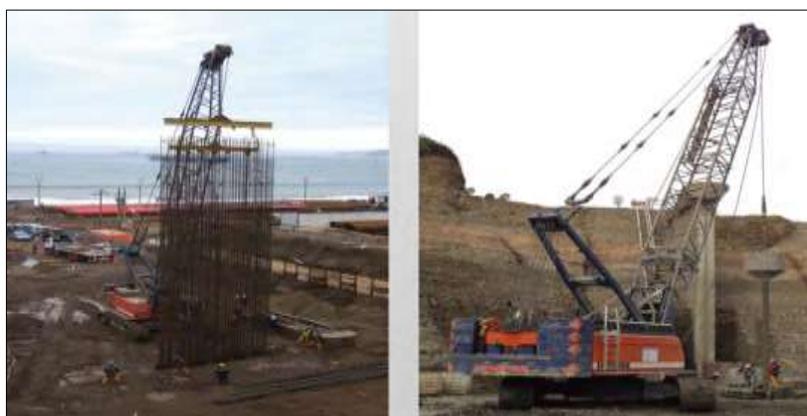


Figura 116: Inserción de la armadura de acero y vertido de concreto con el tubo Tremie.

Fuente: Muros pantalla - Pilote (Pilotes Terratest Perú S.A.C, 2017)

e) Excavación II: Luego ya se excavarán los niveles establecidos como sótanos, en algunos casos puede usarse algún tipo de arrostramiento para cada nivel excavado o no, En la figura 117 y 118 se muestra el proceso constructivo de la maquinaria de excavación y perforación de roto percusión para los anclajes; en caso de niveles freáticos se puede usar perforación con doble tubería, que consiste en que la tubería interior excava y la exterior se queda fijando el terreno para que no se desmorone.



Figura 117: Proceso perforación para anclaje.

Fuente: Procedimiento de cimentaciones y estructuras de contención (Yepes P., 2016)

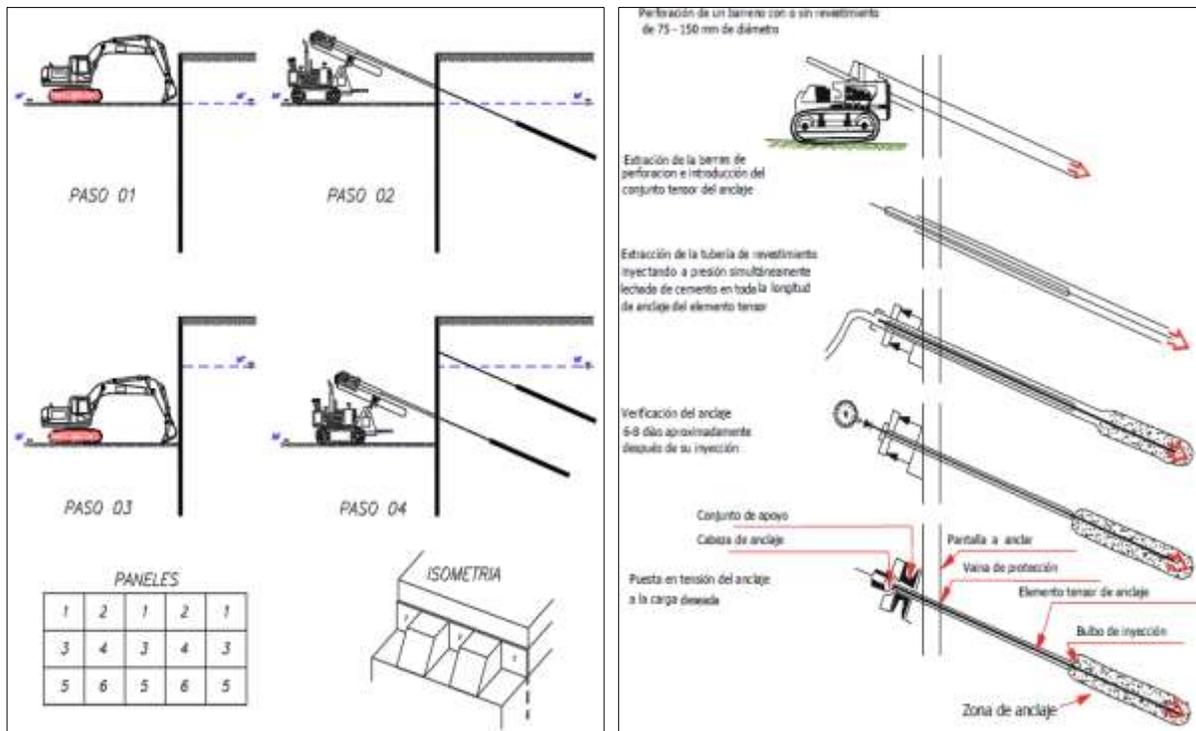


Figura 118: (Izquierda) Proceso constructivo de los sótanos con muros pantalla en el proyecto “Las Dos Torres”, (Derecha) Proceso constructivo de perforación de un anclaje

Fuente: (Izquierda) Elaboración Propia. (Derecha) Manual de anclajes en obras de tierra (Ucar N., 2002)

Según (Yepes P., 2016) la excavación seguirá una secuencia de pasos formando bataches prosiguiendo con el anclaje activo de cables (del tipo temporales), cuya perforación, normalmente son es de 68mm hasta 200mm de diámetro con una inclinación de 20°-30° variable según diseño, hasta la longitud del bulbo que sobrepase la cuña de falla, no deben pasar más de 8-12 horas para continuar con el procedimiento del anclaje.

f) Inyección y Anclaje: Según (Yepes P., 2016) se colocarán los cables para su fijación en el fondo y también un dispositivo llamado obturador o casquillo expansivo que no permitirá que la lechada vertida en el bulbo se vuelva a la longitud libre, la tubería para inyectar será de PVC y anti retorno para obtener mayor penetración, la presión de inyección agua – cemento (lechada) será de 2.5-3 MPa. Una vez fijado el cable después de 7 días se procede a tensar con ayuda de gatos hidráulicos bloqueando el otro extremo en la plancha de anclaje, luego con el cable tensado se inyecta otra vez lechada para el resto de la perforación a una presión 3 MPa y la relación a/c recomendado de 0.4-0.6, donde 0.4 es para el sellado de la armadura y las vainas anticorrosión, es necesario el uso de aditivos acelerante ya que el fraguado tarda de 3 a 7 días. El tensado de los cables se hará mediante un gato hidráulico bloqueando un extremo con una plancha metálica

con tuercas cuyos esfuerzos de tensión deben coincidir con el diseño, para luego ya una vez el cable esté en tensión se verterá en toda la longitud libre lechada a una presión de 3MPa, no deben pasar más de 8-12 horas tras la perforación para minimizar la descompresión de paredes del terreno.



Figura 119: Uso del gato hidráulico para tensar los cables del anclaje.

Fuente: Fuente: Muros pantalla - Pilote (Pilotes Terratest Perú S.A.C, 2017)

g) Construcción de losas

Luego de la excavación hasta la cota de fondo de cimentación y tensar los anclajes, se procede a construir las losas, techos o forjados en los sótanos y demás pisos que contenga nuestro proyecto, a continuación, se presentan algunos proyectos con mayor profundidad de excavación en el Perú, la construcción de la cimentación y forjados de los sótanos.



Figura 120: (a) Villa Villaverde Challapampa, Arequipa, 5 sótanos, año 2015, (b) Edificio Multifamiliar Pezet 583, San Isidro-Lima, 7 sótanos, año 2008, (c) Hotel Marriott, Cuzco, 3 sótanos, año 2010. (d) Edificio La Torre Ichma, San Isidro-Lima, 11 sótanos, año 2015.

Fuente: Muros pantalla - Pilote (Pilotes Terratest Perú S.A.C, 2017)

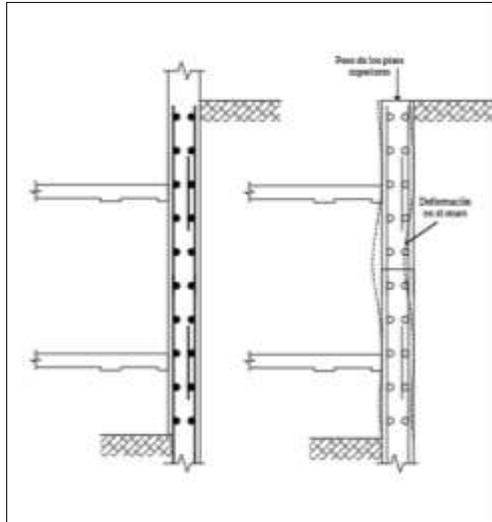


Figura 121: Construcción de los techos, losas o forjados que servirán como apoyo reemplazando a los anclajes, y construcción de los pisos superiores del edificio.

5.2.2.2 Redes de flujo

Cualquier excavación bajo un alto nivel freático constituye un problema considerando inestabilidad en la estructura a cimentar, por lo que será necesario comprobar que no se producirá el fenómeno de levantamiento de fondo o arrastre del material en la excavación, definiendo así la altura de excavación adecuada en el intradós del muro o técnicas de rebajamiento o drenaje como lo visto en el ítem 2.2.6.2.

5.2.2.2.1 El gradiente hidráulico

El coeficiente de permeabilidad “k” es la velocidad del flujo a través del suelo cuyo valor será proporcional al gradiente hidráulico ($i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$), el gradiente hidráulico será la relación de carga hidráulica que el agua consume entre la trayectoria que recorre dicho flujo- (Mozo, 2012) tal y como se muestra en la figura 122.

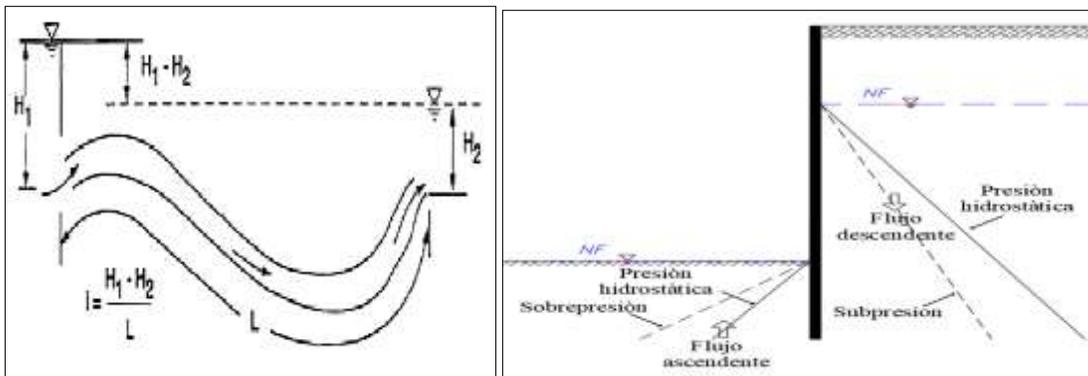


Figura 122: Esquema del gradiente hidráulico y distribución hidrostática según el flujo (adaptado).

Fuente: Análisis y diseño de muros pantalla en suelos arenosos (Mozo, 2012)

En el proceso de excavación en el intradós del muro pantalla, el agua contenida se deprimirá en el trasdós permitiendo la existencia de flujo descendente por lo tanto habrá una diferencia de carga hidráulica y la presión hidrostática que existía inicialmente cuando el flujo era constante se convertirá en presión hidrodinámica, siendo menor ésta distribución que la hidrostática, y en el intradós sucede lo contrario ya que el flujo va ascender existiendo una sobrepresión, para (LAMBE y WHITMAN, 2004) a causa de no drenar el fluido se producirá una presión intersticial (en exceso sobre la presión atmosférica) anulando la presiones efectivas del suelo comportándose como un líquido generando así ebullición en arenas o gravas, pero en materiales cohesivos no existe necesariamente dicho fenómeno; y por ser una partida de excavación donde constituye un problema la presencia de agua, se optará por un sistema de abatimiento del nivel freático como lo dispuesto en el índice 2.2.6.2 con el fin de ejecutar las demás partidas sin presencia de agua, por lo tanto, usando esta técnica de drenaje la excavación intradós estará seco pero verificaremos si se producirá levantamiento de fondo en el fondo de la excavación.

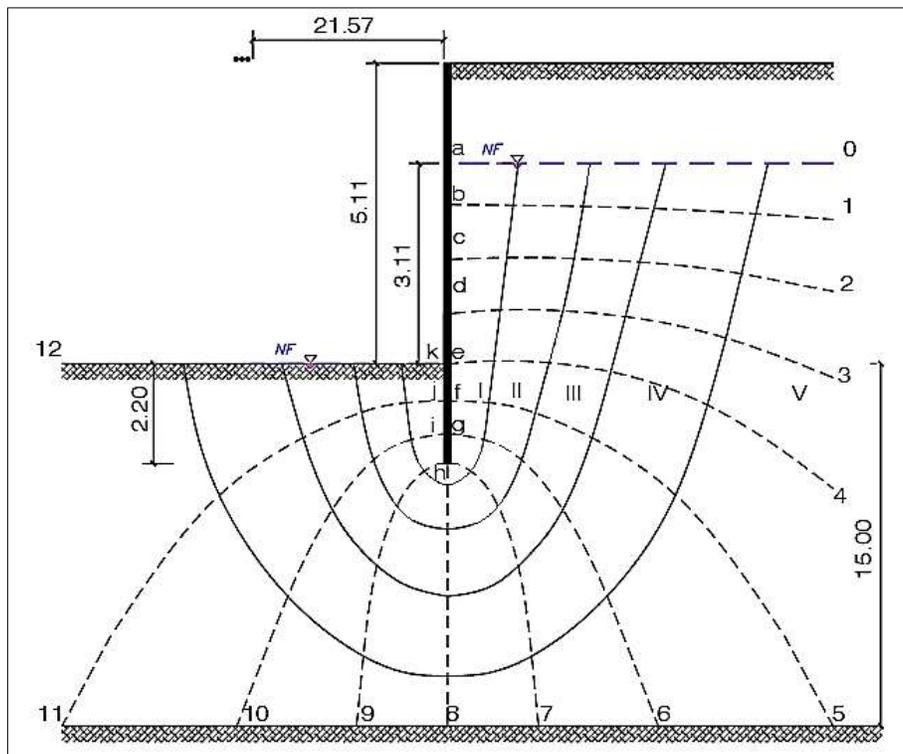


Figura 123: Esquema de líneas equipotenciales y canales de flujo para el muro pantalla del proyecto “Las Dos Torres”

Para el suelo estudiado para el proyecto “Las dos torres” (ML) Limo con arena, se calculará las presiones de agua en cada punto del muro pantalla según la figura 123, hallaremos la carga hidráulica máxima y el factor de seguridad para evitar el levantamiento de fondo.

a) Presiones de agua

Datos:

- Y_{sat} = 1.91 tn/m³; pesos específico saturado del suelo
- Y_w = 1.00 tn/m³; peso específico del agua.
- B = 21.57 m; ancho del proyecto, de extremo a extremo entre muros.
- t = 2.20 m; profundidad de empotramiento (tanteo).
- h_s = 5.11 m; altura de excavación.
- h = 3.11 m; altura del agua en la excavación.
- H = 15.00 m profundidad hasta el suelo macizo. (tanteo)
- Diferencia de carga hidráulica crítico $=\Delta h= 3.11-0=3.11$
- Número de líneas equipotenciales (N_d)= 12
- Perdida de carga por cada línea equipotencial = $\Delta h/N_d = 311/12 = 0.26$; formulas extraídas de “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones” de (Braja M. Das, 2011)

Según Lambe y Whitman (Lambe y Whitman, 2004) la carga total será la suma de la carga de altura y la carga de presión, basándonos en la figura 123 se calculará las presiones intersticiales (producto del flujo descendente y ascendente a cusa de la excavación) en diferentes puntos del muro pantalla, a continuación, se procederá a deducir el punto “d” a modo de ejemplo, la tabla 48 contiene los demás resultados y la figura 124 muestra la variación que existe entre presiones de agua estática y dinámica con una red de flujo.

- Carga de altura = $H + \text{posición del punto} = 15.78 \text{ m}$
- Carga total = $(\Delta h - N_d i * \Delta h / N_d) + H = (3.11 - (3) * 0.26) + 15.00 = 17.33 \text{ m}$
- Carga de presión = $17.33 - 15.78 = 1.56 \text{ m}$
- Presión de agua = 1.60 tn/m².

Tabla 48

Cálculo de las presiones intersticiales

Línea Equipotencial	Punto	Carga de altura	Carga total	Carga de presión	Presión intersticial (tn/m ²)	Presión de agua (tn/m ²)
0	a	18.11	18.11	0.00	0.00	0.00
1	b	17.33	17.85	0.52	0.50	0.78
2	c	16.56	17.59	1.04	1.00	1.56
3	d	15.78	17.33	1.56	1.60	2.33
4	e	15.00	17.07	2.07	2.10	3.11
5	f	14.27	16.81	2.55	2.50	3.84
6	g	13.53	16.56	3.02	3.00	4.58
7	h	12.80	16.30	3.50	3.50	5.31
8	h	12.80	16.04	3.24	3.20	3.11
9	h	12.80	15.78	2.98	3.00	2.20
10	i	13.53	15.52	1.99	2.00	1.47
11	j	14.27	15.26	0.99	1.00	0.73
12	k	15.00	15.00	0.00	0.00	0.00

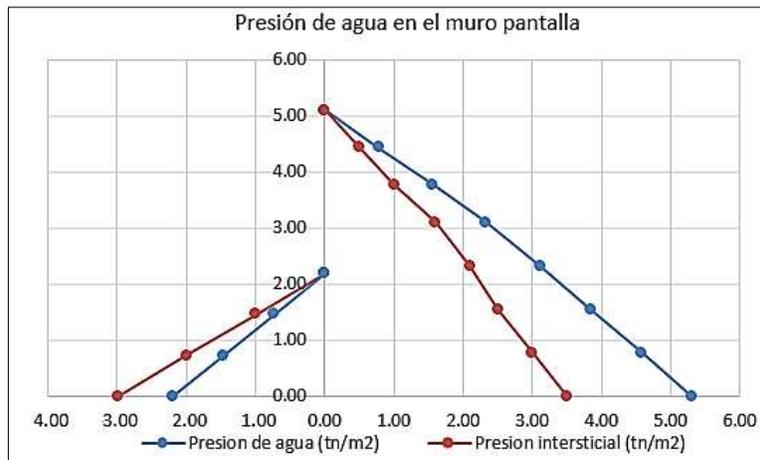


Figura 124: Presiones de agua en el muro pantalla

Según (Mozo, Orostegui y Villalobos, 2014) con respecto al empuje del agua en la estructura de sostenimiento flexible, las presiones hidrostáticas que se asumen como fuerza lateral en el muro no toman en cuenta la permeabilidad que tiene el suelo, por lo que dicha presión hidrostática será un poco más conservadora que la presión hidrodinámica, y se puede decir que la presión hidrostática es válida cuando se empotra en un muro de baja permeabilidad. Por lo tanto, para nuestro proyecto se tomarán las presiones hidrostáticas.

b) Gradiente hidráulico crítico y factor de seguridad

Se obtendrá el gradiente hidráulico crítico a la salida de la excavación, por lo que hallaremos si la profundidad del muro pantalla es adecuado para no producir el fenómeno de levantamiento de fondo, en la figura 125 (arriba) se presentan las ecuaciones para dicho calculo.

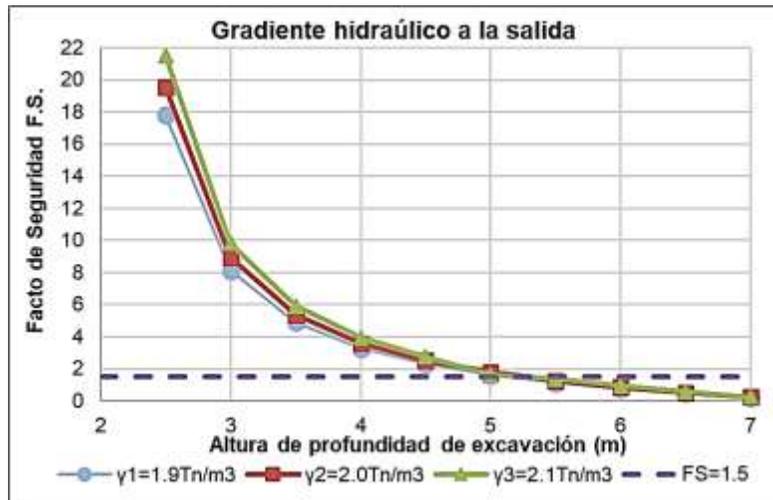
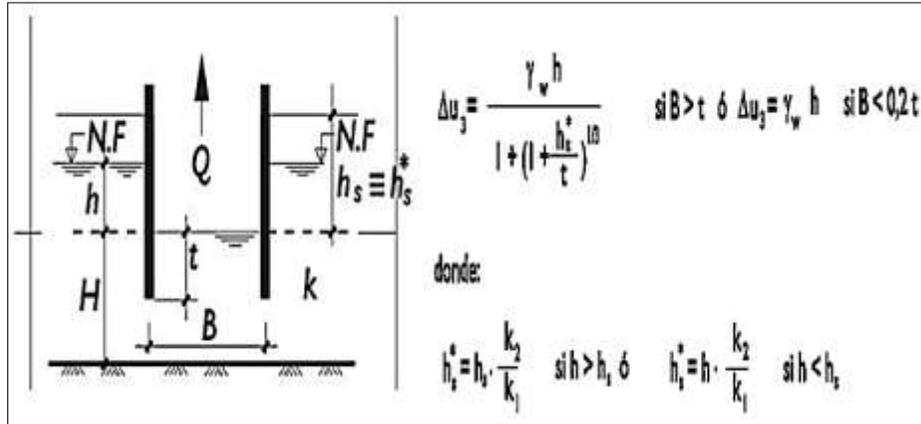


Figura 125: Diagrama para hallar el coeficiente de seguridad por levantamiento de fondo (Arriba), Factor de seguridad contra el levantamiento de fondo (Abajo)

Fuente: Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias. (Soriano y Piñeiro, 2005) (Arriba)

Sobre la base de los recomendado por (Soriano y Piñeiro, 2005) para solución a causa de un posible levantamiento en el fondo de la excavación, se calcula a continuación el factor de seguridad, coeficiente mínimo mostrado en la tabla 49.

Tabla 49

Coeficiente de seguridad exigidos frente al levantamiento de fondo

Tipo de combinación de acciones	Coefficiente F
Quasi-permanentes, F1	1,5
Fundamentales, F2	1,3
Accidentales o Sísmicas, F3	1,1

Fuente: Tomada de Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias. (Soriano y Piñeiro, 2005)

- $K1=K2$ = 1×10^{-2} cm/s; coeficiente de permeabilidad del suelo según la tabla 8 y se asume que el suelo es isotrópico.
- hs^* = 3.11 m; Se asume que los coeficientes de permeabilidad de entrada y salida son iguales.
- Δu = 1.33 tn/m²; Exceso de presión intersticial.
- $I_{cr} = \Delta u / (Y_w \cdot t)$ = 0.60; Gradiente hidráulico a la salida
- $F_s = (Y_{sat} - Y_w) / (I_{cr} \cdot y_w)$ = 1.51 > 1.50 **CUMPLE**

En consecuencia, con una altura de empotramiento de 2.20 m no se producirá levantamiento de fondo en la salida de excavación o inestabilidad de fondo por arrastre de materiales. Y en una evaluación comparativa entre pesos específicos diferentes y el factor de seguridad por levantamiento de fondo en presencia del nivel freático, resulta que a más profundidad de excavación mayor es el gradiente hidráulico (perdida de energía en una determinada longitud) por ende se necesitaría más empotramiento como se muestra en la figura 125 (abajo).

5.2.2.3 Estabilización de zanjas

La excavación inicial será para la inserción del armado de acero del muro pantalla, por lo que, se necesitará estabilizar la zanja de excavación, y se empleará uso de algún tipo de estabilizador, para mantener la excavación sin deformaciones.

Existen varios tipos de estabilizadores de los cuales los más comunes son la bentonita, y polímeros, asemejándose a los líquidos cuando están en movimiento y endureciéndose cuando están en reposo comportándose como geles; la bentonita forma una costra en la pared, baja permeabilidad, es reutilizable y contaminante para el nivel freático; el segundo no forma costra, pero actúa por atracción iónica uniéndose a las partículas del suelo y no es contaminante. (Mozo, 2012), a continuación, en la tabla 50 se presentan las proporciones de agua y lodo bentoníticos para la estabilización de zanjas.

Para este proyecto, cualquiera de las mezclas a usar recomendadas por el ing. David Mozo son válidas, ya que tenemos un nivel freático alto y la densidad de nuestro lodo estabilizador tiene que ser mayor al del agua, pero por razones de seguridad usaremos la número 5, debido a que tenemos sobrecargas aledañas a la construcción y puede ocasionar desprendimiento en la zanja excavada.

Tabla 50

Proporciones para la fabricación de lodos bentoníticos.

Mezcla	Agua (Litros)	Bentonita (gr)	Densidad (t/m ³)	Viscosidad (s)
1	1	50 (5%)	1,022	36
2	1	100 (10%)	1,049	40
3	1	120 (12%)	1,057	44
4	1	140 (14%)	1,063	46
5	1	160 (16%)	1,072	52

Fuente: Tomada de la tesis “Análisis y diseño de muros pantalla en suelos arenosos” (Mozo, 2012)

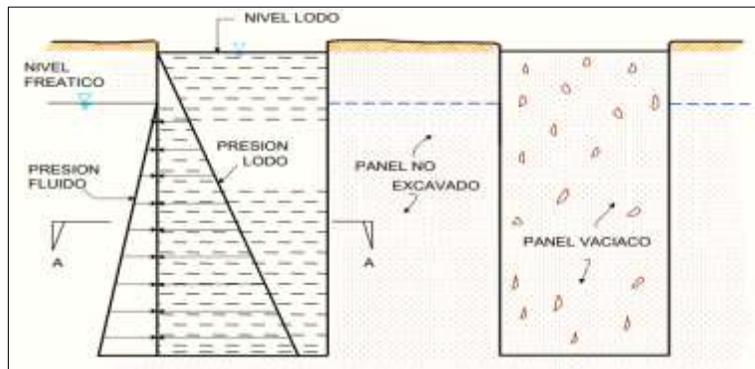


Figura 126: Estabilidad de zanja con suspensiones de lodo

Fuente: Adaptado de Análisis y diseño de muros pantalla en suelos arenosos (Mozo, 2012)

Los lodos bentónicos con menor densidad o menos pesados se usarán para profundidades del nivel freático mayores a 6 m, y los lodos con mayor densidad o más pesados se usarán para profundidades del nivel freático menores a 6.00 m. (Mozo, 2012).

5.2.2.4 Cálculos para el diseño del muro pantalla

Al tener presencia de construcciones cercanas al proyecto, no se aceptará deformaciones en el terreno, considerándose un empuje en reposo cual inicialmente se tenía en el terreno antes de la excavación en el intradós del muro.

Las cargas de los muros pantalla anclados se calcularán con diagramas de empujes aparentes propuestos por Terzagui y Peck que son de forma rectangular y trapezoidal como se

ven en la figura 127 (arriba), a partir de estos diagramas se puede estimarse, incluyendo métodos del área de influencia y el método de articulación, las fuerzas de los anclajes en sistemas estáticamente indeterminados como se muestra en la figura 127 (abajo), ya que estos sistemas han dado resultados bastante razonables con respecto a las fuerzas de los anclajes y momentos flectores en la estructura. (Universidad Tecnológica Nacional, 2004)

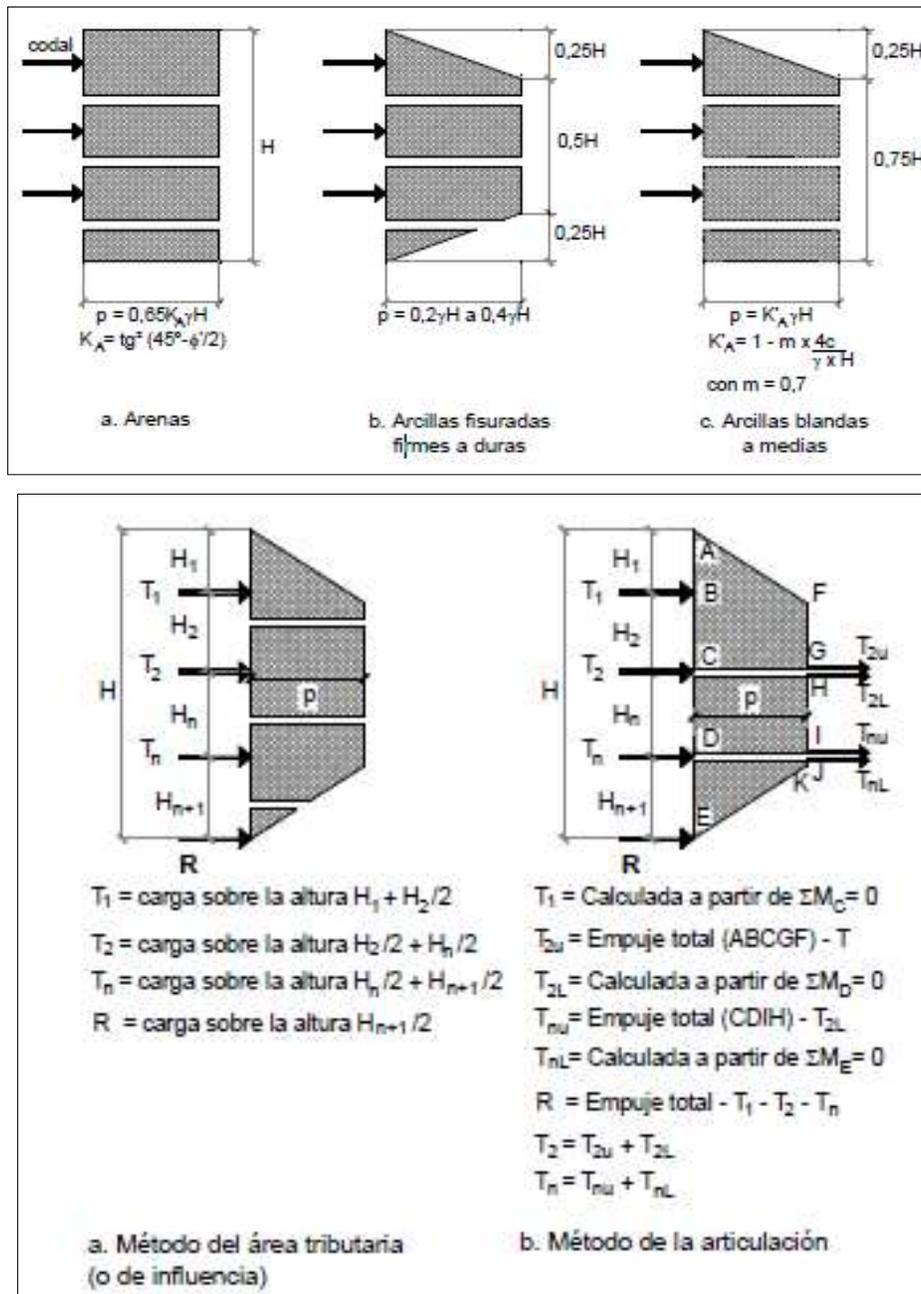


Figura 127: Diagrama de envolturas aparentes propuestos por Terzagui y Peck (arriba) y Sistemas de cálculo de cargas en los anclajes (abajo).

Fuente: Anclajes y Sistemas de Anclajes (Universidad Tecnológica Nacional, 2004)

Según la (Universidad Tecnológica Nacional, 2004) las distribuciones aparentes formulado por Terzagui y Peck se utilizarán como método semiempírico, aceptables para el cálculo de cargas en los anclajes, ya que la presión se incrementará hasta el anclaje luego se mantendrá hasta los demás anclajes y disminuirá por la presión pasiva que se pueda sostener en fondo de la excavación del intradós del muro; con respecto a la fuerza de tensado que pueda producirse en cada de uno de los anclajes, se aplicara método de área tributaria o de articulación, ya que las fuerzas en T1, T2, Tn y R, dependiendo los niveles de sótano, se calcularan en base a figuras geométricas o sumatoria de momentos en cada punto del anclaje.

Las cargas calculadas a partir de lo dispuesto anteriormente son horizontales y perpendiculares a la estructura de sostenimiento, por lo que la fuerza a calcular para cada anclaje será en forma diagonal y multiplicado por el espaciamiento horizontal que tendrá a lo largo del muro, tal y como se observa en la figura 128.

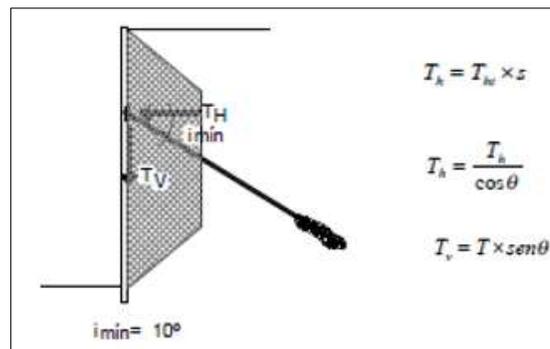


Figura 128: Fuerzas horizontales y verticales en el anclaje

Fuente: Anclajes y Sistemas de Anclajes (Universidad Tecnológica Nacional, 2004)

5.2.2.4.1 Comportamiento estructural del muro pantalla anclado

En base a las características geotécnicas descritas en la tabla 8, se procederá al desarrollo del cálculo de la estructura de sostenimiento flexible mostrada en la siguiente figura 129, donde se hallará las presiones laterales considerando el nivel freático y sismo, fuerzas de tensión en los anclajes, determinación de la altura de empotramiento, longitud de bulbo, longitud libre de adherencia, estabilidad interna y externa de la estructura; el diseño considerará cuatro modelos de desarrollo según el proceso constructivo, (Fase de tensado) para un panel (losa sin vigas en una dirección), dos paneles continuos (losa sin vigas en dos direcciones) y (Fase de destensado) cuando la estructura entra ya en servicio soportando cargas de los niveles superiores y tendrá como apoyos los forjados en el sótano que reemplazaran a los anclajes.

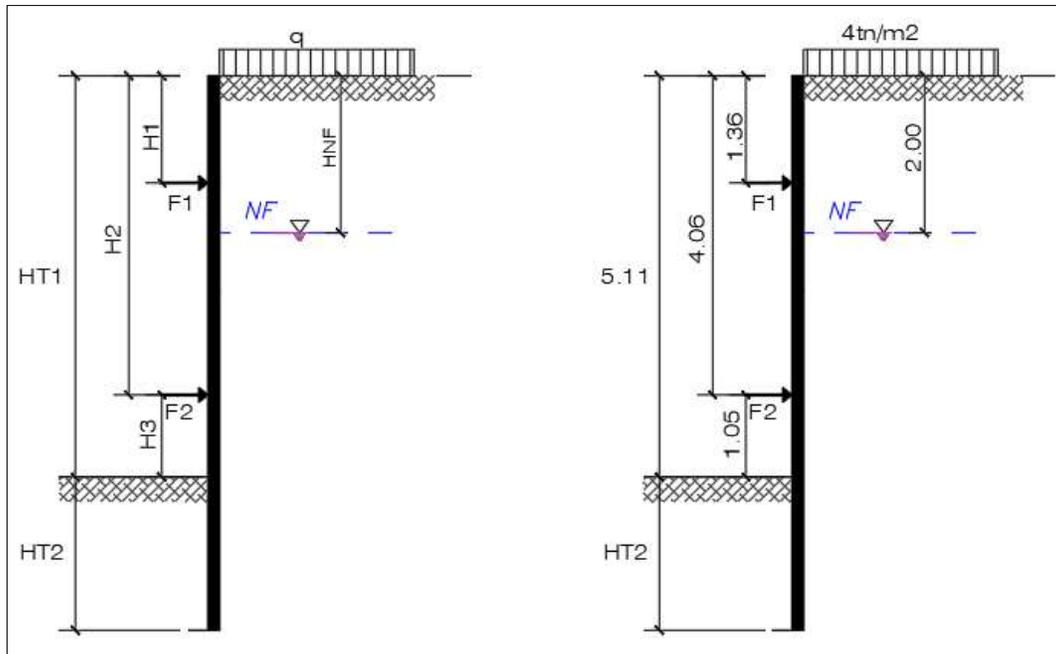


Figura 129: Esquema de la estructura de sostenimiento de la construcción Dos Torres

a) Presiones estáticas en el muro

Para evitar deformaciones en el muro pantalla usaremos el coeficiente en reposo según la siguiente fórmula.

✓ $K_0 = \nu / (1 - \nu) = 0.667$, fórmula para suelos cohesivos “ ν ” coeficiente de poisson 0.40.

Las presiones de tierra son calculadas mediante las distribuciones aparentes de Terzagui y Peck.

✓ σ'_o básico = 4.13 tn/m²

✓ σ'_o redistribuido = 3.12 tn/m²

Las demás presiones mantendrán su distribución, como lo dispuesto en el análisis de las calzaduras, para realizar un cálculo adecuado de los esfuerzos en el muro.

✓ $s/c = q \cdot K_0 = 2.67$ tn/m²

✓ $u = \gamma_w \cdot HT1 = 3.11$ tn/m²

b) Presiones pseudoestáticas en el muro

Se considerará el movimiento sísmico del terreno en la etapa constructiva, etapa más crítica en que va actuar solo los anclajes y el muro de pantalla, pero para aplicar el procedimiento de Mononobe y Okabe se debe tener en cuenta la cuña activa de falla de Coulomb, por lo que al asumir un estado en reposo K_0 , las condiciones activas tanto para la cohesión y sismo se anulan, por lo tanto, mayor será las tensiones formuladas con el coeficiente en reposo.

c) Determinación de las fuerzas de anclaje

Se calculará los esfuerzos laterales respectivos en cada anclaje en el muro pantalla anclado, se tomará el método de las áreas tributarias o de influencia para la fuerza horizontal ejercida en cada anclaje, luego se hallará la fuerza respecto a la inclinación de perforación y al espaciamiento de cada anclaje, aplicando las ecuaciones mostradas en la figura 127, para ello se muestra las siguientes tablas 51 y 52 respectivamente donde muestra los resultados, cabe precisar que también se hallara la reacción en la base mostrada en la tabla 53 que forma parte del esfuerzo pasivo que se producirá en el interior del muro.

Tabla 51

Fuerza en la línea del anclaje N.º 01

F ($\sigma'o$) = Presión de tierra	7.03	tn/m
F (S/C) = Sobrecarga	7.23	tn/m
F (u) = Presión de poros	0.25	tn/m
$\Sigma F1h$ = Fuerza horizontal	14.51	tn/m
@ = Espaciamiento horizontal	3.00	m
Ψ = Ángulo de inclinación	20	º
F1 = Fuerza de tensado	46.33	tn

Tabla 52

Fuerza en la línea del anclaje N.º 02

F ($\sigma'o$) = Presión de tierra	5.69	tn/m
F (S/C) = Sobrecarga	5.01	tn/m
F (u) = Presión de poros	3.10	tn/m
$\Sigma F2h$ = Fuerza horizontal	13.80	tn/m
@ = Espaciamiento horizontal	3.00	m
Ψ = Ángulo de inclinación	20	º
F2 = Fuerza de tensado	44.06	tn

Tabla 53

Reacción en la base del muro

F ($\sigma'o$) = Presión de tierra	0.41	tn/m
F (S/C) = Sobrecarga	1.40	tn/m
F (u) = Presión de poros	2.04	tn/m

ΣF_{Bh} = Fuerza horizontal	3.85	tn/m
@ = Espaciamiento horizontal	3.00	m
Ψ = Ángulo de inclinación	20	º
RB = Fuerza de tensado	12.29	tn

Con lo mostrado en las tablas anteriores se obtiene las fuerzas de tensión en los anclajes para un espaciamento horizontal de 3m y un ángulo de inclinación de perforación de 20º obteniéndose así los valores de 46.33 tn y 44.06 tn para la línea 1 y línea 2 respectivamente, también se halló la reacción en la base que se interpretaría como el esfuerzo pasivo producido en el muro con un valor de 12.29 tn.

d) Cálculo de la longitud libre de adherencia

Con respecto al ítem 2.2.5.1, se menciona que la inclinación de la cuña de falla se da en la zona activa detrás del muro a un ángulo de “ $45^\circ + \phi/2$ ”, formándose una línea de falla que servirá como límite mínimo para estimar la longitud libre de adherencia donde también se adicionará la separación de 0.2H o 1.5m; según la Norma E50 Suelos y Cimentaciones la longitud mínima libre de adherencia es de 4.50m, luego se hallara por geometría las longitudes horizontal y vertical en la profundidad para el punto final de la longitud del cable, para verificar si se cumple lo dispuesto en la norma E050 como se mostró en la figura 51, ya que la cimentación aledaña tiene una profundidad de desplante de 0.80m; para efectos de compresión se muestra la siguiente figura 130 y los resultados obtenidos en la siguiente tabla 54.

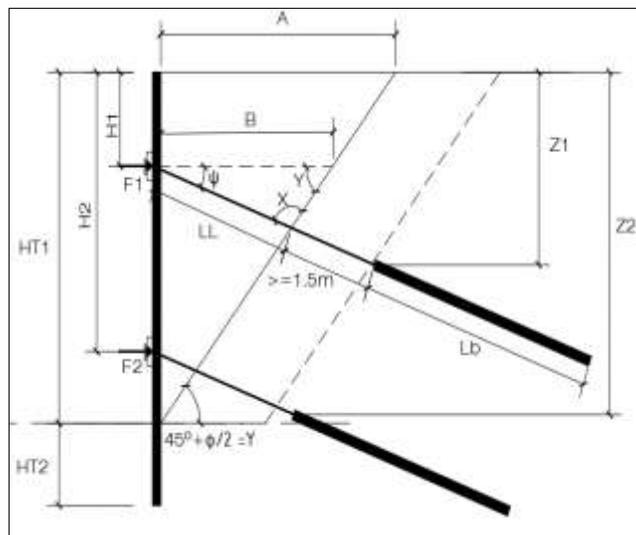


Figura 130: Descripciones geométricas del muro pantalla en el proyecto “Las Dos Torres”.

Tabla 54

Resultados del cálculo de la longitud libre de adherencia

$Y = 45 + \phi/2$	61.41	º
$A = HT1 * \tan(90 - Y)$	2.79	m
$B = (HT1 - H1) / HT1 * A$	2.04	m
ψ	20	º
X	98.60	º
$B / \text{sen}(x)$	2.07	
$\text{sen}(Y)$	0.88	
LL	1.82	m
1.5 o 0.2H	1.5	m
LL'	3.32	m
min	4.50	m
LL''	7.10	m
Z1 =	3.80	m
Z2 =	6.49	m

Como se puede observar en la tabla 54, la longitud libre de adherencia fue de 3.30m, pero como el mínimo es 4.50m, se halló las longitudes verticales y horizontales hacia el punto final de la longitud libre o el inicio del bulbo con el valor de 4.50m, resultando 2.90 para Z1 y 5.60 para Z2, verificando que el desplante de la casa aledaña es 0.80m, haciendo las diferencias entre Z1 y el desplante resulta 2.10, que según la figura 51 no se cumpliría ya que se nos pide un min de 3.00m, por lo que volviendo a evaluar las dimensiones con un nuevo valor de la longitud libre de 7.10m, se obtiene para el nuevo Z1 el valor de 3.80m y para Z2 el valor de 6.49, lo que haciendo las diferencias del nuevo Z1 y el desplante, el valor sería de 3.00, por lo que se cumpliría lo dispuesto por la Norma E050 de Suelos y Cimentaciones y se tendría el valor inicial de la longitud libre de adherencia para todos los anclajes.

e) Cálculo de la longitud del Bulbo

Con las cargas ya obtenidas en los anclajes se pasa a calcular la longitud del bulbo, donde se producirán los esfuerzos de tracción y de resistencia a la falla del talud. En el ítem 2.2.5.1 se determina la ecuación para hallar la longitud de bulbo combinada a la tabla 2 para

definir la capacidad de adherencia según el tipo de suelo que es de 0.38Mpa para un suelo ML (Limo inorgánico), dichos cálculos se muestran en la siguiente tabla 55.

Tabla 55

Cálculo de la longitud de bulbo para la línea de anclaje 1 y 2.

$Lb\ 1 = Pw/\pi D\tau_w$	7.00	Min 4.50m
$Pw =$	545.4	KN
$D = d*FS= d*1.2$	0.13	m
$\tau_w = \tau_{ult}/2$	190	Kpa
$\tau_{ult} =$	0.38	Mpa, E050
$Lb\ 2 = Pw/\pi D\tau_w$	6.60	Min 4.50m
$Pw =$	518.64	KN
$D = d*FS= d*1.2$	0.13	m
$\tau_w = \tau_{ult}/2$	190	Kpa
$\tau_{ult} =$	0.38	Mpa, E050

Los valores de la longitud de bulbo para el anclaje N.º 01 es de 7.00 m, y para el anclaje N.º 02 es de 6.60m usando un tipo de inyección Global Unificada (IGU), estos valores están en función del diámetro de perforación (d) y el factor de seguridad que dependerá del tipo de inyección de lechada que se dará en el bulbo del anclaje; las inyecciones tanto para suelos granulares y los cohesivos se clasifican, según Bustamante (1986), en:

- Inyección Repetitiva Selectiva (IRS): Es repetitivo la inyección y se usa en todo tipo de suelo y se emplean una relación A/C aproximadamente a 0.6 y la inyección es alta presión, su coeficiente de seguridad varía entre 1.4-1.8, mostrada en la figura 131 (arriba).
- Inyección Global Unificada (IGU): Es en una sola etapa la inyección y con un coeficiente de seguridad de 1.2-1.4 mostrada en la figura 131 (abajo).

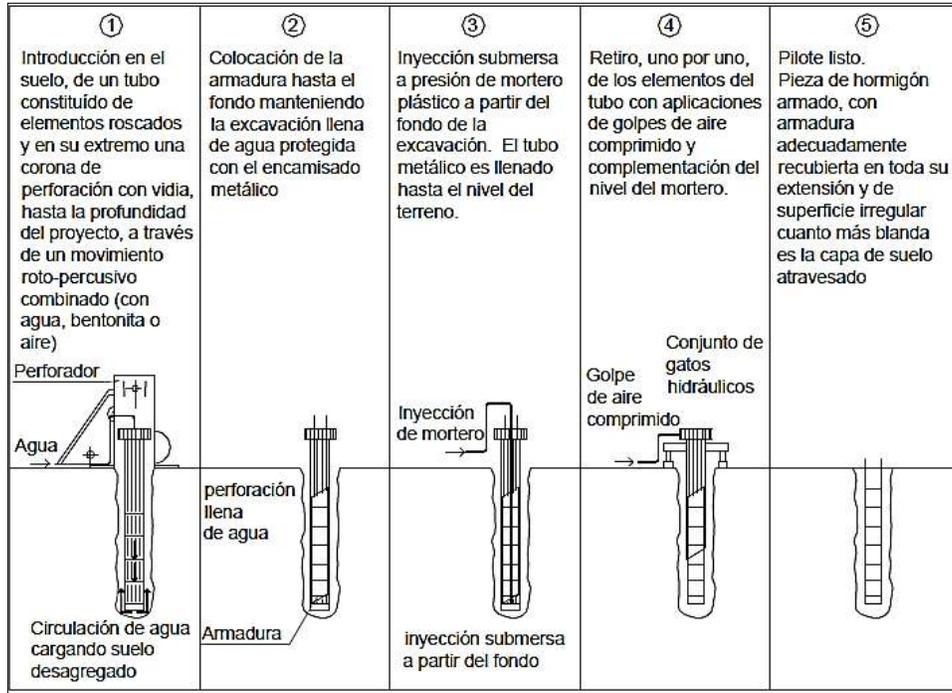
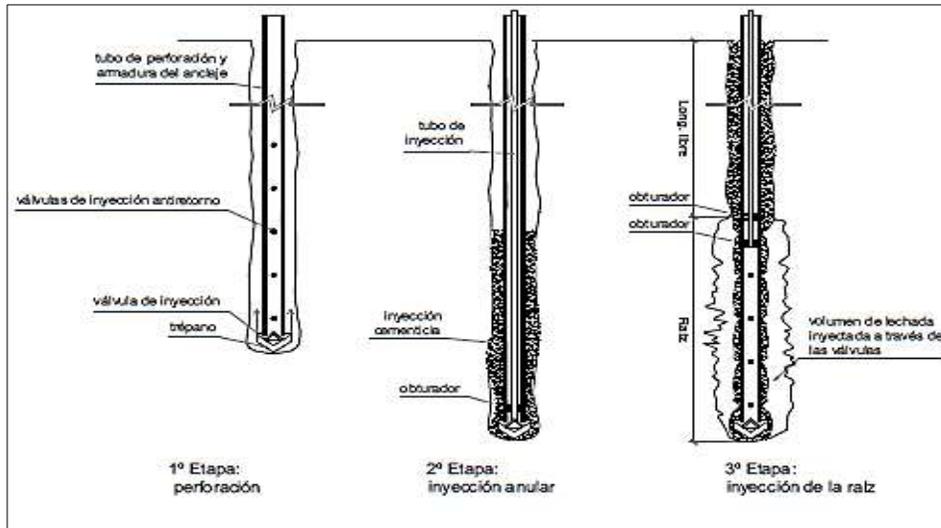


Figura 131: Tipos de inyección para los anclajes (arriba) IRS, (abajo) IGU

Fuente: Anclajes y Sistemas de Anclajes (Universidad Tecnológica Nacional, 2004)

f) Verificación de la estabilidad interna de la estructura

Se determinará el plano crítico de falla por el método de “Sliding Wedge Analysis Method” (Método de análisis de cuña deslizante) donde se hallará una fuerza horizontal externa requerida, “PREQ”, para mantener la estabilidad del plano deslizante, no siendo mayor que la suma de todas las fuerzas horizontales de los anclajes incluyendo la reacción en la base de la estructura

flexible, y si resulta mayor tendríamos que aumentar las fuerzas en los anclajes (Sabatini, Pass y Bachus, 1999).

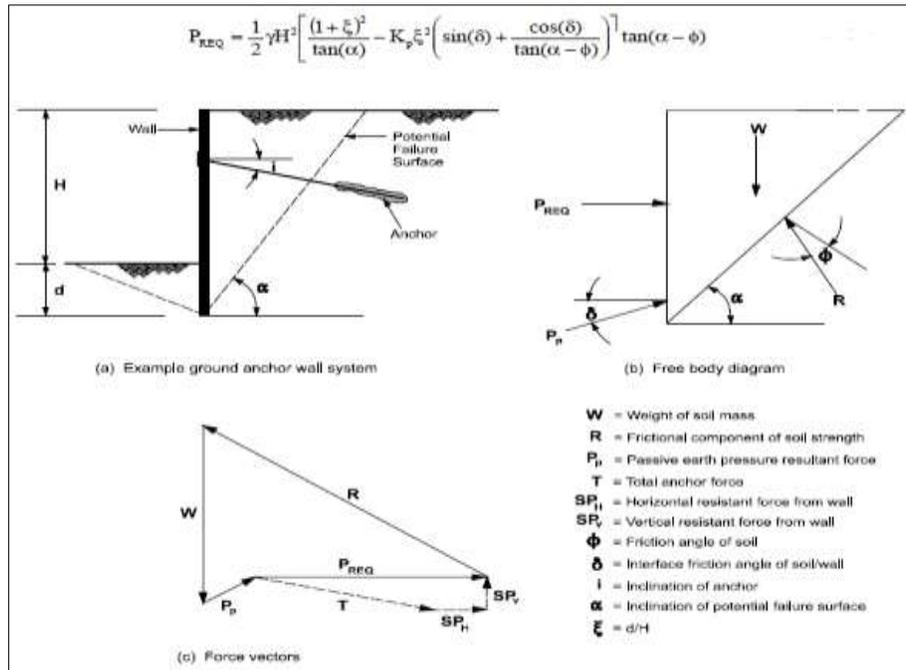


Figura 132: Método del análisis del plano deslizante “Sliding Wedge Analysis Method”

Fuente: Ground Anchors and Anchored System (Sabatini, Pass y Bachus, 1999)

Se puede observar en la figura 132 que la fuerza PREQ, está básicamente en función de la altura de empotramiento ($\xi=HT_2/HT_1$) y el ángulo de inclinación de la superficie de falla, que en un proceso iterativo con estos dos valores se encontrará el máximo valor para el esfuerzo requerido, que representa las resistencias combinadas de los anclajes y el empotramiento del muro; de esta forma se encontrará el ángulo de la superficie crítica de falla, ángulo que servirá para ajustar la longitud libre calculada anteriormente; en la siguiente tabla 56 se presenta los cálculos obtenidos.

- $\phi_1 = \tan^{-1}(\tan\phi/FS) = 23.24$
- $\delta^0 = 23.24^0$
- $K_p = 3.37$ (Por Rankine, ya que por Coulomb es 7.93)

Tabla 56

Proceso iterativo para hallar el "PREQ"

HT2 =	2.20	M	HT2 =	2.30	m	HT2 =	2.40	m	HT2 =	2.50	m
HT1 =	5.11	M	HT1 =	5.11	m	HT1 =	5.11	m	HT1 =	5.11	m
$\xi =$	0.43	m	$\xi =$	0.45	m	$\xi =$	0.47	m	$\xi =$	0.49	m
$\rho^{\circ} = \alpha$	P REQ		$\rho^{\circ} = \alpha$	P REQ		$\rho^{\circ} = \alpha$	P REQ		$\rho^{\circ} = \alpha$	P REQ	
43	10.205	tn/m	49	10.117	tn/m	49	6.605	tn/m	49	2.887	tn/m
44	11.021	tn/m	50	10.265	tn/m	50	6.727	tn/m	50	2.982	tn/m
45	11.719	tn/m	51	10.311	tn/m	51	6.745	tn/m	51	2.970	tn/m
46	12.304	tn/m	52	10.259	tn/m	52	6.662	tn/m	52	2.853	tn/m
47	12.781	tn/m	53	10.110	tn/m	53	6.477	tn/m	53	2.632	tn/m
48	13.113	tn/m	54	9.863	tn/m	54	6.193	tn/m	54	2.307	tn/m

Con el proceso iterativo se halló el valor de la fuerza horizontal requerida $P_{req} = 13.11$ tn/m para mantener el equilibrio en el plano de falla, siendo menor que la suma de las fuerzas horizontales de los anclajes y la resistencia en la base haciendo un total de 13.13 tn/m por lo que "cumple" ya que el P_{req} es menor a la suma de tensiones, por lo tanto, no va ver falla en la cuña y se tomara como fuerzas de diseño a los valores mayores, por otra parte el ángulo y la altura de empotramiento que satisface esta superficie de falla son los valores de 48° y 2.20m (la altura para evitar el levantamiento de fondo fue 2.20m, nos quedaremos con el mayor valor), por lo tanto, se hallará las nuevas longitudes libres, como 2^o evaluación de los anclajes tanto para la línea 1 y 2.

Anclaje N.º 01

- LL 5.80 m.
- Lb 7.00 m.

Anclaje N.º 02

- LL 4.50 m.
- Lb 6.60 m.

Se puede ver que con un ángulo de 48° ligeramente crecen en dimensión las longitudes libres, pero para el anclaje N.º 02 el mínimo exigido es de 4.50m, nos quedaremos con los valores mayores para esta 2^o evaluación de las longitudes libres de adherencia y longitudes de bulbo para cada línea de anclaje.

g) 3º evaluación de longitud libre por falla de estabilidad global

Se hará un análisis por estabilidad global para ver el círculo de falla y obtener nuevas longitudes libres debido a que el suelo es cohesivo, con el programa slidev5.0 se obtiene dichos valores.

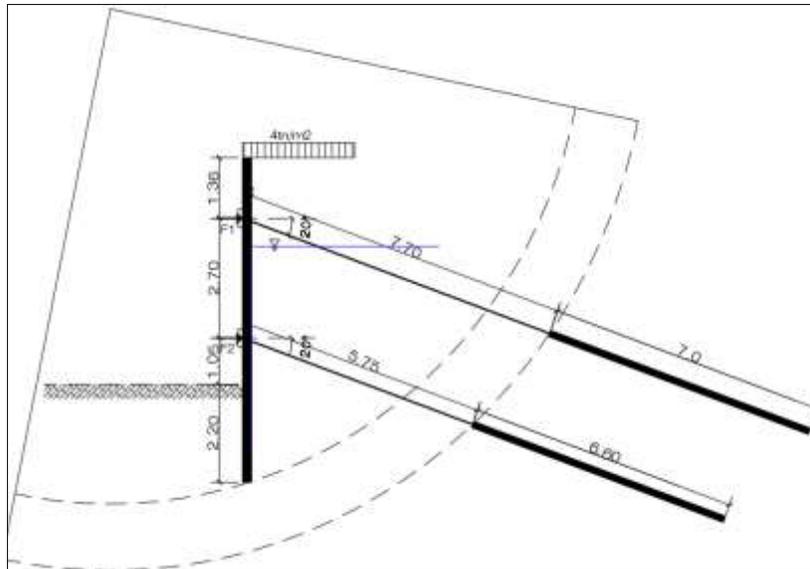


Figura 133: Círculo de falla de talud en el muro pantalla.

Según la imagen 133, las nuevas longitudes libres son mayores a las antes calculadas por lo que se tomarán como referencia hasta una siguiente evaluación.

h) Verificación de la estabilidad externa de la estructura

Se basa en el equilibrio que debe tener la masa del suelo que contiene el muro con longitudes adecuadas de los anclajes, siendo el modo de análisis para cada línea de anclaje el proceso iterativo de la estabilidad externa para cada superficie de falla que produzca cada anclaje, encontrándose así un ángulo de fricción interno movilizado que se comparara con el ángulo de fricción interno del suelo, siendo el factor de seguridad ≥ 1.5 . (OROZCO, 2019); la condición de equilibrio planteado por Caquot y Kerisel para evitar el plano de falla deslizante o movilizado es la siguiente:

$$(1 + \xi + \lambda)X - K_{pmob}\xi^2 \sin(\delta mob) + \frac{K_{pmob}\xi^2 \cos(\delta mob) - K_{Amob}\lambda^2}{\tan(\phi_{mob} - \alpha)} \approx 0$$

Donde:

- $\xi = HT2/HT1$; Relación de altura de empotramiento con respecto a la altura del muro.
- $\lambda = PF1/HT1$; Relación de distancias de la pantalla ficticia 1 y la altura de muro
- $X = BF1/HT2$; Relación de distancias de la base ficticia 1 y la altura del muro.
- K_{pmob} y k_{amob} = Coeficientes activos y pasivos para el ángulo de fricción interno del plano movilizado obtenidos mediante Coulomb y Rankine respectivamente.

- δ_{mob} = Ángulo de fricción suelo-estructura del plano movilizado, se tomará 2/3 del δ_{mob}
- $\alpha = \tan^{-1} \frac{(HT1+HT2-\lambda)}{X}$ Ángulo de inclinación del plano deslizante o movilizado.

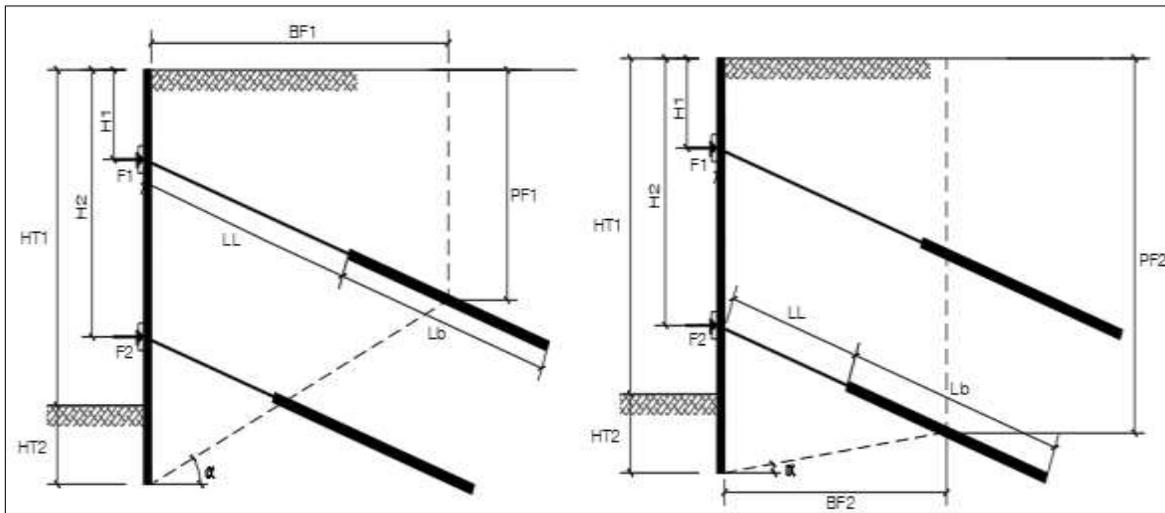


Figura 134: Cuñas de falla para ambas líneas de anclaje

Para la obtención de los coeficientes activos y pasivos usaremos Rankine y Coulomb, pero hay que entender que hay diferentes métodos de aplicación como la Norma DIN 4085, donde es aceptable y confiable los datos obtenidos para ángulos de fricción interna hasta 35° ya que considera superficies de falla curvas y no planas como las de Rankine o Coulomb, y para mayores ángulos de 35° se puede usar los ábacos propuestos por Caquot y Kerisel. (Mozo, 2012)., Todos estos métodos se encuentran el Anexo B.

Antes de hallar los factores de seguridad de los anclajes, evaluaremos la estabilidad externa en condiciones sísmicas, la longitud libre de adherencia debe ubicarse atrás de la zona activa de falla por Mononobe y Okabe, a fin de que el muro no falle por deslizamiento del talud, el ángulo que satisfaga el equilibrio se dará por la siguiente ecuación según (OROZCO, 2019).

$$\rho_A = (\phi - w_1) + \tan^{-1} \left(\frac{\sqrt{A(A^2 + 1)(A + B)} - A^2}{1 + B(A^2 + 1)} \right)$$

Donde:

- ρ_A = Ángulo en relación con la horizontal que generará la superficie de falla.
- ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo.
- W_1 = Ángulo con relación a los coeficientes sísmico horizontal y vertical $w_1 = \tan^{-1} \frac{K_h}{1 - K_v}$
- $A = \tan(\phi - \beta - w_1)$
- $B = \tan(\phi + \beta + w_1)$

Con lo dispuesto anteriormente se calculará el ángulo (ρA) que satisfaga el equilibrio del plano deslizante con el factor del sismo, luego se recalculará en una 4º evaluación las dimensiones finales de la longitud libre de adherencia y longitud del bulbo como se muestra en la tabla 57.

- W1 = 9.93°
- A = 0.42
- B = 0.62
- ρA = 40.27°
- HT2 = 2.20 m.

Tabla 57

Evaluación de longitudes libres y de bulbo para las líneas de anclaje

	1º EVALUACION		2º EVALUACION		3º EVALUACION		4º EVALUACION	
	Anclaje N.º 01	Anclaje N.º 02						
LL	7.10	4.50	5.80	4.50	7.70	5.75	6.80	4.50
Lb	7.00	6.60	7.00	6.60	7.00	6.60	7.00	6.60
LT	14.10	11.10	12.80	11.10	14.70	12.35	13.80	11.10

Se verifica las cuatro evaluaciones en donde se aprecia que con el factor sismo se incrementa las longitudes, pero no lo es comparado con la falla circular, se tomará las dimensiones de la 3º evaluación para evaluar los factores de seguridad por estabilidad externa en los anclajes, ahora pasaremos a evaluar la estabilidad externa de la estructura.

Características del anclaje 01

- Ψ = 20°
- LL = 7.70 m
- Lb = 7.00 m
- LT = 14.70 m
- BF1 = 10.52 m
- PF1 = 5.19 m
- ξ = 0.43 m
- Y = 1.00 m
- X = 2.06 m
- α' = 11.4°

Tabla 58

Proceso iterativo para encontrar el equilibrio del plano deslizante del anclaje 01

ϕ_1	$\delta^\circ =$	Ka	Kp	A	B	A + B
10	6.67	0.65	1.42	5.01	16.81	21.82
11	7.33	0.62	1.47	5.00	54.96	59.96
12	8.00	0.60	1.52	5.00	-31.16	-26.16
13	8.67	0.57	1.58	4.99	-10.62	-5.62
14	9.33	0.55	1.64	4.99	-5.80	-0.82
15	10.00	0.52	1.70	4.98	-3.67	1.32
16	10.67	0.50	1.76	4.98	-2.46	2.52
17	11.33	0.48	1.83	4.97	-1.69	3.28
18	12.00	0.46	1.89	4.97	-1.16	3.81

- $\emptyset = 32.81$
- $\emptyset_{mob} = 14.50$; es el ángulo de fricción movilizado para el anclaje 1
- $FS = \frac{Tan\phi}{Tan\phi_{mob}} = 2.49 > 1.5$ CUMPLE

Características del anclaje 02

- $\psi = 20^\circ$
- LL = 5.75 m
- Lb = 6.60 m
- LT = 12.35 m
- BF1 = 8.50 m
- PF1 = 7.16 m
- $\xi = 0.43$ m
- Y = 1.40 m
- X = 1.66 m
- $\alpha' = 1.0^\circ$

Tabla 59

Proceso iterativo para encontrar el equilibrio del plano deslizante del anclaje 02

ϕ_1	$\delta^\circ =$	Ka	Kp	A	B	A + B
11.5	7.67	0.61	1.50	4.58	-5.05	-0.48
12	8.00	0.60	1.52	4.58	-4.66	-0.08
12.5	8.33	0.58	1.55	4.57	-4.29	0.28
13	8.67	0.57	1.58	4.57	-3.97	0.61
13.5	9.00	0.56	1.61	4.57	-3.67	0.90

14	9.33	0.55	1.64	4.57	-3.39	1.17
14.5	9.67	0.54	1.67	4.56	-3.14	1.42
15	10.00	0.52	1.70	4.56	-2.91	1.65
15.5	10.33	0.51	1.73	4.56	-2.70	1.86

- $\emptyset = 32.81$
- $\emptyset_{mob} = 12.0$
- $FS = \frac{Tan\phi}{Tan\phi_{mob}} = 3.03 > 1.5$ CUMPLE

En las tablas mostradas 58 y 59 se muestra los cálculos hechos para la obtención de los factores de seguridad en relación con los ángulos de fricción interna de movilización de la masa del suelo y del ángulo de fricción interna del suelo, cuales FS son 2.49 y 3.03 respectivamente, lo que cumplen con el mínimo requerido de 1.5.

i) Verificación de estabilidad global

Se verificará la falla por un deslizamiento profundo de forma circular, para ello se tomará puntos críticos para dicho análisis, por lo que nos apoyaremos en software "Slide V5.0" solo para el análisis de la estabilidad de la estructura de sostenimiento y ver si cumple con el factor de seguridad establecido mayor a 1.25 en condiciones pseudo-estáticas.

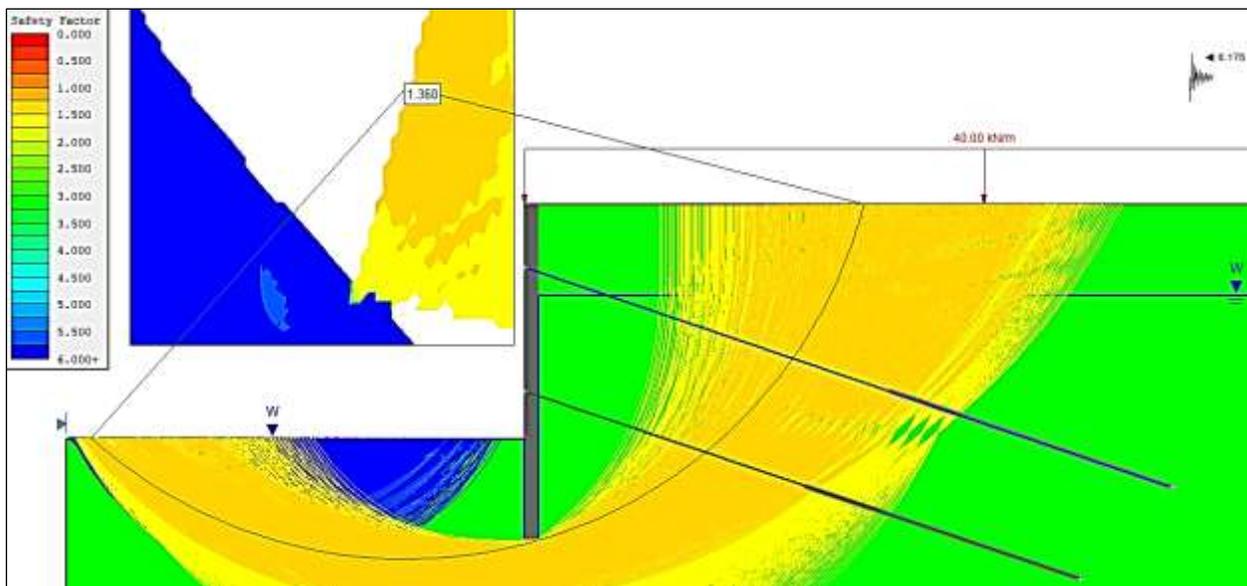


Figura 135: Estabilidad de la estructura de sostenimiento flexible, bajo un análisis Seudo-Estático usando el software Slide.

La estabilidad de la estructura de sostenimiento flexible es de 1.36 y cumple con el factor de seguridad mayor a 1.25.

j) Cálculo del asentamiento

La deformación en la estructura vecina va a ser casi nula, por ello, calcularemos el asentamiento de la estructura para el estrato de cimentación (ML).

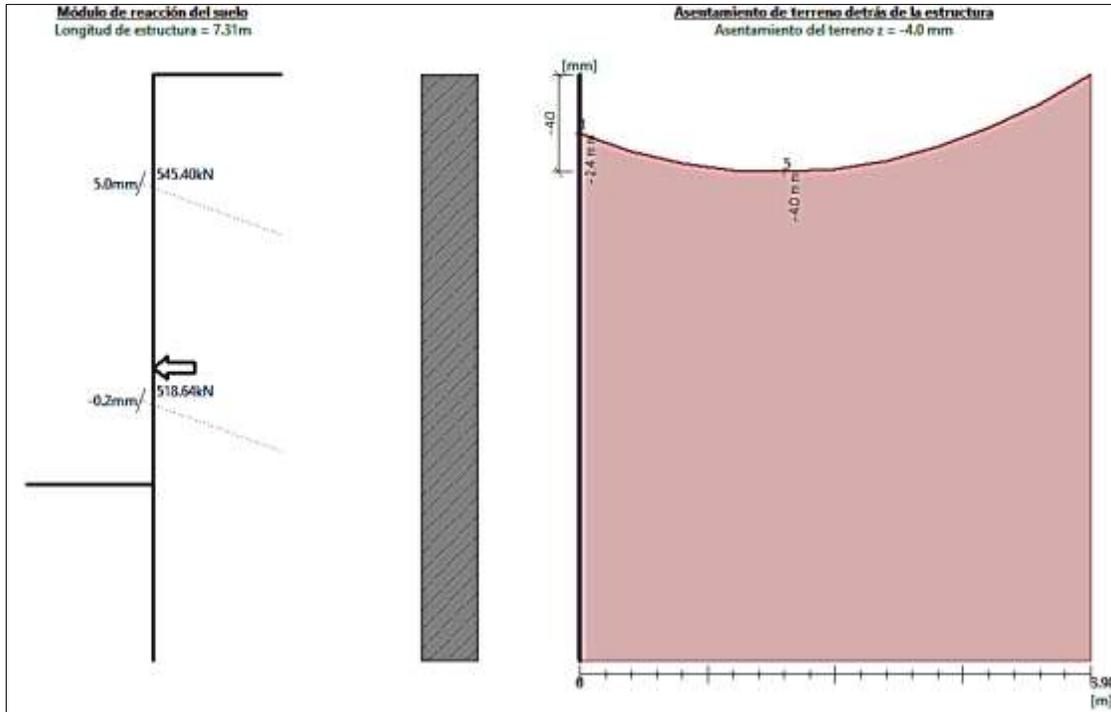


Figura 136: Calculo de asentamientos y deformaciones en el muro pantalla usando "Geo5-Muros pantalla"

Como se en la figura 136, el asentamiento en el trasdós de la pantalla será máximo de 4.0mm<25mm y las deformaciones son insignificantes, por lo que queda demostrado que aplicando un estado en reposo las deformaciones serán casi nulas para este tipo de estructuras.

k) Diseño del cable de acero (torón)

Con las tensiones calculadas anteriormente se pasará a evaluar el número de cables de acero (Torón) a usar en cada línea de anclaje, se usó el cable de 15mm de diámetro, las especificaciones están en el Anexo E.1.

Tabla 60

Cálculo de número de cables de acero (torones) para los anclajes

	Fuerza KN	Ø"	Tup	0.6 * fup * Aps	1 de 1x7	# cables	# cables
F1 Diseño	545.40	5/8"	260.75	156.45	156.45	3.49	4.00
F2 Diseño	518.64	5/8"	260.75	156.45	156.45	3.32	4.00

Anclaje N.º 01

- Ee = 2.10E+06 kg/cm²; Módulo de elasticidad para torones de presfuerzo de grado A416
- Aps = 5.60 cm²; Área de los 4 cables de acero
- LL = 7.70 m; longitud libre de adherencia para el anclaje N.º 01
- F1 Diseño = 55.60 tn; Fuerza de diseño para el anclaje N.º 01
- ΔL = 3.64 cm; Enlongacion del cable de acero por el módulo de Young = $E = \sigma/\epsilon = (F/A)/(\Delta L/L) = \frac{F1d*LL}{As*Ee}$
- ΔLt = 4.57 cm; Elongación total en el cable = 1.08 * ΔL + 6.35
- T = 684.17 Kn; Tracción producida por el anclaje = $\frac{As*Ee*\Delta Lt}{LL}$
- 0.7 * fpu * Aps = 730.10 Kn; Resistencia del cable al 70% > T (**Cumple**)
- fpu = 461.10 bar = 1043/226.2 (carga total/superficie del pistón TMA 15015-P 226.2cm²), tensión que pueda romper el cable.
- Tpu = 1043 Kn; El esfuerzo producido por los 4 cables al 100%
- Fj = 302.46 bar; tensión del Jack = $\frac{T}{Tpu} fpu$

Anclaje N.º 02

- Ee = 2.10E+06 kg/cm²; Módulo de elasticidad para torones de presfuerzo de grado A416
- Aps = 5.600 cm²; Área de los 4 cables de acero
- LL = 5.75 m; longitud libre de adherencia para el anclaje N.º 02
- F1 Diseño = 52.87 tn; Fuerza de diseño para el anclaje N.º 02
- ΔL = 2.55 cm; Enlongacion del cable de acero = $\frac{F1d*LL}{As*Ee}$
- ΔLt = 3.43 cm; Elongación total en el cable = 1.08 * ΔL + 6.35
- T = 687.53 Kn; Tracción producida por el anclaje = $\frac{As*Ee*\Delta Lt}{LL}$
- 0.7 * fpu * Aps = 730.10 Kn; Resistencia del cable al 70% > T (**Cumple**)
- fpu = 461.10 bar = 1043/226.2 (carga total/superficie del pistón TMA 15015-P 226.2cm²), tensión que pueda romper el cable.
- Tpu = 1043.00 Kn; El esfuerzo producido por los 4 cables al 100%
- Fj = 303.95 Ksi; Tensión del Jack = $\frac{T}{Tpu} fpu$

Por lo tanto, para las dos líneas de los anclajes N^o01 y N^o02 se usará 4 cables de acero de grado 270, diámetro nominal de 15.20mm con un área total de 5.60cm², con una tensión del Jack de 305 Bar para el anclaje N^o01 y el anclaje N^o02.

l) Diseño de plancha de apoyo

Con las fuerzas de diseño de los anclajes pasaremos a diseñar la plancha de apoyo para la línea de anclaje más crítico.

Anclaje N°01

- $f'c$ = 28 Mpa; Resistencia del concreto
- $F1_{Diseño}$ = 545.40 Kn; Tensión en el anclaje
- A_c = 0.052 m²; Área crítica de la plancha = $A_c = \frac{F1d}{350 \cdot f'c}$
- D = 0.110 m.; Diámetro de la cabeza de anclaje para un número de 4 cables de 15mm.
- m (tanteo) = 0.065 m; Resultado de resolver la ecuación $A_c = (D+2m) \times (D+2m)$, redondeando al valor de 0.065m.
- A_p = 0.058 m²; Área definitiva de la plancha, tiene que ser mayor al área crítica. Por lo tanto, **CUMPLE**.
- L = 0.24 m; Longitud del lado de la plancha = $D+2m$
- $2D'$ = 0.26 m; Considerando que los lados de la placa nunca deben ser mayores que dos veces el diámetro de perforación y nunca ser menores de 20 cm. Por lo tanto, **CUMPLE**.
- M = 0.020 MN-m; Momento generado en la plancha = $\frac{F1c}{A_p} \cdot \frac{m^2}{2}$
- t_p = 2.89 cm = 1.14 in; Espesor de la plancha = $\sqrt{\frac{6M}{f_b}}$

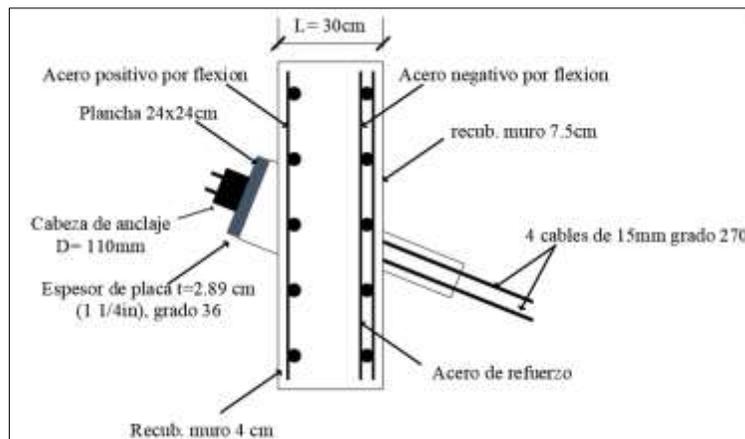


Figura 137: Sección del anclaje en el muro pantalla

m) Diseño por flexión del muro pantalla

El diseño en concreto armado se calculará siguiendo lo dispuesto por la Norma Técnica Peruana E060, y se tendrá en cuenta las fases del proceso constructivo de Tensado y

Destensado y en consecuencia no se tendrá la misma disposición de acero en una fase comparada con otra.

✓ Fase 1:

- $f'c$ = 280.00 Kg/cm²; resistencia del concreto
- e (muro) = 30.00 cm; espesor del muro
- b = 100.00 cm; Se trabajará para una franja de 1m.
- Rec = 7.50 cm; recubrimiento
- d = 22.50 cm; peralte efectivo
- $f'y$ = 4,200.00 Kg/cm²; esfuerzo de fluencia del acero

Con la ayuda del software SAP 2000 se hizo el primer modelo, que es el tensado del primer panel (3.00m x 2.70m) con apoyo empotrado en la base y bordes libres, tomar en cuenta que según (San Bartolomé, Angel; Quiun, Daniel; Silva, 2011), el apoyo del muro en el suelo debe ser con modelamiento de interacción suelo-estructura con apoyos elásticos, por lo que se usará coeficientes de balasto para dicho propósito.

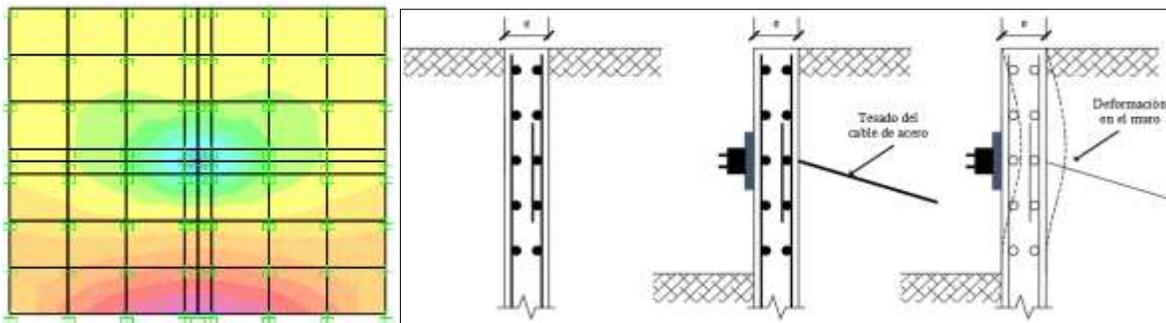


Figura 138: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 1

En la figura 138 se puede observar el proceso constructivo y comportamiento estructural para la fase 1, tensado en el primer panel de 3.00m x 2.71m, cuando se tensa, ocurre la deformación producto del tensado de los cables, ya que este comprimirá la zona intradós del muro y traccionará la zona trasdós del muro, por lo que el acero de refuerzo irá en el trasdós de la estructura de sostenimiento, también se puede observar el mismo comportamiento en el modelado en SAP 2000; para obtener los momentos flectores, la Norma E060 indica tomar dichos valores en el punto medio entre la cara de la columna (cabeza del anclaje) y el borde de la plancha de acero.

- Requerimientos mínimos por la Norma E060 para el cálculo de acero:

$$A_{smin} = 0.0025 * b * d; \text{ para refuerzo vertical y horizontal}$$

Tabla 61

Diseño del acero vertical en el muro pantalla para la fase 1

DISEÑO DE LA PANTALLA - ACERO VERTICAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	9.10	7.80	tn-m
área comprimida	a	1.97	1.68	cm
As requerido	As req	11.19	9.53	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	5.63	5.63	cm ²
As calculado	As cal	11.19	9.53	cm ²
Refuerzo escogido		Ø 1/2	Ø 1/2	
Espaciamiento	s	11	13	cm
As colocado	As col	Ø1/2 @ 11	Ø1/2 @ 13	
As col	As col	11.43	10.16	cm ²

Tabla 62

Diseño del acero horizontal en el muro pantalla para la fase 1

DISEÑO DE LA PANTALLA - ACERO HORIZONTAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	9.90	1.80	tn-m
área comprimida	a	2.16	0.38	cm
As requerido	As req	12.23	2.13	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	5.63	5.63	cm ²
As calculado	As cal	12.23	5.63	cm ²
Refuerzo escogido		Ø 1/2	Ø ½	
Espaciamiento	s	10	20	cm
As colocado	As col	Ø1/2 @ 10	Ø1/2 @ 20	
As col	As col	13.97	6.35	cm ²

En las tablas 61 y 62 se muestran los cálculos del diseño de acero tanto para las longitudes verticales y horizontales en la zona del intradós y trasdós de la pantalla, disponiendo de un refuerzo mínimo de 6.35 cm²/m (Ø 1/2" @ 20cm) en ambos sentidos, se colocará acero de refuerzo vertical de Ø1/2" @ 11cm y refuerzo horizontal Ø1/2" @ 10cm en la zona de anclaje en el trasdós y en la zona del empotramiento se colocará acero de refuerzo Ø1/2" @ 13cm para el intradós y trasdós, de esta manera se cumple con el diseño para la fase 1 de muro pantalla.

Fase 2:

Construcción de dos paneles (6.00m x 2.55m) con apoyo empotrado en el suelo y bordes libres entre paneles.

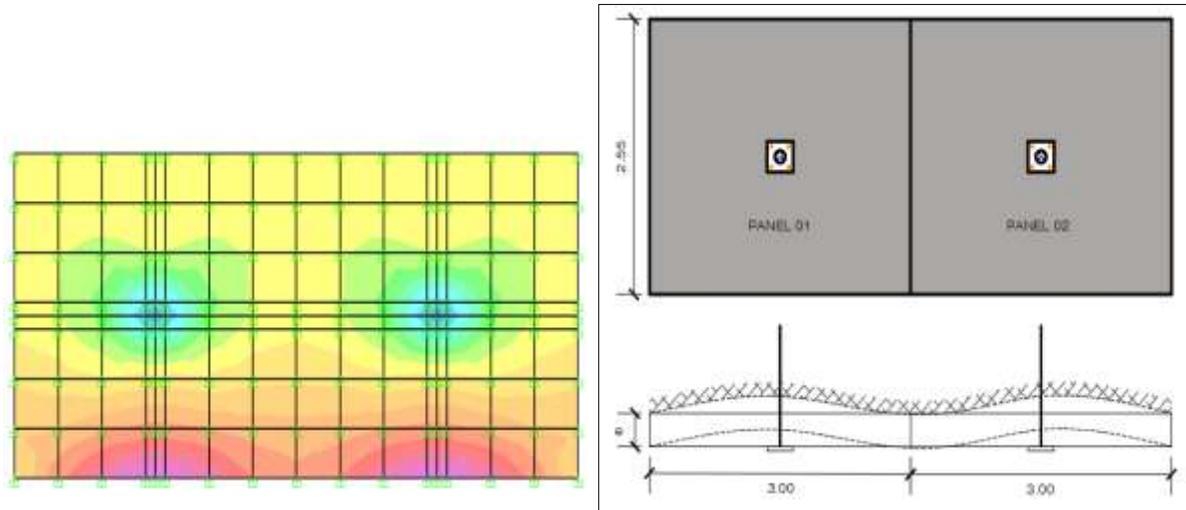


Figura 139: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 2

La construcción de un panel adyacente al panel inicial generara un apoyo continuo entre paneles, por lo que la deformación, mostrada en la figura 139, se limita en la zona de apoyo; también el programa Sap 2000 entiende el mismo comportamiento estructural en el muro pantalla. El cálculo de la disposición de acero en la estructura flexible se muestra a continuación:

Tabla 63

Diseño del acero vertical en el muro pantalla para la fase 2.

DISEÑO DE LA PANTALLA - ACERO VERTICAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	10.40	6.50	tn-m
área comprimida	a	2.27	1.39	cm
As requerido	As req	12.88	7.89	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	5.63	5.63	cm ²
As calculado	As cal	12.88	7.89	cm ²
Refuerzo escogido		\emptyset 1/2	\emptyset 1/2	
Espaciamiento	s	10	16	cm
As colocado	As col	\emptyset 1/2 @ 10	\emptyset 1/2 @ 16	
As col	As col	13.97	8.89	cm ²

Tabla 64

Diseño del acero horizontal en el muro pantalla para la fase 2

DISEÑO DE LA PANTALLA - ACERO HORIZONTAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	9.90	1.80	tn-m
área comprimida	a	2.16	0.38	cm
As requerido	As req	12.23	2.13	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	5.63	5.63	cm ²
As calculado	As cal	12.23	5.63	cm ²
Refuerzo escogido		\emptyset 1/2	\emptyset 1/2	
Espaciamiento	s	10	20	cm
As colocado	As col	\emptyset 1/2 @ 10	\emptyset 1/2 @ 20	
As col	As col	13.97	6.35	cm ²

En las tablas 63 y 64 se dispone de un refuerzo mínimo de 6.35 cm²/m (\emptyset 1/2 @ 20cm) en ambas direcciones, para el refuerzo horizontal \emptyset 1/2" @ 0.10cm y vertical \emptyset 1/2" @ 0.10cm en la zona del trasdós, para el intradós se dispondrá en la zona de empotramiento acero de refuerzo de \emptyset 1/2" @ 0.16cm en la dirección vertical, de esta manera se cumple con el diseño para la fase 2 de muro pantalla.

Fase 3:

Construcción de varios paneles tanto verticales como horizontales con apoyo empotrado en el suelo, bordes apoyados en columnas o muros, generando apoyos continuos entre paneles.

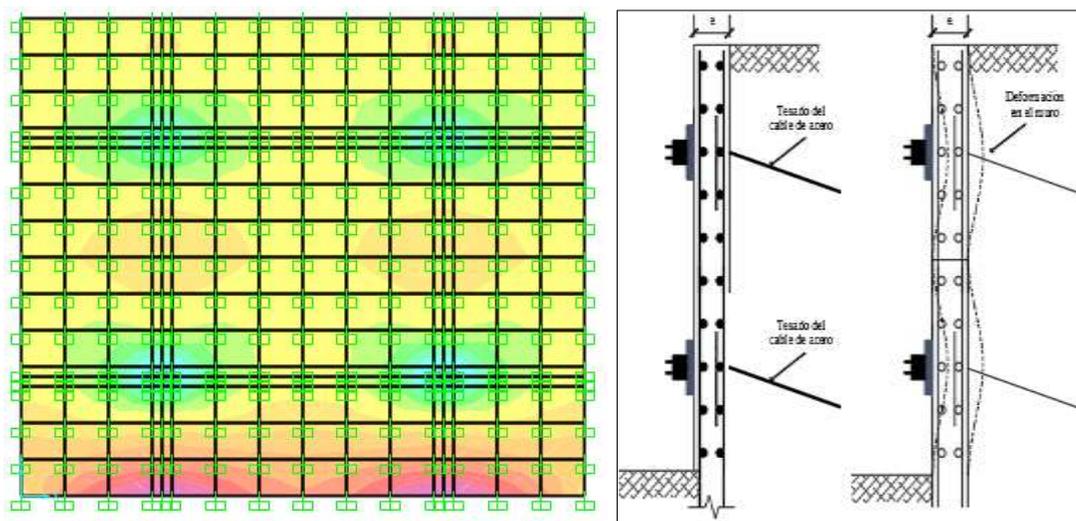


Figura 140: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 3

La construcción de varios paneles genera continuidad entre paneles, por lo que la deformación, mostrada en la figura 140, se limitará en la zona continua.

Tabla 65

Diseño del acero vertical en el muro pantalla para la fase 3

DISEÑO DE LA PANTALLA - ACERO VERTICAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	8.40	7.20	tn-m
área comprimida	a	1.82	1.55	cm
As requerido	As req	10.29	8.77	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	5.63	5.63	cm ²
As calculado	As cal	10.29	8.77	cm ²
Refuerzo escogido		Ø 1/2	Ø 1/2	
Espaciamiento	s	12	14	cm
As colocado	As col	Ø1/2 @ 12	Ø1/2 @ 14	
As col	As col	11.43	8.89	cm ²

Tabla 66

Diseño del acero horizontal en el muro pantalla para la fase 3

DISEÑO DE LA PANTALLA - ACERO HORIZONTAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	9.90	1.80	tn-m
área comprimida	a	2.16	0.38	cm
As requerido	As req	12.23	2.13	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	5.63	5.63	cm ²
As calculado	As cal	12.23	5.63	cm ²
Refuerzo escogido		Ø 1/2	Ø 1/2	
Espaciamiento	s	10	20	cm
As colocado	As col	Ø1/2 @ 10	Ø1/2 @ 20	
As col	As col	13.97	6.35	cm ²

En las tablas 65 y 66 se dispone de un refuerzo mínimo de 6.35 cm²/m (Ø 1/2 @ 20cm) en ambas direcciones, para el refuerzo horizontal Ø1/2" @ 0.10cm y vertical Ø1/2" @ 0.12cm en la zona del trasdós, para el intradós se dispondrá en la zona de empotramiento acero de refuerzo

de $\varnothing 1/2'' @ 0.14\text{cm}$ en la dirección vertical, de esta manera se cumple con el diseño para la fase 3 de muro pantalla.

✓ Fase 4:

Se empieza a construir los forjados o techos de los sótanos y demás pisos superiores por lo que el muro ya no actuará a solo flexión sino entrara a un comportamiento de flexo compresión, y también se retirara la fuerza de tensión en los anclajes ya que las losas de los techos de los sótanos se comportaran como apoyo y ya no sería necesario la fuerza de tensado, y se analizará cuando la estructura completa entra ya en servicio.

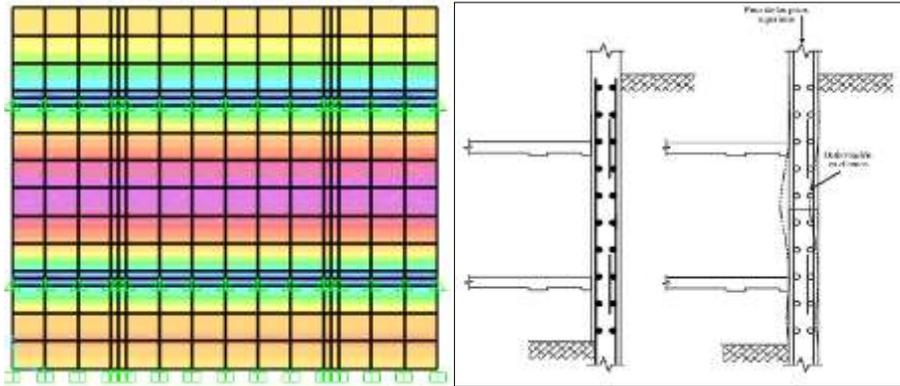


Figura 141: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 4

En la fase 4, la estructura ya entra en servicio y se quita la tensión de las fuerza de los anclajes, ya que se tienen como apoyos los forjados o techos de los pisos de los sotanos, y la deformación se dara como se muestra en la figura 141, donde tambien se visuliza que los momentos actuantes serán en los apoyos y encuentro entre paneles horizontales. A continuacion se calculará la disposición de acero para esta fase constructiva:

Tabla 67

Diseño del acero vertical en el muro pantalla para la fase 4

DISEÑO DE LA PANTALLA - ACERO VERTICAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	3.58	5.68	tn-m
área comprimida	a	0.76	1.21	cm
As requerido	As req	4.28	6.86	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	5.63	5.63	cm ²
As calculado	As cal	5.63	6.35	cm ²
Refuerzo escogido		$\varnothing 1/2$	$\varnothing 1/2$	
Espaciamiento	s	20	20	cm
As colocado	As col	$\varnothing 1/2 @ 20$	$\varnothing 1/2 @ 20$	
As col	As col	6.35	6.35	cm ²

Tabla 68

Diseño del acero horizontal en el muro pantalla para la fase 4

DISEÑO DE LA PANTALLA - ACERO HORIZONTAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	2.00	1.25	tn-m
área comprimida	a	0.42	0.26	cm
As requerido	As req	2.37	1.48	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	5.63	5.63	cm ²
As calculado	As cal	5.63	5.63	cm ²
Refuerzo escogido		Ø 1/2	Ø 1/2	
Espaciamiento	s	20	20	cm
As colocado	As col	Ø1/2 @ 20	Ø1/2 @ 20	
As col	As col	6.35	6.35	cm ²

En las tablas 67 y 68 se ve que la redistribución de momentos por lo apoyos de los forjados reduce el momento tanto en el trasdós y en el intradós, la disposición de acero es de 6.35 cm²/m (Ø 1/2" @ 20cm) para el refuerzo horizontal y vertical, de esta manera se cumple con el diseño para la fase 4 de muro pantalla.

n) Diseño por cortante del muro pantalla

La primera verificación será por corte como viga y tendrá lugar en la fase de tensado, el elemento se comportará como una viga ancha y el agrietamiento diagonal será en toda la extensión del ancho total del elemento. (NTP E060, 2016)

Datos:

- Dimensión de la pantalla por anclaje = 3.00 m x 2.55 m.
- Espesor del muro (e) = 30 cm
- Sección de la plancha = 0.24 cm x 0.24 cm
- recubrimiento (r) = 7.5 cm
- peralte efectivo = (d) = e-r = 22.5 cm
- brazo torsor (c) critico = (3-0.25)/2 = 1.38 m
- longitud de diseño (b) = 1.00 m
- $q_u = F_{dmax}/\text{Área de muro} = 9.08 \text{ tn/m}^2$
- $V_u = q_u \times (c-d) \times b = 12.54 \text{ tn (cortante última)}$
- $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times f'_c \times b \times d = 16.96 \text{ tn (resistencia a la cortante del concreto)}$
- $V_u \leq \phi V_c$ Cumple

La segunda verificación será por punzonamiento o comportamiento en dos direcciones ya que el agrietamiento se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncado en torno a la reacción concentrada. (NTP E060, 2016)

A continuación, se muestran los resultados.

- $bo=(bcol+d)^2+(tcol+d)^2 = 1.86$ m; perímetro de la superficie de agrietamiento
- $Ao=(bcol+d)*(tcol+d) = 0.21$ m²; área de la superficie de agrietamiento
- $Atotal=BxT = 7.65$ m²; área del panel del muro pantalla
- $Bc = 1.00$; relación entre dimensiones de la plancha.

Cortante por punzonamiento actuante

- $Pu = 55.60$ tn; Fuerza de diseño máximo en el anclaje.
- $Vu=Pu - qu \times Ao = 53.63$ tn

Cortante por punzonamiento resistente

- $Vc = (0.53+1.1/Bc) \times (f'c^{1/2}) \times bo \times d = 114.15$ tn

Cortante límite máx.

- $Vc \text{ lim } \leq 1.1 \times f'c^{1/2} \times bo \times d = 77.03$ tn

Cortante actuante

- $\emptyset Vc = 0.85 \times Vc_{\text{menor}} = 65.48$ tn
- $Vu \leq \emptyset Vc$ Cumple

Por lo tanto, cumple con la sección de la plancha de 24x24cm y el espesor del muro de la pantalla de 30cm.

o) Detallado de acero del muro pantalla

Con respecto a los cálculos anteriores por fases de construcción, en la siguiente tabla 69 se muestra un resumen de cada fase y disposición de acero para un detallado definitivo.

Tabla 69

Disposición de acero en el muro pantalla para diferentes fases de construcción

FASES	1º FASE		2º FASE		3º FASE		4º FASE	
	TRASDOS	INTRADOS	TRASDOS	INTRADOS	TRASDOS	INTRADOS	TRASDOS	INTRADOS
VERTICAL	Ø1/2 @ 20							
HORIZONTAL	Ø1/2 @ 20							
Ref. Vertical	Ø1/2 @ 11	Ø1/2 @ 13	Ø1/2 @ 10	Ø1/2 @ 16	Ø1/2 @ 12	Ø1/2 @ 14		
Ref. Horizontal	Ø1/2 @ 10		Ø1/2 @ 10	Ø1/2 @ 17	Ø1/2 @ 10	Ø1/2 @ 15		

Se puede ver que, en la 2º fase de construcción, donde se tiene la primera fila de la estructura en tensado, es más crítico la disposición de acero en el sentido vertical, por lo que tomaremos dicha disposición para el armado de fierro, y para el horizontal tomaremos la 1º fase y la 3º fase, el detallado de la armadura en los planos (Anexo F).

5.2.2.5 Costo y tiempo

Analizaremos el presupuesto y tiempo de ejecución de los muros pantalla.

✓ Metrado para una franja de 3.00 m.

✓

Tabla 70

Metrado del muro pantalla del proyecto "Dos Torres"

PLANILLA DE METRADOS (ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO FLEXIBLE)								
ITEM	PARTIDA	CANT	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL	UND
01.02	ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO RIGIDO							
01.02.01	EXCAVACIONES							
01.02.01.01	EXCAVACION DE MURETES GUIA						3.00	M3
		1.00	1.00	3.00	1.00	3.00		
01.02.01.02	EXCAVACION DE MURO PANTALLA E=0.40 CON CUCHARA MECANICAS INC. INSERCIO						18.93	M2
		1.00		3.00	6.31	18.93		
01.02.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE							
01.02.02.01	CARGUIO Y ELIMINACION	1.00	13.22			13.22	13.22	M3
01.02.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
01.02.03.01	MURETE GUIA							
01.02.03.01.01	CONCRETO MURETE GUIA FC 175KG/CM2						1.80	M3
		2.00	0.30	3.00	1.00	1.80		
01.02.03.01.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE MURETES GUIA						6.00	M2
		2.00		3.00	1.00	6.00		
01.02.03.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2 GRADO 60						132.62	KG
	VERTICAL	26.00	2.60	0.99	1.07	71.61	Ø 5/8"	
	HORIZONTAL	16.00	3.60	0.99	1.07	61.02	Ø 5/8"	
01.02.03.02	MURO PANTALLA							
01.02.03.02.01	CONCRETO MURO PANTALLA FC 280KG/CM2						6.58	M3
		1.00	0.30	3.00	7.31	6.58		
01.02.03.02.02	ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2 GRADO 60						662.19	KG
	VERTICAL	32.00	7.91	0.99	1.07	268.13	Ø 1/2"	
	HORIZONTAL	74.00	3.60	0.99	1.07	282.20	Ø 1/2"	
	BASTONES	32.00	3.30	0.99	1.07	111.86	Ø 1/2"	
01.02.03.03	ANCLAJES POSTENSADOS							
01.02.03.03.01	ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORALES (INC PERFORACION, INYECCION, SUMINISTRO,						27.05	ML
	ANCLAJE N°01	1.00	14.70			14.70		
	ANCLAJE N°02	1.00	12.35			12.35		

✓ Presupuesto de la ejecución de obra

Tabla 71

Presupuesto de la ejecución de los muros pantalla del proyecto "Dos Torres"

PRESUPUESTO (ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO FLEXIBLE)					
ITEM	PARTIDA	Und.	Metrad o	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	PROYECTO DOS TORRES				83,663.64
01.02	ESTRUCTURA DE SOSTENIMIENTO FLEXIBLE				32,887.91
01.02.01	EXCAVACIONES				10,719.30
01.02.01.01	EXCAVACION DE MURETES GUIA	m3	3.00	39.50	118.50
01.02.01.02	EXCAVACION DE MURO PANTALLA E=0.40 CON CUCHARA MECANICAS INC. INSERCIÓN DE LODO BENTONITICO	m2	18.93	560.00	10,600.80
01.02.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE				229.50
01.02.02.01	CARGUIO Y ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	13.22	17.36	229.50
01.02.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				21,939.11
01.02.03.01	MURETE GUIA				1,513.04
01.02.03.01.01	CONCRETO MURETE GUIA F'C 175KG/CM2	m3	1.80	332.52	598.54
01.02.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURETES GUIA	m2	6.00	39.69	238.14
01.02.03.01.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2 GRADO 60	kg	132.62	5.10	676.36
01.02.03.02	MURO PANTALLA				5,548.57
01.02.03.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO MURO PANTALLA f'c = 280 kg/cm2	m3	6.58	330.00	2,171.40
01.02.03.02.02	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2 GRADO 60	kg	662.19	5.10	3,377.17
01.02.03.03	ANCLAJES POSTENSADOS				14,877.50
01.02.03.03.01	ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORALES (INC PERFORACION, INYECCION, SUMINISTRO, CABEZAL Y ENSAYO DE TRACCION)	m	27.05	550.00	14,877.50

Costo Directo = S/ 32,887.91

GG y UTI (15%) = S/ 4,933.19

Sub Total = S/ 37,821.10

IGV (18%) = S/ 6,807.80

Total/3.0 m= S/ 44,628.89

Total/m= S/ 14,876.30

✓ Cronograma de ejecución de obra



Figura 142: Cronograma de ejecución del muro pantalla del proyecto "Dos Torres"

En resumen, la ejecución del muro pantalla conlleva a construir una franja de 3.00m con un total de s/. 44,628.89 soles en un tiempo de ejecución de 6 días, también se ve que la partida más crítica es la habilitación de acero para la pantalla con un tiempo de cuatro días.

5.2.3 Estructura de sostenimiento prefabricado

La tercera alternativa a evaluar será la de los muros prefabricados tal y como se menciona en el ítem 2.2.2.3, donde el análisis se basará exactamente como un muro flexible ya visto anteriormente, solo variará en el proceso de construcción.

5.2.3.1 Proceso constructivo

a) Excavación y construcción de muretes guía

Se seguirán los mismos pasos establecidos para las estructuras de sostenimiento flexibles como se indica en el ítem 5.2.2.1, la construcción de muretes guía, y zanjas de excavación con las maquinas mecánicas bivalvas de cable, se ejecutarán en un espesor de 40 cm.



Figura 143: Excavación de zanjas con cucharas bivalva de cable para la inserción de los muros prefabricados.

Fuente: <https://www.estructurasmaqueda.com/obras>

b) Estabilización de zanjas

Siguiendo el mismo procedimiento de la figura 113 se incluirá cemento portland a la mezcla de bentonita y agua, convirtiendo el lodo bentonítico en un lodo fraguante.

Según (Mozo, 2012).los lodos fraguantes serán capaz de estabilizar la zanja, se introducirán los paneles prefabricados, y la suspensión se endurecerá en un periodo de tiempo, confinándolo de esta manera el panel y formando una sola estructura, alcanzando resistencias mayores en 50 % a la resistencia del suelo, el contenido de cemento portland varía entre 5 y 20%, siendo no recomendable adquirir resistencia mayor ya que se convertiría en una suspensión frágil.

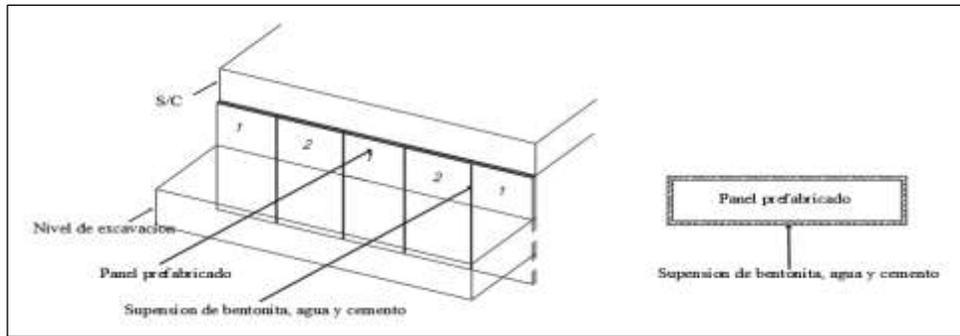


Figura 144: Detalle del muro prefabricado y el lodo fraguante.

c) Muros prefabricados

Según el ítem 2.2.2.3 se puede fabricar parcial o totalmente un muro pantalla, para este caso se usará la prefabricación de la estructura de forma parcial, como se ve en la figura 145, las juntas serán usando el sistema de la banda selladora para impedir el paso de la napa freática.



Figura 145: Transporte de muro pantalla completamente prefabricado

Fuente: Muros Pantalla (Muzàs Labad, 2003)

d) Luego se ejecutará el mismo proceso constructivo que el muro pantalla anteriormente detallado en el ítem 5.2.2.1, con la excavación hasta el nivel requerido, el anclaje respectivo y luego la construcción de las losas, techos o forjados y demás niveles de la edificación, hasta poner la construcción en funcionamiento, solo con la única excepción que el muro pantalla será prefabricado respetando el diseño dispuesto en el ítem 5.2.2.4.1.

5.2.3.2 Costo y tiempo

Analizaremos el presupuesto y tiempo de ejecución de los muros prefabricados.

- ✓ Metrado para una franja de 3.00m.

Tabla 72

Medrado del muro prefabricado del proyecto "Dos Torres"

PLANILLA DE METRADOS (ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO PREFABRICADO)								
ITEM	PARTIDA	CANT	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL	UND
01.03	ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO RIGIDO							
01.03.01	EXCAVACIONES							
01.03.01.01	EXCAVACION DE MURETES GUIA						3.00	M3
		1.00	1.00	3.00	1.00	3.00		
01.03.01.02	EXCAVACION DE MURO PANTALLA E=0.40 CON CUCHARA MECANICAS INC. INSERCIÓN D						18.93	M2
		1.00		3.00	6.31	18.93		
01.03.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE							
01.03.02.01	CARGUIO Y ELIMINACION	1.00	13.22			13.22	13.22	M3
01.03.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
01.03.03.01	MURETE GUIA							
01.03.03.01.01	CONCRETO MURETE GUIA F'c 175KG/CM2						1.80	M3
		2.00	0.30	3.00	1.00	1.80		
01.03.03.01.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE MURETES GUIA						6.00	M2
		2.00		3.00	1.00	6.00		
01.03.03.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2 GRADO 60						132.62	KG
	VERTICAL	26.00	2.60	0.99	1.07	71.61	Ø 5/8"	
	HORIZONTAL	16.00	3.60	0.99	1.07	61.02	Ø 5/8"	
01.03.03.02	MURO PREFABRICADO							
01.03.03.02.01	MURO PREFABRICADO F'c 280KG/CM2 (INC. ACERO, CONCRETO TRASLADO)						21.93	M2
		1.00		3.00	7.31	21.93		
01.03.03.03	ANCLAJES POSTENSADOS							
01.03.03.03.01	ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORALES (INC PERFORACION, INYECCION, SUMINISTRO,						27.05	ML
	ANCLAJE N°01	1.00	14.70			14.70		
	ANCLAJE N°02	1.00	12.35			12.35		

✓ Presupuesto de ejecución de obra

Tabla 73

Presupuesto de los muros prefabricado del proyecto "Dos Torres"

PRESUPUESTO (ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO PREFABRICADO)					
ITEM	PARTIDA	Und.	Metrad o	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
01	PROYECTO DOS TORRES				83,663.64
01.03	ESTRUCTURA DE SOSTENIMIENTO PREFABRICADO				34,975.54
01.03.01	EXCAVACIONES				9,583.50
01.03.01.01	EXCAVACIÓN DE MURETES GUIA	m3	3.00	39.50	118.50
01.03.01.02	EXCAVACION DE MURO PANTALLA E=0.40 CON CUCHARA MECANICAS INC. INSERCIÓN DE LODO PLASTICOS	m2	18.93	500.00	9,465.00
01.03.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE				229.50
01.03.02.01	CARGUIO Y ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	13.22	17.36	229.50
01.03.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				25,162.54
01.03.03.01	MURETE GUIA				1,513.04
01.03.03.01.01	CONCRETO MURETE GUIA F'C 175KG/CM2	m3	1.80	332.52	598.54
01.03.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURETES GUIA	m2	6.00	39.69	238.14
01.03.03.01.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2 GRADO 60	kg	132.62	5.10	676.36
01.03.03.02	MURO PREFABRICADO				8,772.00
01.03.03.02.01	MURO PREFABRICADO F'C 280KG/CM2 (INC. ACERO, CONCRETO TRASLADO)	m2	21.93	400.00	8,772.00
01.03.03.03	ANCLAJES POSTENSADOS				14,877.50
01.03.03.03.01	ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORALES (INC PERFORACION, INYECCION, SUMINISTRO, CABEZAL Y ENSAYO DE TRACCION)	m	27.05	550.00	14,877.50

Costo Directo = S/ 34,975.54

GG y UTI (15%) = S/ 5,246.33

Sub Total = S/ 40,221.87

IGV (18%) = S/ 7,239.94

Total/3.0 m= S/ 47,461.81

Total/m= S/ 15,820.60

✓ Cronograma de ejecución de obra



Figura 146: Cronograma de ejecución del muro prefabricado del proyecto “Dos Torres”

En resumen, la ejecución del muro prefabricado conlleva a construir una franja de 3.00m con un total de s/. 47,461.81 soles en un tiempo de ejecución de 5 días tomando las medidas de control por COVID-19.

5.2.4 Resumen

Las estructuras de sostenimiento rígido representan una solución poco conveniente frente al nivel freático, la ejecución que se hizo en el proyecto no ofrece un buen comportamiento estructural llegando a un estado limite ultimo presentando fisuras y rajaduras en las casas aledañas ya sea por asentamiento de las mismas y sufriendo un posterior desplome de la estructura, los factores de seguridad son menores a los mínimos por los cuales requiere de una dimensión mucho más amplia para la base en cada tramo que permita cumplir con los exigidos en la norma, pues la optimización de las dimensiones frente a la combinación de esfuerzos de (empuje de tierras, cohesión, sismo, y napa freática) resulta un 231% más que las dimensiones ejecutadas teniendo un buen comportamiento estructural para los criterios de estabilidad.

El empleo de otras alternativas como los muro pantalla o la utilización de muros prefabricados presentan un buen comportamiento en presencia de napa freática, sin embargo, por este factor, crece la altura de empotramiento, ya sea por evitar el levantamiento de fondo que pueda presentarse en el intradós del muro o por el esfuerzo de la cuña de falla deslizante, haciendo que se requiera más empotramiento para evitar las mencionadas fallas. Por otro lado el tiempo de ejecución para una franja de 3.00, es poco optimista para las estructuras rígidas, con respecto a los muros pantalla o muros prefabricado, los cuales presentan 1 y 2 días de

ventaja respectivamente con respecto a los 7 días de ejecución de las calzaduras con muro placa, pero económicamente son 52% más baratos que las otras dos alternativas, y esto es porque el proceso constructivo demanda de maquinaria calificada (cucharas mecánicas) encareciendo el costo unitario, pero frente a los lineamiento y protocolos de seguridad frente al COVID-19, los muros rígidos requieren de mucho personal para la partida de excavación, lo que no sucede con los muro pantalla y prefabricado que son trabajos donde actúa solo maquinaria y personal calificado manteniendo el aislamiento que se requiere en estos tiempos de sars-cov-2.

En conclusión, los muro pantalla nos ofrecen mejor comportamiento estructural frente a las calzaduras y un proceso constructivo acorde a los tiempos de COVID-19 que vivimos, pero los muros prefabricados reducen aún más el tiempo empleado por los muros pantalla generándonos mayor productividad.

CAPÍTULO VI

CONSTRUCCIÓN DEL EDIFICIO CENTRO COMERCIAL “SAN PEDRO”

6.1 Generalidades

6.1.1 Descripción del proyecto

Este proyecto se encuentra ubicado en el Jr. Atahualpa y Prolongación Ica en el distrito de Huancayo, región Junín, esta construcción cuenta con 2 sótanos, 6 pisos y 1 azotea, construidos en una sola etapa.



Figura 147: Localización y Ubicación del proyecto "San Pedro"

El proyecto está ubicado en una zona comercial de alto tránsito vehicular y peatonal, colinda con construcciones existentes y calzadas vehicular por el Jr. Atahualpa y Pról. Ica, se analizará la zona que da hacia la calzada vehicular con la pról. Ica como se muestra en la figura 148.



Figura 148: Vista exterior e interior de la zona colindante que es la Pról. Ica.

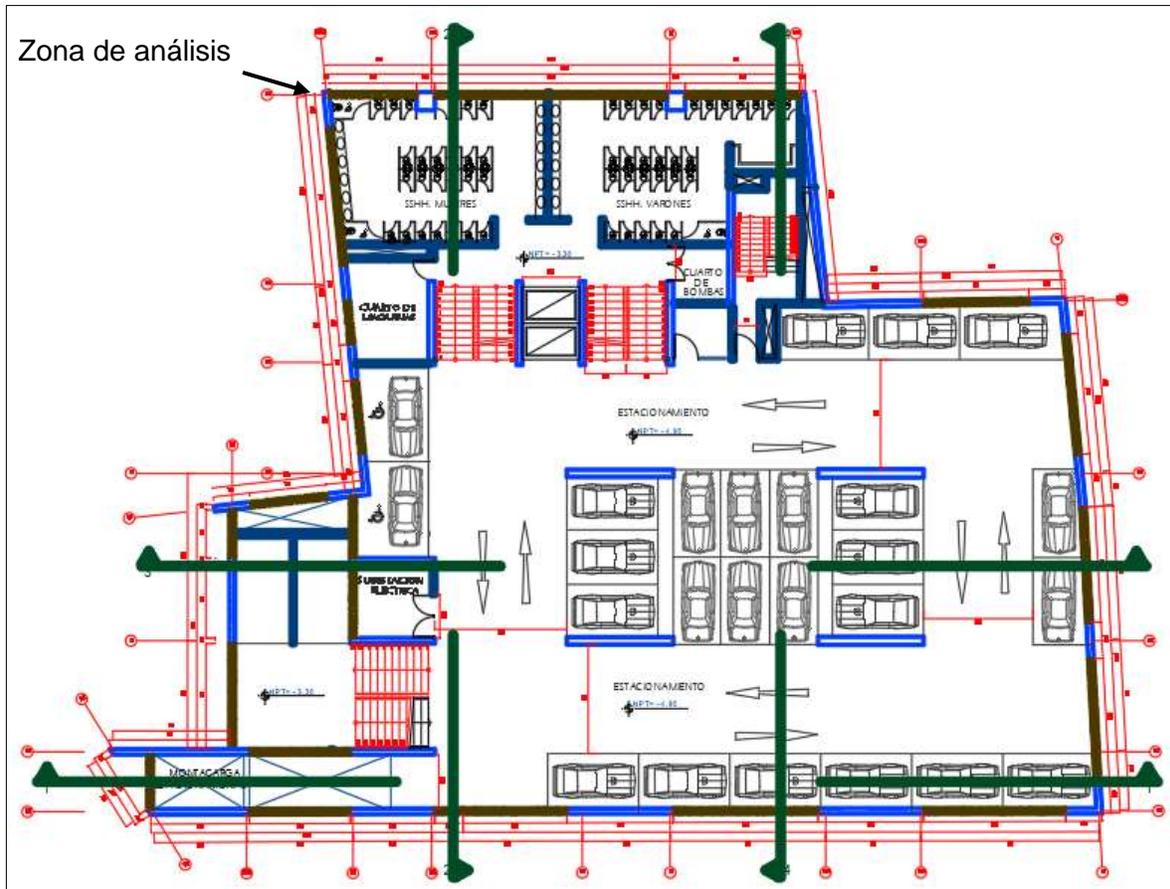


Figura 149: Plano arquitectónico del sótano del proyecto "San Pedro".

En la figura 149 se muestra la distribución de los ambientes con respecto al nivel de los sótanos, donde predomina zonas destinadas a cocheras, la estructura de sostenimiento usada para la construcción de sótanos fueron muros de sostenimiento rígidos descendentes del tipo calzaduras, que contendrán los esfuerzos laterales del empuje del suelos, sismo y sobrecarga de la calzada vehicular.

6.1.2 Estudio de mecánica de suelos

El estudio de mecánica de suelos (EMS) realizado a través de sondeos eléctricos verticales (ver Anexo A.2), realizado por el laboratorio PERFORACIONES.EIRL se obtiene lo siguiente mostrado en la siguiente tabla 74.

Tabla 74

EMS (San Pedro)

RESULTADOS DEL EMS	
Estrato N.º 01 (0.00 – 3.60m)	
Tipo del suelo	Arena limosa SM (Con presencia de arcilla).
qadm	2.50 kg/cm ²
Y	1.80 gr/cm ³
φ	36°
c	0.40 kg/cm ²
Estrato N.º 02 (3.60 – 12.40m)	
Tipo del suelo	Limo inorgánico ML
qadm	2.00 kg/cm ²
Y	1.70 gr/cm ³
φ	32°
c	0.25 kg/cm ²



Figura 150: Calicata 01 y SEV (Sondeo eléctrico vertical) 01 para EMS

En este caso como lo visto en la tabla 74, se tendrá que basar todo el análisis estructural y diseño considerando dos estratos de suelo con diferentes características geotécnicas, se evidencia nivel freático a una profundidad de 35.80 m., por lo que no se tomará en cuenta el nivel freático.

6.2 Proceso constructivo y comportamiento estructural

6.2.1 Estructuras de sostenimiento rígido (calzadura)

6.2.1.1 Proceso de excavación y ejecución de calzaduras

Los procesos constructivos de las estructuras de sostenimiento se presentan a continuación en la siguiente figura 151, siendo similar a las ejecuciones del proyecto anterior, con la diferencia que los trabajos se harán sin la presencia de agua subterránea facilitando la ejecución y no teniendo la necesidad de algún tipo de drenaje o agotamiento de la napa freática.





Figura 151: Proceso de excavación y ejecución de calzaduras proyecto "San Pedro"

Se muestra el proceso constructivo que se siguió para este proyecto, no siendo diferente que el otro, ya que la secuencia de excavación es la misma (secuencia 1) formando bataches en el terreno excavado, y la construcción de paneles de concreto simple de forma intercalada, viendo una diferencia en las dimensiones de cada panel cual analizaremos en el comportamiento estructural de este proyecto.

6.2.1.2 Comportamiento estructural

Ahora se evaluará el comportamiento estructural de la mano del proceso constructivo de las calzaduras usadas en el proyecto las "San Pedro", el análisis se hizo para la zona donde soportara el peso de la calzada vehicular que está ubicada en la calle Prolongación Ica como se muestra en la figura 152, los esfuerzos laterales a considerar es la presión de tierras (σ') según el tipo de suelo mostrado en tabla 74, el peso de la calzada vehicular a calzar (S/C), la cohesión (C), y el sismo (s) por estar en zona 3 del mapa sísmico según la norma técnica peruana E030, estimaremos la sobrecarga según (BALLESTEROS G., SAINEA V. y CACERES C., 2018) para una calzada vehicular con un valor de 15Kn o 1.5tn/m².

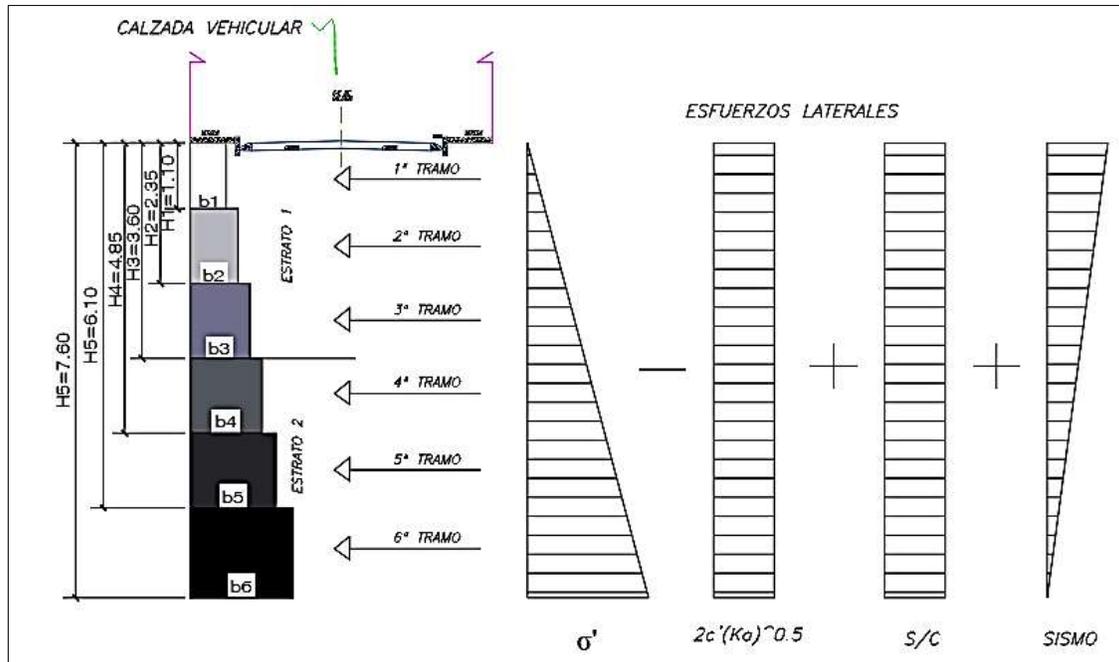


Figura 152: Diagrama de esfuerzos laterales en la estructura de sostenimiento rígido del proyecto "San Pedro"

Para este proyecto se dispondrá de 6 tramos soportando una sobrecarga de la calzada vehicular, se trabajará optimizando la dimensión de la base "b" para 4 tipos de estado, 1º con solo cargas de servicio, 2º con cargas de servicio con 100% del nivel freático, 3º con cargas de servicio, cargas de sismo con 0% del nivel freático y 4º con cargas de servicio, cargas de sismo con 100% del nivel freático, para luego hacer una comparación con lo real ejecutado en el proyecto "San Pedro", los coeficientes activos será basándonos en la norma alemana DIN 4085 revisar Anexo B.2, los factores de seguridad serán los mismos dispuestos en el ítem 2.2.4.

FS por volteo ≥ 2.00 estático, 1.50 dinámico

FS por deslizamiento ≥ 1.50 estático, 1.25 dinámico.

FS por capacidad de carga ≥ 3.00 estático, 2.50 dinámico

FS por estabilidad global ≥ 1.50 estático, 1.25 dinámico

Usaremos el programa "Geo 5 – Muro de Gravedad" para dinamizar el proceso y obtener el resultado de manera más rápida pues, el (Congreso de La República, 2018) publicó el decreto legislativo N.º 1444 donde menciona que todo proyecto de construcción deberá diseñarse con incorporación de modelamiento digital, que permitirá mejorar la calidad y eficiencia de éste durante su construcción. Por la disposición presentada usaremos como parte del diseño programas automatizados para el análisis y comportamiento estructural de los muros de sostenimiento del tipo rígidos en el proyecto "San Pedro".

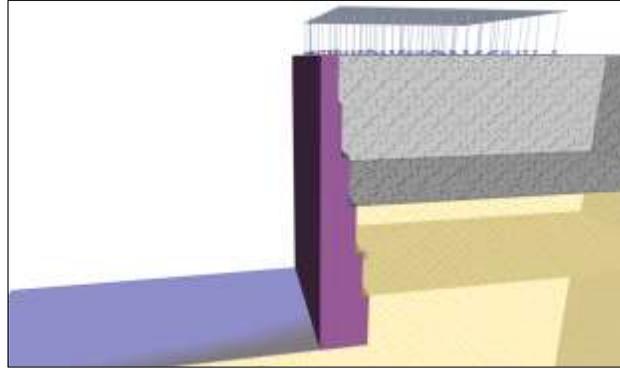


Figura 153: Modelamiento en 3d usando el programa “Geo 5 – Muros de gravedad”

a) 1º Estado con solo cargas de servicio.

Las dimensiones optimas de la estructura de sostenimiento rígido (calzadura) para los 6 tramos solo soportando cargas de empuje de tierras, cohesión y sobrecarga son como se muestra en la figura 154.

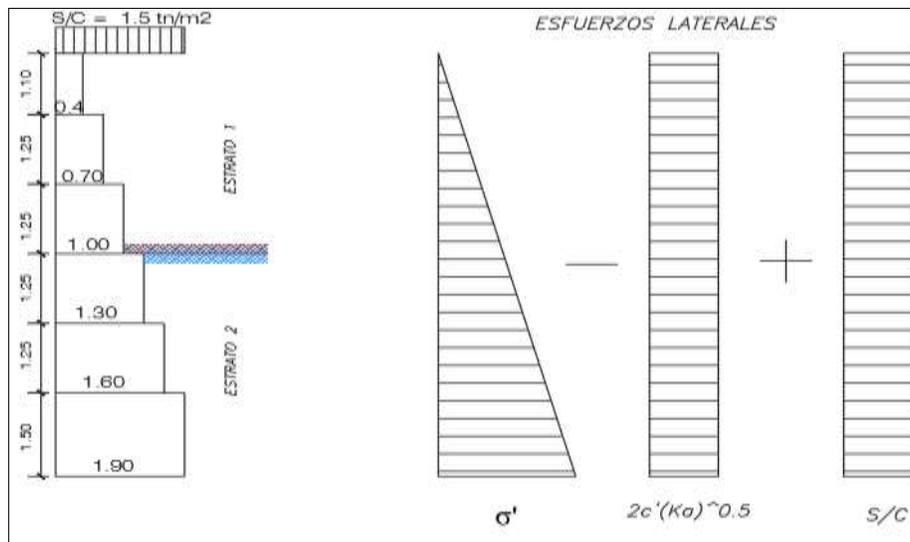


Figura 154: Dimensiones óptimas para el 1º estado para el proyecto “San Pedro”.

Los factores de seguridad para la estructura considerando esfuerzos laterales (empuje de tierras, cohesión y sobrecarga) son los siguientes:

FS por volteo ≥ 2.86 .

FS por deslizamiento ≥ 4.20 .

FS por capacidad de carga ≥ 3.00 .

FS por estabilidad global ≥ 2.14 .

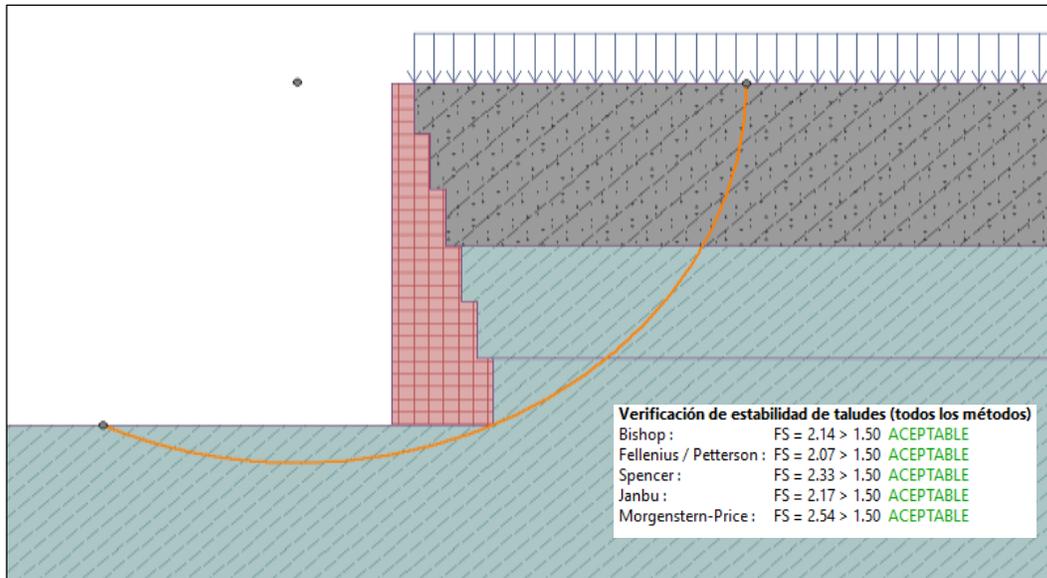


Figura 155: Estabilidad del talud global para el 1º estado usando Geo 5 – Muros de gravedad”

b) 2º Estado con solo cargas de servicio y 100 % del nivel freático

Las dimensiones óptimas de la estructura de sostenimiento rígido (calzadura) para los 6 tramos con cargas de servicio y 100% del nivel freático son como se muestra en la figura 156.

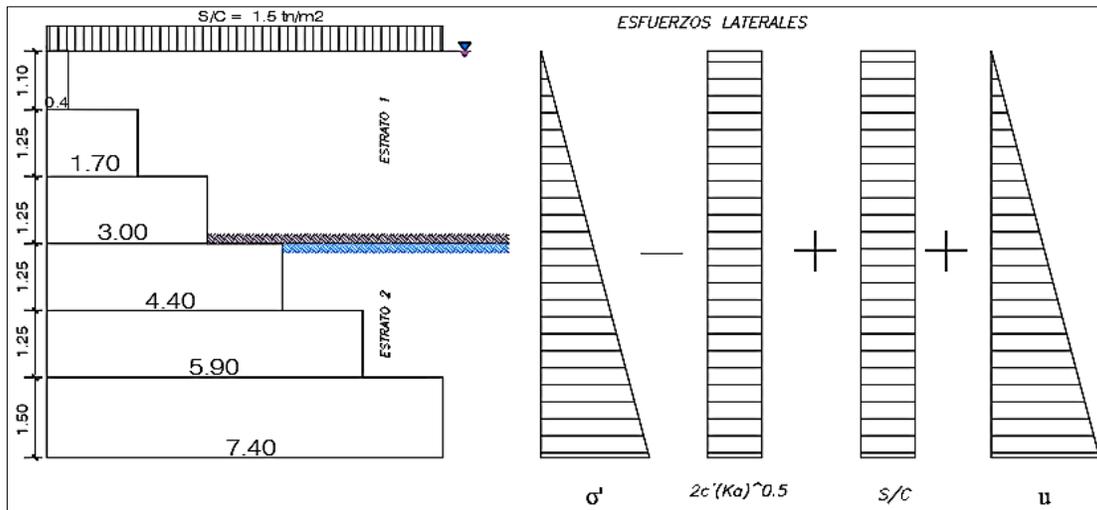


Figura 156: Dimensiones óptimas para el 2º estado para el proyecto “San Pedro”.

Los factores de seguridad para la estructura considerando esfuerzos laterales (empuje de tierras, cohesión, sobrecarga y presión de poros) son los siguientes:

FS por volteo ≥ 3.92

FS por deslizamiento ≥ 2.36

FS por capacidad de carga ≥ 3.00

FS por estabilidad global ≥ 1.56

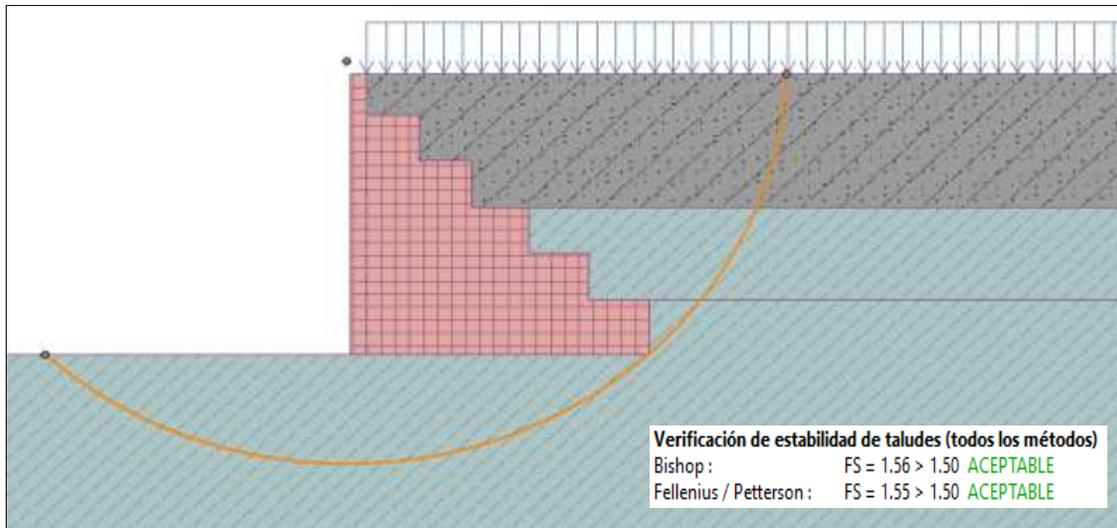


Figura 157: Estabilidad del talud global para el 2º estado usando Geo 5 – Muros de gravedad”

c) 3º estado con solo cargas de servicio y con sismo

Las dimensiones óptimas de la estructura de sostenimiento rígido (calzadura) para los 6 tramos con cargas de servicio y sismo son como se muestra en la figura 158.

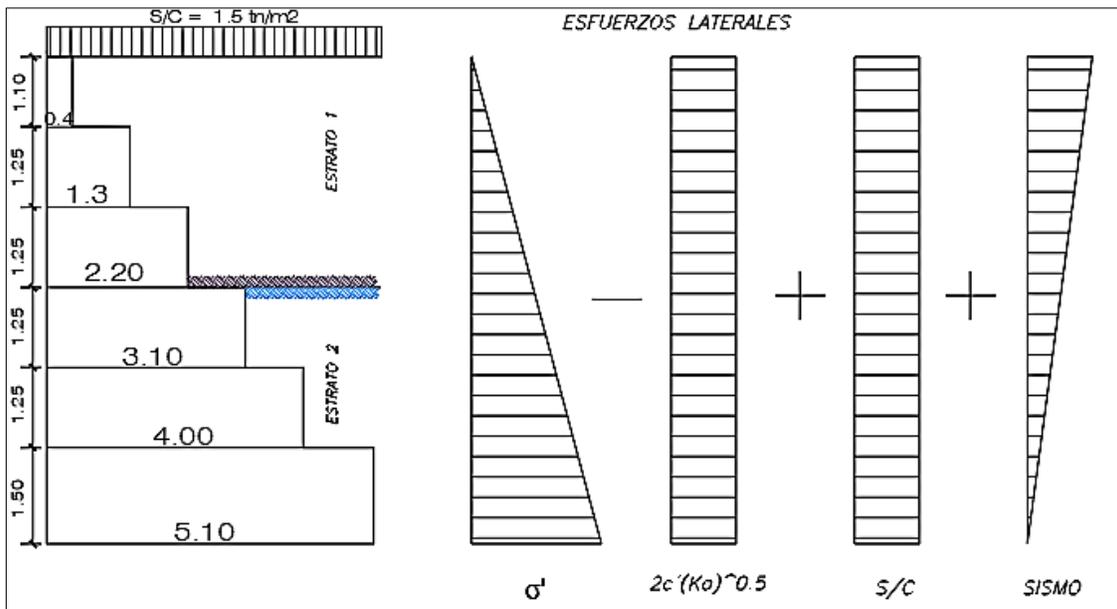


Figura 158: Dimensiones óptimas para el 3º estado para el proyecto “San Pedro”

Los factores de seguridad para la estructura considerando esfuerzos laterales (empuje de tierras, cohesión, sobrecarga y sismo) son los siguientes:

FS por volteo ≥ 3.92

FS por deslizamiento ≥ 2.36
 FS por capacidad de carga ≥ 3.00
 FS por estabilidad global ≥ 1.56

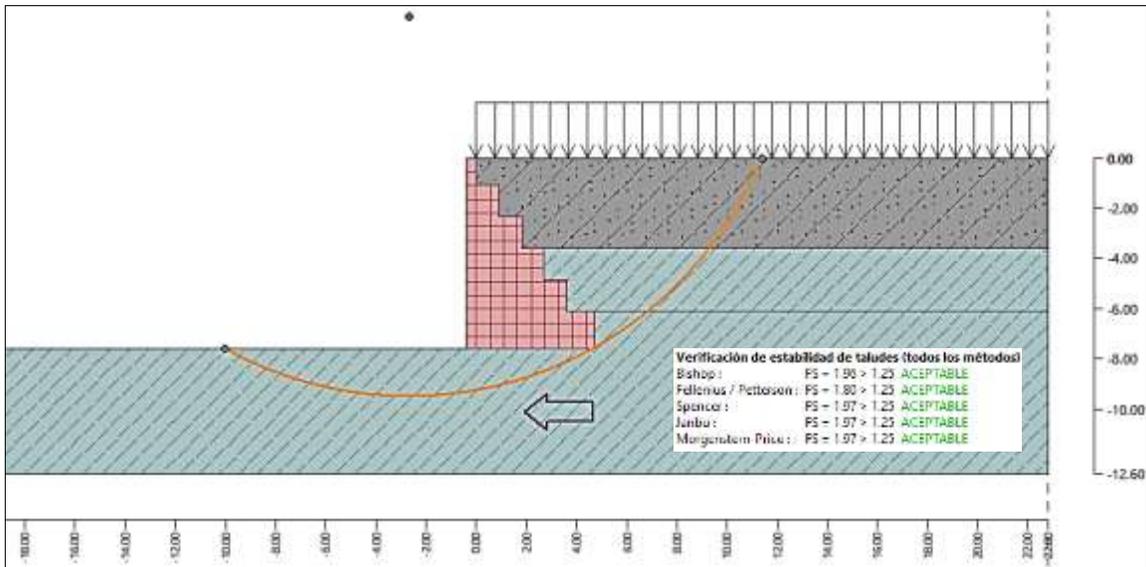


Figura 159: Estabilidad del talud global para el 3º estado usando Geo 5 – Muros de gravedad”

- d) 4º Estado con solo cargas de servicio, con sismo y 100% del nivel freático
 Las dimensiones óptimas para el 4 estado con cargas de servicio, con sismo y 100% del nivel freático, son como se muestra en la figura 160.

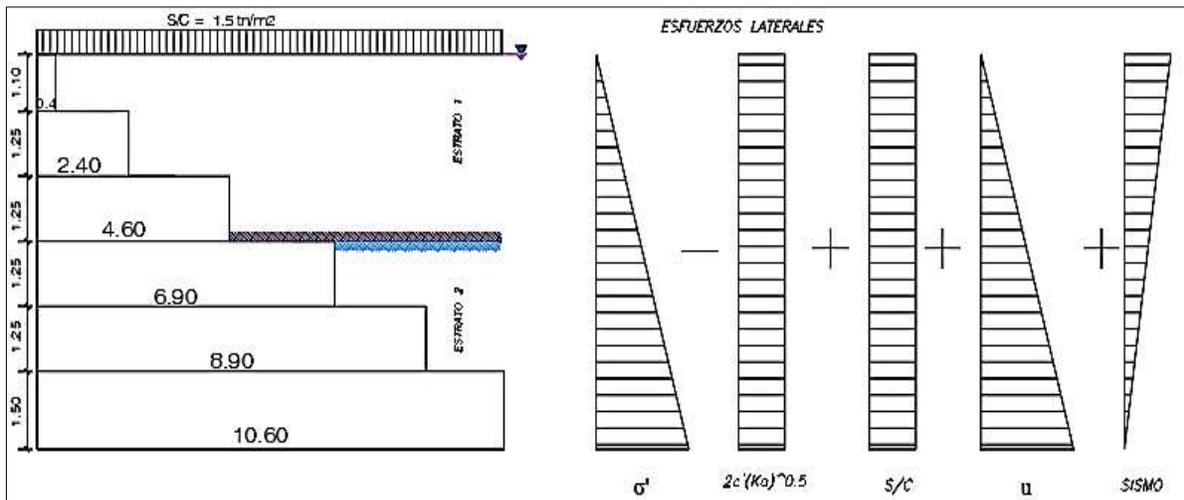


Figura 160: Dimensiones óptimas para el 4º estado para el proyecto “San pedro”

Los factores de seguridad para la estructura considerando esfuerzos laterales (empuje de tierras, cohesión, sobrecarga, sismo y presión de poros) son los siguientes:

- FS por volteo ≥ 3.83
- FS por deslizamiento ≥ 1.81
- FS por capacidad de carga ≥ 2.50
- FS por estabilidad global ≥ 1.32

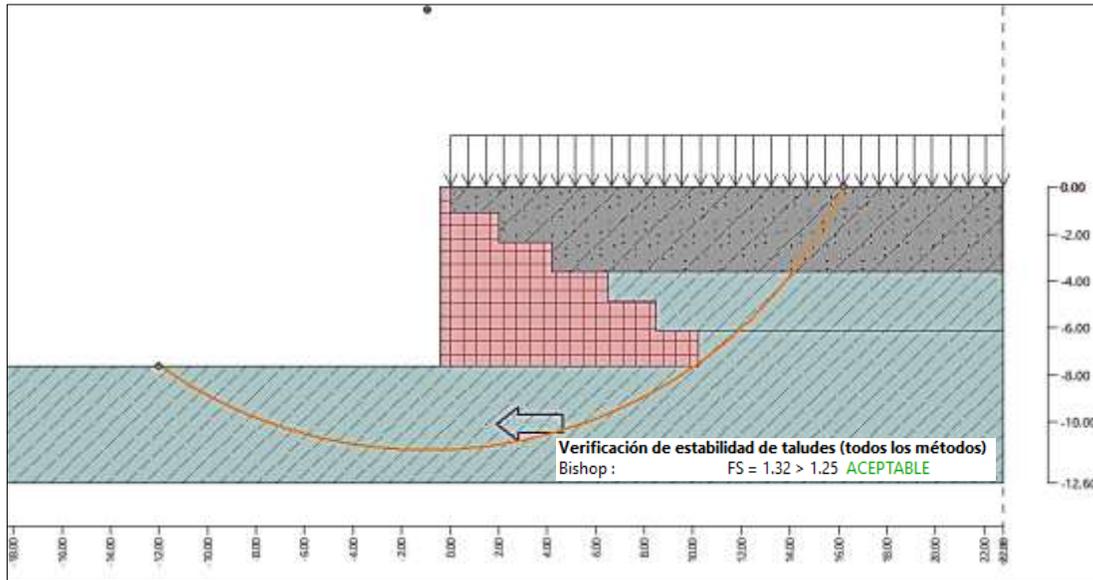


Figura 161: Estabilidad del talud global para el 4º estado usando Geo 5 – Muros de gravedad”

6.2.1.3 Consecuencias al respecto

Para la estructura ejecutada en el proyecto “San Pedro” se analizará los factores de seguridad para diferentes estados de carga, debido a que en el proceso constructivo de la ejecución de los muros descendente o calzaduras, se vieron fisuras en las construcciones aledañas.

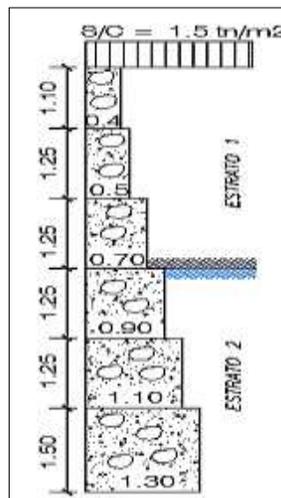


Figura 162: Dimensiones reales ejecutadas de las calzaduras en el proyecto “San Pedro”.

Los factores de seguridad para la estructura considerando esfuerzos laterales para diferentes estados de carga, son los siguientes:

Tabla 75

Factores de seguridad para diferentes estados de carga de lo ejecutado en el proyecto "San Pedro"

1º Estado de carga: solo empujes de las cargas de servicio						
F.s.	primer tramo	2º tramo	3º tramo	cuarto tramo	5º tramo	6º tramo
Por volteo	1000.00	1000.00	1000.00	10.60	3.29	1.78
Por deslizamiento	1000.00	1000.00	1000.00	19.88	5.78	3.30
Por capacidad de carga	49.32	31.50	10.65	7.12	3.83	1.61
Por estabilidad global	6.47	4.67	3.35	2.64	2.33	2.09

2º Estado de carga: empujes de las cargas de servicio y 100 del nivel freático						
F.s.	primer tramo	2º tramo	3º tramo	cuarto tramo	5º tramo	6º tramo
Por volteo	1.74	0.41	0.24	0.18	0.16	0.14
Por deslizamiento	3.35	0.93	0.67	0.48	0.43	0.39
Por capacidad de carga	9.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Por estabilidad global	5.92	4.05	2.80	1.72	1.31	1.06

3º Estado de carga: empujes de las cargas de servicio y sismo						
F.s.	primer tramo	2º tramo	3º tramo	cuarto tramo	5º tramo	6º tramo
Por volteo	2.23	0.79	0.56	0.45	0.38	0.32
Por deslizamiento	7.89	2.89	2.45	1.75	1.46	1.26
Por capacidad de carga	20.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Por estabilidad global	5.21	3.87	2.84	2.24	2.00	1.77

4º Estado de carga: empujes de las cargas de servicio, sismo y 100% del nivel freático						
F.s.	primer tramo	2º tramo	3º tramo	cuarto tramo	5º tramo	6º tramo
Por volteo	0.94	0.29	0.20	0.16	0.12	0.11
Por deslizamiento	1.41	0.74	0.60	0.46	0.43	0.40
Por capacidad de carga	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Por estabilidad global	3.74	2.72	1.97	1.29	1.06	0.89

Como se puede ver en la tabla 75, las estructuras ejecutadas no tienen factores de seguridad mayores a los solicitados en la norma, ya que solo para el 1º estado de carga, se cumple hasta el 5º tramo, el 6º tramo tiene menor factor de seguridad con respecto a la capacidad de carga, ya que la excentricidad empieza a ser mayor que los 1/6 de la base recomendada, entonces se produce un tracción en el suelo, aumentando la presión más en la punta que en el talón no cumpliendo por lo tanto en el factor de seguridad de $2.09 < 3.00$, y esto sucede en los demás análisis de estado de carga tanto para sismo y con un supuesto llenado de napa freática

al 100 %, se ve que la combinación de sismo y agua es perjudicial para la estructura, ya que necesitaríamos grandes dimensiones de base para cumplir con los criterios de estabilidad, también cabe señalar del porque los factores para el primer tramo son elevadísimos y por lo mencionado anteriormente, pues la cohesión al no ser dependiente de la altura va variar los esfuerzos efectivos de tierras y sobrecarga, mientras la altura sea pequeña como en este caso de 1.10m la cohesión absorbe totalmente los demás esfuerzos produciéndose “0.00” empuje, por lo tanto, no hay momentos de volcadura ni fuerza de deslizamiento, se precisa que los esfuerzos de agua y sismo son independiente a la propiedad cohesiva del suelo.

A continuación, se muestra las fisuras producto de las pequeñas dimensiones manejadas en la obra de “San Pedro”, adicionando que en el periodo de construcción no se dieron sismos de importancia como también se puede ver en la tabla 76.

Tabla 76

Registro de Sismos en el año 2020 para la región de Junín

Reporte sísmico	Referencia	Fecha y hora (local)	Magnitud
IGP/CENSIS/RS 2020-0804	16 km al Norte-NE de Tarma, Tarma - Junín	30/12/2020 15:22:40	3.7
IGP/CENSIS/RS 2020-0602	41 km al Norte-NO de Satipo, Satipo - Junín	26/09/2020 21:50:52	4.5
IGP/CENSIS/RS 2020-0579	47 km al E de San Martín De Pangoa, Satipo - Junín	15/09/2020 11:22:53	4
IGP/CENSIS/RS 2020-0510	17 km al Sur-Este de Junín, Junín - Junín	07/08/2020 21:16:28	5
IGP/CENSIS/RS 2020-0432	52 km al Norte-NO de Satipo, Satipo - Junín	21/06/2020 09:18:02	3.9
IGP/CENSIS/RS 2020-0259	32 km al Oeste-NO de Satipo, Satipo - Junín	19/04/2020 12:34:39	4.2

Fuente: Tomada de Informes Sísmicos de (IGP, 2020)



Figura 163: Fisuras en las construcciones aledañas del proyecto "San Pedro"

6.2.1.4 Costo y tiempo

Analizaremos el presupuesto y tiempo de ejecución de los muros rígidos (Calzaduras)

- ✓ Metrado para una longitud de 3.00m.

Tabla 77

Medrado de calzaduras con muro placa del proyecto "San Pedro"

PLANILLA DE METRADOS (ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO RIGIDO)									
ITEM	PARTIDA	CANT	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL	UND	
02.01	ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO RIGIDO								
02.01.01	EXCAVACIONES								
02.01.01.01	EXCAVACION DE CALZADURAS						64.02	M3	
	1º TRAMO	1.00	0.40	3.00	1.10	1.32			
	2º TRAMO	1.00	1.30	3.00	1.25	4.88			
	3º TRAMO	1.00	2.20	3.00	1.25	8.25			
	4º TRAMO	1.00	3.10	3.00	1.25	11.63			
	5º TRAMO	1.00	4.00	3.00	1.25	15.00			
	6º TRAMO	1.00	5.10	3.00	1.50	22.95			
02.01.01.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE								
02.01.01.02.01	CARGUIO Y ELIMINACION DE	1.00	80.03			80.03	80.03	M3	
02.01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE								
02.01.02.01	CALZADURAS								
02.01.02.01.01	CONCRETO CALZADURAS C:H-1:10 + 30% P.G.						64.02	M3	
	1º TRAMO	1.00	0.40	3.00	1.10	1.32			
	2º TRAMO	1.00	1.30	3.00	1.25	4.88			
	3º TRAMO	1.00	2.20	3.00	1.25	8.25			
	4º TRAMO	1.00	3.10	3.00	1.25	11.63			
	5º TRAMO	1.00	4.00	3.00	1.25	15.00			
	6º TRAMO	1.00	5.10	3.00	1.50	22.95			
02.01.02.01.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE CALZADURAS						82.80	M2	
	1º TRAMO	1.00		3.00	1.10	3.30			
	2º TRAMO	2.00		3.00	1.25	7.50			
	3º TRAMO	3.00		3.00	1.25	11.25			
	4º TRAMO	4.00		3.00	1.25	15.00			
	5º TRAMO	5.00		3.00	1.25	18.75			
	6º TRAMO	6.00		3.00	1.50	27.00			
02.01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO								
02.01.03.01	MURO PLACA								
02.01.03.01.01	CONCRETO MURO PLACA F'c 210KG/CM2						7.92	M3	
	PLACA	1.00	0.30	3.00	7.00	6.30			
	ZAPATA	1.00	0.90	3.00	0.60	1.62			
02.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE MURO PLACA						22.80	M2	
	PLACA	1.00		3.00	7.60	22.80			
02.01.03.01.03	ACERO DE REFUERZO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PESO						697.22	KG	
	VERTICAL	32.00	8.80	0.99	1.07	298.30	Ø 1/2"		
	HORIZONTAL	78.00	3.60	0.99	1.07	297.45	Ø 1/2"		
	BASTONES	31.00	3.09	0.99	1.07	101.47	Ø 1/2"		

✓ Presupuesto de ejecución de obra

Tabla 78

Presupuesto de Calzaduras con muro placa del proyecto "San Pedro"

PRESUPUESTO (ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO RIGIDO)					
ITEM	PARTIDA	Und	Metrad	Precio	Parcial
		.	o	(\$/.)	(\$/.)
02	PROYECTO SAN PEDRO				124,599.60
02.01	ESTRUCTURA DE SOSTENIMIENTO RIGIDO				40,015.83
02.01.01	EXCAVACIONES				9,438.90
02.01.01.01	EXCAVACION DE CALZADURAS	m3	64.02	118.51	7,587.01
02.01.01.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE				1,851.89
02.01.01.02.01	CARGUIO Y ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	80.03	23.14	1,851.89
02.01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				20,964.36
02.01.02.01	CALZADURA				20,964.36
02.01.02.01.01	CONCRETO CALZADURAS C:H-1:10 + 30% P.G.	m3	64.02	249.27	15,958.27
02.01.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CALZADURAS	m2	82.80	60.46	5,006.09
02.01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				9,612.57
02.01.03.01	MURO PLACA				9,612.57
02.01.03.01.01	CONCRETO MURO PLACA f'c=210 kg/cm2	m3	7.92	487.60	3,861.79
02.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO PLACA	m2	22.80	96.27	2,194.96
02.01.03.01.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2 GRADO 60	kg	697.22	5.10	3,555.82

Costo Directo = S/ 40,015.83

GG y UTI (15%) = S/ 6,002.37

Sub Total = S/ 46,018.20

IGV (18%) = S/ 8,283.28

Total/3.0 m= S/ 54,301.48

Total/m= S/ 18,100.49

✓ Cronograma de ejecución de obra



Figura 164: Cronograma de ejecución de las calzaduras con muro placa del proyecto “San Pedro”

En resumen, la ejecución de las calzaduras con el muro placa conllevan a construir una franja de 3.00m con un total de s/. 54,301.48 soles en un tiempo de ejecución de 10 días, también se ve que la partida más crítica es la excavación manual de las zanjas, haciendo uso de 3 personales para su ejecución en un tiempo de 6 días.

6.2.2 Estructuras de sostenimiento flexible.

Para evitar las grandes dimensiones optimas ya antes calculadas, diseñaremos para el mismo proyecto y con las mismas características del suelo otra alternativa como son los muros pantalla con la diferencia que este proyecto “San Pedro” con la del proyecto “Dos Torres “, es que la altura es más grande como también los es la cohesión y tiene dos estratos, por lo tanto, el comportamiento estructural será diferente. El proceso de excavación y construcción de estas estructuras serán iguales que lo dispuesto en el ítem 5.2.2.1, solo nos centraremos en el comportamiento estructural y costo – tiempo que la estructura demanda.

6.2.2.1 Comportamiento estructural

Las estructura de sostenimiento flexible mostrada en la siguiente figura 165, soportará las presiones laterales y sismo sin considerar el nivel freático, hallaremos las fuerzas de tensión en los anclajes, determinación de la altura de empotramiento, longitud de bulbo, longitud libre de adherencia, estabilidad interna y externa de la estructura; el diseño considerará cuatro modelos de desarrollo según el proceso constructivo, (Fase de tensado) para un panel (losa sin vigas en una dirección), dos paneles continuos (losa sin vigas en dos direcciones), tres filas de paneles (que es lo que tiene el proyecto) y (Fase de destensado) cuando la estructura entra ya en servicio soportando cargas de los niveles superiores y tendrá como apoyos los forjados en el sótano que reemplazaran a los anclajes.

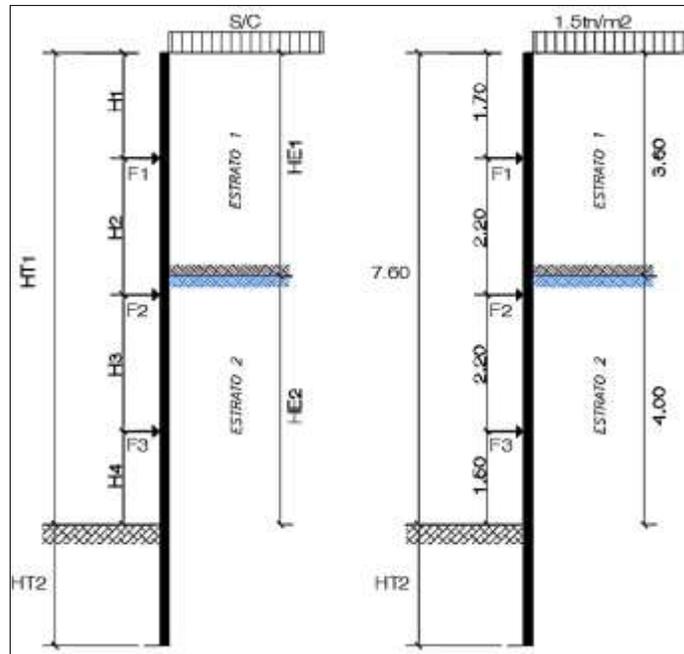


Figura 165: Esquema de la estructura de sostenimiento de la construcción San Pedro

a) Presiones estáticas en el muro

Se evitará deformaciones en el muro pantalla por lo que usaremos el coeficiente en reposo, se usa las siguientes fórmulas.

- ✓ Estrato 1 = $K_0 = \nu / (1 - \nu) = 0.54$ "v" coeficiente de poisson 0.35
- ✓ Estrato 2 = $K_0 = \nu / (1 - \nu) = 0.67$ "v" coeficiente de poisson 0.40.

Las presiones de tierra son calculadas mediante las distribuciones aparentes de Terzagui y Peck, tener en cuenta que son dos estratos diferentes.

- ✓ σ'_o básico = 8.67 tn/m²
- ✓ σ'_o redistribuido = 4.78 tn/m²

Las demás presiones mantendrán su distribución, como lo dispuesto en el análisis de las calzaduras, para realizar un cálculo adecuado de los esfuerzos en el muro.

- ✓ $s/c = q \cdot K_0 = 1.00$ tn/m²

b) Determinación de las fuerzas de anclaje

Se calculará los esfuerzos laterales respectivos para cada anclaje, en el muro pantalla anclado, se tomará el método de las áreas tributarias.

Tabla 79

Fuerza en la línea del anclaje N.º 01

F ($\sigma'o$) = Presión de tierra	10.68	tn/m
F (S/C) = Sobrecarga	2.26	tn/m
$\Sigma F1h$ = Fuerza horizontal	12.94	tn/m
@ = Espaciamiento horizontal	3.00	m
Ψ = Ángulo de inclinación	25	º
F1 = Fuerza de tensado	42.82	tn

Tabla 80

Fuerza en la línea del anclaje N.º 02

F ($\sigma'o$) = Presión de tierra	10.52	tn/m
F (S/C) = Sobrecarga	2.04	tn/m
$\Sigma F2h$ = Fuerza horizontal	12.56	tn/m
@ = Espaciamiento horizontal	3.00	m
Ψ = Ángulo de inclinación	25	º
F2 = Fuerza de tensado	41.56	tn

Tabla 81

Fuerza en la línea del anclaje N.º 03

F ($\sigma'o$) = Presión de tierra	8.69	tn/m
F (S/C) = Sobrecarga	1.85	tn/m
$\Sigma F3h$ = Fuerza horizontal	10.54	tn/m
@ = Espaciamiento horizontal	3.00	m
Ψ = Ángulo de inclinación	25	º
F3 = Fuerza de tensado	34.90	tn

Tabla 82

Reacción en la base del muro

F ($\sigma'o$) = Presión de tierra	1.34	tn/m
F (S/C) = Sobrecarga	0.75	tn/m
ΣFBh = Fuerza horizontal	2.09	tn/m
@ = Espaciamiento horizontal	3.00	m
Ψ = Ángulo de inclinación	25	º
RB = Fuerza de tensado	6.93	tn

Con lo mostrado en las tablas anteriores se obtiene las fuerzas de tensión en los anclajes para un espaciamiento horizontal de 3m y un ángulo de inclinación de perforación de 25° obteniéndose así los valores iniciales de 42.82 tn, 41.56 tn y 34.90 tn para la línea 1, línea 2 y línea 3 respectivamente, también se halló la reacción en la base que se interpretaría como el esfuerzo pasivo producido en el muro con un valor de 6.93 tn.

c) Cálculo de la longitud libre de adherencia

La inclinación de la cuña de falla se da en la zona activa detrás del muro a un ángulo de " $45+\phi/2$ ", formándose una línea de falla que servirá como límite mínimo para estimar la longitud libre de adherencia donde también se adicionará la separación de $0.2H$ o 1.5m con una longitud mínima libre de adherencia es de 4.50m; para efectos de compresión se muestra la siguiente figura 166 y los resultados obtenidos en la siguiente tabla 83.

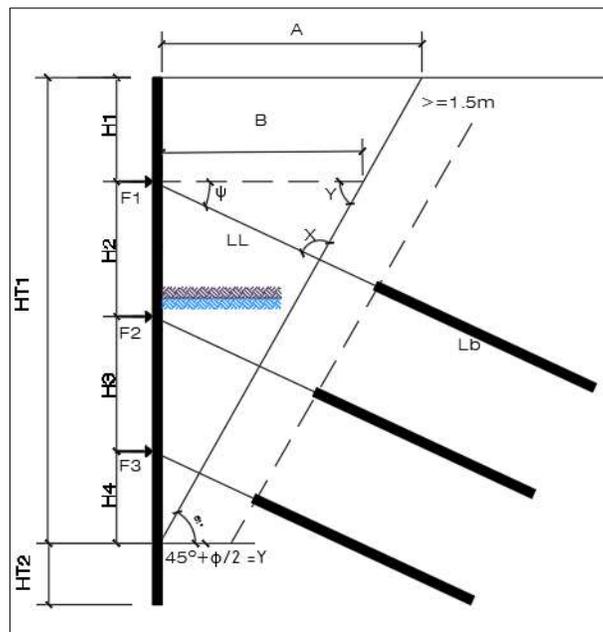


Figura 166: Descripciones geométricas del muro pantalla en el proyecto "San Pedro".

La línea de falla activa se calculará con el ángulo de fricción interna del suelo del estrato 2 por estar en contacto con el base de la estructura.

Tabla 83

Resultados del cálculo de la longitud libre de adherencia en una 1º evaluación

$Y = 45 + \phi/2$	61	º
$A = HT1 * \tan(90 - Y)$	4.21	m
$B = (HT1 - H1) / HT1 * A$	3.27	m
ψ	25	º
X	94	º
$B / \text{sen}(x)$	3.28	
$\text{sen}(Y)$	0.87	
LL	2.87	m
$1.5 \text{ o } 0.2H$	1.52	m
LL'	4.39	m
min	4.50	m
LL''	4.50	m
Z1 =	3.60	
Z2 =	5.80	

Como se puede observar en la tabla 83, la longitud libre de adherencia fue de 4.39m, pero como el mínimo es 4.50m, se halló las longitudes verticales y horizontales hacia el punto final de la longitud libre o el inicio del bulbo con el valor de 4.50m, resultando 3.60 para Z1 y 5.80 para Z2, que según lo mínimo requerido se cumpliría ya que se nos pide un min de 3.00m, por lo tanto, se tendría el valor inicial de la longitud libre de adherencia para todos los anclajes.

d) Cálculo de la longitud del Bulbo

Como todos los anclajes van a estar sujetos en el estrato 2, se usará el valor de capacidad de adherencia de 0.38Mpa para un suelo ML (Limo inorgánico), dichos cálculos se muestran en la siguiente tabla 84.

Tabla 84

Cálculo de la longitud de bulbo para la línea de anclaje 1, 2 y 3

$Lb\ 1 = Pw/\pi D\tau_w$	6.40	Min 4.50m
$Pw =$	504.05	KN
$D = d*FS = d*1.2$	0.13	m
$\tau_w = \tau_{ult}/2$	190	Kpa
$\tau_{ult} =$	0.38	Mpa, E050
$Lb\ 2 = Pw/\pi D\tau_w$	6.30	Min 4.50m
$Pw =$	489.27	KN
$Lb\ 3 = Pw/\pi D\tau_w$	5.30	Min 4.50m
$Pw =$	410.85	KN

Los valores de la longitud de bulbo para el anclaje N.º 01, 02 y 03 es de 6.40, 6.30 y 4.50m respectivamente, usando un tipo de inyección Global Unificada (IGU), estos valores están en función del diámetro de perforación (d) y el factor de seguridad usado es de 1.2.

e) Verificación de la estabilidad interna de la estructura

Se determinará el plano crítico de falla por el método de “Sliding Wedge Analysis Method” (Método de análisis de cuña deslizante) donde se hallará una fuerza horizontal externa requerida, “PREQ”, para mantener la estabilidad del plano deslizante, no siendo mayor que la suma de todas las fuerzas horizontales de los anclajes incluyendo la reacción en la base de la estructura flexible, y si resulta mayor tendríamos que aumentar las fuerzas en los anclajes.

La fuerza PREQ se hallará usando un K_p (coeficiente pasivo por la Norma alemana DIN 4085), y el ángulo de fricción suelo estructura del estrato 2.

- $\phi_{mob} = \tan^{-1}(\tan\Phi/FS) = 25.82$
- $\delta^\circ = 25.82^\circ$
- $K_p = 5.5$ (Por DIN 4085)

Tabla 85

Proceso iterativo para halla el “PREQ”

HT2 =	0.10	m	HT2 =	0.30	m	HT2 =	0.60	m	HT2 =	0.90	m
HT1 =	7.60	m	HT1 =	7.60	m	HT1 =	7.60	m	HT1 =	7.60	m
$\xi =$	0.01	m	$\xi =$	0.04	m	$\xi =$	0.08	m	$\xi =$	0.12	m
$\rho^e = \alpha$	P REQ		ρ^e	P REQ		ρ^e	P REQ		ρ^e	P REQ	
54	20.712	tn/m	54	21.356	tn/m	54	21.533	tn/m	54	20.763	tn/m
55	20.806	tn/m	55	21.451	tn/m	55	21.622	tn/m	55	20.838	tn/m
56	20.872	tn/m	56	21.517	tn/m	56	21.680	tn/m	56	20.879	tn/m

57	20.910	tn/m	57	21.553	tn/m	57	21.706	tn/m	57	20.885	tn/m
58	20.921	tn/m	58	21.560	tn/m	58	21.700	tn/m	58	20.857	tn/m
59	20.904	tn/m	59	21.538	tn/m	59	21.662	tn/m	59	20.794	tn/m
60	20.860	tn/m	60	21.487	tn/m	60	21.593	tn/m	60	20.697	tn/m
61	20.788	tn/m	61	21.407	tn/m	61	21.492	tn/m	61	20.565	tn/m
62	20.688	tn/m	62	21.297	tn/m	62	21.359	tn/m	62	20.397	tn/m
63	20.560	tn/m	63	21.157	tn/m	63	21.193	tn/m	63	20.194	tn/m

Con el proceso iterativo se halló el valor de la fuerza horizontal requerida $P_{req} = 21.71$ tn/m para mantener el equilibrio en el plano de falla, siendo menor que la suma de las fuerzas horizontales de los anclajes y la resistencia en la base 31.23 tn/m por lo que “cumple” ya que el P_{req} es menor a la suma de tensiones de los anclajes, por lo tanto, no va a ver falla en la cuña y se tomara como fuerzas de diseño a los valores mayores, por otra parte el ángulo y la altura de empotramiento que satisface esta superficie de falla son los valores de 57° y 0.60m (aproximaremos a 1.00 m., por lo tanto, como 2º evaluación de los anclajes tanto para la línea 1, 2 y 3.

Anclaje N.º 01

- LL 5.40 m.
- Lb 6.40 m.

Anclaje N.º 02

- LL 5.40 m.
- Lb 6.30 m.

Anclaje N.º 03

- LL 4.50 m.
- Lb 5.30 m.

Se puede ver que con un ángulo de 57° las longitudes libres crecen en dimensión, por lo tanto, nos quedaremos con los valores mayores para esta 2º evaluación de las longitudes libres de adherencia y longitudes de bulbo para cada línea de anclaje.

f) 3º evaluación de longitud libre por falla de estabilidad global

Se hará un análisis por estabilidad global para ver el círculo de falla y obtener nuevas longitudes libres, se hará el uso del programa “Geo 5-Muros pantalla”, para obtener dichos valores.

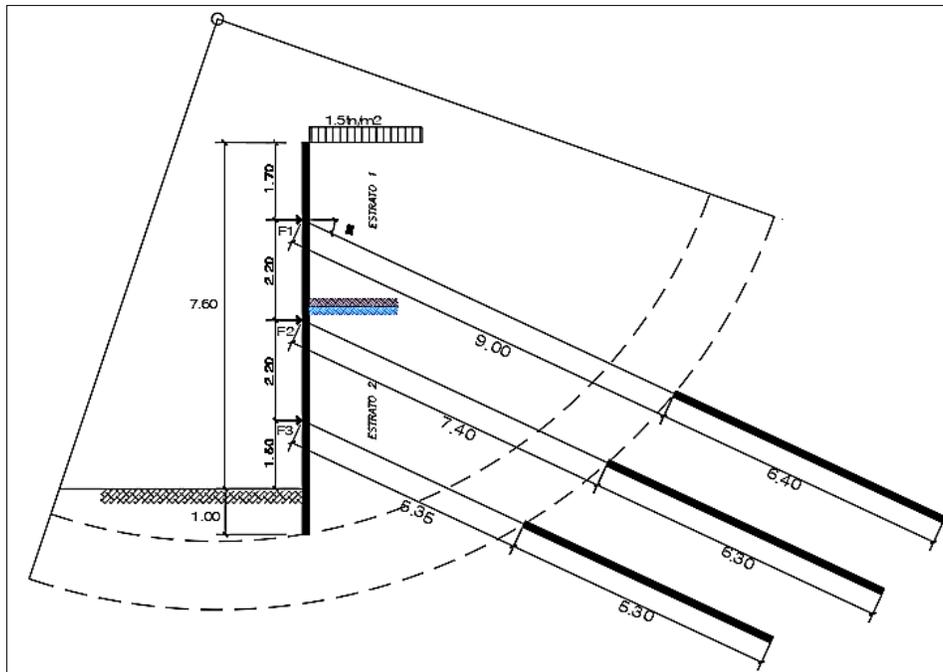


Figura 167: Círculo de falla de talud en el muro pantalla.

Según la imagen 167, las nuevas longitudes libres son mayores a las antes calculadas por lo que se tomarán como referencia hasta una siguiente evaluación.

g) Verificación de la estabilidad externa de la estructura

Se basa en el equilibrio que debe tener la masa del suelo que contiene el muro con longitudes adecuadas de los anclajes, siendo el modo de análisis para cada línea de anclaje el proceso iterativo de la estabilidad externa para cada superficie de falla que produzca cada anclaje, encontrándose así un ángulo de fricción interno movilizado que se comparará con el ángulo de fricción interno del suelo, siendo el factor de seguridad ≥ 1.5 .

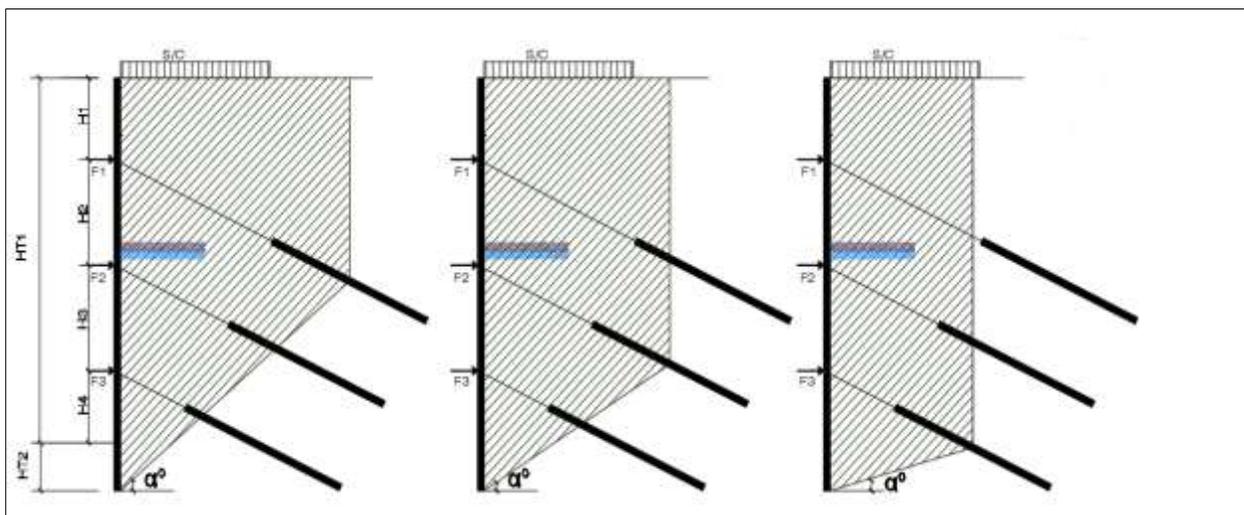


Figura 168: Cuñas de falla para ambas líneas de anclaje

Para la obtención de los coeficientes activos y pasivos hay diferentes métodos de aplicación, para este caso usaremos las dispuestas por la Norma DIN 4085.

Evaluaremos la estabilidad externa en condiciones sísmicas, la longitud libre de adherencia debe estar fuera de la zona activa de falla por Mononobe y Okabe. Con lo dispuesto en el anterior proyecto se calculará el ángulo (ρA) que satisfaga el equilibrio del plano deslizante con el factor del sismo, luego se recalculará en una 4ª evaluación las dimensiones finales de la longitud libre de adherencia y longitud del bulbo como se muestra en la tabla 60.

- W1 = 9.93°
- A = 0.41
- B = 0.61
- ρA = 39.23°
- HT2 = 1.00 m.

Tabla 86

Evaluación de longitudes libres y de bulbo para las líneas de anclaje

	1º EVALUACION			2º EVALUACION			3º EVALUACION			4º EVALUACION		
	N.º 01	N.º 02	N.º 03	N.º 01	N.º 02	N.º 03	N.º 01	N.º 02	N.º 03	N.º 01	N.º 02	N.º 03
LL	4.50	4.50	4.50	5.40	4.50	4.50	9.00	7.40	5.35	7.50	5.60	4.50
Lb	6.40	6.30	5.30	6.40	6.30	5.30	6.40	6.30	5.30	6.40	6.30	5.30
LT	10.90	10.80	9.80	11.80	10.80	9.80	15.40	13.70	10.65	13.90	11.90	9.80

Se verifica en la tabla 86 las 4 evaluaciones en donde se aprecia que con el factor sismo se incrementa las longitudes, pero es menor a los valores hallados por el círculo de falla del talud. Se tomará las dimensiones máximas para evaluar los factores de seguridad por estabilidad externa en los anclajes.

Características del anclaje 01

- Ψ = 25°
- LL = 9.00 m
- Lb = 6.40 m
- LT = 15.40 m
- BF1 = 11.06 m
- PF1 = 6.86 m
- ξ = 0.13 m
- Y = 0.90 m
- X = 1.45 m
- α' = 9.00°

Tabla 87

Proceso iterativo para encontrar el equilibrio del plano deslizante del anclaje 01

ϕ_1	$\delta^\circ =$	Ka	Kp	A	B	A + B
16	10.67	0.50	2.10	2.95	-3.01	-0.06
17	11.33	0.49	2.35	2.95	-2.51	0.44
18	12.00	0.47	2.60	2.95	-2.13	0.82
19	12.67	0.45	2.85	2.95	-1.80	1.15
20	13.33	0.44	3.02	2.95	-1.58	1.37
21	14.00	0.43	3.20	2.95	-1.39	1.56
22	14.67	0.41	3.45	2.94	-1.17	1.77
23	15.33	0.39	3.70	2.94	-1.02	1.92
24	16.00	0.38	4.00	2.94	-0.90	2.04

- $\emptyset = 32.00$
- $\emptyset_{mob} = 16.00$
- $FS = \frac{Tan\phi}{Tan\phi_{mob}} = 2.18 > 1.5$ CUMPLE

Características del anclaje 02

- $\psi = 25^\circ$
- LL = 7.40 m
- Lb = 6.30 m
- LT = 13.70 m
- BF1 = 9.56 m
- PF1 = 8.36 m
- $\xi = 0.13$ m
- Y = 1.10 m
- X = 1.26 m
- $\alpha' = 1.4^\circ$

Tabla 88

Proceso iterativo para encontrar el equilibrio del plano deslizante del anclaje 02

ϕ_1	$\delta^\circ =$	Ka	Kp	A	B	A + B
15	10.00	0.52	2.00	2.80	-2.49	0.31
16	10.67	0.50	2.20	2.80	-2.20	0.60
17	11.33	0.48	2.40	2.80	-1.95	0.85
18	12.00	0.46	2.60	2.80	-1.74	1.06
19	12.67	0.44	2.80	2.80	-1.55	1.25
20	13.33	0.43	3.00	2.80	-1.39	1.41

21	14.00	0.41	3.20	2.79	-1.24	1.55
22	14.67	0.39	3.40	2.79	-1.11	1.68
23	15.33	0.38	3.50	2.79	-1.00	1.79

- $\emptyset = 32.00$
- $\emptyset_{mob} = 15.00$
- $FS = \frac{Tan\phi}{Tan\phi_{mob}} = 2.33 > 1.5$ CUMPLE

Características del anclaje 03

- $\psi = 25^\circ$
- $LL = 5.35$ m
- $Lb = 5.30$ m
- $LT = 10.65$ m
- $BF1 = 7.25$ m
- $PF1 = 9.48$ m
- $\xi = 0.13$ m
- $Y = 1.25$ m
- $X = 0.95$ m
- $\alpha' = -6.9^\circ$

Tabla 89

Proceso iterativo para encontrar el equilibrio del plano deslizante del anclaje 03

ϕ_1	$\delta^e =$	Ka	Kp	A	B	A + B
14	9.33	0.55	1.90	2.26	-2.14	0.12
15	10.00	0.52	2.10	2.26	-1.94	0.32
16	10.67	0.50	2.30	2.26	-1.76	0.50
17	11.33	0.48	2.50	2.26	-1.60	0.66
18	12.00	0.46	2.70	2.26	-1.45	0.81
19	12.67	0.44	2.90	2.26	-1.32	0.94
20	13.33	0.43	3.10	2.26	-1.20	1.05
21	14.00	0.41	3.30	2.26	-1.10	1.16
22	14.67	0.39	3.40	2.25	-1.00	1.25

- $\emptyset = 32.00$
- $\emptyset_{mob} = 15.00$
- $FS = \frac{Tan\phi}{Tan\phi_{mob}} = 2.51 > 1.5$ CUMPLE

En las tablas mostradas 87, 88 y 89 se muestra los cálculos hechos para la obtención de los factores de seguridad en relación con los ángulos de fricción interna de movilización de la masa del suelo y del ángulo de fricción interna del suelo, cuales FS para cada anclaje son de 2.18, 2.33 y 2.51 respectivamente, lo que cumplen con el mínimo requerido de 1.5.

h) Verificación de estabilidad global

Se verificará la falla por un deslizamiento profundo de forma circular, para ello se tomará puntos críticos para dicho análisis, por lo que nos apoyaremos en software “Geo5- Muro pantalla” solo para el análisis de la estabilidad de la estructura de sostenimiento y ver si cumple con el factor de seguridad establecido mayor a 1.25 en condiciones seudo- estáticas.

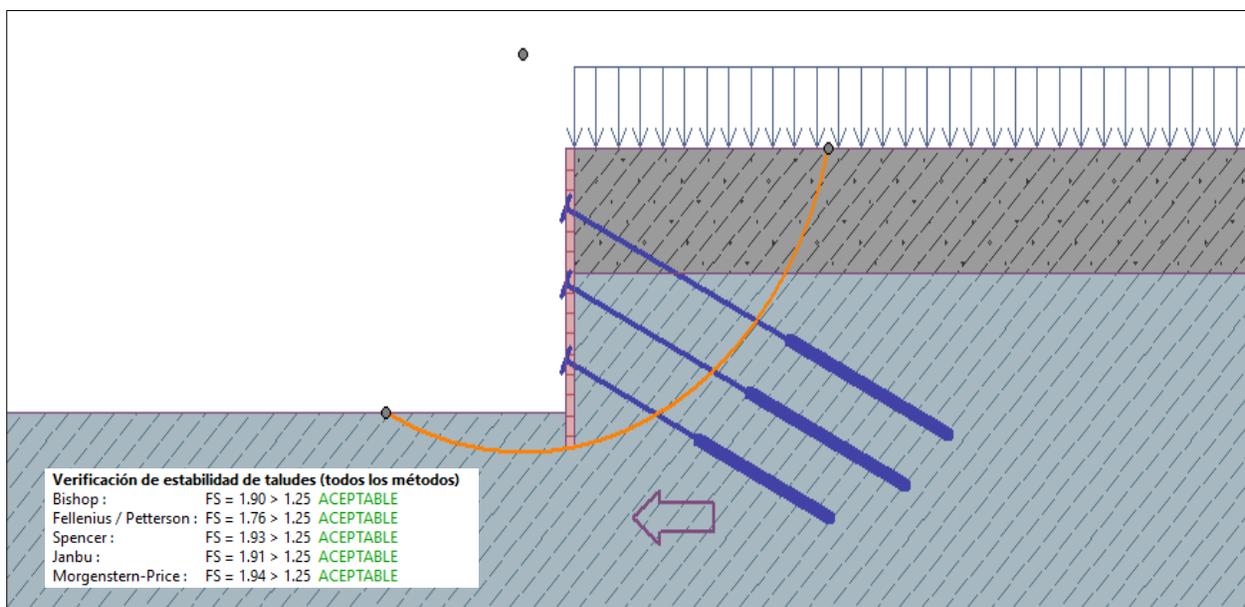


Figura 169: Estabilidad de la estructura de sostenimiento flexible, bajo un análisis Seudo-Estático usando el software Geo5-Muro pantalla

La estabilidad de la estructura de sostenimiento flexible es de 1.90 y cumple con el factor de seguridad mayor a 1.25.

i) Cálculo del asentamiento

La deformación en la estructura vecina va a ser casi nula, por lo que calcularemos el asentamiento de la estructura para el estrato de cimentación (ML).

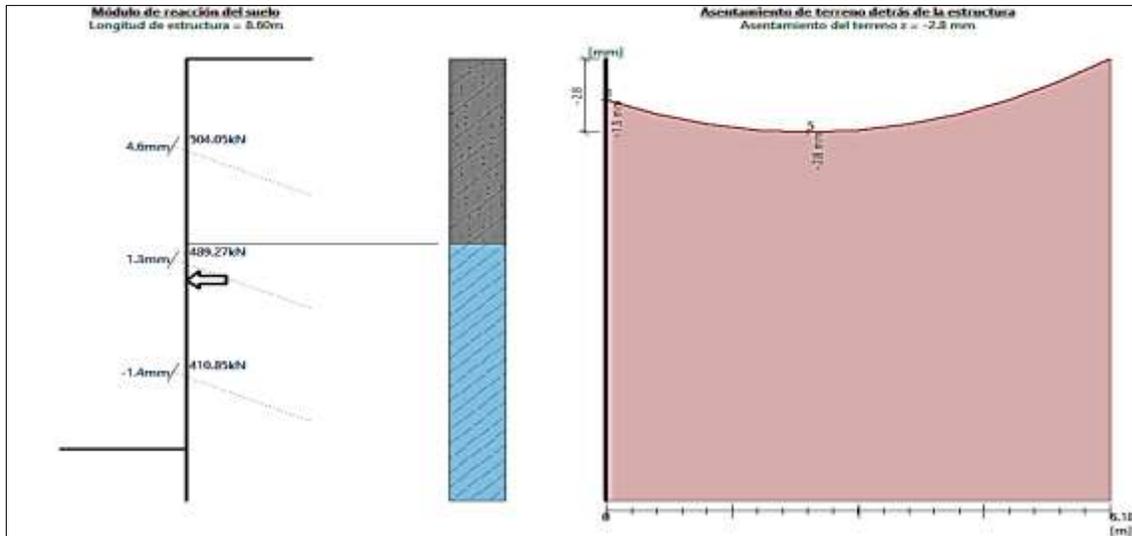


Figura 170: Cálculo de asentamientos y deformaciones en el muro pantalla usando "Geo5-Muros pantalla"

Como se ve en la figura 170, el asentamiento en el trasdós de la pantalla será máximo de 2.8mm < 25mm y las deformaciones son insignificantes, por lo que queda demostrado que aplicando un estado en reposo las deformaciones serán casi nulas para este tipo de estructuras.

j) Diseño del cable de acero (torón)

Con las tensiones calculadas anteriormente se pasará a evaluar el número de cables de acero (Torón) a usar en cada línea de anclaje, se usó el cable de 15mm de diámetro, las especificaciones están en el Anexo D.

Tabla 90

Cálculo de número de cables de acero (torones) para los anclajes

	Fuerza KN	Ø"	Tup	0.6 * fup * Aps	1 de 1x7	# cables	# cables
F1 Diseño	504.05	5/8"	260.75	156.45	156.45	3.22	4.00
F2 Diseño	489.27	5/8"	260.75	156.45	156.45	3.13	4.00
F3 Diseño	410.85	5/8"	260.75	156.45	156.45	2.63	3.00

Anclaje N.º 01

- Ee = 2.10E+06 kg/cm²; Módulo de elasticidad para torones de presfuerzo de grado A416
- As = 5.60 cm²; Área de los 4 cables de acero
- LL = 9.00 m; longitud libre de adherencia para el anclaje N.º 01
- F1 Diseño = 51.38 tn; Fuerza de diseño para el anclaje N.º 01

- ΔL = 3.93 cm; Enlongacion del cable de acero = $\frac{F1d*LL}{As*Ee}$
- ΔLt = 4.88 cm; Elongación total en el cable = $1.08 * \Delta L + 6.35$
- T = 625.77 Kn; Tracción producida por el anclaje = $\frac{As*Ee*\Delta Lt}{LL}$
- $0.6 * fpu * Aps = 625.77$ Kn; Resistencia del cable al 60% > T (**Cumple**)
- fpu = 461.10 bar = 1043/226.2 (carga total/superficie del pistón TMA 15015-P 226.2cm²), tensión que pueda romper el cable.
- Tpu = 1043 Kn; El esfuerzo producido por los 4 cables al 100%
- Fj = 276.64 Bar; tensión del Jack = $\frac{T}{Tpu} fpu$

Anclaje N.º 02

- Ee = 2.10E+06 kg/cm²; Módulo de elasticidad para torones de presfuerzo de grado A416
- As = 5.60 cm²; Área de los 4 cables de acero
- LL = 7.40 m; longitud libre de adherencia para el anclaje N.º 02
- $F2$ Diseño = 49.87 tn; Fuerza de diseño para el anclaje N.º 02
- ΔL = 3.14 cm; Enlongacion del cable de acero = $\frac{F1d*LL}{As*Ee}$
- ΔLt = 4.02 cm; Elongación total en el cable = $1.08 * \Delta L + 6.35$
- T = 627.41 Kn; Tracción producida por el anclaje = $\frac{As*Ee*\Delta Lt}{LL}$
- $0.7 * fpu * Aps = 730.10$ Kn; Resistencia del cable al 70% > T (**Cumple**)
- fpu = 461.10 bar = 1043/226.2
- Tpu = 1043.0 Kn; El esfuerzo producido por los 4 cables al 100%
- Fj = 277.37 bar; tensión del Jack = $\frac{T}{Tpu} fpu$

Anclaje N.º 03

- Ee = 2.10E+06 kg/cm²; Módulo de elasticidad para torones de presfuerzo de grado A416
- As = 4.20 cm²; Área de los 3 cables de acero
- LL = 5.35 m; longitud libre de adherencia para el anclaje N.º 03
- $F3$ Diseño = 41.88 tn; Fuerza de diseño para el anclaje N.º 03
- ΔL = 2.54 cm; Enlongacion del cable de acero = $\frac{F1d*LL}{As*Ee}$
- ΔLt = 3.38 cm; Elongación total en el cable = $1.08 * \Delta L + 6.35$
- T = 546.42 Kn; Tracción producida por el anclaje = $\frac{As*Ee*\Delta Lt}{LL}$
- $0.7 * fpu * Aps = 547.57$ Kn; Resistencia del cable al 70% > T (**Cumple**)
- fpu = 345.82 bar = 1043/226.2

- Tpu = 782.25 Kn; El esfuerzo producido por los 3 cables al 100%
- Fj = 241.56 Bar; tensión del Jack = $\frac{T}{T_{pu}} f_{pu}$

Por lo tanto, para las tres líneas de los anclajes N.º 01, N.º 02 y N.º 03 se usará 4 cables, 4 y 3 respectivamente de acero de grado 270, diámetro nominal de 15.20mm con un área total de 5.60 y 4.20 cm², con una tensión del Jack de 280 Bar, 277 Bar y 241.56 Bar respectivamente para cada anclaje.

k) Diseño de plancha de apoyo

Con las fuerzas de diseño de los anclajes pasaremos a diseñar la plancha de apoyo para las dos líneas de anclaje.

Anclaje N.º 01 N.º 02 y N.º 03: Se usará la fuerza mayor como crítico para uniformizar sección.

- f'c = 28 Mpa; Resistencia del concreto
- F1Diseño = 504.05 Kn; Tensión en el anclaje
- Ac. = 0.051 m²; Área critica de la plancha = $A_c = \frac{F1d}{350 \cdot f'c}$
- D = 0.110 m.; Diámetro de la cabeza de anclaje para un número de 4 cables de 15mm.
- m (tanteo) = 0.060 m; Resultado de resolver la ecuación $A_c = (D+2m) \times (D+2m)$, redondeando al valor de 0.06m.
- Ap = 0.053 m²; Área definitiva de la plancha, tiene que ser mayor al área critica. Por lo tanto, **CUMPLE.**
- L = 0.23 m; Longitud del lado de la plancha = D+2m
- 2D' = 0.26 m; Considerando que los lados de la placa nunca deben ser mayores que dos veces el diámetro de perforación y nunca ser menores de 20 cm. Por lo tanto, **CUMPLE.**
- M = 0.017 MN-m; Momento generado en la plancha = $\frac{F1c}{Ap} * \frac{m^2}{2}$
- tp = 2.73 cm = 1.08 in; Espesor de la plancha = $\sqrt{\frac{6M}{fb}}$

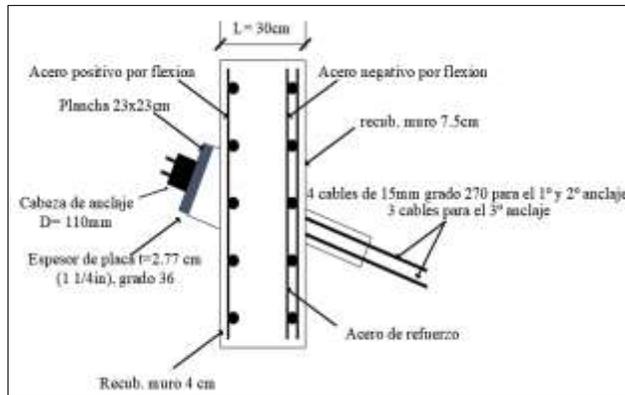


Figura 171: Sección y detalle del anclaje en el muro pantalla para el proyecto "San Pedro"

l) Diseño por flexión del muro pantalla

Se tendrá en cuenta las fases del proceso constructivo de Tensado y Destensado y en consecuencia no se tendrá la misma disposición de acero en una fase comparada con otra.

✓ Fase 1:

- $f'c$ = 280.00 Kg/cm²; resistencia del concreto
- e (muro) = 30.00 cm; espesor del muro
- b = 100.00 cm; Se trabajará para una franja de 1m.
- Rec = 7.50 cm; recubrimiento
- d = 22.50 cm; peralte efectivo
- $f'y$ = 4,200.00 Kg/cm²; esfuerzo de fluencia del acero

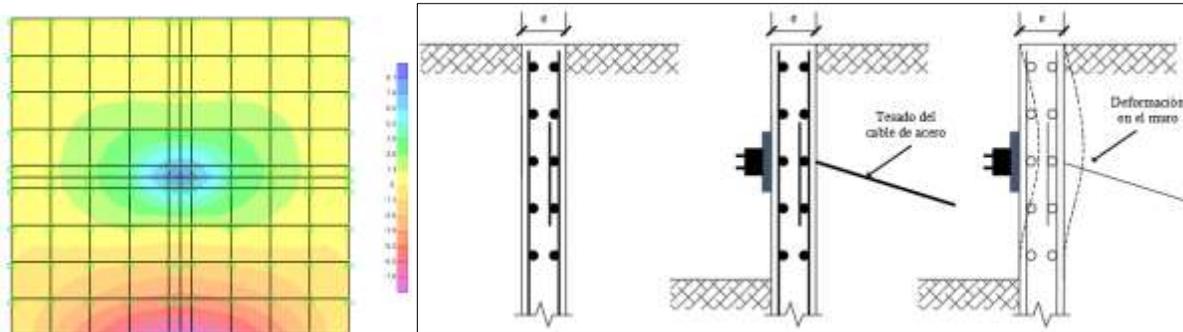


Figura 172: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 1

- Requerimientos mínimos por la Norma E060 para el cálculo de acero:

$$A_{smin} = 0.0025 * b * d; \text{ para refuerzo vertical y horizontal}$$

Tabla 91

Diseño del acero vertical en el muro pantalla para la fase 1

DISEÑO DE LA PANTALLA - ACERO VERTICAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	8.23	7.80	tn-m
área comprimida	a	1.78	1.68	cm
As requerido	As req	10.07	9.53	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	5.63	5.63	cm ²
As calculado	As cal	10.07	9.53	cm ²
Refuerzo escogido		Ø 1/2	Ø 1/2	
Espaciamiento	s	12	13	cm
As colocado	As col	Ø1/2 @ 12	Ø1/2 @ 13	
As col	As col	10.16	10.16	cm ²

Tabla 92

Diseño del acero horizontal en el muro pantalla para la fase 1

DISEÑO DE LA PANTALLA - ACERO HORIZONTAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	9.00	0.90	tn-m
área comprimida	a	1.95	0.19	cm
As requerido	As req	11.06	1.06	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	5.63	5.63	cm ²
As calculado	As cal	11.06	5.63	cm ²
Refuerzo escogido		Ø 1/2	Ø 1/2	
Espaciamiento	s	11	20	cm
As colocado	As col	Ø1/2 @ 11	Ø1/2 @ 20	
As col	As col	11.43	6.35	cm ²

Se tiene acero mínimo horizontal y vertical Ø 1/2" @ 20cm, acero de refuerzo en la zona de anclaje para el trasdós Ø 1/2" @ 12cm vertical y Ø 1/2" @ 11cm horizontal, y para la zona de empotramiento Ø 1/2" @ 13cm vertical para el intradós y trasdós, de esta manera se cumple con el diseño para la fase 1 de muro pantalla.

Fase 2:

Construcción de dos paneles (6.00m x 2.80m) con apoyo empotrado en el suelo (por la profundidad del muro pantalla) y bordes libres apoyo simple, generando un apoyo continuo entre paneles.

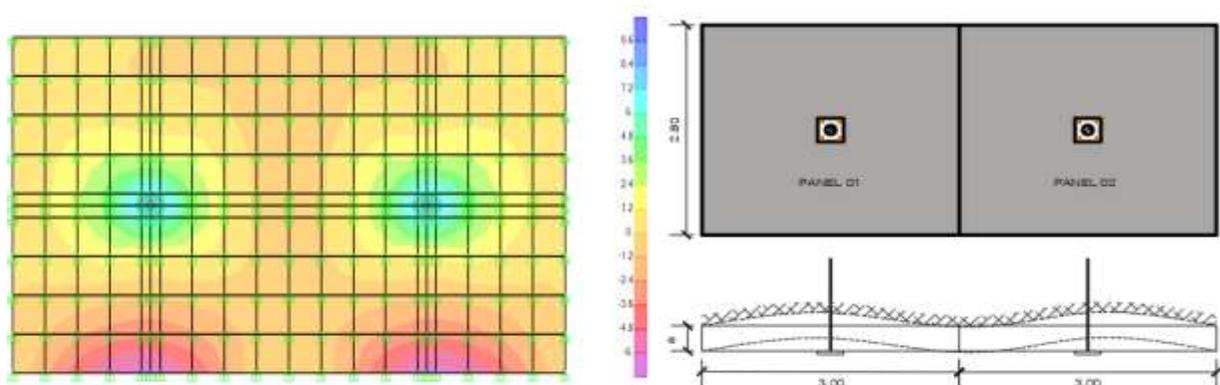


Figura 173: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 2

Tabla 93

Diseño del acero vertical en el muro pantalla para la fase 2

DISEÑO DE LA PANTALLA - ACERO VERTICAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	8.33	6.00	tn-m
área comprimida	a	1.80	1.28	cm
As requerido	As req	10.20	7.26	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	5.63	5.63	cm ²
As calculado	As cal	10.20	7.26	cm ²
Refuerzo escogido		\emptyset 1/2	\emptyset 1/2	
Espaciamiento	s	0.12	0.17	cm
As colocado	As col	\emptyset 1/2 @ 12	\emptyset 1/2 @ 17	
As col	As col	11.43	7.62	cm ²

Tabla 94

Diseño del acero horizontal en el muro pantalla para la fase 2

DISEÑO DE LA PANTALLA - ACERO HORIZONTAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	9.00	0.90	tn-m
área comprimida	a	1.95	0.19	cm
As requerido	As req	11.06	1.06	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	5.63	5.63	cm ²
As calculado	As cal	11.06	5.63	cm ²
Refuerzo escogido		\emptyset 1/2	\emptyset 1/2	
Espaciamiento	s	11	20	cm
As colocado	As col	\emptyset 1/2 @ 11	\emptyset 1/2 @ 20	
As col	As col	11.43	6.35	cm ²

Se tiene acero mínimo horizontal y vertical \emptyset 1/2" @ 20cm, acero de refuerzo en la zona de anclaje para el trasdós \emptyset 1/2" @ 12cm vertical y \emptyset 1/2" @ 11cm horizontal, y para la zona de empotramiento \emptyset 1/2" @ 17cm vertical para el intradós, de esta manera se cumple con el diseño para la fase 2 de muro pantalla.

Fase 3:

Construcción de varios paneles tanto verticales como horizontales con apoyo simple en el suelo, bordes apoyados en columnas o muros, generando apoyos continuos entre paneles.

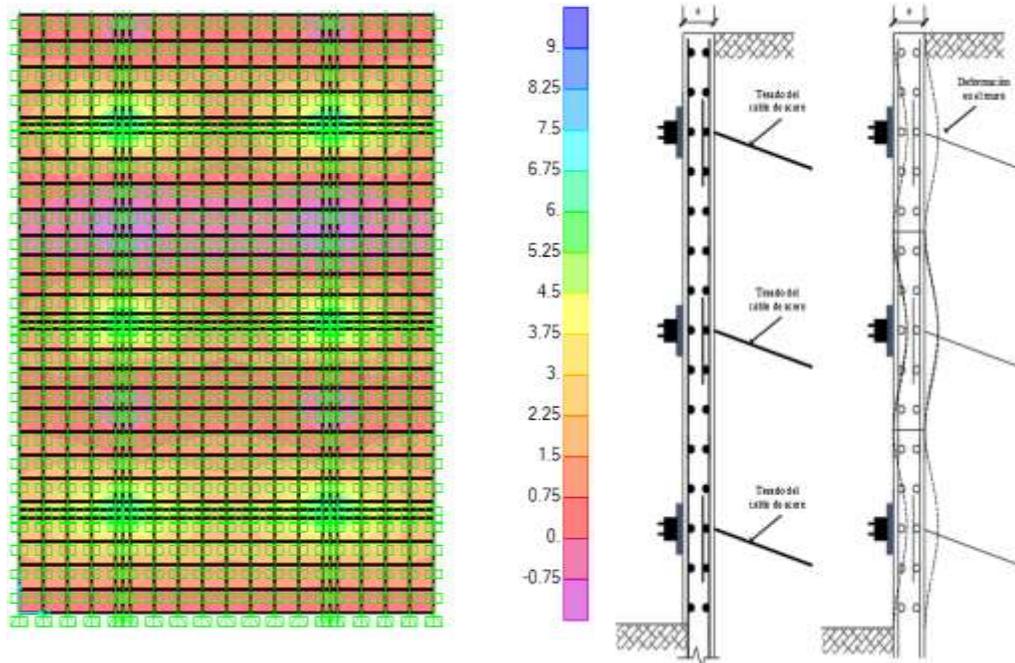


Figura 174: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 3

Tabla 95

Diseño del acero vertical en el muro pantalla para la fase 3

DISEÑO DE LA PANTALLA - ACERO VERTICAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	7.60	1.50	tn-m
área comprimida	a	1.64	0.31	cm
As requerido	As req	9.27	1.78	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	5.63	5.63	cm ²
As calculado	As cal	9.27	5.63	cm ²
Refuerzo escogido		\emptyset 1/2	\emptyset 1/2	
Espaciamiento	s	0.14	0.20	cm
As colocado	As col	\emptyset 1/2 @ 14	\emptyset 1/2 @ 20	
As col	As col	10.16	6.35	cm ²

Tabla 96

Diseño del acero horizontal en el muro pantalla para la fase 3

DISEÑO DE LA PANTALLA - ACERO HORIZONTAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	9.00	0.90	tn-m
área comprimida	a	1.95	0.19	cm

As requerido	As req	11.06	1.06	cm2
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	5.63	5.63	cm2
As calculado	As cal	11.06	5.63	cm2
Refuerzo escogido		\emptyset 1/2	\emptyset 1/2	
Espaciamiento	s	11	20	cm
As colocado	As col	\emptyset 1/2 @ 11	\emptyset 1/2 @ 20	
As col	As col	11.43	6.35	cm2

Se tiene acero mínimo horizontal y vertical \emptyset 1/2" @ 20cm, acero de refuerzo en la zona de anclaje para el trasdós \emptyset 1/2" @ 14cm vertical, y horizontal \emptyset 1/2" @ 11cm, de esta manera se cumple con el diseño para la fase 3 de muro pantalla.

✓ Fase 4:

Se empieza a construir los forjados o techos de los sótanos y demás pisos superiores por lo que el muro ya no actuará a solo flexión sino entrara a un comportamiento de flexo compresión, y también se retirara la fuerza de tensión en los anclajes ya que las losas de los techos de los sótanos se comportaran como apoyo y ya no sería necesario la fuerza de tensado, y se analizara cuando la estructura completa entra ya en servicio.

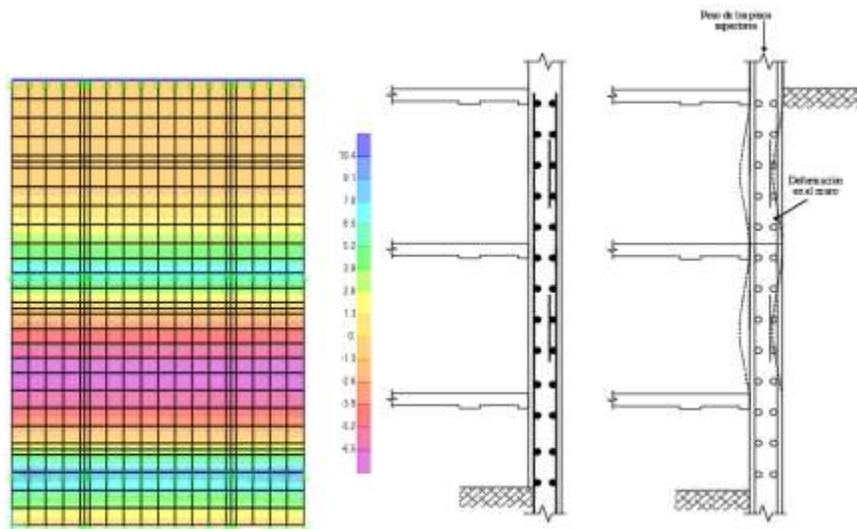


Figura 175: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 4

Tabla 97

Diseño del acero vertical en el muro pantalla para la fase 4

DISEÑO DE LA PANTALLA - ACERO VERTICAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	6.00	6.24	tn-m
área comprimida	a	1.28	1.33	cm
As requerido	As req	7.26	7.56	cm2
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	5.63	5.63	cm2

As calculado	As cal	7.26	7.56	cm2
Refuerzo escogido		Ø 1/2	Ø 1/2	
Espaciamiento	s	0.17	0.17	cm
As colocado	As col	Ø1/2 @ 17	Ø1/2 @ 17	
As col	As col	7.62	7.62	cm2

Tabla 98

Diseño del acero horizontal en el muro pantalla para la fase 4

DISEÑO DE LA PANTALLA - ACERO HORIZONTAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	2.80	1.75	tn-m
área comprimida	a	0.59	0.37	cm
As requerido	As req	3.34	2.07	cm2
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	5.63	5.63	cm2
As calculado	As cal	5.63	5.63	cm2
Refuerzo escogido		Ø 1/2	Ø 1/2	
Espaciamiento	s	20	20	cm
As colocado	As col	Ø1/2 @ 20	Ø1/2 @ 20	
As col	As col	6.35	6.35	cm2

Se tiene acero mínimo horizontal y vertical Ø 1/2" @ 20cm, el acero de refuerzo en la zona del apoyo del forjado para el trasdós será de Ø 1/2" @ 17cm vertical, y para la zona de intermedia de Ø 1/2" @ 17cm vertical para el intradós, de esta manera se cumple con el diseño para la fase 4 de muro pantalla.

m) Diseño por cortante del muro pantalla

La primera verificación será por corte como viga y tendrá lugar en la fase de tensado, el elemento se comportará como una viga ancha y el agrietamiento diagonal será en toda la extensión del ancho total del elemento. (NTP E060, 2016)

Datos:

- Dimensión de la pantalla por anclaje = 3.00 m x 2.80 m.
- Espesor del muro (e) = 30 cm
- Sección de la plancha = 0.23 cm x 0.23 cm
- recubrimiento (r) = 7.5 cm
- peralte efectivo = (d) = e-r = 22.5 cm
- brazo torsor (c) crítico = (3-0.25)/2 = 1.39 m
- longitud de diseño (b) = 1.00 m

- $q_u = F_{dmax}/\text{Área de muro} = 6.12 \text{ tn/m}^2$
- $V_u = q_u \times (c-d) \times b = 8.45 \text{ tn (cortante última)}$
- $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times f'_c^{(1/2)} \times b \times d = 16.96 \text{ tn (resistencia a la cortante del concreto)}$
- $V_u \leq \phi V_c$ Cumple

La segunda verificación será por punzonamiento o comportamiento en dos direcciones ya que el agrietamiento se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncado en torno a la reacción concentrada. (NTP E060, 2016)

A continuación, se muestran los resultados.

- $b_o = (b_{col} + d)^2 + (t_{col} + d)^2 = 1.82 \text{ m}$; perímetro de la superficie de agrietamiento
- $A_o = (b_{col} + d) \times (t_{col} + d) = 0.21 \text{ m}^2$; área de la superficie de agrietamiento
- $A_{total} = B \times T = 8.40 \text{ m}^2$; área del panel del muro pantalla
- $B_c = 1.00$; relación entre dimensiones de la plancha.

Cortante por punzonamiento actuante

- $P_u = 51.38 \text{ tn}$; Fuerza de diseño máximo en el anclaje.
- $V_u = P_u - q_u \times A_o = 50.11 \text{ tn}$

Cortante por punzonamiento resistente

- $V_c = (0.53 + 1.1/B_c) \times (f'_c)^{(1/2)} \times b \times d = 111.69 \text{ tn}$

Cortante límite máx.

- $V_c \text{ lim} \leq 1.1 \times (f'_c)^{(1/2)} \times b \times d = 75.37 \text{ tn}$

Cortante actuante

- $\phi V_c = 0.85 \times V_{c \text{ menor}} = 64.07 \text{ tn}$
- $V_u \leq \phi V_c$ Cumple

Por lo tanto, cumple con la sección de la plancha de 23x23cm y el espesor del muro de la pantalla de 30cm.

n) Detallado de acero del muro pantalla

Con respecto a los cálculos anteriores por fases de construcción, en la siguiente tabla 99 se muestra un resumen de cada fase y disposición de acero para un detallado definitivo.

Tabla 99

Disposición de acero en el muro pantalla para diferentes fases de construcción

FASES	1º FASE		2º FASE		3º FASE		4º FASE	
	TRASDOS	INTRADOS	TRASDOS	INTRADOS	TRASDOS	INTRADOS	TRASDOS	INTRADOS
VERTICAL	Ø1/2 @ 20							
HORIZONTAL	Ø1/2 @ 20							
Ref. Vertical	Ø1/2 @ 12	Ø1/2 @ 13	Ø1/2 @ 12	Ø1/2 @ 17	Ø1/2 @ 14		Ø1/2 @ 17	Ø1/2 @ 17
Ref. Horizontal	Ø1/2 @ 11		Ø1/2 @ 11		Ø1/2 @ 11			

Se puede ver que, en la 2º y 3º fase de construcción, donde se tiene toda la estructura en tensado es más crítico la disposición de acero, y ya en la 4º fase también se usara refuerzo, por lo que tomaremos dicha disposición para el armado de fierro, detallado de la armadura en los planos (Anexo F),

6.2.2.2 Costo y tiempo

Analizaremos el presupuesto y tiempo de ejecución de los muros pantalla.

- ✓ Metrado para una franja de 3.00m.

Tabla 100

Medrado del muro pantalla del proyecto "San Pedro"

PLANILLA DE METRADOS (ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO RIGIDO)								
ITEM	PARTIDA	CANT	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL	UND
02.02	ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO RIGIDO							
02.02.01	EXCAVACIONES							
02.02.01.01	EXCAVACION DE MURETES GUIA						3.00	M3
		1.00	1.00	3.00	1.00	3.00		
02.02.01.02	EXCAVACION DE MURO PANTALLA E=0.40 CON CUCHARA MECANICAS INC. INSERCIÓN D						19.80	M2
		1.00		3.00	6.60	19.80		
02.02.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE							
02.02.02.01	CARGUIO Y ELIMINACION I	1.00	13.65			13.65	13.65	M3
02.02.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
02.02.03.01	MURETE GUIA							
02.02.03.01.01	CONCRETO MURETE GUIA FC 175KG/CM2						1.80	M3
		2.00	0.30	3.00	1.00	1.80		
02.02.03.01.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE MURETES GUIA						6.00	M2
		2.00		3.00	1.00	6.00		
02.02.03.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2 GRADO 60						132.62	KG
	VERTICAL	26.00	2.60	0.99	1.07	71.61	Ø 5/8"	
	HORIZONTAL	16.00	3.60	0.99	1.07	61.02	Ø 5/8"	
02.02.03.02	MURO PANTALLA							
02.02.03.02.01	CONCRETO MURO PANTALLA FC 280KG/CM2						6.84	M3
		1.00	0.30	3.00	7.60	6.84		
02.02.03.02.02	ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2 GRADO 60						781.68	KG
	VERTICAL	32.00	7.91	0.99	1.07	268.13	Ø 1/2"	
	HORIZONTAL	76.00	3.60	0.99	1.07	289.82	Ø 1/2"	
	BASTONES	32.00	6.60	0.99	1.07	223.72	Ø 1/2"	
02.02.03.03	ANCLAJES POSTENSADOS							
02.02.03.03.01	ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORALES (INC PERFORACION, INYECCION, SUMINISTRO,						40.45	ML
	ANCLAJE N°01	1.00	15.40			15.40		
	ANCLAJE N°02	1.00	14.40			14.40		
	ANCLAJE N°03	1.00	10.65			10.65		

✓ Presupuesto de la ejecución de obra

Tabla 101

Presupuesto de los muros pantalla del proyecto "San Pedro"

PRESUPUESTO (ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO FLEXIBLE)					
ITEM	PARTIDA	Und.	Metrad o	Precio (S./.)	Parcial (S./.)
02	PROYECTO SAN PEDRO				124,599.60
02.02	ESTRUCTURA DE SOSTENIMIENTO FLEXIBLE				41,447.77
02.02.01	EXCAVACIONES				11,206.50
02.02.01.01	EXCAVACION DE MURETES GUIA	m3	3.00	39.50	118.50
02.02.01.02	EXCAVACION DE MURO PANTALLA E=0.40 CON CUCHARA MECANICAS INC. INSERCIÓN DE LODO BENTONITICO	m2	19.80	560.00	11,088.00
02.02.02	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE				236.96
02.02.02.01	CARGUIO Y ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	13.65	17.36	236.96
02.02.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				30,004.31
02.02.03.01	MURETE GUIA				1,513.04
02.02.03.01.01	CONCRETO MURETE GUIA F'C 175KG/CM2	m3	1.80	332.52	598.54
02.02.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURETES GUIA	m2	6.00	39.69	238.14
02.02.03.01.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2 GRADO 60	kg	132.62	5.10	676.36
02.02.03.02	MURO PANTALLA				6,243.77
02.02.03.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO MURO PANTALLA f'c = 280 kg/cm2	m3	6.84	330.00	2,257.20
02.02.03.02.02	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2 GRADO 60	kg	781.68	5.10	3,986.57
02.02.03.03	ANCLAJES POSTENSADOS				22,247.50
02.02.03.03.01	ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORALES (INC PERFORACION, INYECCION, SUMINISTRO, CABEZAL Y ENSAYO DE TRACCION)	m	40.45	550.00	22,247.50

Costo Directo = S/ 41,447.77

GG y UTI (15%) = S/ 6,217.17

Sub Total = S/ 47,664.94

IGV (18%) = S/ 8,579.69

Total/3.0 m= S/ 56,244.62

Total/m= S/ 18,748.21

✓ Cronograma de ejecución de obra



Figura 176: Cronograma de ejecución del muro pantalla del proyecto "San Pedro"

En resumen, la ejecución del muro pantalla conlleva a construir una franja de 3.00m con un total de s/. 56,244.62 soles en un tiempo de ejecución de 6 días, también se ve que la partida más crítica es la habilitación de acero para la pantalla con un tiempo de 4 días.

6.2.3 Estructuras de sostenimiento prefabricado

La tercera alternativa a evaluar es con muros prefabricados tal y como se menciona en el ítem 2.2.2.3, donde el análisis se basará exactamente como un muro flexible ya visto anteriormente y el proceso constructivo es conforme se dio en el ítem 5.2.3.1. Para este caso del proyecto “San Pedro” se analizará solo el costo – tiempo en relación con las dimensiones y diseño de la estructura.

6.2.3.1 Costo y tiempo

Analizaremos el presupuesto y tiempo de ejecución de los muros prefabricados.

- ✓ Metrado para una franja de 3.00m.

Tabla 102

Metrado del muro prefabricado del proyecto "San Pedro"

PLANILLA DE METRADOS (ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO PREFABRICADO)								
ITEM	PARTIDA	CANT	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL	UND
02	ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO RIGIDO							
02.03	EXCAVACIONES							
02.03.01	EXCAVACION DE MURETES GUIA						3.00	M3
		1.00	1.00	3.00	1.00	3.00		
02.03.01.01	EXCAVACION DE MURO PANTALLA CON CUCHARA BIVALVAS						19.80	M2
		1.00		3.00	6.60	19.80		
02.03.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE							
02.03.02.01	CARGUIO Y ELIMINACION	1.00	13.65			13.65	13.65	M3
02.03.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
02.03.03.01	MURETE GUIA							
02.03.03.01.01	CONCRETO MURETE GUIA FC 175KG/CM2						1.80	M3
		2.00	0.30	3.00	1.00	1.80		
02.03.03.01.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE MURETES GUIA						6.00	M2
		2.00		3.00	1.00	6.00		
02.03.03.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2 GRADO 60						132.62	KG
	VERTICAL	26.00	2.60	0.99	1.07	71.61	Ø 5/8"	
	HORIZONTAL	16.00	3.60	0.99	1.07	61.02	Ø 5/8"	
02.03.03.02	MURO PANTALLA							
02.03.03.02.01	MURO PREFABRICADO FC 280KG/CM2 (INC. ACERO, CONCRETO E IZADO)						22.80	M2
		1.00		3.00	7.60	22.80		
02.03.03.03	ANCLAJES POSTENSADOS							
02.03.03.03.01	ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORALES (INC PERFORACION, INYECCION, SUMINISTRO,						40.45	ML
	ANCLAJE N°01	1.00	15.40			15.40		
	ANCLAJE N°02	1.00	14.40			14.40		
	ANCLAJE N°03	1.00	10.65			10.65		

✓ Presupuesto de ejecución de obra

Tabla 103

Presupuesto de los muros prefabricado del proyecto "San Pedro"

PRESUPUESTO (ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO PREFABRICADO)					
ITEM	PARTIDA	Und	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
02	PROYECTO SAN PEDRO				124,599.60
02.03	ESTRUCTURA DE SOSTENIMIENTO PREFABRICADO				43,136.00
02.03.01	EXCAVACIONES				10,018.50
02.03.01.01	EXCAVACIÓN DE MURETES GUIA	m3	3.00	39.50	118.50
02.03.01.02	EXCAVACION DE MURO PANTALLA E=0.40 CON CUCHARA MECANICAS INC. INSERCIÓN DE LODO PLASTICOS	m2	19.80	500.00	9,900.00
02.03.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE				236.96
02.03.02.01	CARGUIO Y ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	13.65	17.36	236.96
02.03.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				32,880.54
02.03.03.01	MURETE GUIA				1,513.04
02.03.03.01.01	CONCRETO MURETE GUIA F'C 175KG/CM2	m3	1.80	332.52	598.54
02.03.03.01.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE MURETES GUIA	m2	6.00	39.69	238.14
02.03.03.01.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2 GRADO 60	kg	132.62	5.10	676.36
02.03.03.02	MURO PREFABRICADO				9,120.00

02.03.03.02.01	MURO PREFABRICADO F'c 280KG/CM2 (INC. ACERO, CONCRETO TRASLADO)	m2	22.80	400.00	9,120.00
02.03.03.03	ANCLAJES POSTENSADOS				22,247.50
02.03.03.03.01	ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORALES (INC PERFORACION, INYECCION, SUMINISTRO, CABEZAL Y ENSAYO DE TRACCION)	m	40.45	550.00	22,247.50

Costo Directo = S/ 43,136.00
GG y UTI (15%) = S/ 6,470.40
Sub Total = S/ 49,606.40
IGV (18%) = S/ 8,929.15
Total/3.0 m= S/ 58,535.55
Total/m= S/ 19,511.85

✓ Cronograma de ejecución de obra



Figura 177: Cronograma de ejecución del muro prefabricado del proyecto “San Pedro”

En resumen, la ejecución del muro prefabricado conlleva a construir una franja de 3.00m con un total de s/. 58,535.55 soles en un tiempo de ejecución de 5 días.

6.2.4 Resumen

Para este proyecto San Pedro el nivel freático no está presente por lo que las estructuras de sostenimiento rígido actúan solo frente a cargas de empuje de tierras, cohesión y sismo, pero la ejecución que se hizo en el proyecto no ofrece un buen comportamiento estructural llegando a un estado limite ultimo presentando fisuras en la calzada vehicular y casas aledañas por asentamiento de las mismas, los factores de seguridad para el estado de cargas antes señalado son menores a los mínimos y esto es porque la dimensión es muy pequeña a la requerida, pero trabajando con una base optimizada el incremento es de 4 veces más que las dimensiones ejecutadas teniendo un buen comportamiento estructural para los criterios de estabilidad, también se hizo hipotéticos casos en que se tenga un nivel freático alto resultando un aumento de 8 veces más la base ejecutada, siendo poco viable este sistema con presencia del nivel freático alto. El empleo de otras alternativas como los muro pantalla o la utilización de muros prefabricados presentan un buen comportamiento estructural con las características del suelo cohesivo, la altura de empotramiento es mínimo y las deformaciones son casi nulas porque el

análisis es en referencia a un estado en reposo manteniendo el equilibrio estático en el muro. Por otro lado el tiempo de ejecución para una franja de 3.00, es poco optimista para las estructuras rígidas, con respecto a los muros pantalla o muros prefabricado, los cuales presentan 4 y 5 días de ventaja respectivamente con respecto a los 10 días de ejecución de las calzaduras con muro placa, y económicamente son casi lo mismo que las otras dos alternativas, y esto es porque el proceso constructivo del concreto en las calzaduras crece en metrado por la altura de 7.60m., por ende crece el precio unitario de esta partida encareciendo el proyecto; pero frente a los lineamiento y protocolos de seguridad frente al COVID-19, los muros rígidos requieren de mucho personal para la partida de excavación, lo que no sucede con los muro pantalla y prefabricado que son trabajos donde actúa solo maquinaria y personal calificado manteniendo el aislamiento que se requiere en estos tiempos de sars-cov-2.

En conclusión, los muros rígidos con dimensiones óptimas para soportar cargas laterales con napa freática y sismo para este tipo de suelo cohesivo con dos estratos, no es apto por las grandes dimensiones adoptadas, en cambio los muros pantalla y muros prefabricados son buena alternativa en costo y tiempo y también en proceso constructivo, ya que demandaran menos personal y la productividad es mal alta a comparación de los muros rígidos. Cabe detallar que los muros prefabricados siguen teniendo buena respuesta ante la productividad y rendimiento reduciendo el tiempo de ejecución.

CAPÍTULO VII

CONSTRUCCIÓN DEL CENTRO COMERCIAL “OPEN PLAZA”

7.1 Generalidades

7.1.1 Descripción del proyecto

Este proyecto se encuentra ubicado entre la Av. Ferrocarril, Prolongación San Carlos y el Jr. Amazonas, adyacente al Río Shullcas en el distrito de Huancayo, región Junín, esta construcción cuenta con 3 sótanos (NPT. -9.30, -6.20 y -3.10m) y 3 pisos superiores, construidos en diferentes etapas.



Figura 178: Localización y Ubicación del proyecto "Open Plaza"

El proyecto está ubicado en una zona comercial de alto tránsito vehicular y peatonal, colinda con construcciones existentes de solo calzadas vehicular por el Prolongación San Carlos y el Jr. Amazonas, se analizará la zona que da hacia la calzada vehicular, como se muestra en la figura 179.



Figura 179: Calzada vehicular aledaño a la C.C. Open Plaza y vista de sótanos

7.1.2 Estudio de mecánica de suelos

El estudio de mecánica de suelos (EMS) realizado a través de ensayos de refracción sísmica (ver Anexo A.3), realizado por el laboratorio de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), se obtiene lo siguiente mostrado en la siguiente tabla 104.

Tabla 104

EMS (Open Plaza)

RESULTADOS DEL EMS	
Estrato N.º 01	
Tipo del suelo	Grava Limosa GM
q_{adm}	3.77 kg/cm ²
γ	1.9 gr/cm ³
ϕ	35°
c	0.01 kg/cm ²



Figura 180: Calicata 01 y Ubicación de equipos para el ensayo de refracción sísmica.

Se tendrá que basar todo el análisis estructural y diseño considerando solo un estrato de suelo y sus características geotécnicas, no se evidencia nivel freático.

7.2 Proceso constructivo y comportamiento estructural

7.2.1 Estructuras de sostenimiento flexible

7.2.1.1 Proceso de excavación y ejecución de muros anclados

El proceso constructivo llevado a cabo en las instalaciones del Centro Comercial “Open Plaza” se asemejan a la construcción de calzaduras ya que también se trabaja en forma descendente por líneas collar, en la excavación se forma bataches para luego ejecutar los paneles de manera intercalada.



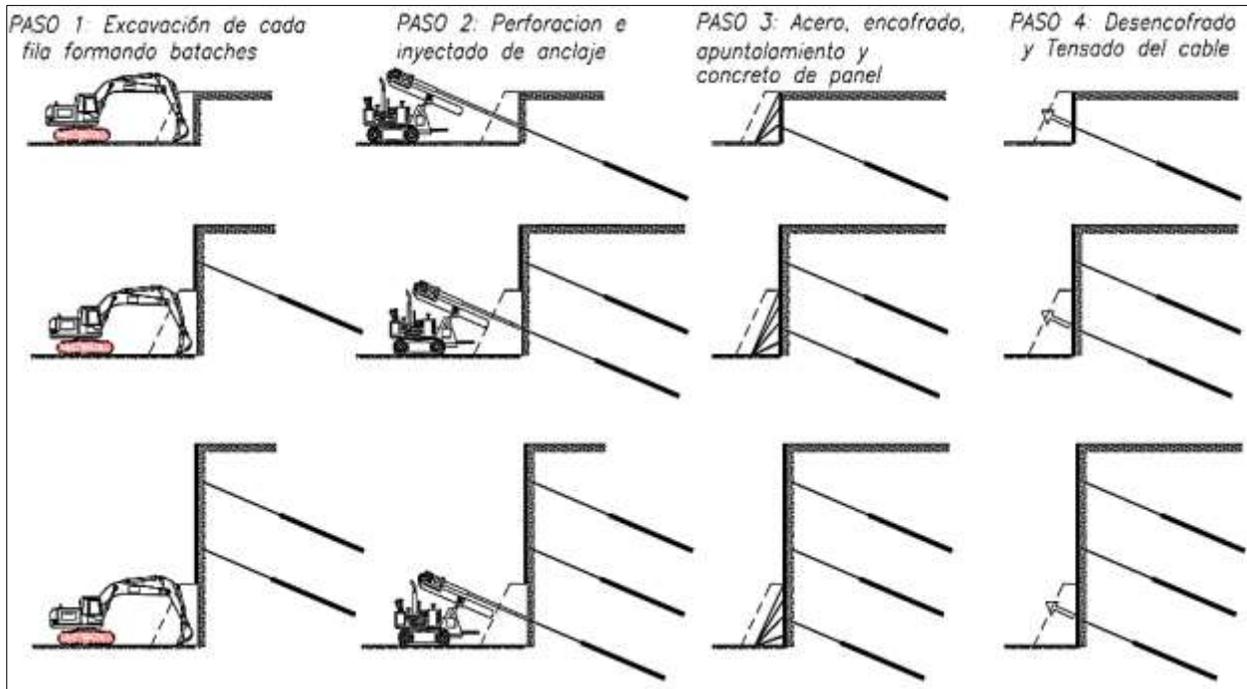


Figura 181: Proceso constructivo de los sótanos con muros anclados en el proyecto "Open Plaza"

Según (Blanco B., 2011) Los paños comúnmente para la primera fila son de longitud máx.. 2.5m y en las demás filas se puede ejecutar de 3m de altura por 4.5-5.0 de largo, el acero sobresale para empalmar con el siguiente panel de la fila y también sobresale el acero si se tiene columnas perpendiculares al muro ejecutado dejando la longitud del empalme más generoso que la del diseño, aproximadamente 50cm de largo, se dejara espacios abiertos para luego unir las losas con las vigas de los muros, tal y como se ve en la figura 182.



Figura 182: Proceso constructivo de empalme y arriostres laterales.

Con respecto de los anclajes se dispondrá del mismo procedimiento que se hizo en los muros pantalla debido a que la configuración es la misma, la única diferencia es que la perforación e inyectado se hace antes del vaciado de concreto del panel.

7.2.1.2 Comportamiento estructural

Para este proyecto también se usó las estructuras de sostenimiento flexible del tipo muro anclado y comprenderá el siguiente proceso de cálculo y diseño estructural similar al muro pantalla determinando, la longitud libre de adherencia, longitud de bulbo, revisiones por estabilidad externa e interna de la estructura, y disposición de acero para diferentes etapas constructivas.

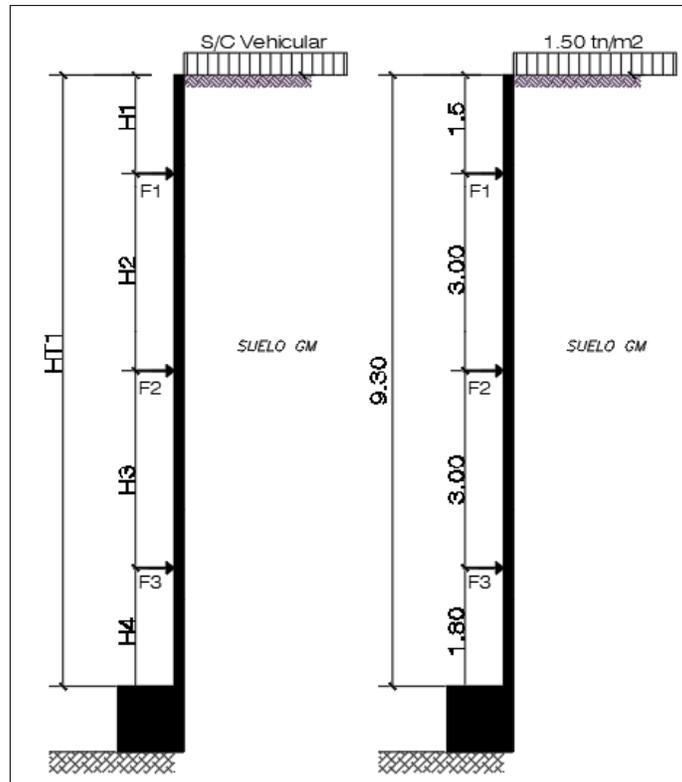


Figura 183: Esquema de la estructura de sostenimiento de la construcción Open Plaza.

a) Presiones estáticas en el muro

Se evitará deformaciones en el muro pantalla por lo que usaremos el coeficiente en reposo en relación con el ángulo de fricción interna más crítico, se usa la siguiente formula.

- ✓ Estado en reposo = $K_0 = 1 - \sin \phi' = 0.43$, Suelo granular GM
- ✓ Estado activo $K_a = 0.27$, coeficiente activo por Caquot y Kerisel Anexo B.3.

Las presiones de tierra son calculadas mediante las distribuciones aparentes de Terzagui y Peck, tener en cuenta que son dos estados (reposo y activo) debido a que en el estado en reposo solo se tendrán presiones efectivas del suelo y s/c, pero para un estado activo el sismo se tiene que integrar al análisis, con el fin de obtener el máximo valor para las fuerzas de tensión de los anclajes.

- ✓ Estado en reposo
- ✓ σ'_o básico = 7.53 tn/m²
- ✓ σ'_o redistribuido = 4.27 tn/m²
- ✓ Estado activo
- ✓ σ'_a básico = 4.77 tn/m²
- ✓ σ'_a redistribuido = 2.71 tn/m²

Las demás presiones mantendrán su distribución, como lo dispuesto en el análisis de las calzaduras, para realizar un cálculo adecuado de los esfuerzos en el muro.

- ✓ Estado en reposo
- ✓ $s/c = q.K_0 = 1.00 \text{ tn/m}^2$
- ✓
- ✓ Estado activo
- ✓ $s/c = q.K_a = 1.00 \text{ tn/m}^2$

La presión pseudoestática de Mononobe y Okabe se hallará con respecto a zona sísmica del lugar de Huancayo.

Tabla 105

Presión pseudoestáticas en el muro anclado proyecto "Open Plaza"

Lugar	Huancayo	
Zona =	3	
a =	0.35	
$\beta =$	0	e
Kh =	0.18	
Kv =	0.00	
$\theta =$	9.93	e
Kae =	0.36	
Pae =	29.96	tn/m
-Empuje activo por Caquot y Kerisel		
Ka =	0.27	
Ea =	22.18	tn/m
- Incremento del empuje pseudoestático		
$\Delta ad = Pae - Ea$	7.78	tn/m
$\sigma \Delta ad =$	1.67	tn/m ²

- ✓ $\sigma \Delta ad = 1.67 \text{ tn/m}^2$

b) Determinación de las fuerzas de anclaje

Se calculará los esfuerzos laterales respectivos para cada anclaje, en el muro anclado, se tomará el método de las áreas tributarias.

Tabla 106

Fuerza en la línea del anclaje N.º 01 para un estado en reposo y estado activo

F ($\sigma'o$) = Presión de tierra	10.68	tn/m	F ($\sigma'a$) = Presión de tierra	6.76	tn/m
F (S/C) = Sobrecarga	1.92	tn/m	F (S/C) = Sobrecarga	1.54	tn/m
$\Sigma F1h$ = Fuerza horizontal	12.60	tn/m	$\sigma \Delta ad$ = Sismo	10.33	tn/m
@ = Espaciamiento horizontal	3.00	m	$\Sigma F1h$ = Fuerza horizontal	18.63	tn/m
Ψ = Ángulo de inclinación	25	e	@ = Espaciamiento horizontal	3.00	m
F1 = Fuerza de tensado	41.71	tn	Ψ = Ángulo de inclinación	25	e
			F1 = Fuerza de tensado	61.68	tn

Tabla 107

Fuerza en la línea del anclaje N.º 02 para un estado en reposo y estado activo

F ($\sigma'o$) = Presión de tierra	12.82	tn/m	F ($\sigma'a$) = Presión de tierra	8.12	tn/m
F (S/C) = Sobrecarga	1.92	tn/m	F (S/C) = Sobrecarga	1.54	tn/m
$\Sigma F2h$ = Fuerza horizontal	14.74	tn/m	$\sigma\Delta ad$ = Sismo	4.76	tn/m
@ = Espaciamiento horizontal	3.00	m	$\Sigma F2h$ = Fuerza horizontal	14.42	tn/m
Ψ = Ángulo de inclinación	25	º	@ = Espaciamiento horizontal	3.00	m
F2 = Fuerza de tensado	48.78	tn	Ψ = Ángulo de inclinación	25	º
			F2 = Fuerza de tensado	47.72	tn

Tabla 108

Fuerza en la línea del anclaje N.º 03 para un estado en reposo y estado activo

F ($\sigma'o$) = Presión de tierra	10.09	tn/m	F ($\sigma'a$) = Presión de tierra	6.39	tn/m
F (S/C) = Sobrecarga	1.54	tn/m	F (S/C) = Sobrecarga	1.23	tn/m
$\Sigma F3h$ = Fuerza horizontal	11.63	tn/m	$\sigma\Delta ad$ = Sismo	1.3	tn/m
@ = Espaciamiento horizontal	3.00	m	$\Sigma F3h$ = Fuerza horizontal	8.92	tn/m
Ψ = Ángulo de inclinación	25	º	@ = Espaciamiento horizontal	3.00	m
F3 = Fuerza de tensado	38.50	tn	Ψ = Ángulo de inclinación	25	º
			F3 = Fuerza de tensado	29.54	tn

Tabla 109

Reacción en la base del muro para un estado en reposo y estado activo

F ($\sigma'o$) = Presión de tierra	1.44	tn/m	F ($\sigma'a$) = Presión de tierra	0.91	tn/m
F (S/C) = Sobrecarga	0.58	tn/m	F (S/C) = Sobrecarga	0.46	tn/m
ΣFBh = Fuerza horizontal	2.02	tn/m	$\sigma\Delta ad$ = Sismo	0.06	tn/m
@ = Espaciamiento horizontal	3.00	m	ΣFBh = Fuerza horizontal	1.43	tn/m
Ψ = Ángulo de inclinación	25	º	@ = Espaciamiento horizontal	3.00	m
RB = Fuerza de tensado	6.68	tn	Ψ = Ángulo de inclinación	25	º
			RB = Fuerza de tensado	4.75	tn

Con lo mostrado en las tablas anteriores, se obtiene las fuerzas de tensión en los anclajes para un espaciamento horizontal de 3m y un ángulo de inclinación de perforación de 25º, para el estado en reposo los máximos valores se dan en el 2º y 3º anclaje con 48.78 tn y 38.50 tn respectivamente, y para un estado activo el valor máximo es para el 1º anclaje con 61.68 tn, también se halló la reacción en la base que se interpretaría como el esfuerzo pasivo producido en el muro con un valor de 6.68 tn.

c) Cálculo de la longitud libre de adherencia

La inclinación de la cuña de falla se da en la zona activa detrás del muro a un ángulo de “ $45+\phi/2$ ”, formándose una línea de falla que servirá como límite mínimo para estimar la longitud libre de adherencia donde también se adicionará la separación de $0.2H$ o $1.5m$ con una longitud mínima libre de adherencia es de $4.50m$; para efectos de compresión se muestra la siguiente figura 184 y los resultados obtenidos en la siguiente tabla 110.

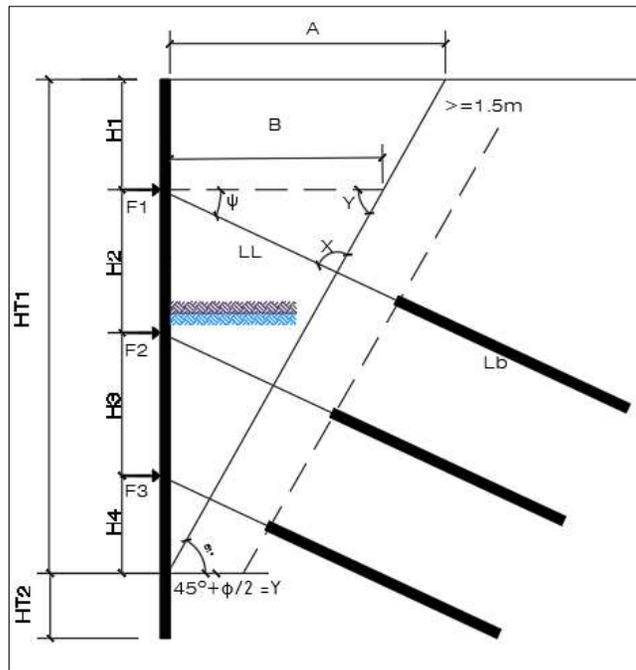


Figura 184: Descripciones geométricas del muro pantalla en el proyecto “San Pedro”

Tabla 110

Resultados del cálculo de la longitud libre de adherencia en una primera evaluación

$Y = 45+\phi/2$	62.50	º
$A = HT1*\tan(90-Y)$	4.84	m
$B = (HT1-H1)/HT1*A$	4.06	m
ψ	25	º
X	92.50	º
$B/\text{sen}(x)$	4.06	
$\text{sen}(Y)$	0.89	
LL	3.61	m
1.5 o 0.2H	1.86	m
LL inicial'	5.47	m
min	4.50	m
LL 1º evaluación	7.00	m
Z1 =	4.46	m
Z2 =	7.46	m

La longitud libre de adherencia inicial fue de 5.47m, cumple con el mínimo es 4.50m, pero la altura libre a la cimentación vecina es resultando 3.81 para Z1 y 6.81 para Z2, que según lo mínimo requerido 4.50m, por lo tanto, la longitud libre para una 1º evaluación seria de 7.00 ya la altura Z1 = 4.50 cumpliendo con el mínimo.

d) Cálculo de la longitud del Bulbo

Se usará el valor de capacidad de adherencia de 0.80Mpa para un suelo GM (Grava limosa), dichos cálculos se muestran en la siguiente tabla 111.

Tabla 111

Cálculo de la longitud de bulbo para la línea de anclaje 1, 2 y 3

Lb 1 = $P_w/\pi D\tau_w$	4.50	Min 4.50m
$P_w =$	726.06	KN
$D = d*FS = d*1.2$	0.16	m
$\tau_w = \tau_{ult}/2$	400	Kpa
$\tau_{ult} =$	0.80	Mpa, E050
Lb 2 = $P_w/\pi D\tau_w$	4.50	Min 4.50m
$P_w =$	574.27	KN
Lb 3 = $P_w/\pi D\tau_w$	4.50	Min 4.50m
$P_w =$	453.17	KN

Los valores de la longitud de bulbo para el anclaje N.º 01, 02 y 03 es de 4.50 m usando un tipo de inyección Global Unificada (IGU), estos valores están en función del diámetro de perforación (d) y el factor de seguridad usado es de 1.2.

e) Verificación de la estabilidad interna de la estructura

Se determinará el plano crítico de falla por el método de “Sliding Wedge Analysis Method” (Método de análisis de cuña deslizante) donde se hallará una fuerza horizontal externa requerida, “PREQ”, para mantener la estabilidad del plano deslizante, no siendo mayor que la suma de todas las fuerzas horizontales de los anclajes incluyendo la reacción en la base de la estructura flexible, y si resulta mayor tendríamos que aumentar las fuerzas en los anclajes o aumentar el empotramiento.

La fuerza PREQ se hallará usando un K_p (coeficiente pasivo por Caquot y Kerisel), y el ángulo de fricción suelo estructura.

- $\Phi_{mob} = \tan^{-1}(\tan\Phi/FS) = 25.00$
- $\delta^\circ = 25.00^\circ$
- $K_p = 8.36$ (Por DIN 4085)
- $\xi = d/H$

Tabla 112

Proceso iterativo para halla el "PREQ"

HT2 =	0.00	m	HT2 =	0.20	m	HT2 =	0.40	m	HT2 =	0.60	m
HT1 =	9.30	m	HT1 =	9.30	m	HT1 =	9.30	m	HT1 =	9.30	m
$\xi =$	0.00	m	$\xi =$	0.02	m	$\xi =$	0.04	m	$\xi =$	0.06	m
$\rho^{\circ} = \alpha$	P REQ		ρ°	P REQ		ρ°	P REQ		ρ°	P REQ	
55	33.213	tn/m	55	34.291	tn/m	55	34.669	tn/m	55	34.348	tn/m
56	33.297	tn/m	56	34.376	tn/m	56	34.748	tn/m	56	34.414	tn/m
57	33.338	tn/m	57	34.416	tn/m	57	34.781	tn/m	57	34.433	tn/m
58	33.339	tn/m	58	34.413	tn/m	58	34.768	tn/m	58	34.403	tn/m

Con el proceso iterativo, se halló el valor de la fuerza horizontal requerida $P_{req} = 34.75$ tn/m para mantener el equilibrio en el plano de falla, siendo menor que la suma de las fuerzas horizontales de los anclajes y la resistencia en la base 35.04 tn/m por lo que "cumple" ya que el P_{req} es menor a la suma de tensiones, por lo tanto, no va ver falla en la cuña y se tomara como fuerzas de diseño a los valores mayores, por otra parte el ángulo y la altura de empotramiento que satisface esta superficie de falla son los valores de 57° y 0.40m (aproximaremos a 1.00 m., por lo tanto, como 2^o evaluación de los anclajes tanto para la línea 1, 2 y 3 es:

Anclaje N.º 01

- LL 6.40 m.
- Lb 4.50 m.

Anclaje N.º 02

- LL 4.80 m.
- Lb 4.50 m.

Anclaje N.º 03

- LL 4.50 m.
- Lb 4.50 m.

f) Tercera evaluación de longitud libre por falla de estabilidad global

Se hará un análisis por estabilidad global para ver el círculo de falla y obtener nuevas longitudes libres, se hará el uso del programa "Geo 5-Muros pantalla", para obtener el círculo de falla y calcular las longitudes libres mínimas.

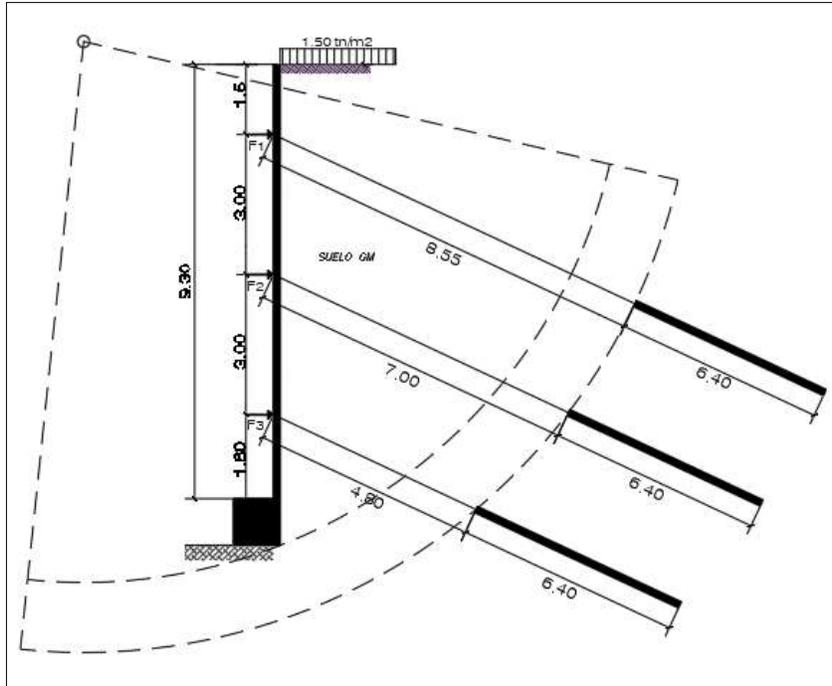


Figura 185: Circulo de falla de talud en el muro pantalla.

Según la imagen 185, las nuevas longitudes libres son mayores a las antes calculadas por lo que se tomarán como referencia hasta una siguiente evaluación.

g) Verificación de la estabilidad externa de la estructura

Se basa en el equilibrio que debe tener la masa del suelo que contiene el muro con longitudes adecuadas de los anclajes, siendo el modo de análisis para cada línea de anclaje el proceso iterativo de la estabilidad externa para cada superficie de falla que produzca cada anclaje, encontrándose así un ángulo de fricción interno movilizado que se comparara con el ángulo de fricción interno del suelo, siendo el factor de seguridad ≥ 1.5 .

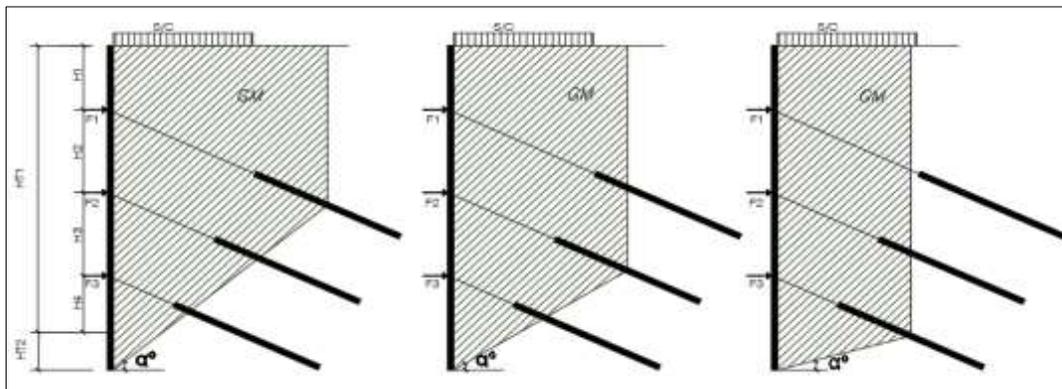


Figura 186: Cuñas de falla para ambas líneas de anclaje

Para la obtención de los coeficientes activos y pasivos, hay diferentes métodos de aplicación, para este caso usaremos las dispuestas por los ábacos de Caquot y Kerisel.

Evaluaremos la estabilidad externa en condiciones sísmicas, la longitud libre de adherencia debe estar fuera de la zona activa de falla por Mononobe y Okabe. Con lo dispuesto en el anterior proyecto se calculará el ángulo (ρA) que satisfaga el equilibrio del plano deslizante con el factor del sismo, luego se recalculará en una 4ª evaluación las dimensiones finales de la longitud libre de adherencia y longitud del bulbo como se muestra en la tabla 113.

- W1 = 9.93°
- A = 0.27
- B = 0.70
- ρA = 29.70°
- HT2 = 1.00 m.

Tabla 113

Evaluación de longitudes libres y de bulbo para las líneas de anclaje

	1º EVALUACION			2º EVALUACION			3º EVALUACION			4º EVALUACION		
	N.º 01	N.º 02	N.º 03	N.º 01	N.º 02	N.º 03	N.º 01	N.º 02	N.º 03	N.º 01	N.º 02	N.º 03
LL	7.00	4.500	4.50	6.40	4.80	4.50	8.55	7.00	4.80	11.30	8.10	4.90
Lb	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50
LT	11.50	11.50	11.50	10.90	9.30	9.00	13.05	11.50	9.30	15.80	12.60	9.40

Se verifican cuatro evaluaciones en donde se aprecia que con el factor sismo se incrementa las longitudes, pero es menor a los valores hallados por el círculo de falla del talud. Se tomará las dimensiones máximas para evaluar los factores de seguridad por estabilidad externa en los anclajes.

Características del anclaje 01

- Ψ = 25°
- LL = 11.30 m
- Lb = 4.50 m
- LT = 15.80 m
- BF1 = 12.28 m
- PF1 = 7.23 m
- ξ = 0.11 m
- Y = 0.78 m
- X = 1.32 m
- α' = 14.10°

Tabla 114

Proceso iterativo para encontrar el equilibrio del plano deslizante del anclaje 01

ϕ_1	$\delta^\circ =$	K_a	K_p	A	B	A + B
16	10.67	0.50	2.31	2.48	-8.10	-5.62
17	11.33	0.49	2.45	2.48	-5.15	-2.66
18	12.00	0.47	2.60	2.48	-3.69	-1.20
19	12.67	0.45	2.75	2.48	-2.78	-0.30
20	13.33	0.44	2.90	2.48	-2.24	0.24
21	14.00	0.43	3.05	2.48	-1.85	0.63
22	14.67	0.41	3.20	2.48	-1.49	0.98
23	15.33	0.39	3.35	2.48	-1.26	1.22
24	16.00	0.38	3.61	2.48	-1.08	1.40

- $\emptyset = 35.00$
- $\emptyset_{mob} = 20.00$
- $FS = \frac{Tan\phi}{Tan\phi_{mob}} = 1.92 > 1.5$ CUMPLE

Características del anclaje 02

- $\psi = 25^\circ$
- $LL = 8.10$ m
- $Lb = 4.50$ m
- $LT = 12.60$ m
- $BF1 = 9.38$ m
- $PF1 = 8.87$ m
- $\xi = 0.11$ m
- $Y = 0.95$ m
- $X = 1.01$ m
- $\alpha' = 8.6^\circ$

Tabla 115

Proceso iterativo para encontrar el equilibrio del plano deslizante del anclaje 02

ϕ_1	$\delta^\circ =$	K_a	K_p	A	B	A + B
16	10.67	0.50	2.31	2.07	-3.32	-1.25
17	11.33	0.49	2.45	2.07	-2.82	-0.74
18	12.00	0.47	2.60	2.07	-2.42	-0.35
19	12.67	0.45	2.75	2.07	-2.07	0.00
20	13.33	0.44	2.90	2.07	-1.83	0.24
21	14.00	0.43	3.05	2.07	-1.63	0.44
22	14.67	0.41	3.20	2.07	-1.40	0.67
23	15.33	0.39	3.35	2.07	-1.24	0.83
24	16.00	0.38	3.61	2.07	-1.11	0.95

- $\emptyset = 32.00$
- $\emptyset_{mob} = 19.00$
- $FS = \frac{Tan\phi}{Tan\phi_{mob}} = 2.03 > 1.5$ CUMPLE

Características del anclaje 03

- $\psi = 25^\circ$
- LL = 4.90 m
- Lb = 4.50 m
- LT = 9.40 m
- BF1 = 6.48 m
- PF1 = 10.52 m
- $\xi = 0.11$ m
- Y = 1.13 m
- X = 0.70 m
- $\alpha' = -2.0^\circ$

Tabla 116

Proceso iterativo para encontrar el equilibrio del plano deslizante del anclaje 03

ϕ_1	$\delta^\circ =$	Ka	Kp	A	B	A + B
13	8.67	0.57	2.31	1.56	-2.63	-1.08
14	9.33	0.54	2.38	1.56	-2.32	-0.76
15	10.00	0.52	2.45	1.56	-2.10	-0.54
16	10.67	0.51	2.52	1.55	-1.91	-0.35
17	11.33	0.49	2.59	1.55	-1.73	-0.18
18	12.00	0.47	2.66	1.55	-1.58	-0.02
19	12.67	0.45	2.73	1.55	-1.44	0.12
20	13.33	0.44	2.80	1.55	-1.31	0.24
21	14.00	0.42	3.05	1.55	-1.19	0.36

- $\emptyset = 32.00$
- $\emptyset_{mob} = 18.00$
- $FS = \frac{Tan\phi}{Tan\phi_{mob}} = 2.16 > 1.5$ CUMPLE

En las tablas mostradas 114, 115 y 116 se muestra los cálculos hechos para la obtención de los factores de seguridad en relación con los ángulos de fricción interna de movilización de la masa del suelo y del ángulo de fricción interna del suelo, cuales FS para cada anclaje son de 1.92, 2.03 y 2.16 respectivamente, lo que cumplen con el mínimo requerido de 1.5.

h) Verificación de estabilidad global

Se verificará la falla por un deslizamiento profundo de forma circular, para ello se tomará puntos críticos para dicho análisis, por lo que nos apoyaremos en software "Geo5- Muro pantalla"

solo para el análisis de la estabilidad de la estructura de sostenimiento y ver si cumple con el factor de seguridad establecido mayor a 1.25 en condiciones pseudo- estáticas.

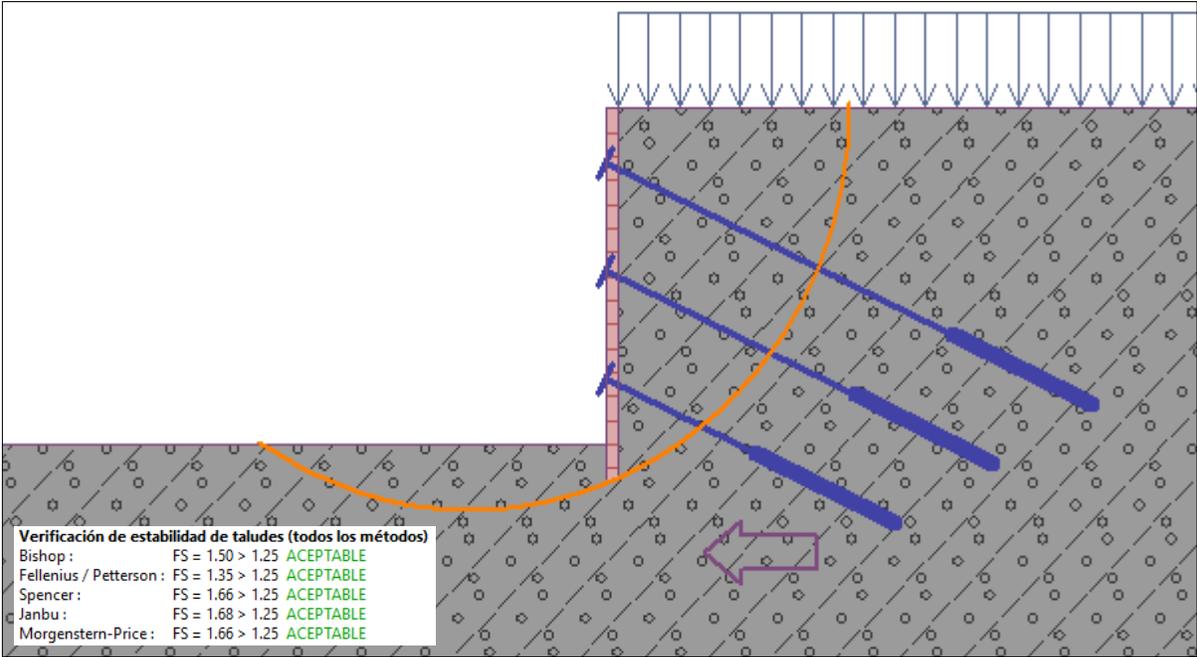


Figura 187: Estabilidad de la estructura de sostenimiento flexible, bajo un análisis Seudoestático usando el software Geo5-Muro pantalla

La estabilidad de la estructura de sostenimiento flexible es de 1.50 y cumple con el factor de seguridad mayor a 1.25.

i) Cálculo del asentamiento

La deformación en la estructura vecina va a ser casi nula, por lo que calcularemos el asentamiento de la estructura para el estrato de cimentación (GM).

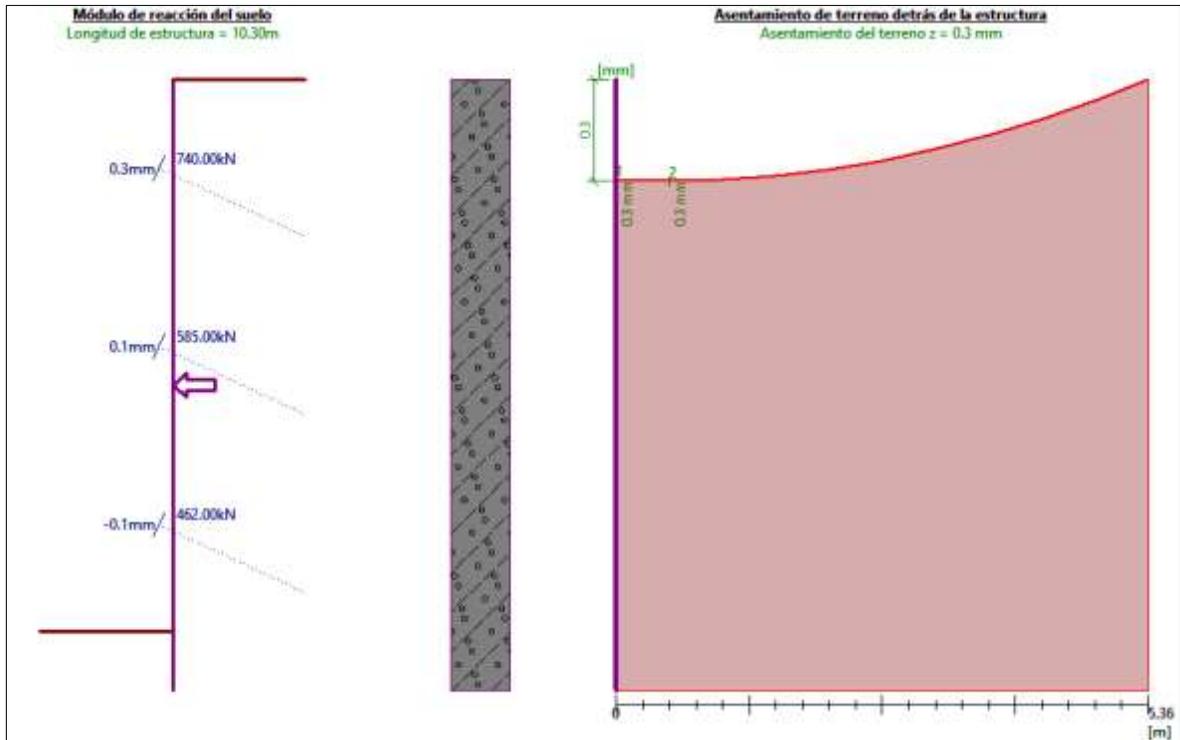


Figura 188: Cálculo de asentamientos y deformaciones en el muro pantalla usando "Geo5-Muros pantalla"

Como se ve en la figura 188, el asentamiento en el trasdós de la pantalla será máximo de 0.3mm<25mm y las deformaciones son insignificantes, por lo que queda demostrado que aplicando un estado en reposo las deformaciones serán casi nulas para este tipo de estructuras.

j) Diseño del cable de acero (torón)

Con las tensiones calculadas anteriormente se pasará a evaluar el número de cables de acero (Torón) a usar en cada línea de anclaje, se usó el cable de 15mm de diámetro, las especificaciones están en el Anexo D.

Tabla 117

Cálculo de número de cables de acero (torones) para los anclajes

	Fuerza KN	Ø"	Tup	0.6 * fup * Aps	1 de 1x7	# cables	# cables
F1 Diseño	726.06	5/8"	260.75	156.45	156.45	4.64	5.00
F2 Diseño	574.27	5/8"	260.75	156.45	156.45	3.67	4.00
F3 Diseño	453.17	5/8"	260.75	156.45	156.45	2.90	3.00

Anclaje N.º 01

- Ee = 2.10E+06 kg/cm²; Módulo de elasticidad para torones de presfuerzo de grado A416

- A_s = 7.00 cm²; Área de los 5 cables de acero
- LL = 11.30 m; longitud libre de adherencia para el anclaje N.º 01
- F1 Diseño = 74.01 tn; Fuerza de diseño para el anclaje N.º 01
- ΔL = 5.69 cm; Enlongacion del cable de acero = $\frac{F1d*LL}{As*Ee}$
- ΔLt = 6.78 cm; Elongación total en el cable = $1.08 * \Delta L + 6.35$
- T = 865.18 Kn; Tracción producida por el anclaje = $\frac{As*Ee*\Delta Lt}{LL}$
- $0.7 * f_{pu} * A_{ps}$ = 912.62 Kn; Resistencia del cable al 70% > T (**Cumple**)
- f_{pu} = 403.46 Bar = 1303.75/226.2 (carga total/superficie del pistón TMA 15015-P 226.2cm²), Presión que pueda romper el cable.
- T_{pu} = 1303.75 Kn; El esfuerzo producido por los 5 cables al 100%
- F_j = 267.74 Bar; tensión del Jack = $\frac{T}{T_{pu}} f_{pu}$

Anclaje N.º 02

- E_e = 2.10E+06 kg/cm²; Módulo de elasticidad para torones de presfuerzo de grado A416
- A_s = 5.60 cm²; Área de los 4 cables de acero
- LL = 8.10 m; longitud libre de adherencia para el anclaje N.º 02
- F2 Diseño = 58.54 tn; Fuerza de diseño para el anclaje N.º 02
- ΔL = 4.03 cm; Enlongacion del cable de acero = $\frac{F1d*LL}{As*Ee}$
- ΔLt = 4.99 cm; Elongación total en el cable = $1.08 * \Delta L + 6.35$
- T = 710.65 Kn; Tracción producida por el anclaje = $\frac{As*Ee*\Delta Lt}{LL}$
- $0.8 * f_{pu} * A_{ps}$ = 834.40 Kn; Resistencia del cable al 80% > T (**Cumple**)
- f_{pu} = 368.88 bar = 1043/226.2
- T_{pu} = 1043.0 Kn; El esfuerzo producido por los 4 cables al 100%
- F_j = 251.34 Bar; Tensión del Jack = $\frac{T}{T_{pu}} f_{pu}$

Anclaje N.º 03

- E_e = 2.10E+06 kg/cm²; Módulo de elasticidad para torones de presfuerzo de grado A416
- A_s = 4.20 cm²; Área de los 3 cables de acero
- LL = 7.00 m; longitud libre de adherencia para el anclaje N.º 03
- F3 Diseño = 46.20 tn; Fuerza de diseño para el anclaje N.º 03
- ΔL = 3.67 cm; Enlongacion del cable de acero = $\frac{F1d*LL}{As*Ee}$
- ΔLt = 4.59 cm; Elongación total en el cable = $1.08 * \Delta L + 6.35$

- $T = 567.92 \text{ Kn}$; Tracción producida por el anclaje = $\frac{A_s * E_e * \Delta L_t}{L_L}$
- $0.8 * f_{pu} * A_{ps} = 625.80 \text{ Kn}$; Resistencia del cable al 80% > T (**Cumple**)
- $f_{pu} = 276.66 \text{ bar} = 782.25/226.2$
- $T_{pu} = 782.25 \text{ Kn}$; El esfuerzo producido por los 3 cables al 100%
- $F_j = 212.75 \text{ Bar}$, Tensión del Jack = $\frac{T}{T_{pu}} f_{pu}$

Por lo tanto, para las tres líneas de los anclajes N.º 01, N.º 02 y N.º 03 se usará 5 cables, 4 y 3 respectivamente de acero de grado 270, diámetro nominal de 15.20mm con un área total de 7.00, 5.60 y 4.20 cm², con una tensión del Jack de 270, 255 y 215 Bari respectivamente para cada anclaje.

k) Diseño de plancha de apoyo

Con las fuerzas de diseño de los anclajes pasaremos a diseñar la plancha de apoyo para las tres líneas de anclaje.

Anclaje N.º 01 N.º 02 y N.º 03: Se usará la fuerza mayor como crítico para uniformizar sección, ya que la placa es temporal y pasar a retiro una vez destensado los cables.

- $f'_c = 28 \text{ Mpa}$; Resistencia del concreto
- $F_{1Diseño} = 726.06 \text{ Kn}$; Tensión en el anclaje
- $A_c = 0.074 \text{ m}^2$; Área crítica de la plancha = $A_c = \frac{F_{1d}}{350 * f'_c}$
- $D = 0.132 \text{ m.}$; Diámetro de la cabeza de anclaje para un número de 4 cables de 15mm.
- m (tanteo) = 0.075 m; Resultado de resolver la ecuación $A_c = (D+2m) * (D+2m)$, redondeando al valor de 0.07m.
- $A_p = 0.080 \text{ m}^2$; Área definitiva de la plancha, tiene que ser mayor al área crítica. Por lo tanto, **CUMPLE.**
- $L = 0.28 \text{ m}$; Longitud del lado de la plancha = $D+2m$
- $2D' = 0.31 \text{ m}$; Considerando que los lados de la placa nunca deben ser mayores que dos veces el diámetro de perforación y nunca ser menores de 20 cm. Por lo tanto, **CUMPLE.**
- $M = 0.026 \text{ MN-m}$; Momento generado en la plancha = $\frac{F_{1c}}{A_p} * \frac{m^2}{2}$
- $t_p = 3.02 \text{ cm} = 1.19 \text{ in}$; Espesor de la plancha = $\sqrt{\frac{6M}{f_b}}$

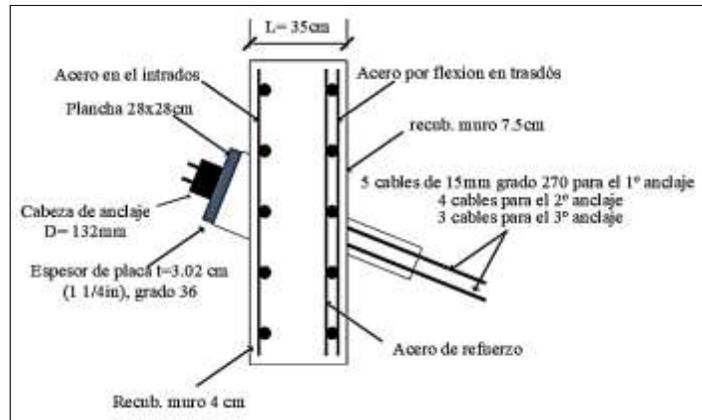


Figura 189: Sección y detalle del anclaje en el muro pantalla para el proyecto "San Pedro"

I) Diseño por flexión del muro anclado

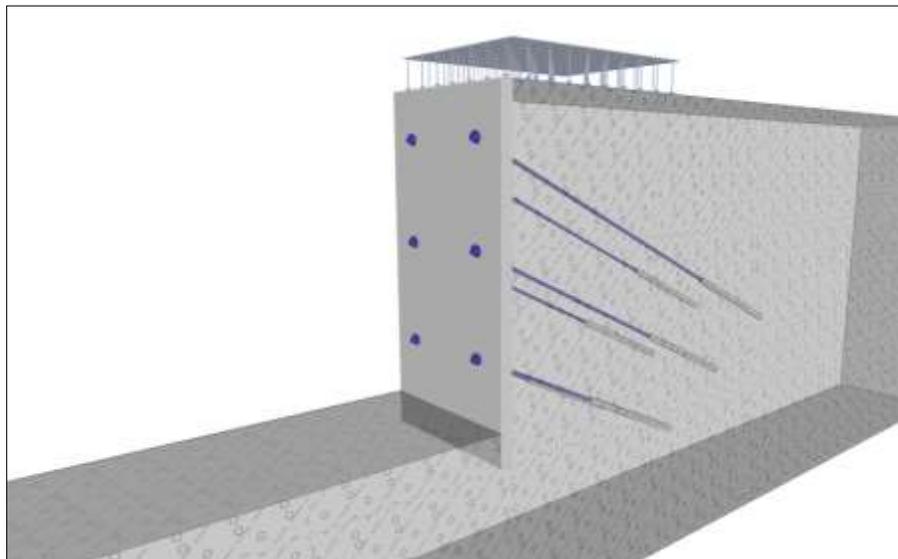


Figura 190: Modelamiento del muro anclado con el programa "Geo -5-Muro pantalla".

Se tendrá en cuenta las fases del proceso constructivo de Tensado y Destensado y en consecuencia no se tendrá la misma disposición de acero en una fase comparada con otra.

✓ Fase 1:

- $f'c$ = 280.00 Kg/cm²; resistencia del concreto
- e (muro) = 30.00 cm; espesor del muro
- b = 100.00 cm; Se trabajará para una franja de 1m.
- Rec = 7.50 cm; recubrimiento
- d = 22.50 cm; peralte efectivo
- $f'y$ = 4,200.00 Kg/cm²; esfuerzo de fluencia del acero

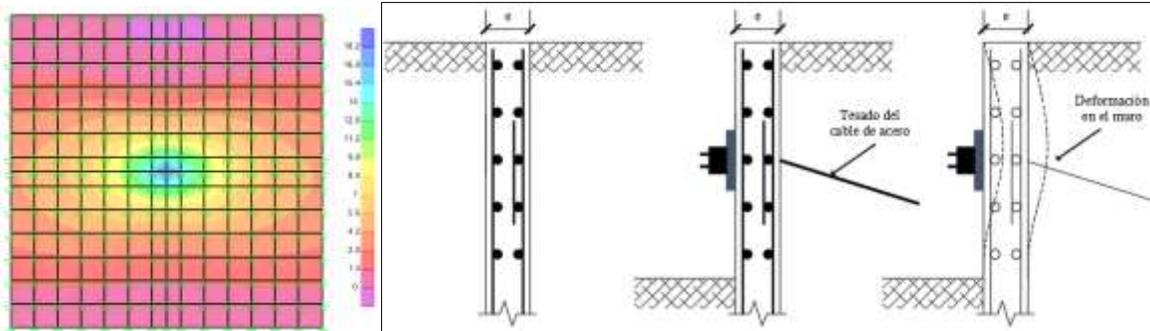


Figura 191: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 1

- Requerimientos mínimos por la Norma E060 para el cálculo de acero:

$$A_{smin} = 0.0025 * b * d; \text{ para refuerzo vertical y horizontal}$$

Tabla 118

Diseño del acero vertical en el muro anclado para la fase 1

DISEÑO DEL MURO ANCLADO- ACERO VERTICAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	15.60	0.00	tn-m
área comprimida	a	2.79	0.00	cm
As requerido	As req	15.81	0.00	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	6.88	6.88	cm ²
As calculado	As cal	15.81	6.88	cm ²
Refuerzo escogido		∅ 5/8	∅ 5/8	
Espaciamiento	s	0.13	0.29	cm
As colocado	As col	∅5/8 @ 13	∅5/8 @ 25	
As col	As col	16	8	cm ²

Tabla 119

Diseño del acero horizontal en el muro anclado para la fase 1

DISEÑO DEL MURO ANCLADO - ACERO VERTICAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	13.50	0.00	tn-m
área comprimida	a	2.40	0.00	cm
As requerido	As req	13.58	0.00	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	6.88	6.88	cm ²
As calculado	As cal	13.58	6.88	cm ²
Refuerzo escogido		∅ 5/8	∅ 5/8	
Espaciamiento	s	0.15	0.29	cm
As colocado	As col	∅5/8 @ 15	∅5/8 @ 25	
As col	As col	14	8	cm ²

Se tiene acero mínimo horizontal y vertical $\varnothing 5/8'' @ 25\text{cm}$, acero de refuerzo en la zona de anclaje para el trasdós $\varnothing 5/8'' @ 13\text{cm}$ vertical y $\varnothing 5/8'' @ 15\text{cm}$ horizontal, de esta manera se cumple con el diseño para la fase 1 de muro anclado.

Fase 2:

Construcción de dos paneles (6.00m x 3.00m) con apoyo simple en el suelo.

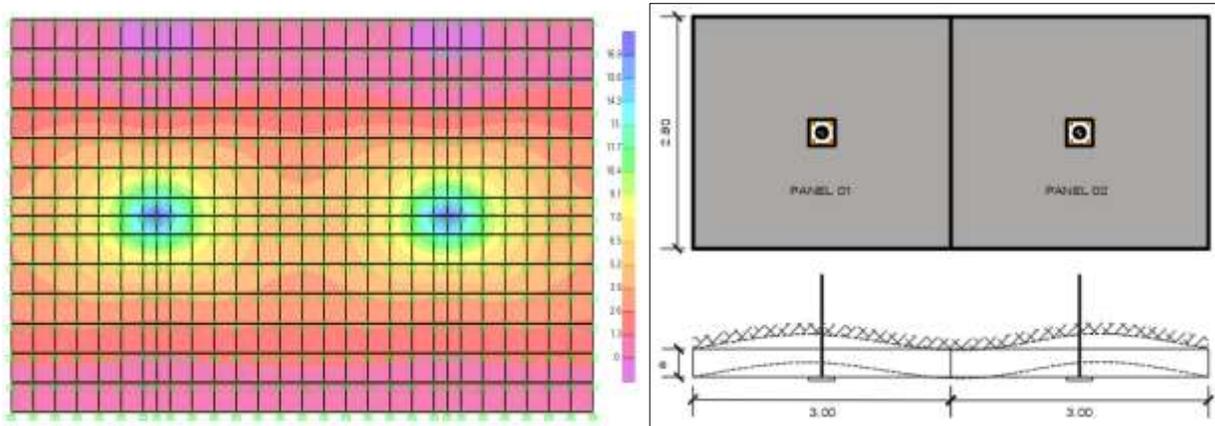


Figura 192: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 2

Tabla 120

Diseño del acero vertical en el muro anclado para la fase 2.

DISEÑO DE LA PANTALLA - ACERO VERTICAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	15.60	3.00	tn-m
área comprimida	a	2.79	0.51	cm
As requerido	As req	15.81	2.91	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	6.88	6.88	cm ²
As calculado	As cal	15.81	6.88	cm ²
Refuerzo escogido		$\varnothing 5/8$	$\varnothing 5/8$	
Espaciamiento	s	0.13	0.29	cm
As colocado	As col	$\varnothing 5/8 @ 13$	$\varnothing 5/8 @ 25$	
As col	As col	16	8	cm ²

Tabla 121

Diseño del acero horizontal en el muro anclado para la fase 2

DISEÑO DE LA PANTALLA - ACERO HORIZONTAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	14.00	3.00	tn-m
área comprimida	a	2.49	0.51	cm
As requerido	As req	14.11	2.91	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	6.88	6.88	cm ²
As calculado	As cal	14.11	6.88	cm ²
Refuerzo escogido		\emptyset 5/8	\emptyset 5/8	
Espaciamiento	s	0.14	0.29	cm
As colocado	As col	\emptyset 5/8 @ 14	\emptyset 5/8 @ 25	
As col	As col	16	8	cm ²

Se tiene acero mínimo horizontal y vertical \emptyset 5/8" @ 25cm, acero de refuerzo en la zona de anclaje para el trasdós \emptyset 5/8" @ 13cm vertical y \emptyset 5/8" @ 14cm horizontal, de esta manera se cumple con el diseño para la fase 2 de muro anclado.

Fase 3:

Construcción de varios paneles tanto verticales como horizontales con apoyo simple en el suelo.

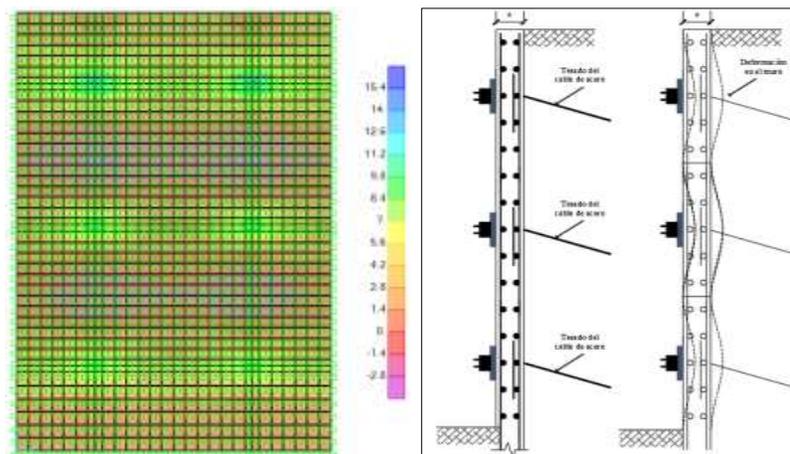


Figura 193: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 3

Tabla 122

Diseño del acero vertical en el muro anclado para la fase 3.

DISEÑO DEL MURO ANCLADO - ACERO VERTICAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	15.40	2.80	tn-m
área comprimida	a	2.75	0.48	cm
As requerido	As req	15.60	2.72	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	6.88	6.88	cm ²
As calculado	As cal	15.60	6.88	cm ²
Refuerzo escogido		Ø 5/8	Ø 5/8	
Espaciamiento	s	0.13	0.29	cm
As colocado	As col	Ø5/8 @ 13	Ø5/8 @ 25	
As col	As col	16	8	cm ²

Tabla 123

Diseño del acero horizontal en el muro anclado para la fase 3

DISEÑO DEL MURO ANCLADO - ACERO HORIZONTAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	15.00	3.00	tn-m
área comprimida	a	2.68	0.51	cm
As requerido	As req	15.17	2.91	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	6.88	6.88	cm ²
As calculado	As cal	15.17	6.88	cm ²
Refuerzo escogido		Ø 5/8	Ø 5/8	
Espaciamiento	s	0.13	0.29	cm
As colocado	As col	Ø5/8 @ 13	Ø5/8 @ 25	
As col	As col	16	8	cm ²

Se tiene acero mínimo horizontal y vertical Ø 5/8" @ 25cm, acero de refuerzo en la zona de anclaje para el trasdós Ø 5/8" @ 13cm vertical y horizontal Ø 5/8" @ 13cm, de esta manera se cumple con el diseño para la fase 3 de muro anclado.

✓ Fase 4:

Se empieza a construir los forjados o techos de los sótanos y demás pisos superiores por lo que el muro ya no actuará a solo flexión sino entrara a un comportamiento de flexo compresión, y también se retirara la fuerza de tensión en los anclajes ya que las losas de los techos de los sótanos se comportaran como apoyo y ya no sería necesario la fuerza de tensado, y se analizara cuando la estructura completa entra ya en servicio.

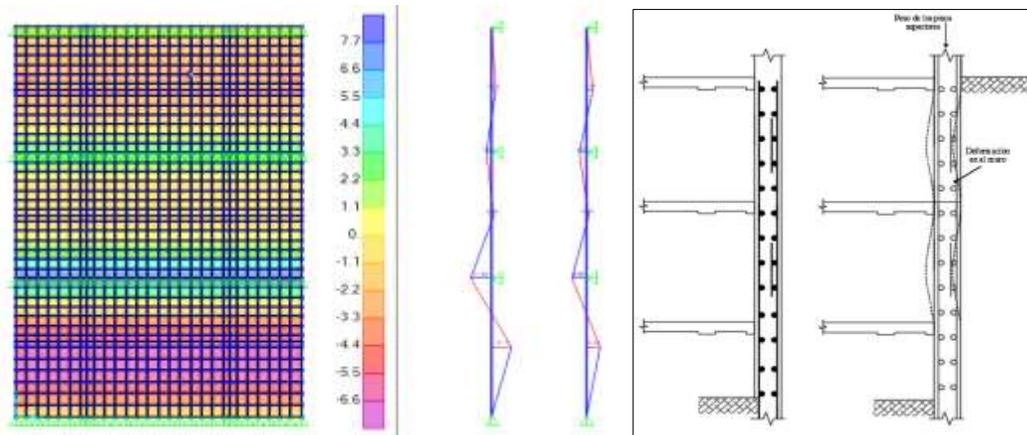


Figura 194: Proceso constructivo y comportamiento estructural fase 4

Tabla 124

Diseño del acero vertical en el muro anclado para la fase 4

DISEÑO DEL MURO ANCLADO - ACERO VERTICAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	10.00	10.00	tn-m
área comprimida	a	1.75	1.75	cm
As requerido	As req	9.94	9.94	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	6.88	6.88	cm ²
As calculado	As cal	9.94	9.94	cm ²
Refuerzo escogido		\emptyset 5/8	\emptyset 5/8	
Espaciamiento	s	0.20	0.20	cm
As colocado	As col	\emptyset 5/8 @ 20	\emptyset 5/8 @ 20	
As col	As col	10	10	cm ²

Tabla 125

Diseño del acero horizontal en el muro anclado para la fase 4

DISEÑO DEL MURO ANCLADO - ACERO VERTICAL				
CARA		TRASDOS	INTRADOS	
Momento	M	2.00	1.50	tn-m
área comprimida	a	0.34	0.26	cm
As requerido	As req	1.94	1.45	cm ²
Cuantía mínima	ρ min	0.0025	0.0025	
As mínimo	As min	6.88	6.88	cm ²
As calculado	As cal	6.88	6.88	cm ²
Refuerzo escogido		\emptyset 5/8	\emptyset 5/8	
Espaciamiento	s	0.29	0.29	cm
As colocado	As col	\emptyset 5/8 @ 25	\emptyset 5/8 @ 25	
As col	As col	8	8	cm ²

Se tiene acero mínimo horizontal y vertical $\varnothing 5/8'' @ 25\text{cm}$, el acero de refuerzo en la zona del apoyo del forjado para el trasdós será de $\varnothing 5/8'' @ 20\text{cm}$ vertical, y para la zona de intermedia de $\varnothing 5/8'' @ 20\text{cm}$ vertical para el intradós, de esta manera se cumple con el diseño para la fase 4 de muro anclado.

m) Diseño por cortante del muro anclado

La primera verificación será por corte como viga y tendrá lugar en la fase de tensado, el elemento se comportará como una viga ancha y el agrietamiento diagonal será en toda la extensión del ancho total del elemento. (NTP E060, 2016)

Datos:

- Dimensión de la pantalla por anclaje = 3.00 m x 3.00 m.
- Espesor del muro (e) = 35 cm
- Sección de la plancha = 0.28 cm x 0.28 cm
- recubrimiento (r) = 7.5 cm
- peralte efectivo = (d) = e-r = 22.5 cm
- brazo torsor (c) crítico = $(3-0.25)/2$ = 1.36 m
- longitud de diseño (b) = 1.00 m
- $q_u = F_{d\max}/\text{Área de muro}$ = 8.22 tn/m²
- $V_u = q_u \times (c-d) \times b$ = 11.18 tn (cortante última)
- $\varnothing V_c = 0.85 \times 0.53 \times f_c^{1/2} \times b \times d$ = 20.73 tn (resistencia a la cortante del concreto)
- $V_u \leq \varnothing V_c$ Cumple

La segunda verificación será por punzonamiento o comportamiento en dos direcciones ya que el agrietamiento se presentaría sobre la superficie de un cono o pirámide truncado en torno a la reacción concentrada. (NTP E060, 2016)

A continuación, se muestran los resultados.

- $b_o = (b_{col} + d) \times 2 + (t_{col} + d) \times 2$ = 2.23 m; perímetro de la superficie de agrietamiento
- $A_o = (b_{col} + d) \times (t_{col} + d)$ = 0.31 m²; área de la superficie de agrietamiento
- $A_{total} = B \times T$ = 9.00 m²; área del panel del muro pantalla
- B_c = 1.00; relación entre dimensiones de la plancha.

Cortante por punzonamiento actuante

- P_u = 74.01 tn; Fuerza de diseño máximo en el anclaje.
- $V_u = P_u - q_u \times A_o$ = 71.46 tn

Cortante por punzonamiento resistente

- $V_c = (0.53 + 1.1/B_c) \times (f'_c)^{1/2} \times b \times d = 167.11 \text{ tn}$

Cortante límite máx.

- $V_c \text{ lim} \leq 1.1 \times f'_c \times b \times d = 112.78 \text{ tn}$

Cortante actuante

- $\phi V_c = 0.85 \times V_{c \text{ menor}} = 95.86 \text{ tn}$

- $V_u \leq \phi V_c$ Cumple

Por lo tanto, cumple con la sección de la plancha de 28x28cm y el espesor del muro de la pantalla de 35cm.

n) Detallado de acero del muro anclado.

Con respecto a los cálculos anteriores por fases de construcción, en la siguiente tabla 126 se muestra un resumen de cada fase y disposición de acero para un detallado definitivo.

Tabla 126

Disposición de acero en el muro pantalla para diferentes fases de construcción.

FASES	1º FASE		2º FASE		3º FASE		4º FASE	
	TRASDOS	INTRADOS	TRASDOS	INTRADOS	TRASDOS	INTRADOS	TRASDOS	INTRADOS
VERTICAL	Ø5/8 @ 25							
HORIZONTAL	Ø5/8 @ 25							
Ref. Vertical	Ø5/8 @ 13		Ø5/8 @ 13		Ø5/8 @ 13			
Ref. Horizontal	Ø5/8 @ 15		Ø5/8 @ 14		Ø5/8 @ 13			

Se puede ver que, en la 3º fase de construcción, donde se tiene toda la estructura en tensado es más crítico la disposición de acero, y ya en la 4º fase también se usara refuerzo vertical en la zona de apoyos de forjados y momentos positivos, por lo que tomaremos dicha disposición para el armado de fierro, detallado de la armadura en los planos (Anexo F)

7.2.1.3 Consecuencias al respecto

El proceso constructivo va de la mano con el diseño para un buen comportamiento estructural, pero que pasa si obviamos factores importantes, como el nivel alto de las aguas subterráneas, análisis de estabilidad externo e internos y factores de seguridad por debajo de la permitida como la estabilidad global por falla circular profunda; todos estos problemas pueden originar desastres como lo mostrado en las siguientes figuras.

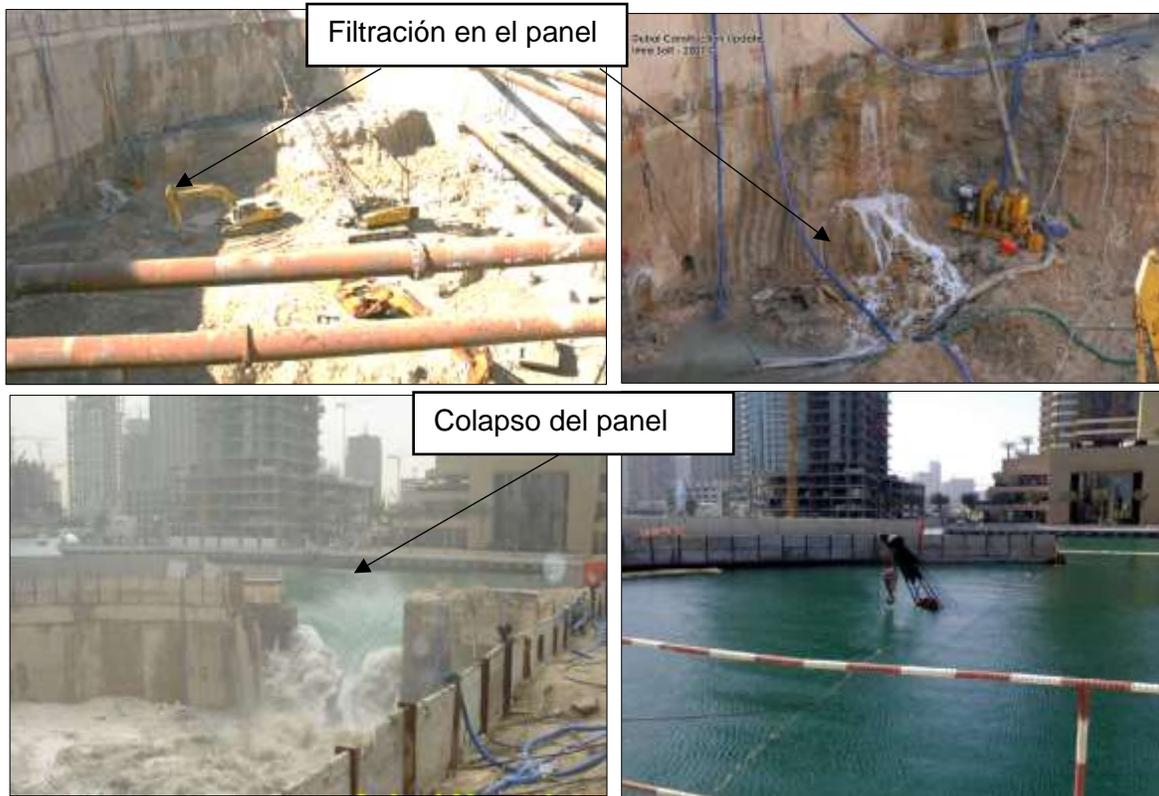


Figura 195: Falla de muro pantalla por filtraciones en la estructura.

Fuente: Sistemas de Estabilización del Terreno para el Caso de Excavaciones de Edificios con Sótanos Caso Especial de Muros Anclados (Blanco B., 2011)

La falla del muro en la figura 195 sucede porque el arriostre se da solo en la base del muro y no en la parte superficial, conllevando a un colapso de la estructura, vale mencionar que los demás muros no se derrumban por el arriostamiento en sus paredes, los cuales actúan como esfuerzos pasivos como lo visto en el proyecto “Las Dos Torres”.



Figura 196: Falla de un muro pantalla por vuelco por falta de empotramiento.

Fuente: Colapso de muros y vallas (Soto, 2019)

Con respecto de la figura 196 se ve que existe una falla por vuelco, formándose una falla circular de pie que conlleva al desplome de la estructura, y esto sucede porque las longitudes de anclaje son muy cortos o el empotramiento es insuficiente.

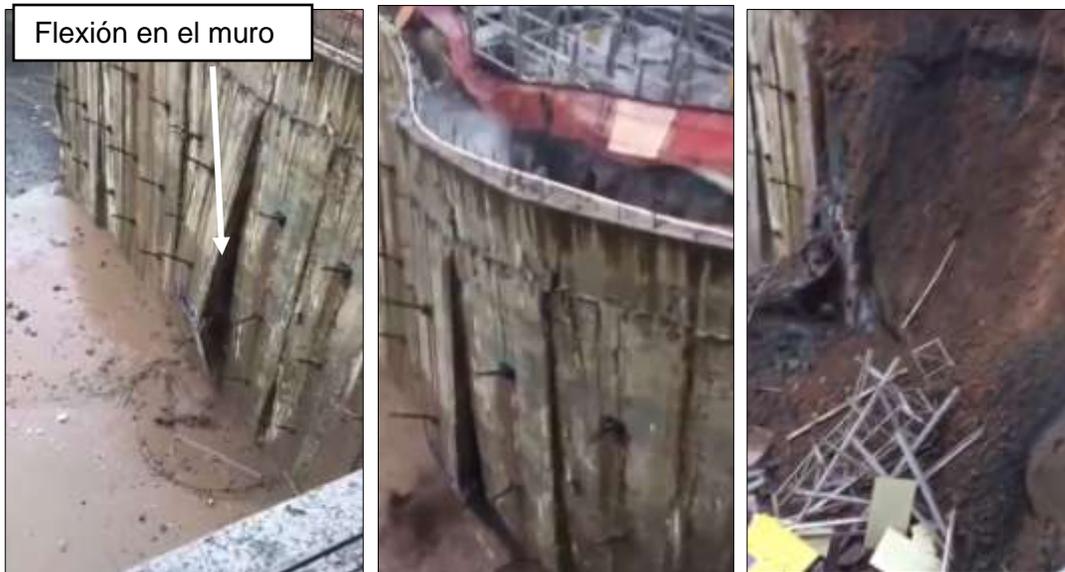


Figura 197: Falla por flexión en el muro anclado
Fuente: Colapso de muros y vallas (Soto, 2019)

En la figura 197 se da la falla del muro por insuficiencia de refuerzo de acero vertical en las zonas de flexión, espesor delgado del muro y momentos torsionales críticos, por eso el panel falla en la zona de continuidad.



Figura 198: Falla por vuelco en los muros pantalla discontinuo.
Fuente: Colapso de muros y vallas (Soto, 2019)

Existe una falla por vuelco, formándose una falla circular de pie y esto sucede porque las longitudes de anclaje son muy cortas existiendo arrancamiento en la zona de la longitud de bulbo o el empotramiento es insuficiente.



Figura 199: Falla por tracción en el tendón en el distrito de Surco-Lima Perú.

Lo de la figura 199 sucede porque las tensiones calculadas para cada anclaje no fueron resistidas por el número de cables dispuesto según diseño, sobres forzándose los cables y terminar rompiéndose.

7.2.1.4 Costo y tiempo

Analizaremos el presupuesto y tiempo de ejecución de los muros flexibles (muros anclados convencionales).

- ✓ Metrado para una franja de 3.00m.

Tabla 127

Metrado del muro anclado convencional del proyecto "Open Plaza"

PLANILLA DE METRADOS (ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO FLEXIBLE)								
ITEM	PARTIDA	CANT	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL	UND
03.02	ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO RIGIDO							
03.02.01	EXCAVACIONES							
03.02.01.01	EXCAVACION DE PANELES						9.46	M3
	1º PANEL	1.00	0.30	3.00	3.10	2.79		
	2º PANEL	1.00	0.30	3.00	3.10	2.79		
	3º PANEL	1.00	0.30	3.00	4.31	3.88		
03.02.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE							
03.02.02.01	CARGUIO Y ELIMINACION	1.00	11.82			11.82	11.82	M3
03.02.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
03.02.03.01	MURO ANCLADO							
03.02.03.01.01	CONCRETO MURO ANCLADO FC 280KG/CM2						9.46	M3
	1º PANEL	1.00	0.30	3.00	3.10	2.79		
	2º PANEL	1.00	0.30	3.00	3.10	2.79		
	3º PANEL	1.00	0.30	3.00	4.31	3.88		
03.02.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MUROS ANCLADOS INC. APUNTALAMIENTO Y DEMO						31.53	M2
	1º PANEL	1.00		3.00	3.10	9.30		
	2º PANEL	1.00		3.00	3.10	9.30		
	3º PANEL	1.00		3.00	4.31	12.93		
03.02.03.01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2 GRADO 60						759.04	KG
	VERTICAL	32.00	11.25	0.99	1.07	381.35	Ø 1/2"	
	HORIZONTAL	92.00	3.60	0.99	1.07	350.84	Ø 1/2"	
	BASTONES	13.00	1.95	0.99	1.07	26.85	Ø 1/2"	
03.02.03.02	ANCLAJES POSTENSADOS							
03.02.03.02.01	ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORALES (INC PERFORACION, INYECCION, SUMINISTRO,						37.80	ML
	ANCLAJE N°01	1.00	15.80			15.80		
	ANCLAJE N°02	1.00	12.60			12.60		
	ANCLAJE N°03	1.00	9.40			9.40		

✓ Presupuesto de la ejecución de obra

Tabla 128

Presupuesto de los muros anclados convencional del proyecto "Open Plaza"

PRESUPUESTO (ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO FLEXIBLE)					
ITEM	PARTIDA	Und	Metrad o	Precio (S./)	Parcial (S./)
03	PROYECTO OPEN PLAZA				138,267.44
03.02	ESTRUCTURA DE SOSTENIMIENTO FLEXIBLE				33,114.96
03.02.01	EXCAVACIONES				436.01
03.02.01.01	EXCAVACION DE PANELES	m3	9.46	46.09	436.01
03.02.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE				205.20
03.02.02.01	CARGUIO Y ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	11.82	17.36	205.20
03.02.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				32,473.75
03.02.03.01	MURO ANCLADO				11,683.75
03.02.03.01.01	CONCRETO MURO ANCLADO F'C 280KG/CM2	m3	9.46	339.38	3,210.53
03.02.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MUROS ANCLADOS	m2	31.53	145.96	4,602.12
03.02.03.01.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2 GRADO 60	kg	759.04	5.10	3,871.10
03.02.03.02	ANCLAJES POSTENSADOS				20,790.00
03.02.03.02.01	ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORALES (INC PERFORACION, INYECCION, SUMINISTRO, CABEZAL Y ENSAYO DE TRACCION)	m	37.80	550.00	20,790.00

Costo Directo = S/ 33,114.96
 GG y UTI (15%) = S/ 4,967.24
 Sub Total = S/ 38,082.20
 IGV (18%) = S/ 6,854.80
 Total/3.0 m= S/ 44,937.00
 Total/m= S/ 14,979.00

✓ Cronograma de ejecución de obra



Figura 200: Cronograma de ejecución del muro anclado convencional del proyecto "Open Plaza"

En resumen, la ejecución del muro anclado convencional conlleva a construir una franja de 3.00m con un total de s/. 44,937.00 soles en un tiempo de ejecución de 10 días, también se ve que la partida más crítica es la excavación de paneles para el muro anclado con un tiempo de 4 días.

7.2.2 Estructuras de sostenimiento prefabricado

La tercera alternativa a evaluar es con muros prefabricados de concreto (Shotcrete) tal y como se menciona en el ítem 2.2.2.3, donde evaluaremos el proceso constructivo y comportamiento estructural.

7.2.2.1 El proceso constructivo

Los muros anclados con concreto lanzado prefabricado se usarán como alternativa de construcción para el proyecto del Centro Comercial "Open Plaza" se asemejan a la construcción de muros anclados convencionales, con la diferencia en que ya no existe encofrado, el concreto premezclado es lanzado a la superficie inmediatamente después de la habilitación del acero y la puesta de los anclajes, el proceso constructivo descendente es similar al anterior sistema de construcción ya mencionado en el ítem 7.2.1. A continuación, se muestra el proceso constructivo en la siguiente figura, ejecutando los muros anclados con el sistema de Shotcrete vía húmeda.



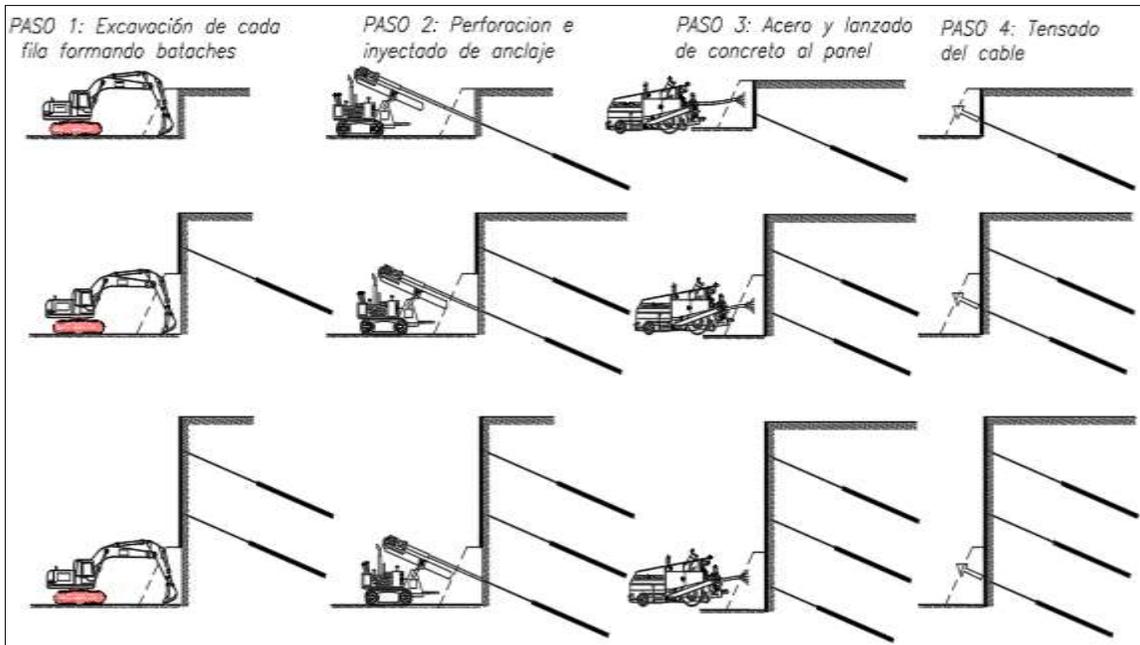


Figura 201: Proceso constructivo de los sótanos con muros anclados usando Shotcrete en el proyecto “Open Plaza”.

Según la (Unión de Concreteras S.A., 2014) para el lanzado se tendrá en cuenta lo siguiente:

- ✓ La arena representará 3/4 partes de la mezcla del concreto, según la tabla 129 se debe usar la gradación N.º 02.

Tabla 129

Cuadro de gradación de los agregados para el concreto lanzado

Tamiz	Porcentaje que pasa por peso		
	Gradación No 1	Gradación No 2	Gradación No 3
¾" (19 mm)	-	-	100
½" (12 mm)	-	100	80 - 95
3/8" (10 mm)	100	90 - 100	70 - 90
No 4 (4.75 mm)	95 - 100	70 - 85	50 - 70
No 8 (2.40 mm)	80 - 100	50 - 70	35 - 55
No 16 (1.20 mm)	50 - 85	35 - 55	20 - 40
No 30 (600 µm)	25 - 60	20 - 35	10 - 30

Fuente: Hormigón proyectado Shotcrete (ACI-506, 2014)

- ✓ La relación agua cemento dependerá de la resistencia que se quiere obtener, en la siguiente figura 202 se muestra resistencias y relación del agua y cemento.



Figura 202: Relación agua-cemento para el concreto lanzado.
Fuente: Shotcrete Vía Húmeda (Union de Concreteras S.A., 2014)

- ✓ Se debe usar aditivos superplastificantes que son reductores de agua de alto rango que permite una alta resistencia sin provocar retrasos de fraguado o endurecimiento en un porcentaje de 2-3% del peso del cemento.
- ✓ Se debe usar fibras metálicas si se quiere disminuir las fisuras por retracción plástica del concreto, dosificación alrededor de 20kg/m³ de concreto.
- ✓ El premezclado y la presión de lanzado será con equipos especiales (máquina de lanzado de concreto y mezcladora) mostrado en la figura 188, se cuidará una presión de aire comprimido aproximado a 8 bares contra la superficie y debe ser lanzado a menos de 7 m. con capas de 20cm y la boquilla debe colocarse en posición perpendicular a la superficie.
- ✓ El material de rebote ya no se debe reutilizar y el curado debe ser por siete días como mínimo.





Figura 203: Equipos de lanzamiento de concreto y premezclado.
Fuente: Shotcrete Vía Húmeda (Union de Concreteras S.A., 2014)

7.2.2.2 Comportamiento estructural

El comportamiento estructural de estos muros con concreto lanzado (Shotcrete) será igual al de los muros anclados ya que la resistencia del concreto será la misma de $f'c$ 280kg/m², donde el análisis se basará exactamente como un muro descendente ya visto anteriormente.

7.2.2.3 Costo y tiempo

Analizaremos el presupuesto y tiempo de ejecución de los muros prefabricado (muro anclado con Shotcrete).

- ✓ Metrado para una franja de 3.00m.

Tabla 130

Medrado del muro anclado con Shotcrete del proyecto "Open Plaza"

PLANILLA DE METRADOS (ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO PREFABRICADO)								
ITEM	PARTIDA	CANT	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL	UND
03.03	ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO RIGIDO							
03.03.01	EXCAVACIONES							
03.03.01.01	EXCAVACION DE PANELES						9.46	M3
	1º PANEL	1.00	0.30	3.00	3.10	2.79		
	2º PANEL	1.00	0.30	3.00	3.10	2.79		
	3º PANEL	1.00	0.30	3.00	4.31	3.88		
03.03.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE							
03.03.02.01	CARGUIO Y ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	1.00	11.82			11.82	11.82	M3
03.03.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
03.03.03.01	MURO ANCLADO							
03.03.03.01.01	CONCRETO MURO ANCLADO F'C 280KG/CM2 SHOTCRETE INC. LANZADO ACABADO Y NIVELACION						9.46	M3
	1º PANEL	1.00	0.30	3.00	3.10	2.79		
	2º PANEL	1.00	0.30	3.00	3.10	2.79		
	3º PANEL	1.00	0.30	3.00	4.31	3.88		
03.03.03.01.02	ACERO DE REFUERZO FY=4200 kg/cm2 GRADO 60						759.04	KG
	VERTICAL	32.00	11.25	0.99	1.07	381.35	Ø 1/2"	
	HORIZONTAL	92.00	3.60	0.99	1.07	350.84	Ø 1/2"	
	BASTONES	13.00	1.95	0.99	1.07	26.85	Ø 1/2"	
03.03.03.02	ANCLAJES POSTENSADOS							
03.03.03.02.01	ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORALES (INC PERFORACION, INYECCION, SUMINISTRO, CABEZAL Y ENSAYO DE TRACCION)						37.80	ML
	ANCLAJE N°01	1.00	15.80			15.80		
	ANCLAJE N°02	1.00	12.60			12.60		
	ANCLAJE N°03	1.00	9.40			9.40		

- ✓ Presupuesto de la ejecución de obra.

Tabla 131

Presupuesto de los muros anclado con Shotcrete del proyecto "Open Plaza"

PRESUPUESTO (ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO PREFABRICADO)						
ITEM	PARTIDA	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)	
03	PROYECTO OPEN PLAZA				138,267.44	
03.03	ESTRUCTURA DE SOSTENIMIENTO PREFABRICADO				31,621.59	
03.03.01	EXCAVACIONES				436.01	
03.03.01.01	EXCAVACION DE PANELES	m3	9.46	46.09	436.01	
03.03.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE				205.20	
03.03.02.01	CARGUIO Y ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	11.82	17.36	205.20	
03.03.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				30,980.38	
03.03.03.01	MURO ANCLADO				10,190.38	
03.03.03.01.01	CONCRETO MURO ANCLADO F'C 280KG/CM2 SHOTCRETE INC. LANZADO ACABADO Y NIVELACION	m3	9.46	668.00	6,319.28	
03.03.03.01.02	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2 GRADO 60	kg	759.04	5.10	3,871.10	
03.03.03.02	ANCLAJES POSTENSADOS				20,790.00	
03.03.03.02.01	ANCLAJES POSTENSADOS TEMPORALES (INC PERFORACION, INYECCION, SUMINISTRO, CABEZAL Y ENSAYO DE TRACCION)	m	37.80	550.00	20,790.00	

Costo Directo = S/ 31,621.59
 GG y UTI (15%) = S/ 4,743.24
 Sub Total = S/ 36,364.83
 IGV (18%) = S/ 6,545.67
 Total/3.0 m= S/ 42,910.50
 Total/m= S/ 14,303.50

✓ Cronograma de ejecución de obra



Figura 204: Cronograma de ejecución del muro anclado con Shotcrete del proyecto "Open Plaza"

En resumen, la ejecución del muro anclado con Shotcrete conlleva a construir una franja de 3.00m con un total de s/. 42,910.50 soles en un tiempo de ejecución de 7 días, también se ve que la partida más crítica es la excavación de paneles y habilitación de acero para el muro anclado con un tiempo de cuatro días.

7.2.3 Estructuras de sostenimiento rígido (calzadura)

7.2.3.1 Comportamiento estructural

Evaluaremos la alternativa de las calzaduras para este proyecto "Open plaza" con una profundidad de 10.40m con el mismo tipo de suelo GM (Grava Limosa).

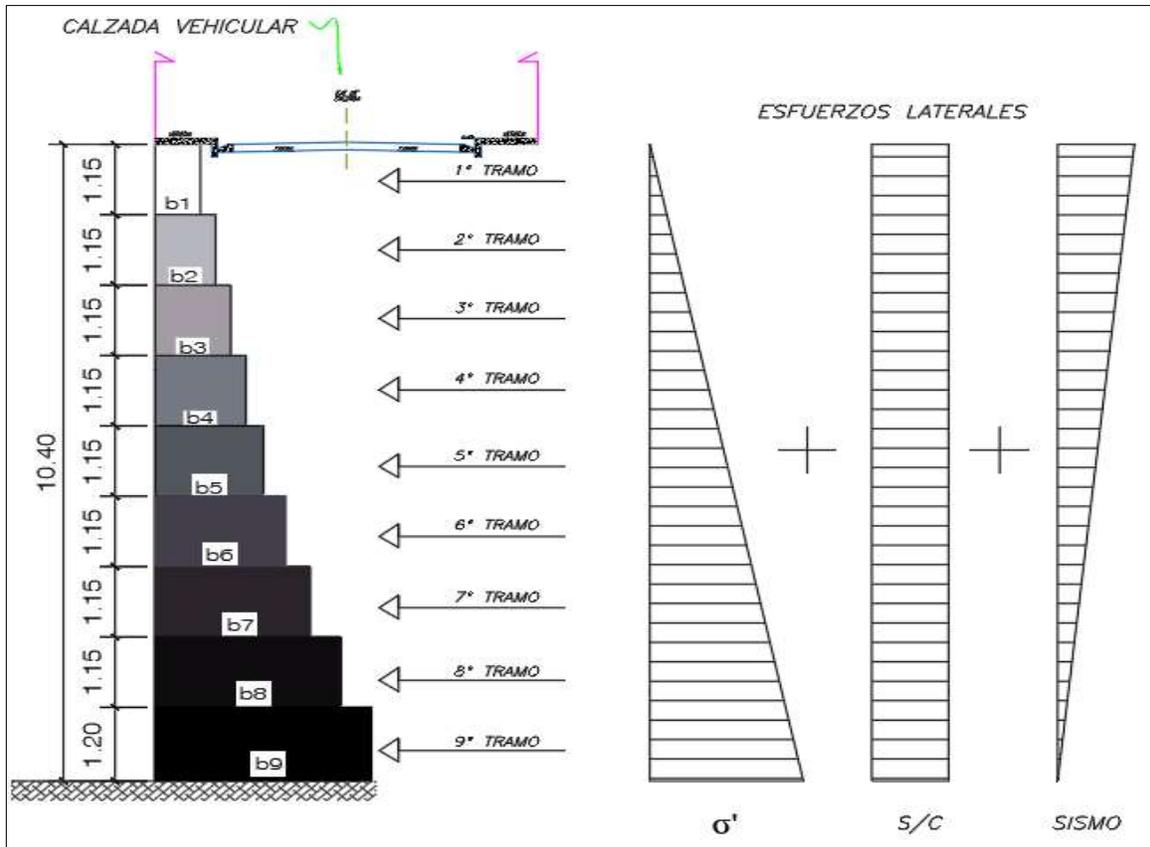


Figura 205: Diagrama de esfuerzos laterales en la estructura de sostenimiento rígido del proyecto "Open Plaza"

Para este proyecto se dispondrá de 9 tramos soportando una sobrecarga de la calzada vehicular, se trabajará optimizando la dimensión de la base "b" para solo 2 tipos de estado de carga, 1º con solo cargas de servicio y 2º cargas de servicio y de sismo con 0% del nivel freático, los coeficientes activos y pasivos será basándonos en la teoría de "Caquot y Kerisel" revisar Anexo B.3, los factores de seguridad serán los mismos dispuestos en el ítem 2.2.4.

FS por volteo ≥ 2.00 estático, 1.50 dinámico

FS por deslizamiento ≥ 1.50 estático, 1.25 dinámico.

FS por capacidad de carga ≥ 3.00 estático, 2.50 dinámico

FS por estabilidad global ≥ 1.50 estático, 1.25 dinámico

Usaremos el programa "Geo 5 – Muro de Gravedad" para evaluar los distintos estados de carga.

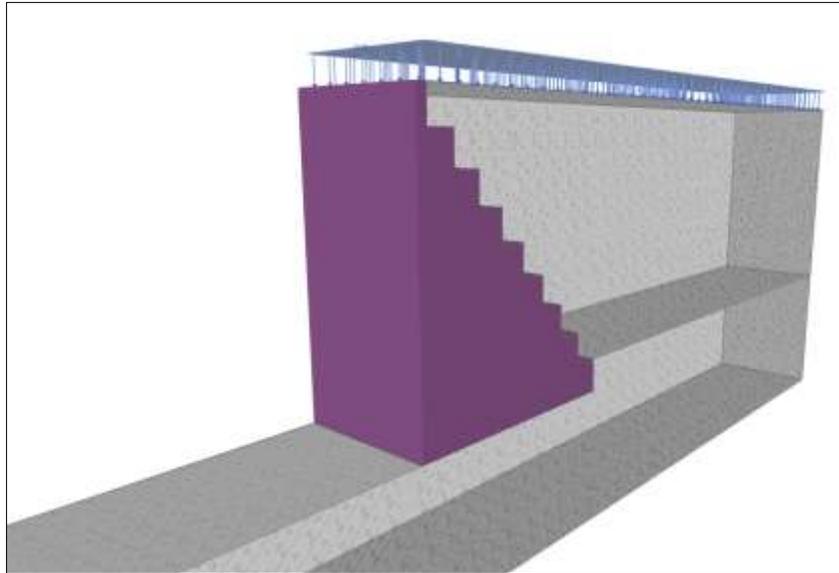


Figura 206: Modelamiento en 3d usando el programa "Geo 5 – Muros de gravedad"

e) 1º Estado con solo cargas de servicio.

Las dimensiones optimas de la estructura de sostenimiento rígido (calzadura) para los 9 tramos solo soportando cargas de empuje de tierras y sobrecarga son como se muestra en la figura 207.

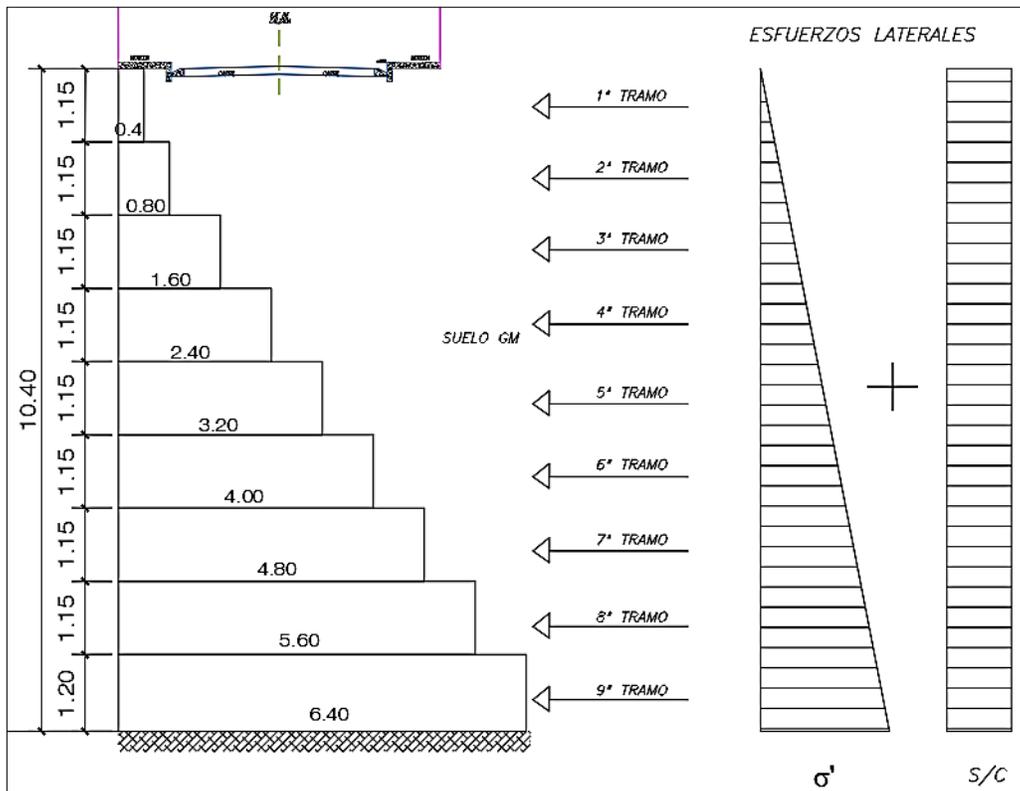


Figura 207: Dimensiones óptimas para el 1º estado para el proyecto "Open Plaza".

Los factores de seguridad para la estructura considerando esfuerzos laterales (empuje de tierras y sobrecarga) son los siguientes:

FS por volteo = 2.86 \geq 2.00

FS por deslizamiento = 4.20 \geq 1.50

FS por capacidad de carga = 3.00 \geq 3.00

FS por estabilidad global = 1.73 \geq 1.50

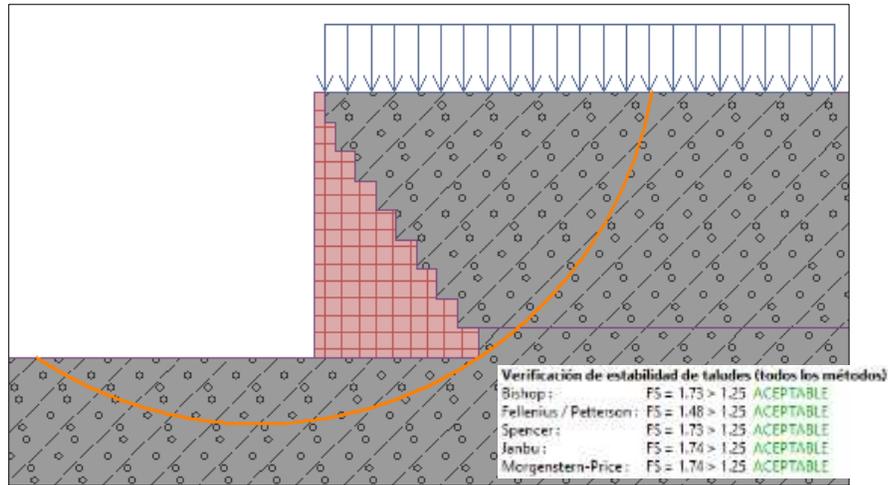


Figura 208: Estabilidad del talud global para el 1º estado usando Geo 5 – Muros de gravedad”.

f) 2º con cargas de servicio y con sismo

Las dimensiones óptimas de la estructura de sostenimiento rígido (calzada) para los 9 tramos con cargas de servicio y sismo son como se muestra en la figura 209.

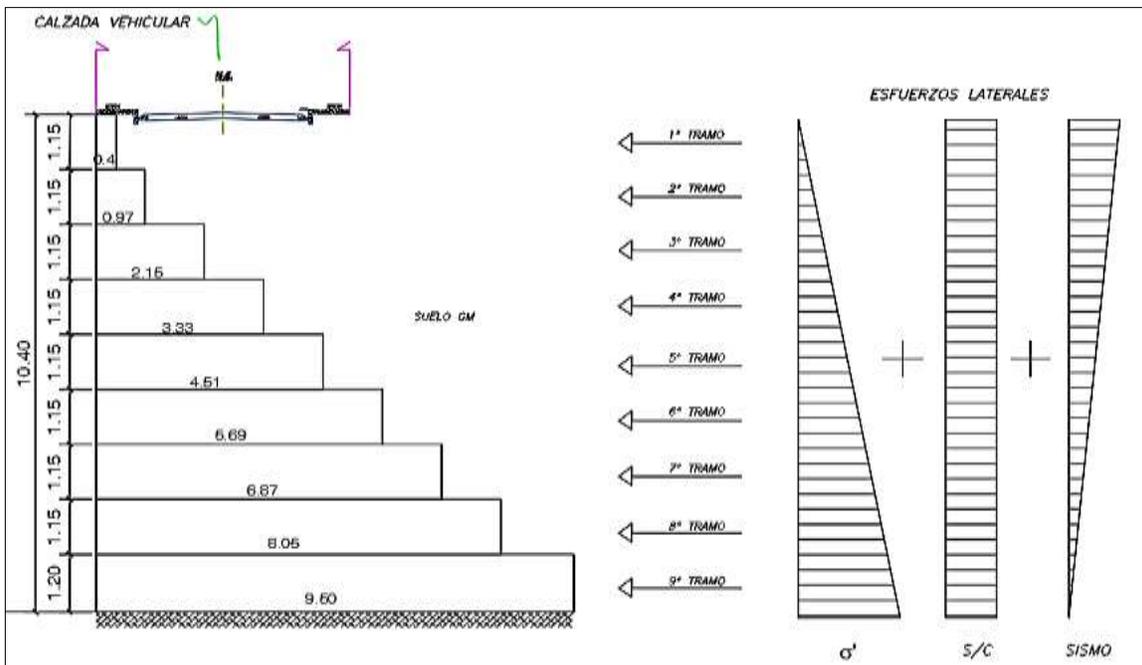


Figura 209: Dimensiones óptimas para el 2º estado para el proyecto “San pedro”.

Los factores de seguridad para la estructura considerando esfuerzos laterales (empuje de tierras, sobrecarga y sismo) son los siguientes:

FS por volteo = 3.62 \geq 1.50

FS por deslizamiento = 2.41 \geq 1.25

FS por capacidad de carga = 2.57 \geq 2.50

FS por estabilidad global = 1.46 \geq 1.25

g) 3º Estado con cargas de servicio, con sismo y nivel freático

Las dimensiones óptimas de la estructura de sostenimiento rígido (calzada) para los 9 tramos con cargas de servicio, sismo y nivel freático son como se muestra en la figura 210.

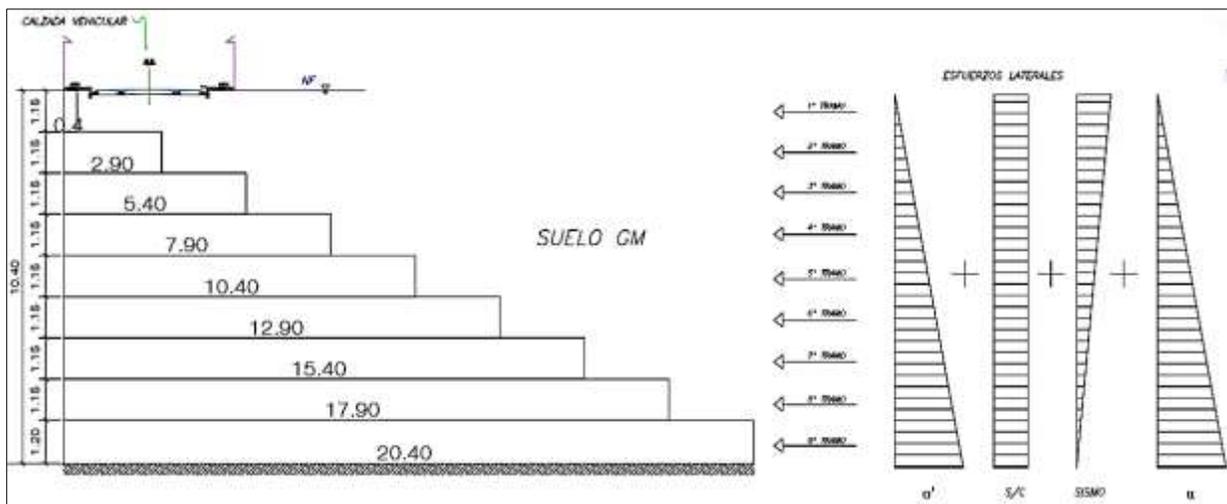


Figura 210: Dimensiones óptimas para el 3º estado usando Geo 5 – Muros de gravedad

Los factores de seguridad para la estructura considerando esfuerzos laterales (empuje de tierras, sobrecarga, sismo y presión de poros) son los siguientes:

FS por volteo = 5.84 \geq 1.50

FS por deslizamiento = 1.85 \geq 1.25

FS por capacidad de carga = 2.53 \geq 2.50

FS por estabilidad global = 1.58 \geq 1.25

Se puede concluir que para la profundidad de excavación que demanda el proyecto "Open plaza" las dimensiones del ancho de cada tramo de la calzada son progresivamente altos aun siendo analizados sin el efecto del sismo (base de 6.40m) y con efectos del sismo (base 9.50m) por lo que hacer un hipotético caso de agua al 100% (base de 20.40m) y según (Blanco B., 2011) la presencia de agua aumentaría la presión haciendo de las dimensiones de cada tramos más grande. Por lo que para este proyecto el análisis en condiciones normales con sismo son los mostrados en la figura 209.

7.2.3.2 Costo y tiempo

Analizaremos el presupuesto y tiempo de ejecución de los muros rígidos (Calzadura).

- ✓ Metrado para una longitud de 3.00m.

Tabla 132

Metrado de calzaduras con muro placa del proyecto "Open Plaza"

PLANILLA DE METRADOS (ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO RIGIDO)								
ITEM	PARTIDA	CANT	LARGO	ANCHO	ALTO	PARCIAL	TOTAL	UND
03	ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO RIGIDO							
03.01	EXCAVACIONES							
03.01.01	EXCAVACION DE CALZADURAS						144.78	M3
	1º TRAMO	1.00	0.40	3.00	1.15	1.38		
	2º TRAMO	1.00	0.97	3.00	1.15	3.35		
	3º TRAMO	1.00	2.15	3.00	1.15	7.42		
	4º TRAMO	1.00	3.33	3.00	1.15	11.49		
	5º TRAMO	1.00	4.51	3.00	1.15	15.56		
	6º TRAMO	1.00	5.69	3.00	1.15	19.63		
	7º TRAMO	1.00	6.87	3.00	1.15	23.70		
	8º TRAMO	1.00	8.05	3.00	1.15	27.77		
	9º TRAMO	1.00	9.50	3.00	1.21	34.49		
03.01.01.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE							
03.01.01.02.01	CARGUIO Y ELIMINACION D	1.00	180.98			180.98	180.98	M3
03.01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE							
03.01.02.01	CALZADURAS							
03.01.02.01.01	CONCRETO CALZADURAS C:H-1:10 + 30% P.G.						144.78	M3
	1º TRAMO	1.00	0.40	3.00	1.15	1.38		
	2º TRAMO	1.00	0.97	3.00	1.15	3.35		
	3º TRAMO	1.00	2.15	3.00	1.15	7.42		
	4º TRAMO	1.00	3.33	3.00	1.15	11.49		
	5º TRAMO	1.00	4.51	3.00	1.15	15.56		
	6º TRAMO	1.00	5.69	3.00	1.15	19.63		
	7º TRAMO	1.00	6.87	3.00	1.15	23.70		
	8º TRAMO	1.00	8.05	3.00	1.15	27.77		
	9º TRAMO	1.00	9.50	3.00	1.21	34.49		
03.01.02.01.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE CALZADURAS						31.23	M2
	1º TRAMO	1.00		3.00	1.15	3.45		
	2º TRAMO	1.00		3.00	1.15	3.45		
	3º TRAMO	1.00		3.00	1.15	3.45		
	4º TRAMO	1.00		3.00	1.15	3.45		
	5º TRAMO	1.00		3.00	1.15	3.45		
	6º TRAMO	1.00		3.00	1.15	3.45		
	7º TRAMO	1.00		3.00	1.15	3.45		
	8º TRAMO	1.00		3.00	1.15	3.45		
	9º TRAMO	1.00		3.00	1.21	3.63		
03.01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO							
03.01.03.01	MURO PLACA							
03.01.03.01.01	CONCRETO MURO PLACA FC 210KG/CM2						12.24	M3
	PLACA	1.00	0.35	3.00	9.60	10.08		
	ZAPATA	1.00	0.90	3.00	0.80	2.16		
03.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE MURO PLACA						31.20	M2
	PLACA	1.00		3.00	10.40	31.20		
03.01.03.01.03	ACERO DE REFUERZO FY= 4200 kg/cm2 GRADO 60 PESO						1,023.63	KG
	VERTICAL	26.00	11.50	1.55	1.07	495.89	Ø 5/8"	
	HORIZONTAL	86.00	3.70	1.55	1.07	527.73	Ø 5/8"	

✓ Presupuesto de ejecución de obra

Tabla 133: Presupuesto de Calzaduras con muro placa del proyecto "Open Plaza".

PRESUPUESTO (ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO RIGIDO)					
ITEM	PARTIDA	Und	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
03	PROYECTO OPEN PLAZA				138,267.44
03.01	ESTRUCTURA DE SOSTENIMIENTO RIGIDO				73,530.89
03.01.01	EXCAVACIONES				21,345.76
03.01.01.01	EXCAVACION DE CALZADURAS	m3	144.78	118.51	17,157.88
03.01.01.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE				4,187.88
03.01.01.02.01	CARGUIO Y ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	180.98	23.14	4,187.88
03.01.02	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				37,977.48
03.01.02.01	CALZADURA				37,977.48
03.01.02.01.01	CONCRETO CALZADURAS C:H-1:10 + 30% P.G.	m3	144.78	249.27	36,089.31
03.01.02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE CALZADURAS	m2	31.23	60.46	1,888.17
03.01.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				14,207.65
03.01.03.01	MURO PLACA				14,207.65
03.01.03.01.01	CONCRETO MURO PLACA f'c=210 kg/cm2	m3	12.24	487.60	5,968.22
03.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO PLACA	m2	31.20	96.27	3,003.62
03.01.03.01.03	ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1,026.63	5.10	5,235.81

Costo Directo = S/ 73,530.89
 GG y UTI (15%) = S/ 11,029.63
 Sub Total = S/ 84,560.52
 IGV (18%) = S/ 15,220.89
 Total/3.0 m= S/ 99,781.42
 Total/m= S/ 33,260.47

✓ Cronograma de ejecución de obra



Figura 211: Cronograma de ejecución de las calzaduras con muro placa del proyecto "Open Plaza"

En resumen, la ejecución de las calzaduras con el muro placa conllevan a construir una franja de 3.00m con un total de s/. 99,781.42 soles en un tiempo de ejecución de 20 días, también se ve que la partida más crítica es la excavación manual de las zanjas, haciendo uso de 3 personales para su ejecución en un tiempo de 14 días.

7.2.4 Resumen

Para este proyecto Open Plaza el sistema ejecutado fue de estructuras de sostenimiento flexible (muros anclados), este sistema permite un proceso constructivo similar a las estructuras rígidas, solo que son de dimensiones más grandes que las propias calzaduras y llevan anclaje postensado, presenta un buen comportamiento estructural esta alternativa diseñándose bajo un análisis de estado en reposo y estado activo, debido a que el suelo es granular y no cohesivo, por lo tanto el análisis fue con el esfuerzo mayor para un estado en reposo con (empuje de tierras redistribuido y sobrecarga) en la fila del primer anclaje y para el otro estado activo con (empuje de tierra, sobrecarga y sismo) para la segunda y tercera fila de anclaje. Con respecto a un hipotético caso de uso de calzaduras las dimensiones son demasiado grandes con bases del último tramo de 6.40m para un estado de carga de empuje de tierras y sobrecarga, y de 9.50m para un estado de carga de empuje de tierras, sobrecarga y sismo, haciéndolo poco viable constructiva y económicamente. Por otro lado el tiempo de ejecución para una franja de 3.00, es poco optimista para las estructuras rígidas, con respecto a los muros anclado convencionales o muros anclado con Shotcrete, los cuales presentan 10 y 13 días de ventaja respectivamente con respecto a los 20 días de ejecución de las calzaduras con muro placa, pero económicamente los muros rígidos son el doble del presupuesto que las otras dos alternativas y esto es porque el proceso constructivo del concreto y excavación en las calzaduras crece en metrado por la altura de 10.40m., por ende crece el precio unitario de estas partida encareciendo el proyecto; la alternativa de muros anclados con Shotcrete también aporta un buen manejo de tiempo de ejecución de obra ya que es mucho menor a los muros rígidos y menor al sistema convencional, siendo una buena alternativa de proceso constructivo frente a los lineamiento y protocolos de seguridad frente al COVID-19, ya que los muros anclados requiere mucho personal para el encofrado y los muros rígidos para la excavación, cuestión que no sucede con el sistema Shotcrete ya que solo se necesita poco personal para habilitación de acero y lanzado de concreto y ya no se encofra como en el convencional manteniendo así el aislamiento que se requiere en estos tiempos de sars-cov-2.

En resumen, el uso de los muros anclados con Shotcrete demanda menor tiempo de ejecución y mayor productividad con respecto los muros anclados convencionales, los muros rígidos a gran altura ya se vuelven caros económicamente y de ejecución muy delicada.

CAPÍTULO VIII

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

1. Para las estructuras rígidas como es el caso de los muros del sistema de alzado o de calzaduras, que se usan en construcciones que tienen napa o nivel freático alto, las condiciones tradicionales del proceso constructivo varían, incorporándose drenaje y evacuación de aguas subterráneas como lo visto en el proyecto “Las Dos torres” pero, para el proyecto en mención, no existió una adecuada aplicación de un método de drenado optándose el agotamiento directo, donde dicho proceso constructivo permitió evaluar e identificar un mal comportamiento estructural, produciéndose fisuras y desplomes, y esto es porque al no evacuarse el líquido de forma permanente, el agua ejerce presión hidrostática e hidrodinámica en todo el muro, por lo tanto hace que la estructura (base final de la calzada ejecutada de 1.30m) no cumpla con los criterios de estabilidad por volteo, deslizamiento, capacidad de carga y estabilidad global; así mismo al comparar, un distinto proceso constructivo en el mismo proyecto para una altura igual de 5.11m, con un método de drenaje como el de rebajamiento por gravedad de pozos profundos que es más adecuado para el tipo de suelo limosos y de baja permeabilidad de $K=10^{-2}\text{cm/s}$ que tiene el proyecto, se logra observar un incremento de dimensiones de 200% (base final de calzada de 2.60m) siempre y cuando el drenaje es constante hasta la fase de operatividad; y si solo el drenaje se da solo en proceso de construcción se ve un incremento de 231% (base final de calzada de 3.00m). Para el proyecto San Pedro, el proceso constructivo usado, permite evaluar y verificar un mal comportamiento estructural y esto es debido a que las dimensiones ejecutadas (base final de la calzada de 1.30m) no cumple con los criterios de estabilidad presentándose fisuras en las viviendas aledañas, un diseño correcto para un suelo cohesivo y una altura de 7.60m, arroja un incremento de las dimensiones en 400% (base final de 5.10m) sin nivel freático, y considerando nivel freático las dimensiones aumentarían en 800% (base final de 10.60m). Y para el proyecto “Open Plaza” solo considerando un hipotético caso de muros rígidos y adoptando el mismo proceso constructivo que en los anteriores proyectos, permite evaluar el comportamiento estructural y diseñar las dimensiones óptimas para un suelo granular y una altura de 10.40m., que son para un caso sin nivel freático de (base final de la calzada de 9.50m) y considerando nivel freático alto es de (base final de 20.40m) haciéndolo poco viable constructivamente. Por lo tanto, el comportamiento estructural es dependiente del proceso constructivo, ya que hay variaciones en la ejecución como un mal drenado del nivel freático alto o alturas muy verticales de excavación, que inciden significativamente en el comportamiento

estructural exigiendo variación en las dimensiones obtenidas en un diseño preliminar, afectando por lo tanto los criterios de estabilidad y aumentando las dimensiones optimas en el diseño final.

2. Con respecto al proceso constructivo en lo que refiere a estructuras flexibles permite analizar el comportamiento estructural de estos muros del tipo pantalla, como lo planteado como solución al proyecto de las “Las Dos Torres” y “San pedro”, donde se vio que si trabajamos con un estado activo para suelos cohesivos sin presencia de agua, la cohesión puede absorber el total del empuje activo de tierras y la sobrecarga, dándonos esfuerzos muy pequeños y permitiendo excavaciones verticales de mínima altura sin probabilidad de desplome, y si estamos ante niveles freáticos altos, la cohesión se pierde entre partículas dejando de absorber las otras cargas; a comparación de un estado en reposo, que primero no toma en cuenta la cohesión ya que esta en equilibrio estático, y segundo el coeficiente en reposo es de mayor valor, por lo tanto, los esfuerzos son mayores, como lo que se hizo en el proyecto “Open Plaza” usando muros anclados con un suelo granular; también el sismo se debe tener en cuenta ya que en un estado en reposo no se considera las fuerzas pseudoestáticas, cuya principal condición para que suceda esto, es que se dé una falla activa y solo sucede si trabaja en un estado activo. Por lo tanto, se necesita de ambos estados de equilibrio para hallar los esfuerzos máximos como la tensión en los anclajes y el comportamiento general de la estructura, no exigiendo excavaciones muy verticales y de mucha profundidad cuando hay presencia del nivel freático ejecutando muros anclados, sin embargo, los muros pantalla serán ejecutados previa estabilización de zanja.

- Cabe mencionar que, en los métodos usados por la teoría de Rankine, Coulomb, la norma DIN 4085 y los ábacos de Caquot y Kerisel, para hallar los coeficientes activos y pasivos para los diferentes casos estudiados, se puede ver que la teoría de Rankine al no considerar fricción entre suelo y estructura el coeficiente activo es más conservador que las otras teorías que si consideran este factor ya que en la realidad toda estructura tiene fricción entre suelo y el elemento. Por lo tanto, las otras tres teorías diferentes de Rankine son más aceptables y son casi iguales; sin embargo, para un estado pasivo Rankine subestima mucho este valor y eso es porque asume una falla de superficie plana, pero en la realidad esto no pasa por el contrario se da una falla de superficie curva del tipo circular como ya visto en toda la investigación, entonces el valor más cercano a la realidad es usar lo dispuesto por la Norma DIN 4085 y los ábacos de Caquot y Kerisel.

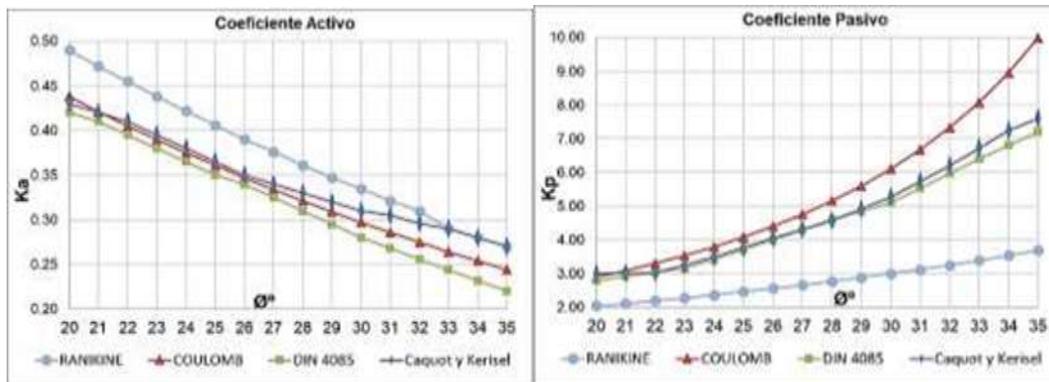


Figura 212: Comparación coeficiente activo y pasivo distintas teorías.

3. El uso de estructuras de sostenimiento prefabricados del tipo muro pantalla completamente prefabricado para los proyectos “Dos Torres” y “San Pedro” simulan el mismo procedimiento constructivo que los muro pantalla, y permite evaluar el comportamiento estructural que es igual a los muros flexibles, la única diferencia es el uso de lodos estabilizadores con la adición de cemento que fraguaran después de haber insertado el panel prefabricado no afectando al comportamiento estructural ya que la resistencia se adquiere con elemento prefabricado insertado. Lo que ayudo a mejorar el rendimiento y producción en la etapa de ejecución es el uso de la técnica constructiva de “Shotcrete” para el proyecto “Open Plaza”, la vía húmeda es la mejor opción para el lanzado de concreto ya que el rebote es de 10% con respecto a los 50% por vía seca no permitiéndose desperdicio, y el rendimiento también es mayor de 4-5m³/hr a los 1m³/hr del otro tipo de colocación.

4. Los tres proyectos analizados consideran suelos de distintas características, y diferentes soluciones con respecto al proceso constructivo y comportamiento estructural, por lo que se muestra a continuación la conclusión mediante una comparación entre diferentes opciones de estructuras de sostenimiento para diferente factor de análisis:

- El tiempo de ejecución es poco optimista para las estructuras rígidas del proyecto “Dos Torres”, debido a que los muros pantalla presentan una reducción de tiempo de ejecución del 14% y los muros prefabricados del 28%, pero económicamente las calzaduras son 52% más baratos que las otras dos alternativas, y esto es primero porque la altura de las calzaduras son 4.32m y de las otras alternativas 7.31m y segundo porque el proceso constructivo de la excavación de zanja para los muros pantalla o prefabricado demanda de maquinaria especial (cucharas mecánicas) y anclajes que encarecen el costo unitario. Con respecto al proyecto “San Pedro” sucede lo mismo en el tiempo de ejecución, ya que los muros pantalla reducen el

tiempo en 40% y los muros prefabricados reducen en 50% frente a la ejecución de las calzaduras, económicamente el precio es igual ya que las alturas de la calzada es 7.60m y las otras alternativas son 7.60m. Y por último para el proyecto “Open Plaza”, el tiempo de ejecución de los muros anclados se reduce en 50% y de los muros anclados con Shotcrete en 65% frente a los muros rígidos, económicamente los muros anclados son más baratas en 55% y los muros anclados con Shotcrete en 58% y eso es por la altura que es 10.40m, que para el caso de las calzaduras se demanda de más concreto por las grandes dimensiones a construir.

DESCRIPCION	PROYECTO		
	DOS TORRES	SAN PEDRO	OPEN PLAZA
	ESTRUCTURAS RIGIDAS		
TIPO DE ESTRUCTURA	CALZADURA	CALZADURA	CALZADURA
TIPO DE SUELO	LIMO INORGANICO (ML)	ARENA LIMOSA (MS) Y LIMO INORGANICO (ML)	GRAVA LIMOSA (GM)
PROFUNDIDAD	4.32 m.	7.60 m.	10.40 m.
NAPA FREATICA	SI	NO	NO
GRAFICO			
COSTO	S/ 21,440.86	S/ 54,301.48	S/ 99,781.42
TIEMPO DE EJECUCION	7 DIAS	10 DIAS	14 DIAS
COVID 19	NO CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE

DESCRIPCION	PROYECTO		
	DOS TORRES	SAN PEDRO	OPEN PLAZA
	ESTRUCTURAS FLEXIBLES		
TIPO DE ESTRUCTURA	MURO PANTALLA	MURO PANTALLA	MURO ANCLADO
PROFUNDIDAD	7.11m.	8.60m.	9.30m.
GRAFICO			
COSTO	S/ 44,628.89	S/ 56,244.62	S/ 44,937.00
TIEMPO DE EJECUCION	6 DIAS	6 DIAS	10 DIAS
COVID 19	NO CUMPLE	NO CUMPLE	NO CUMPLE

DESCRIPCION	PROYECTO		
	DOS TORRES	SAN PEDRO	OPEN PLAZA
	ESTRUCTURAS PREFABRICADAS		
TIPO DE ESTRUCTURA	PANEL PREFABRICADO	PANEL PREFABRICADO	SHOTCRETE
PROFUNDIDAD	7.11m.	8.60m.	9.30m.
GRAFICO			
COSTO	S/ 47,461.81	S/ 58,535.55	S/ 42,910.50
TIEMPO DE EJECUCION	5 DIAS	5 DIAS	7 DIAS
COVID 19	SI CUMPLE	SI CUMPLE	SI CUMPLE

Figura 213: Resumen general de las diferentes alternativas de estructuras de sostenimiento.

- También se tiene en cuenta que según los lineamientos y protocolos de seguridad frente al COVID-19, los muros rígidos y muros anclados convencional requieren de mucho personal para la partida de excavación y encofrado, para muros pantalla se reduce el personal en las partidas de excavación pero la partida de habilitación y colocado de acero se emplea aún mucho personal, lo que no sucede con los muros prefabricados y muros anclados con Shotcrete, que son trabajos donde actúa solo maquinaria especial de excavación o la máquina de lanzado de concreto y el personal es limitado en varias partidas manteniendo el aislamiento que se requiere en estos tiempos de sars-cov-2.
- A mayor altura no es conveniente usar muros rígidos y si estamos ante niveles freáticos altos la mejor opción es optar por los muros pantalla o prefabricado, ya que los muros anclados tampoco son buena opción para las aguas freáticas,

5. Para probar la hipótesis planteada de la influencia significativa del proceso constructivo con napa freática en el comportamiento estructural de las estructuras de sostenimiento en los sótanos, se tomara el dato característico, como son los factores de seguridad (FS) de las estructura de sostenimiento, correspondiente a cada proceso constructivo de las obras analizadas, con el objeto de demostrar, bajo un análisis de varianza (ANOVA) como parte de la estadística inferencial para datos paramétricos, que la hipótesis general planteada es correcta para nuestras diferentes obras analizadas.

- Para los diferentes procesos constructivos de las obras analizadas se tomó los siguientes factores de seguridad obtenidos anteriormente, mostrados en la siguiente tabla 134.

Tabla 134

Factores de seguridad según el proceso constructivo con napa freática

La Norma Peruana exige los siguiente FS	FS min	Fs del proceso constructivo 1.	Fs del proceso constructivo 2.	Fs del proceso constructivo 3.
Fs por volteo	1.5	0.710	0.110	3.620
Fs por deslizamiento	1.25	1.061	0.400	2.410
Fs por capacidad portante	2.5	0.950	0.000	2.570
Fs por estabilidad global	1.25	1.189	0.890	1.460

	PROCESO CONSTRUCTIVO CON NAPA FREÁTICA		
	Proceso constructivo 1	Proceso constructivo 2	Proceso constructivo 3
Fs por volteo	0.473	0.073	2.413
Fs por deslizamiento	0.849	0.320	1.928
Fs por capacidad portante	0.380	0.000	1.028
Fs por estabilidad global	0.951	0.712	1.168

Tabla 135

Análisis de varianza de un factor (ANOVA)

Análisis de varianza de un factor

RESUMEN

Grupos	Cuenta	Suma	Promedio	Varianza
Columna 1	4.00	2.65	0.66	0.08
Columna 2	4.00	1.11	0.28	0.10
Columna 3	4.00	6.54	1.63	0.43

ANÁLISIS DE VARIANZA

Origen de las variaciones	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Promedio de los cuadrados	F	Probabilidad	Valor crítico para F
Entre grupos	3.92	2.00	1.96	9.68	0.01	4.26
Dentro de los grupos	1.82	9.00	0.20			
Total	5.74	11.00				

Toma de decisión:

H_0 = Se busca igualdad entre las medias $u_i = u_j = u_k$

H_a = Por lo menos una de las medias es distinta.

$p \geq 0.05$ Acepta la H_0 (El comportamiento estructural es igual para diferentes procesos constructivos con napa freática en las estructuras de sostenimiento en los sótanos).

$p < 0.05$ Acepta la H_a (El comportamiento estructural no es igual para diferentes procesos constructivos con napa freática en las estructuras de sostenimiento en los sótanos).

$p = 0.01 < 0.05$

Conclusión: El comportamiento estructural no es igual para diferentes procesos constructivos con napa freática en las estructuras de sostenimiento en los sótanos para las diferentes obras analizadas, por lo que si influye significativamente en éste.

6. Se tiene las siguientes comparaciones con la siguiente tesis de investigación de Cabanillas,2014 en la tabla 136.

Tabla 136

Comparación de resultados con la investigación del autor Cayetano W. Cabanillas

COMPARACION DE RESULTADOS		
AUTOR	DENIS JONATHAN BORJA CCANTO	CAYETANO W. CABANILLAS
TESIS	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y PROCESO CONSTRUCTIVO CON PRESENCIA DE NAPA FREÁTICA EN ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO DE LOS SÓTANOS DE LAS EDIFICACIONES EN TIEMPOS DE COVID-19."	ESTUDIO COMPARATIVO TÉCNICO ECONÓMICO DEL SISTEMA MURO PANTALLA Y EL SISTEMA DE CALZADURAS
	RESULTADO EN EL PROCESO CONSTRUCTIVO	
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO	Se corrobora la construcción de calzaduras usando solo mezcladora de concreto cuando las condiciones son sin nivel freático para estas estructuras rígidas y también para muros prefabricado con uso del Shotcrete usando maquinaria de lanzado de concreto y mezcladora; pero cuando existe aguas subterráneas con nivel alto se incluye drenaje y evacuación, sin embargo con el uso de estructuras flexibles (muros pantalla y muros prefabricados) no es necesario drenaje ni evacuación, ya que usaremos cucharas bivalva, lodos estabilizadores, grúas para inserción de armadura y mini plantas de concreto, perforadores e inyectores y gato hidráulico.	Para construir el muro pantalla anclado se utiliza una máquina perforadora, una miniplanta de concreto de preparación de lechada de cemento, inyectora, un gato hidráulico, un grupo electrógeno para el tensado de anclajes; en cambio para construir las calzaduras solamente se utiliza una máquina mezcladora y herramientas.

<p>Va a depender de la profundidad y altura de la estructura la dificultad de ejecución, ya que se vio con valores obtenidos anteriores ya discutidos, que a mayor altura > 7.00m. es más difícil, costoso y demanda mucho personal con la ejecución de calzaduras, y por el contrario, es óptimo el uso o la aplicación de muros pantalla o muros anclados, ya que es más económico, no necesitas mucho personal y es más practico por el uso de maquinaria especial en su ejecución.</p>	<p>Se indica que es más tedioso la ejecución de muros pantalla anclado que las calzaduras por la cantidad de partidas y detalles que se aplica para su construcción.</p>
<p>RESULTADO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL</p>	
<p>- Para el caso de estructuras flexibles los factores de seguridad mínimo a cumplir fueron, no solo estático sino también dinámico incluyendo el efecto de la presión hidrostática en la estructura, frente a volteo > 1.5 (dinámico), deslizamiento > 1.25 (dinámico), capacidad de carga > 2.5 (dinámico) y estabilidad global > 1.25 (dinámico). - Para hallar el coeficiente activo y pasivo se estudió diferentes teorías como la de Rankine, Coulomb, Norma alemana DIN4085 y los ábacos de Caquot y Kerisel, quedándonos con valores cercanos a la realidad que arrojan lo dispuesto por la norma alemana DIN 4085 y los ábacos de Caquot y Kerisel.</p>	<p>- Para el caso de estructuras rígidas el análisis y diseño fue en base a seis tramos cumpliendo con los factores de seguridad mínimos que se da en la norma peruana frente a volteo > 2.0 (estático), deslizamiento > 1.5 (estático), capacidad de carga > 3.0 (estático) y estabilidad global > 1.5 (estático), cuyo propósito fue hallar las dimensiones que satisfagan dichos factores de seguridad. - Utiliza la teoría de Rankine en el estado activo.</p>
<p>En este caso las estructuras flexibles se analizaron y diseñaron cumpliendo factores de seguridad por estabilidad externa de la estructura > 1.5 (dinámico) y estabilidad global > 1.25 (dinámico) usando métodos de Bishop, Fellenius, Spencer, Janbu., se usó el coeficiente de reposo ya que se evitará deformaciones en el proceso constructivo.</p>	<p>Para el caso de estructuras flexibles el análisis y diseño fue considerando estabilidad global por el método de Bishop simplificado llegando a cumplir un factor de seguridad de 1.00 en el caso estático.</p>
<p>RESULTADO ECONOMICO</p>	
<p>Económicamente hablando las técnicas constructivas diferentes a las calzaduras, como los muros anclados, muros pantalla, muros prefabricados o shotcrete son más caras si la altura es de 5.0 a 7.0 metros, pero si son mayores a 10.0 m resultan más económicas.</p>	<p>Para cada sistema se pudo apreciar que existe una diferencia en cuanto al costo de ejecución, es decir, que cuando se utiliza el sistema de muro pantalla anclada el costo es menor comparado con el sistema de calzaduras, en un 14.38%, esto es, cuando se evalúa para un sótano y medio.</p>
<p>RESULTADO EN TIEMPO DE EJECUCION</p>	

	<p>En cuanto a tiempo de ejecución las técnicas constructivas diferentes a las calzaduras, como los muros anclados, muros pantalla, muros prefabricados o shotcrete, son más rápidos su ejecución no importando la altura de los sótanos.</p>	<p>La ejecución para cada sistema se pudo apreciar que existe una diferencia en cuanto a tiempo de ejecución, es decir, que cuando se utiliza el sistema de muro pantalla anclada el tiempo es menor comparado con el sistema de calzaduras, en un 16.67%, esto es, cuando se evalúa para un sótano y medio.</p>
--	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

7. Se tiene las siguientes comparaciones con la siguiente tesis de investigación de Mozo,2012 en la tabla 137.

Tabla 137

Comparación de resultados con la investigación del autor David Mozo Vergara

COMPARACION DE RESULTADOS		
AUTOR	DENIS JONATHAN BORJA CCANTO	DAVID ERIC MOZÓ VERGARA
TESIS	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL Y PROCESO CONSTRUCTIVO CON PRESENCIA DE NAPA FREÁTICA EN ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO DE LOS SÓTANOS DE LAS EDIFICACIONES EN TIEMPOS DE COVID-19."	HYDRAULIC STABILITY EVALUATION OF A DIAPHRAGM WALL IN GRANULAR SOILS RECHARGED BY AN UNCONFINED AQUIFER.
	RESULTADO EN EL PROCESO CONSTRUCTIVO	
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO	<p>Comparando el proceso constructivo con lodos de suspensión en las zanjas para los muros pantalla de todos los proyectos "Las Dos Torres", "San Pedro" y "Open Plaza", la influencia de napa freática produce un mayor empuje optando por lodos más densos (proporción de 120 a 160 gramos de bentonita para 1 litro de agua) obteniéndose densidades de 1.057-1.072 tn/m3 que contrarresta esfuerzo lateral por lo mismo que el empuje es mayor.</p>	<p>Se observó que el factor de seguridad a la penetración del agua freática disminuye a medida que la napa freática se encuentra más próxima a la superficie y cuando esto se produce se evaluó la estabilidad de la zanja con lodos bentoníticos más pesados o más densos aumentando los factores de seguridad, por lo tanto, la densidad del lodo y es proporcional al factor de seguridad.</p>
	RESULTADO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	

<p>Se corrobora que el fenómeno de levantamiento de fondo o efecto de sifonamiento, se puede visualizar que a medida que la excavación aumenta en profundidad en el trasdós, los factores de seguridad se reducen produciendo sifonamiento mayores al admisible, y para evitar dicho fenómeno el empotramiento de la estructura debe estar mayor a 2.20 m y la excavación 5.11m como para el caso de las “Dos Torres”, también es de consideración el tipo de suelo donde empotraremos porque a mayor densidad mayores son los factores de seguridad > 1.5.</p>	<p>A una mayor diferencia de altura entre la napa ubicada en el trasdós y la excavación ubicada en el intradós, mayores son los gradientes hidráulicos en la salida del flujo y en la base del muro pantalla, por lo tanto, los gradientes hidráulicos son proporcionales a esa diferencia de altura. La gradiente hidráulica crítica sucede en el pie del muro en vez de la salida en una excavación 12m interior, se recomienda factores de seguridad > 1.50-2.0 para evitar fenómenos de levantamiento de fondo (Cuando los finos son arrastrados hacia la superficie) haciendo que las presiones intersticiales (fuerzas producidas por infiltración) son mayores y anulan el peso sumergido del suelo.</p>
<p>Se corrobora que cada anclaje aumenta la fuerza que toma mientras el ángulo de colocación es mayor, haciendo de esto directamente proporcional las fuerzas, como en el caso de “Open Plaza” que para un ángulo de colocación de 25° las fuerzas resultaron F1=726.06kn, F2=574.27Kn, F3=453.17Kn, pero si el ángulo de colocación hubiese sido 15° las fuerzas resultarían menores F1=681.24kn, F2=538.83Kn, F3=425.20Kn que conllevaría a mayor longitud de anclaje, por lo tanto es cierto las afirmaciones de la relación directa proporcional entre ángulo de colocación y las fuerzas de anclaje en las dos investigaciones.</p>	<p>Se observó que la carga que toma cada anclaje está relacionada de manera directamente proporcional con el ángulo de colocación del anclaje.</p>
<p>Los desplazamientos son mayores cuando mayor es la sobrecarga y lo superficial que es la napa freática, generando mayores momentos internos, pero cuando el ángulo de fricción interna es mayor se relaciona inversamente proporcional con los mismos momentos, esto es debido al tipo de suelo, cuando es cohesivo el ángulo es menor y cuando el suelo es granular el ángulo es mayor, y es un factor determinante para hallar los coeficientes activos, pasivos y de reposo que son directamente proporcional con el ángulo de fricción interna.</p>	<p>Se observa que las sobrecargas de estructuras aledañas son proporcionales a los esfuerzos de momento del muro pantalla. Los ángulos de fricción no son proporcionales a los esfuerzos internos, ya que a medida que aumenta ángulo de fricción disminuyen los esfuerzos de momento.</p>
<p>Las presiones hidrostáticas que se asumen como fuerza lateral en el muro no toman en cuenta la permeabilidad que tiene el suelo, por lo que dicha presión hidrostática será un poco más conservadora que la presión hidrodinámica, y se puede decir que la presión hidrostática es válida cuando se empotra en un muro de baja permeabilidad. Además, se observa que en el intradós se produce menos presión por lo mismo que flujo desciende y en el trasdós más presión por lo que el flujo asciende.</p>	<p>Los desplazamientos máximos originados por un empuje hidrostático son generalmente el doble a los originados por un empuje hidrodinámico.</p>

CONCLUSIONES

1. Luego del estudio del proceso constructivo y comportamiento estructural de casos reales como el proyecto “Las Dos Torres”, “San Pedro” y “Open Plaza”, se concluye que es conveniente utilizar técnicas de drenaje del agua freática según el tipo de suelo y la permeabilidad que éste posee, ya que un drenaje permanente conlleva a reducir presiones hidrostáticas importantes en toda la vida útil de la edificación y se reducen las dimensiones en los muros rígidos, pero un drenaje temporal conlleva a reducir presiones hidrostáticas solo en el tiempo que se da el proceso constructivo reduciendo dimensiones y evitando filtraciones. Es necesario también introducir en los cálculos de forma correcta, la influencia de la napa freática, porque el agua en suelos cohesivos combinado con el sismo genera mayor inestabilidad que el agua en suelos granulares combinado con el sismo, siendo la probabilidad de falla por volteo, por deslizamiento, capacidad de carga o estabilidad global, indirectamente proporcional con la permeabilidad del suelo. El correcto dimensionamiento nos proporcionara una adecuada elección de la estructura de sostenimiento a usar, por ejemplo, en el caso de las estructuras rígidas (calzaduras), cuando se construyen sótanos con mucha altura libre de excavación y con nivel freático alto, las dimensiones necesarias pueden ser muy grandes, siendo una solución poco o nada viable para un correcto proceso constructivo, debiéndose optar por otro sistema de estructuras de sostenimiento. Por lo tanto, las estructuras rígidas usadas en los proyectos “Las Dos Torres” y “San Pedro” en la ciudad de Huancayo están mal ejecutadas como es el caso de las “Las Dos Torres” que cambió todo su comportamiento estructural llegando hasta el desplome de los muros y encontrándose el error cometido con esta investigación en el mal proceso constructivo con un drenaje mal empleado para la napa freática usándose agotamiento directo y no rebajamiento para pozos profundos, adicionando a esto que las calzaduras son muy caras cuando las profundidades empiezan a ser mayores a 10.0 metros, toman mucho tiempo en su ejecución y requieren de mucho personal.
2. Se analizó el comportamiento estructural y el proceso constructivo de las estructuras flexibles con presencia de napa freática, planteado como solución al proyecto de las “Las Dos Torres”, “San Pedro” y “Open Plaza”, concluyéndose en que el proceso constructivo de los muros pantalla no requiere un drenaje obligatorio de la napa freática, ya que los lodos de estabilización y la perforación de anclajes de doble tubería permitirán sostener la excavación, mientras que para muros anclados si es necesario evacuar dichas aguas subterráneas, ya que el proceso constructivo es de forma descendente y seccionada. Se vio también que se

necesitan de ambos estados de equilibrio (activo y reposo) para hallar los máximos esfuerzos y dimensionar correctamente, así que no se compromete a la estructura a una probabilidad de falla por estabilidad externa, interna y global. Las deformaciones son mayores en los muros cuando mayor es la sobrecarga, no es lo mismo soportar una edificación vecina de varios pisos a una calzada vehicular, y más aún si se tiene nivel freático alto, pues esto genera mayores momentos internos, sin embargo, estos momentos son inversamente proporcional con el tipo de suelo y su ángulo de fricción interna, ya que cuando el suelo es cohesivo dicho ángulo es menor y cuando el suelo es granular el ángulo es mayor, por lo tanto para mitigar las deformaciones y no generar fisuras en las construcciones aledañas, que en algunas ocasiones son muy antiguas, dependerá del tipo de suelo y del tipo de empuje a usar, siendo más favorable el comportamiento estructural en suelos granulares empleando un empuje en reposo, ya que es una condición que permite casi nulas deformaciones. Cuando usamos muros pantalla el fenómeno de levantamiento de fondo es directamente proporcional a la profundidad de excavación y a la densidad del tipo de suelo a cimentar, por lo que se debe procurar un empotramiento del 30-35 % de la altura total del muro. Por otro lado, las asignaciones de apoyos varían en cada fase de construcción de las estructuras flexibles, cuando el proyecto esté en fase inicial de construcción, el muro pantalla actúa con base empotrada y a flexión por tener parte del muro sumergido en el terreno, y el muro anclado actúa con base en apoyo simple y a flexión por no tener empotramiento en el suelo; pero en la fase final, los apoyos serán en todos los lados por la inclusión de techos, y los muros pantalla y anclados actuarán en flexo-compresión, soportando esfuerzos combinados de flexión y carga axial. Por lo tanto, el proceso constructivo usado permite una influencia significativa positiva en el comportamiento de las estructuras flexibles brindando al ingeniero proyectista y ejecutor, el proceso constructivo y diseño de alternativas de construcción con muros flexibles que son viables económicamente, en tiempo de ejecución y optima demanda de personal en tiempos COVID-19 en comparación con las estructuras rígidas, tanto en napa freática para los muros pantalla o sin napa freática para los muros anclados.

3. Mediante el análisis del proceso constructivo de los muros prefabricados descritos en los proyectos “Las dos Torres”, “San Pedro” y “Open Plaza”, se permite evaluar el comportamiento estructural, por ejemplo para muros prefabricados del tipo parcial, se simula el mismo procedimiento constructivo a los muro pantalla o muros anclados, y el mismo comportamiento estructural a las estructuras flexibles, solo se debe tener en cuenta que el uso de paneles prefabricados condiciona el uso de lodos estabilizadores con adición de cemento que

fraguaran después de haber insertado la estructura y que permita un relleno total de la zanja, optimizando tiempo al no usar partidas de habilitación y colocado de acero y vaciado de concreto como en la construcción tradicional; y cuando usamos la técnica constructiva de “shotcrete” se logra mejorar también el rendimiento, producción y tiempo en la etapa de ejecución, optimizando tiempo al no usar encofrado como en la construcción tradicional. Concluyéndose así que, con esta tesis de investigación se brinda al ingeniero proyectista y de campo, alternativas de solución con viabilidad económica, con tiempo y recurso humano reducidos en comparación de los métodos tradicionales, lo cual favorece en la mitigación de la propagación del COVID-19.

4. La elección de alternativa de estructura de sostenimiento más adecuado para la construcción de sótanos de cada proyecto dependerá del tipo de suelo, nivel freático alto, tiempo de ejecución, presupuesto y distanciamiento social por COVID 19 como se indica en la siguiente tabla 138, siendo el cuadro comparativo de uso sustentado para los ingenieros proyectistas en futuros proyectos en la ciudad de Huancayo.

Tabla 138

Elección de la alternativa de estructura de sostenimiento según lo exija cada proyecto

DESCRIPCION	ALTERNATIVAS DE ESTRUCTURAS DE SOSTENIMIENTO PARA PROYECTOS FUTUROS		
	SIMILAR A "DOS TORRES"	SIMILAR A "SAN PEDRO"	SIMILAR A "OPEN PLAZA"
ELECCION DE LA ALTERNATIVA			
FRENTE A COVID 19 (USO LIMITADO DE PERSONAL)	- USO DE PANELES PREFABRICADOS	- USO DE PANELES PREFABRICADOS	- USO DE LA TECNICA DEL SHOTCRETE
FRENTE A COSTO (PRESUPUESTO DE LA OBRA)	- USO DE CALZADURAS	- USO DE MUROS PANTALLA	- USO DE LA TECNICA DEL SHOTCRETE
FRENTE A TIEMPO DE EJECUCION (CRONOGRAMAS ACELERADOS)	- USO DE PANELES PREFABRICADOS	- USO DE PANELES PREFABRICADOS	- USO DE LA TECNICA DEL SHOTCRETE

Según la tabla 138, para un proyecto similar en características a “Las Dos Torres” se puede usar los paneles prefabricados, porque no necesitaremos mucho personal en campo y el tiempo de ejecución será más reducido que usar calzaduras, que para este proyecto son las más

económicas; para un proyecto similar en características a “San Pedro” el uso de paneles prefabricados es la mejor opción en tiempo y uso limitado de personal pero en costos los muros pantalla son un poco más económicos que los paneles prefabricados; y por último para un proyecto de similares características a “Open Plaza” la técnica constructiva del shotcrete es la más óptima frente a COVID-19, costo y tiempo de ejecución.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda usar distintos ensayos de exploración de suelos en el Estudio de Mecánica de Suelos para mejorar la caracterización y estratigrafía según el uso del proyecto, ya sea para profundidades pequeñas, intermedias o grandes, pero al usar ensayos de refracción sísmica mediante ondas P y S, o ensayos de prospección geofísica con sondeos eléctricos verticales, siempre va a ser necesario usar calcatas para una comparación de los estratos superficiales y arrojar resultados más confiables.
2. A las empresas que se dedican al estudio de mecánica de suelo se recomienda que cada procedimiento de algún ensayo *insitu* o de laboratorio sea realizado con el mayor cuidado posible, ya que una pequeña variación en los resultados, que no guarde relación con lo visto en el terreno, puede variar todo el comportamiento estructural y proceso constructivo.
3. Para el caso del nivel freático alto se recomienda investigar el fenómeno de sifonamiento o levantamiento de fondo para suelos anisótropos, ya que en la realidad todo suelo no presenta la misma permeabilidad tanto horizontal como vertical.
4. Estudiar modelos a escala en laboratorios tanto para muros rígidos, muros pantalla, muros prefabricados y muros anclados, y poner a prueba el nivel freático aplicando sismo y compararlos con los modelos teóricos.
5. Se recomienda profundizar la investigación con respecto a las estructuras de sostenimiento del tipo muros claveteados o "Soil Nailing" con aplicación de los anclajes pasivos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

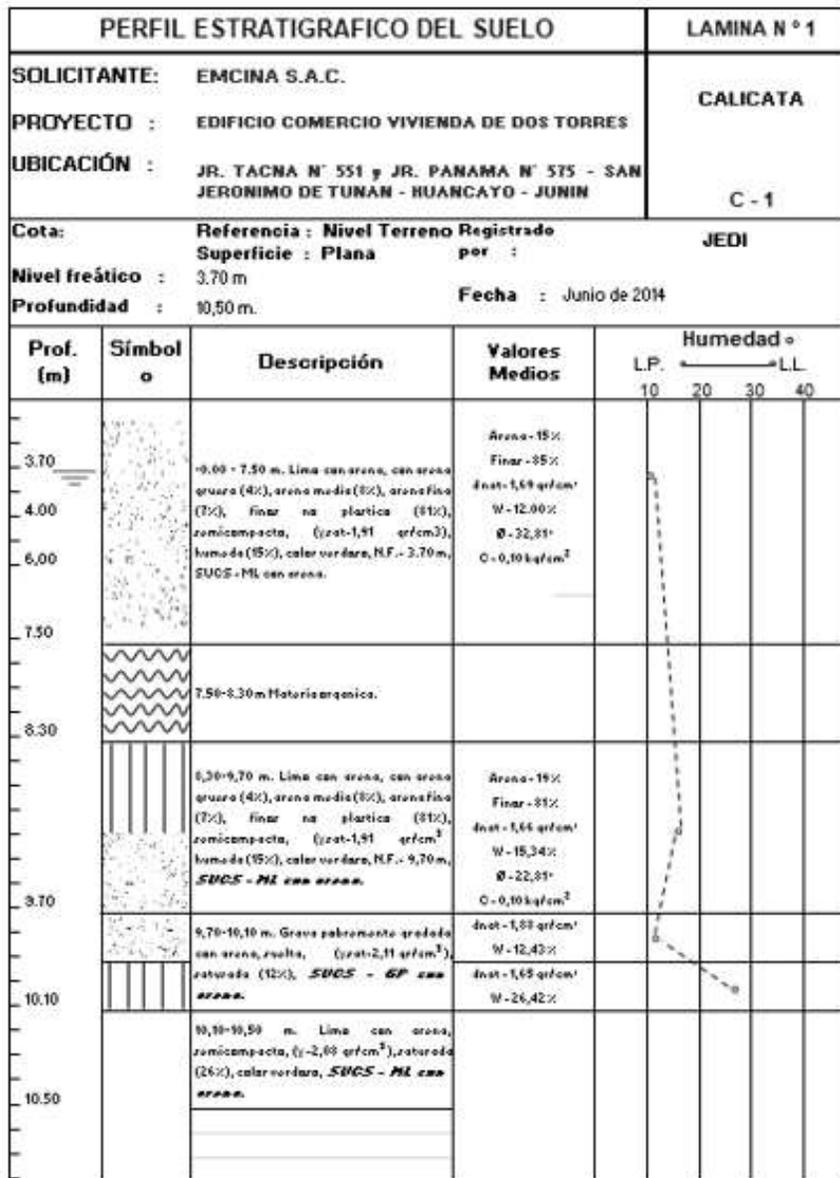
- AASHTO LRFD, 2012. *AASHTO LRFD Bridge design specifications*. S.l.: s.n. ISBN 9781560515234.
- ACI-506, 2014. Hormigón proyectado shotcrete – ACI 506. ,
- ANGAMARCA, F., 2019. Taludes Finitos e Infinitos. . S.l.: s.n., pp. 10.
- BALLESTEROS G., R. V., 2018. Análisis de deflexiones y asentamientos en excavaciones profundas a cielo abierto en suelos blandos de Bogotá. *Ingeniería y Desarrollo*, vol. 36, no. 2, pp. 437-454. ISSN 01223461. DOI 10.14482/inde.36.2.10469.
- BELLESTER M., F., 1999. Tipología de muros en Carreteras. . S.l.: s.n., pp. 92.
- BLANCO B., A., 2011. Sistemas de Estabilización del Terreno para el Caso de Excavaciones de Edificios con Sotanos Caso Especial de Muros Anclados. . S.l.: s.n.,
- BRAJA M. DAS, 2011. *Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones*. S.l.: s.n. ISBN 9780495668121.
- CABANILLAS T., C.W., 2014. *Estudio Comparativo Técnico Económico del Sistema Muros Pantalla y el Sistema de Calzaduras*. S.l.: UNI.
- CALAVERA, J., 2000. *Cálculo de Estructuras de Cimentación*. 4ta. S.l.: s.n.
- CAPECO, 2021. Cámara Peruana de la Construcción (Capeco) Construcción registraría crecimiento de 11.9 % este año 2021. [en línea]. [Consulta: 20 febrero 2021]. Disponible en: <https://www.andina.pe/agencia/noticia-capeco-construccion-registraria-crecimiento-119-este-ano-834312.aspx>.
- CARABALLO COLLAZO, M.P., 2012. *Manual de Agua Subterránea*. S.l.: s.n. ISBN 9789974594098.
- CLA, 2020. ¿Cómo ha impactado el COVID-19 a la construcción regional? | Artículo | Construcción Latinoamericana. *Construcción Latinoamericana* [en línea], [Consulta: 15 mayo 2020]. Disponible en: <https://www.construccionlatinoamericana.com/como-ha-impactado-el-COVID-19-a-la-construccion-regional/144038.article>.
- CONGRESO DE LA REPÚBLICA, 2018. Decreto Legislativo N° 1444 que Modifica la Ley N° 30225, Ley de Contrataciones del Estado. *Diario oficial El Peruano*, pp. 9-10.
- CPI, 2019. Perú: Población 2019. . S.l.:
- CRESPON V., C., 2004. *Mecánica de Suelos y Cimentaciones* [en línea]. 6a ed. S.l.: s.n. ISBN 9681864891. Disponible en: <http://books.google.com/books?id=Db2SQbBHPQC&pgis=1>.
- DELGADO C., G., 2010. *Costos y Presupuestos de un Edificio con Sotano*. S.l.: s.n.
- DIARIO CORREO, 2014. Muro de edificio se derrumba en plena inspección. [en línea]. [Consulta: 1 marzo 2021]. Disponible en: <https://diariocorreo.pe/peru/muro-de-edificio-se-derrumba-en-plena-inspec-7343/>.
- DIARIO CORREO, 2015. Huancayo vive el boom de la oferta inmobiliaria Perú. [en línea]. [Consulta: 7 marzo 2020]. Disponible en: <https://diariocorreo.pe/peru/huancayo-vive-el-boom-de-la-oferta-inmobiliaria-565207/?ref=dcr>.
- DIARIO EL PERUANO, 2021. Mapa de calor de Regiones con mas contagios en el Perú. [en línea]. [Consulta: 20 febrero 2021]. Disponible en: <https://elperuano.pe/noticia/114610-mapa-de-calor-de-essalud-siete-distritos-de-lima-ya-superaron-picos-de-contagio-de-primera-ola>.
- DIN 4085, 2011. *Cálculo de la presión de la tierra*. S.l.: s.n. ISBN 5777599001.
- HARMSSEN, T., 2002. *Diseño De Estructuras De Concreto Armado*. S.l.: s.n. ISBN 9681858603.
- HERNANDEZ P., D.I., 2009. *Concreto Reforzado, Consideraciones para el Analisis, Diseño y Evaluación de Muros de Sotano de Concreto Reforzado*. S.l.: Universidad de San Carlos de Gguatemala.
- IGP, 2014. Informes Sísmicos | Instituto Geofísico del Perú. [en línea]. [Consulta: 1 marzo 2021]. Disponible en:

- <https://scts.igp.gob.pe/unidad-sismologia/informes-sismicos>.
- INDECI, 2011. Mapa De Peligros, Plan De Usos Del Suelo Ante Desastres Y Medidas De Mitigación De La Ciudad De Huancayo, pp. 182.
- INEI, 2001. PERU: Estimaciones y proyecciones de población, 1950-2050. , pp. 34-38. ISSN 1970-2025.
- INEI, 2020. Comportamiento de la Economía Peruana en el Tercer Trimestre del 2020. ,
- JHONNY ROMERO, DARIO CHICAIZA, MARIO DELGADO, E.L., 2017. Muros de sótano. [en línea], pp. 1-16.
Disponible en: <https://es.slideshare.net/DARIOCHICAIZA/muros-desotanofin>.
- LAMBE, W., 2004. *Mecánica de Suelos*. S.I.: s.n.
- LOPEZ G., C., 2017. *Evaluación del Muro de Contención en la avenida Arequipa, pueblo joven La Primavera, Chimbote 2017 – Propuesta de Mejora*. S.I.: Universidad Cesar Vallejo.
- MINSA, 2020. *Lineamientos para la vigilancia, prevención y control de la salud de los trabajadores con riesgo de exposición a SARS-CoV-2*. 2020. Perú: s.n. ISBN 9788578110796.
- MONTAÑEZ H, N., 2015. *Comportamiento Estructural y Diseño de Losas Macizas de Concreto Armado en Infraestructuras de Ingeniería Civil*. S.I.: s.n.
- MOZO, D., 2012. *Análisis y diseño de muros pantalla en suelos arenosos david eric mozó vergara memoria para optar al título de ingeniero civil*. S.I.: s.n.
- MOZO, D., 2014. Evaluación de la estabilidad hidráulica de un muro pantalla en suelos granulares recargados por un acuífero no confinado. *Obras y Proyectos, Concepción-SciELO* [en línea], pp. 42-49. [Consulta: 18 febrero 2020].
Disponible en: https://scielo.conicyt.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-28132014000100004&lang=es.
- MUZÁS LABAD, F., 2003. Muros pantalla. ,
- MVCS E030, 2018. Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.030 Diseño Sismorresistente. , pp. 70.
- MVCS E050, 2018. Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.050 Suelos Y Cimentaciones. *Diario El Peruano*, pp. 22-68.
- NILSON, A.H., 1999. *Sistemas de Construcción para Edificios de Concreto*. S.I.: s.n. ISBN 007046586X.
- NTP CE020, 2002. Norma CE.020 Suelos y Taludes. ,
- NTP E060, 2016. Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.060 Concreto Armado. , pp. 193.
- OIM, 2015. Informe sobre las migraciones en el mundo 2015 | Organización Internacional para las Migraciones. [en línea]. [Consulta: 16 enero 2016]. Disponible en: <https://www.iom.int/es/informe-sobre-las-migraciones-en-el-mundo-2015>.
- OPRANDI, R., 2010. Excavaciones y contenciones: pantallas y anclajes. . S.I.:
- OROZCO, J.S.V., 2019. *Aplicación De Microsoft Excel En El Diseño De Anclajes De Muros De Sótano Para Suelos Limo Arenosos De La Ciudad De Quito* [en línea]. S.I.: s.n. Disponible en: <http://www.fao.org/soils-portal/soil-management/manejo-de-suelos-problematicos/suelos-arenosos/es/>.
- ORTIZ, R., 2017. Influencia del nivel freático en la determinación de capacidad portante de suelos, en cimentaciones superficiales, distrito de Pilcomayo en 2017. *Ucv*, pp. 0-116.
- OTAZZI P., G., 2006. *Diseño en Concreto Armado*. S.I.: s.n.
- PEÑA FRITZ, A.R., 2004. *Proyecto de muros de sótano, sometidos a cargas verticales originadas por pilares de fachada*. S.I.: s.n.
- PILOTES TERRATEST PERÚ S.A.C, 2017. Muro pantalla_pilotes_terratest.pdf. ,
- PILOTES TERRATEST PERÚ S.A.C, 2021. PRESUPUESTO OBRA : CENTRO RESIDENCIAL - HUANCAYO MURO PANTALLA CON ANCLAJES POSTENSADOS. . S.I.:
- PUEMAPE C., L.S., 2015. *Cimentación de Edificaciones en Terreno con Napa Freatica Alta - Aplicación al Condominio*

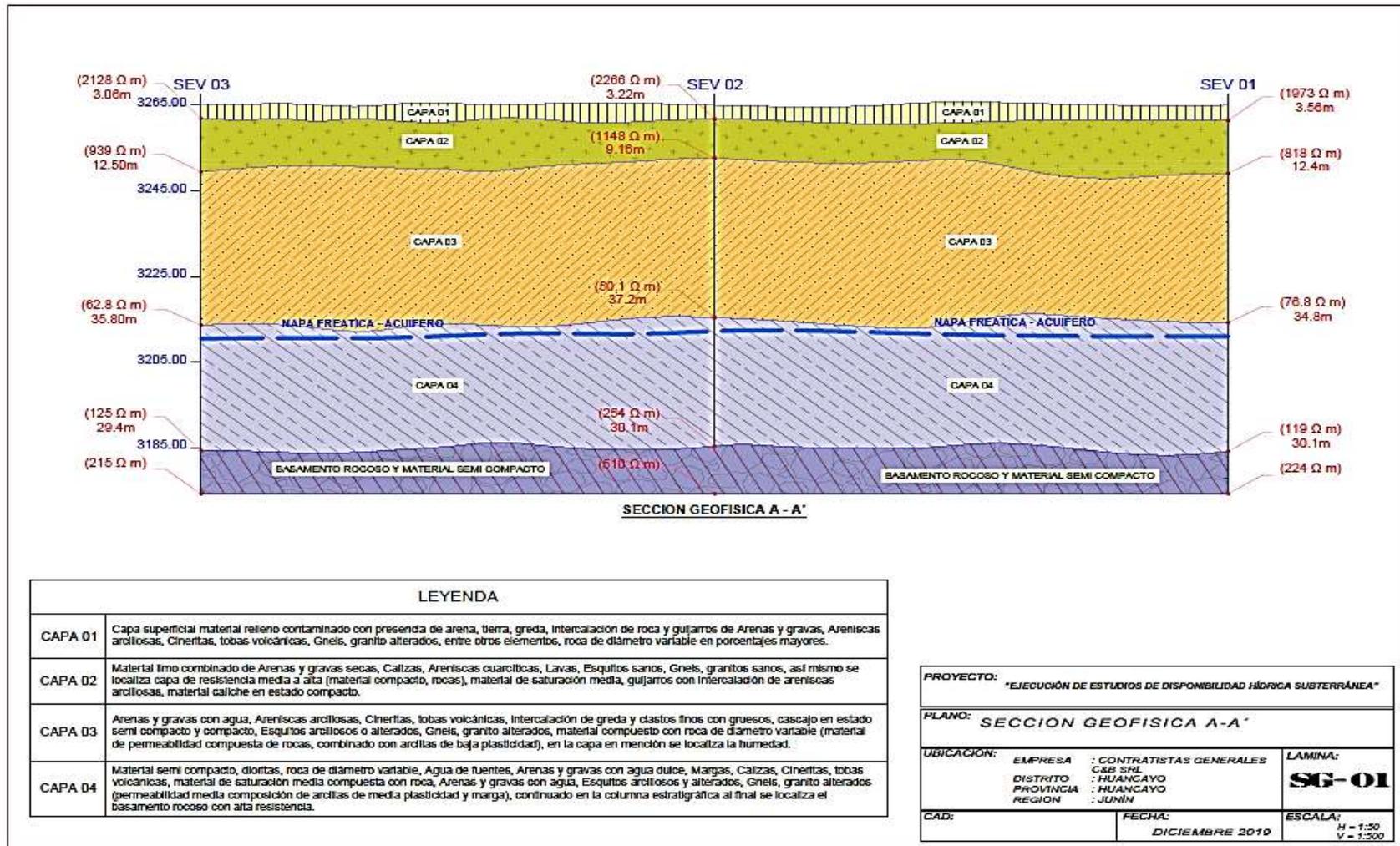
- Ciudad Verde*. S.l.: Universidad Nacional de Ingeniería.
- RTVE, 2021. Mapa del coronavirus en el mundo y datos de su evolución. [en línea]. [Consulta: 20 febrero 2021].
Disponibile en: <https://www.rtve.es/noticias/20210220/mapa-mundial-del-coronavirus/1998143.shtml>.
- SABATINI, P.J., 1999. *Ground Anchors and Anchored Systems*. . S.l.:
- SAN BARTOLOMÉ, ANGEL; QUIJUN, DANIEL; SILVA, W., 2011. Comentarios relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010. *Concr. cem. investig. desarro [online]* [en línea], vol. 3, pp. 36-48. [Consulta: 19 febrero 2020]. Disponible en: http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-30112011000200004&lang=es.
- SORIANO, A., 2005. *Recomendaciones Geotécnicas para Obras Marítimas y Portuarias. ROM 0.5-05*. S.l.: s.n.
- SOTO, R., 2019. *Colapso de muros y vallas* [en línea]. Disponible en: <https://www.youtube.com/watch?v=GwHauyXpeQo>.
- UCAR N., R., 2002. *Manual de Anclajes en Obras de Tierras*. S.l.: s.n.
- UNION DE CONCRETERAS S.A., 2014. *Shotcrete Vía Húmeda*. ,
- UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL, 2004. *Anclajes y Sistemas de Anclajes*. , pp. 1-54.
- YEPES P., V., 2016. *Procedimientos de Construcción de Cimentaciones y Estructuras de Contención*. Primera. S.l.: s.n. ISBN 9783540773405.

ANEXOS

Anexo A.1: Estudio de mecánica de suelos: Perfil estratigráfico proyecto "Las Dos Torres"



Anexo A.2: Estudio de mecánica de suelos: Sondeo eléctrico vertical prospección geofísica proyecto "San Pedro"



Anexo A.3: Estudio de mecánica de suelos: Refracción sísmica proyecto "Open Plaza"

*CONSTRUCTORA - INGENIEROS ASESORES V. E. S.A.C.
ELABORACIÓN DE PROYECTOS - EJECUCIÓN DE OBRAS - MECÁNICA DE SUELOS*

1.10 REFRACCIÓN SÍSMICA

1.10.1 INTERPRETACIÓN DE DATOS GEOFÍSICOS

La interpretación de los datos obtenidos en terreno depende del tipo de instrumento utilizado y de la geometría de adquisición de datos, asumiendo supuestos para cada caso.

Refracción Sísmica

Los datos de campo por el método de Refracción Sísmica han sido obtenidos por las lecturas realizadas en cada punto establecido previamente.

CUADRO N° 08

RS	MARGEN IZQUIERDA				MARGEN DERECHA			
	ESTRATO 1		ESTRATO 1		ESTRATO 1		ESTRATO 1	
	V1 (m/seg)	Z1 (m)	V2 (m/seg)	Z2 (m)	V1 (m/seg)	Z1 (m)	V2 (m/seg)	Z2 (m)
DERECHO	1000.00 1033.33 1000.00	19.50	Rebote en Boloneria	20.00	700.00 717.00 707.00	20.00	Sin Rebote	
CENTRO	823.00 777.00 898.00	8.00 10.70	Rebote en Boloneria	19.00	633.00 671.00 665.31	20.00	Sin Rebote	
IZQUIERDO	1110.00 1232.00 1211.54	20.00	Sin Rebote		692.60 701.70 700.00	20.00	Sin Rebote	

RS : Perfil Refracción Sísmica, diferentes Horizontes V1 V2: Velocidad de los diferentes Horizontes, Z1 Z2: Espesores de los

1.10.2 INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

Refracción Sísmica

Los valores de Refracción Sísmica se muestran en el Cuadro N° 08, las secciones sísmicas Figuras del Anexo

Margen izquierda

Primera Refracción Sísmica

En esta refracción sísmica se ha determinado dos estructuras, la primera con velocidades entre 1000.00 a 1033.33 m/seg y con espesores de 19.50m que corresponde a materiales trabajados, que se relaciona con flujos aluviales, inconsolidados, gravas limosas y arenas sueltas y con rebote en rocas y bolonerias.

*Gl. Jr. Tarapacá N° 1189 Páucarimayo - Lab. Av. Oriente N° 778 Concepción
TEL: 064-488889 GLA: 064-548889 E-mail: johnnie@gnaboa.es*

Anexo B.1: Coeficientes activos y pasivos de empuje de tierras según Coulomb

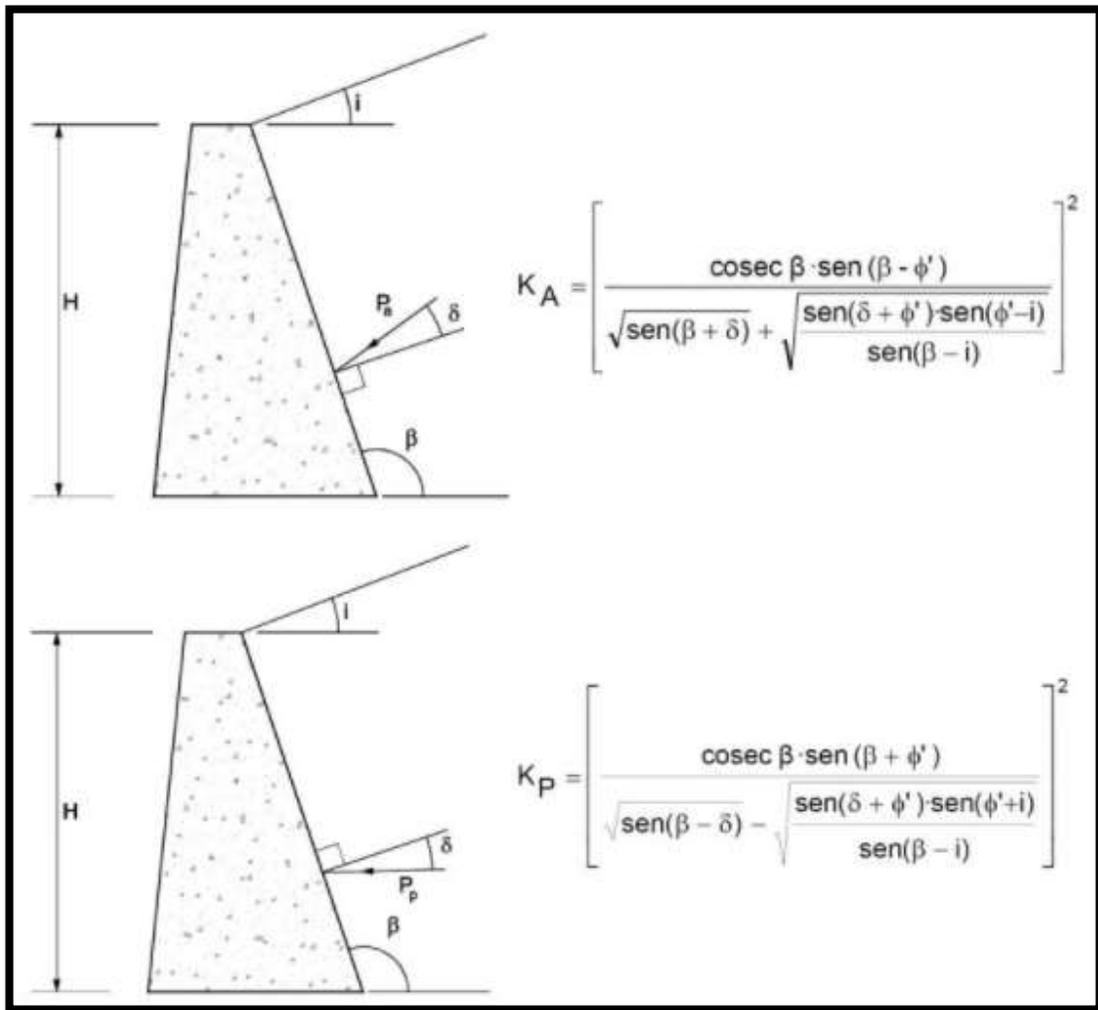


Figura 214: Coeficientes activos y pasivos por Coulomb

Fuente: Procedimientos de construcción de Cimentaciones y Estructuras de Contención. (Yepes P., 2016)

Anexo B.2: Coeficientes pasivos de empuje de tierras según la Norma Alemana DIN 4085

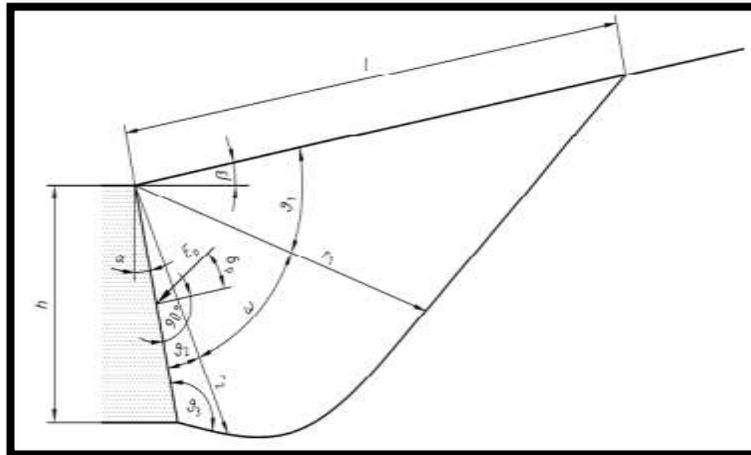
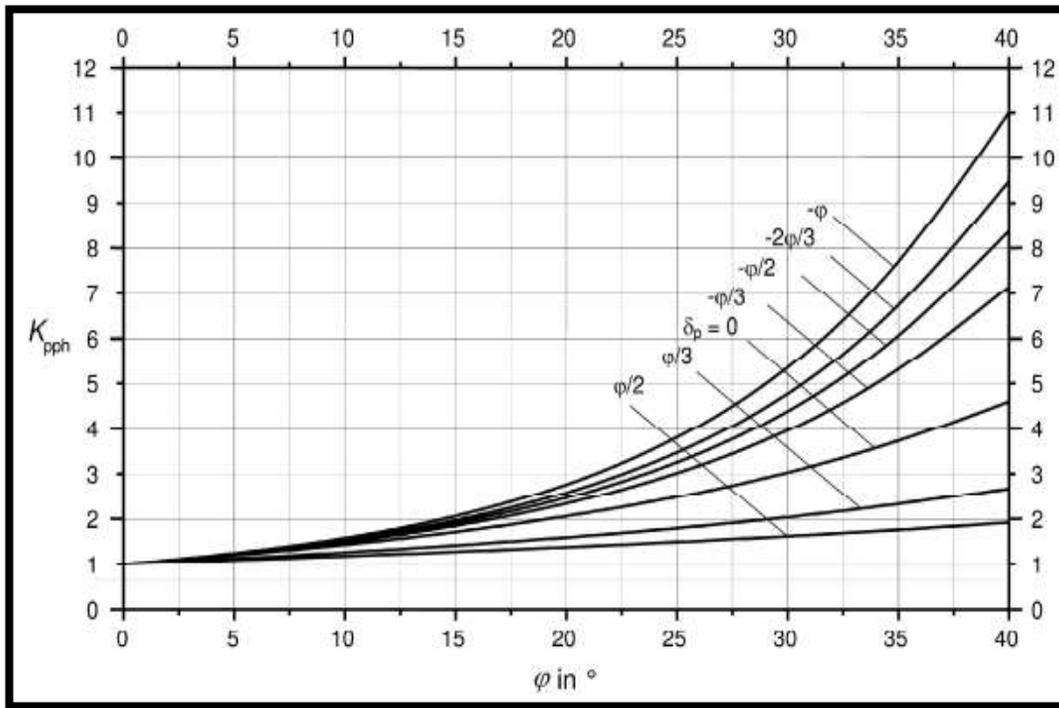


Figura 216: Coeficiente de empuje pasivo, recomendación para ángulos de fricción interna $\varphi \leq 35^\circ$
Fuente: Cálculo de la presión de la tierra (DIN 4085, 2011)

Anexo B.3: Coeficientes activos y pasivos de empuje de tierras según Caquot - Kérisel (1973)

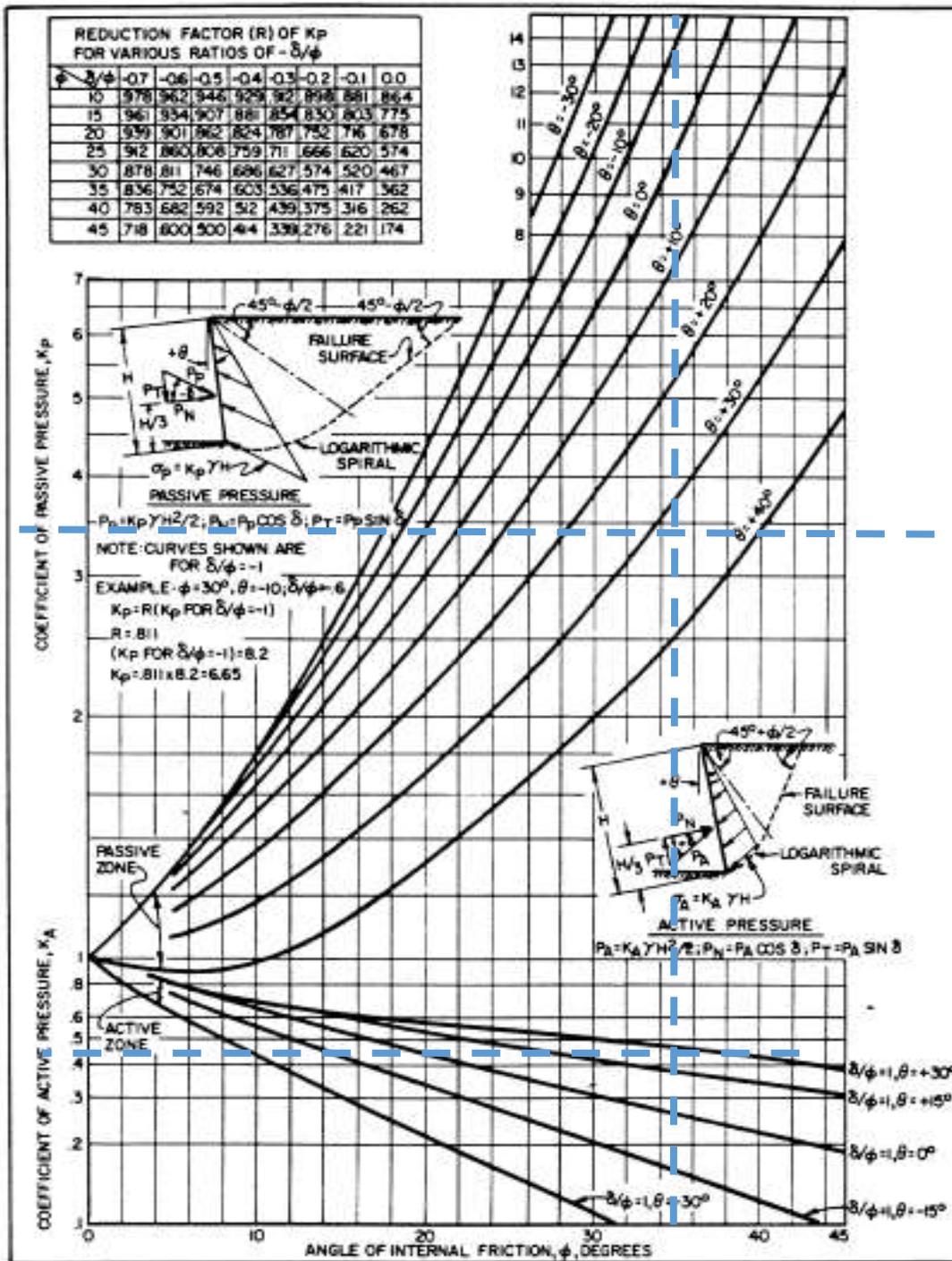


Figura 217: Coeficientes activos y pasivos propuestos por Caquot y Kerisel, efecto de la inclinación del talud del muro, recomendación para ángulo de fricción $\phi > 35^\circ$.

Fuente: Análisis y diseño de muros pantalla en suelos arenosos (Mozo, 2012)

Anexo C.1: Tabla de Factores de capacidad de carga para cimentaciones superficiales

Tabla C.1: Factores de capacidad de carga para la teoría de (Meyerhoff,1963)

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones (Braja M. Das, 2011)

Anexo D.1: Factores de seguridad considerando puntal como esfuerzo pasivo

Se añadirá la fuerza del puntal como esfuerzo resistente a los cálculos con las dimensiones de las bases ejecutadas en el proyecto “Las Dos Torres” y se hallaran los factores de seguridad F.S para solicitaciones estáticas.

1. F.S por volteo)

COULOMB				
TIPO	Esfuerzo (Tn/m ²)	Fuerza (Tn/m)	Brazo de momento del punto O (m)	Momento (TN-m/m)
S/C (ph)	1.07	2.31	2.16	6.29
σ'a (ph)	1.30	2.25	0.63	1.56
C	-1.03	0.00	0.00	0.00
μ	3.12	3.00	0.64	1.92
	∑Fd	8.15	∑Mo	9.76
Wc1		0.99	0.20	0.20
Wc2		1.74	0.35	0.61
Wc3		2.48	0.50	1.24
Wc4		3.23	0.65	2.10
Ws1		0.55	0.55	0.30
Ws2		1.16	0.85	0.98
Ws3		1.78	1.15	2.04
q		5.20	0.65	3.38
S/C (pv)	1.07	1.45	1.30	1.89
σ'a (pv)	1.30	0.62	1.30	0.81
puntal		1.50	0.54	0.81
	∑V	20.70	Mr	14.36

$$FS = \frac{\sum Mr}{\sum Mo} = \frac{14.36}{9.76} = 1.47$$

Esfuerzos Resistentes		
q =	5.20	tn/m
b1 =	0.40	m
b2 =	0.70	m
b3 =	1.00	m
b4 =	1.30	m
H1 =	1.08	m
H2 =	2.16	m
H3 =	3.24	m
H4 =	4.32	m
Hnf =	3.12	m
Wc1 =	0.99	tn/m
Wc2 =	1.74	tn/m
Wc3 =	2.48	tn/m
Wc4 =	3.23	tn/m
Ws1 =	0.55	tn/m
Ws2 =	1.16	tn/m
Ws3 =	1.78	tn/m
puntal	1.50	tn/m

Esfuerzos actuantes		
COULOMB		
Ka =	0.27	
s/c =	1.07	tn/m ²
σ'a =	1.30	tn/m ²
C =	-1.03	tn/m ²
μ =	3.12	tn/m ²
δ* =	21.87	°

2. F.S. por deslizamiento

COULOMB	
∑V (Tn/m)	20.70
∑Fd (Tn/m)	8.15
∑Fr (Tn/m)	3.48

$$FS = \frac{\sum Fr}{\sum Fd} = \frac{3.48}{8.15} = 1.16$$

3. F.S. por capacidad de carga

COULOMB			
e =	0.34	<=	0.22
Presiones en el suelo	q punta	43.84	tn/m2
	q talon	0.00	tn/m2
Base efectiva	B'	0.63	
Angulo de Inclinacion	ψ^*	6.20	
Factores de forma	Fqd	1.00	
	Fod	1.00	
	Fyd	1.00	
F. de inclinacion de carga	Fci	0.87	
	Fyi	0.66	
F. capacidad de carga	Nc	38.04	Tabla C.1
	Ny	34.24	
	Nq	25.54	
Esfuerzo pasivo	qo	0.80	
Carga ultima	qu	61.89	tn/m2

$$FS = \frac{qu}{qp.t} = 1.41$$

Anexo E.1: Especificaciones técnicas de los torones

Especificaciones

Torones de presfuerzo

Código	Diámetro		Conform.	Recub.	Tracción mínima ruptura	Área aprox.	Área mínima	Relajación bajo carga	Masa aproximada
	[pulg]	[mm]							
189338	1/2"	12,70	1x7	Ninguno	18.730	101,40	98,70	3,50	886
189339	5/8"	15,20	1x7	Ninguno	26.580	143,50	140,00	3,50	1.240
272408	1/2"	12,70	1x7	Engrasado y plastificado*	19.112	101,40	98,70	3,50	886

* Recubrimiento con PED espesor mínimo 1mm y lubricación, reduciendo el coeficiente de atrito para 0,06 - 0,07
Norma ASTM A- 416 - Se dispone de otros diámetros previa consulta con nuestro departamento técnico.

Torones de retenida galvanizados

Conform.	Diámetro		Tracción mínima ruptura	Galvanización	Diámetro alambre	Peso neto rollo
	[pulg]	[mm]				
1x7	1/8"	3,20	864	80 a 100	1,00	90,40
1x7	3/16"	4,80	2.210	80 a 100	1,60	115,70

* Norma JIS G3525 - - Se dispone de otros diámetros previa consulta con nuestro departamento técnico.

Alambres para pretensión

Diámetro nominal	Área aprox.	Área mínima	Carga mínima de rotura	Carga mínima al 1% deformación	Alargamiento despues de rotura	Masa aproximada
[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[%]	[kg / km]
5,00	19,60	19,20	33,70	30,30	5,00	154
6,00	28,30	27,80	48,70	43,80	5,00	222
7,00	38,50	37,90	64,50	58,00	5,00	302

* Norma ASTM A- 421 - Se dispone de otros diámetros previa consulta con nuestro departamento técnico.

Derechos reservados. Todos los detalles descritos sobre nuestros productos están en forma genérica. Para ordenar y diseñar utilice las fichas y documentos técnicos oficiales. Excepto donde se indique lo contrario, todas las marcas mencionadas en esta ficha son marcas registradas de NV Bekaert SA o sus subsidiarias. © Bekaert 2017

Anexo F.1 Planos

1. Plano ESR-01: Estructuras de sostenimiento rígido “Las Dos Torres”
2. Plano ESR-02: Estructuras de sostenimiento rígido “San Pedro”
3. Plano ESR-03: Estructuras de sostenimiento rígido “Open Plaza”
4. Plano ESF-01: Estructuras de sostenimiento flexible muro pantalla “Las Dos Torres”
5. Plano ESF-02: Estructuras de sostenimiento flexible muro pantalla “San Pedro”
6. Plano ESF-03: Estructuras de sostenimiento flexible muro anclado “Open Plaza”