

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

**CARRERA:
INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL / INGENIERA CIVIL**

**TEMA:
ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO PROFUNDO DE LAS
PRESAS DE HORMIGÓN A GRAVEDAD CIMENTADAS EN SUELO, EN LOS
SISTEMAS FLUVIALES DE DERIVACIÓN**

**AUTORES:
ALMEIDA PONCE DIEGO FERNANDO
ESCOBAR MORA KARINA STEPHANIE**

**TUTOR:
JORGE IVÁN CALERO HIDALGO**

Quito, marzo de 2021

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR

Nosotros, Almeida Ponce Diego Fernando y Escobar Mora Karina Stephanie, con documento de identificación N° 172208473-6 y 172401792-4 respectivamente, manifestamos nuestra voluntad y cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del trabajo de titulación intitulado: ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO PROFUNDO DE LAS PRESAS DE HORMIGÓN A GRAVEDAD CIMENTADAS EN SUELO, EN LOS SISTEMAS FLUVIALES DE DERIVACIÓN, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en nuestra condición de autores nos reservamos los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribimos este documento en el momento que hacemos entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, marzo de 2021



Diego Fernando Almeida Ponce
CI. 172208473-6



Karina Stephanie Escobar Mora
CI: 172401792-4

DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el trabajo de titulación, ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO PROFUNDO DE LAS PRESAS DE HORMIGÓN A GRAVEDAD CIMENTADAS EN SUELO, EN LOS SISTEMAS FLUVIALES DE DERIVACIÓN, realizado por Diego Fernando Almeida Ponce y Karina Stephanie Escobar Mora, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerado como trabajo final de titulación.

Quito, marzo de 2021



Jorge Iván Calero Hidalgo
180048043-4

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación se lo dedico principalmente a Dios, por brindarme salud, vida, guiarme por un buen camino y darme fuerza para poder culminar uno de mis sueños que es ser un profesional.

A mis padres quienes son el pilar fundamental en mi vida, por su amor, paciencia, esfuerzo, trabajo y sacrificio de todo este tiempo, lo cual hace posible este logro, ya que me brindaron la oportunidad de estudiar y ser siempre un apoyo incondicional en mi vida, por esas palabras de aliento, por esos regaños, gracias por inculcarme buenos valores principalmente la responsabilidad, gratitud, amor y perseverancia, este logro es por y para ustedes Mónica y Germán. ¡Por fin lo logré!

A mis hermanos Dylan y David que a pesar de no ser tan buen hermano mayor los quiero con todo mi corazón y espero se sientan orgulloso de mi cuando lean esto, a mis abuelitos Esthela, Blanca y José, que siempre estuvieron pendientes de este proceso, por sus consejos, sus ánimos, sus colaciones, sus desayunos, sus experiencias, sus pláticas, y que de una u otra forma me acompañan en mis logros.

A mis tíos, quienes parecen mis hermanos mayores, Juan, Danny, Geobani, Vanessa, este logro es por ustedes por confiar en mí y siempre darme ánimos cuando más lo necesitaba, y decirme que, si lo puedo lograr, y enseñarme cosas de la vida desde muy pequeño y enseñarme que el dinero se lo gana trabajando.

Diego Fernando Almeida Ponce

DEDICATORIA

Dedico con todo mi corazón mi tesis a mi madre Gladys Mora, era una gran mujer, un ejemplo a seguir y la persona que más me ha llenado de orgullo, te amo madre mía y nunca encontraré palabras para agradecerte todo lo que hiciste por mí y mi hermano, llegando hasta en tu último suspiro a pedir que nos cuiden y en lo más enferma que estuviste a levantarte y hacer todo lo posible por dejarnos algo con lo cual poder salir adelante. Mediante esta tesis quiero decirte que nunca lo hubiese logrado de no ser por ti y decirte que todo el esfuerzo que hiciste por nosotros no lo hiciste en vano, espero que desde el cielo te sientas orgullosa y decirte también que no hay un segundo del día que no te extrañe y que es verdad que nadie me va a amar como lo hiciste tú, este logro es más tuyo que mío gracias, madre mía.

Quiero dedicar esta tesis a mi hermano Santiago Escobar, ya que él fue el principal cimiento para la construcción de mi vida profesional, por siempre estar junto a mí en todo momento tanto malos como buenos, por ser mi mejor amigo y siempre protegerme cuidarme y sobre todo nunca permitir que me sienta sola, por estar junto a mí en el peor momento de mi vida, el cual fue cuando mi madre falleció.

A mi padre Xavier Escobar por nunca permitir que me vaya a dormir con hambre y poner un techo sobre mi cabeza, por siempre preocuparse por que nada me falte, por ser un pilar fundamental en mi vida, por siempre festejar mis logros y por estar junto a mí en mis momentos más tristes, gracias, padre mío por todo lo bueno que has hecho en mi vida, por eso y mucho más te dedico mi tesis.

Karina Stephanie Escobar Mora

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar un sincero agradecimiento en primer lugar a Dios por brindarme salud, bendecir mi vida, darme fortaleza y capacidad en aquellos momentos de angustia, dificultad y debilidad y de esta manera seguir adelante.

A mis padres por brindarme la oportunidad de estudiar y convertirme en un profesional, pese a las adversidades e inconvenientes que se presentaron en nuestras vidas, siempre estuvieron ahí para guiarme y aconsejarme, se los agradezco de todo corazón porque por ustedes soy quien soy. ¡Muchísimas gracias!

A mi novia Stephanie Escobar, a quien conocí durante la carrera y formó gran parte de ella, por ser un apoyo incondicional, por ser mi compañera, mi amiga, por estar siempre conmigo en las buenas y malas, por brindarme su conocimiento y amor, tanto en nuestra vida personal como académica, agradecerte por confiar en mí para realizar este trabajo de titulación juntos y así cumplir un sueño más. Me siento orgulloso de tener a una mujer como tú a mi lado. ¡Lo logramos mi amor!

A nuestro querido ingeniero docente tutor de tesis Iván Calero, por haberme guiado, no solo en la elaboración de este trabajo de titulación, sino a lo largo de la carrera en las distintas asignaturas en las que tuve la oportunidad de ser su alumno y poder adquirir sus conocimientos.

A nuestro docente lector de tesis Andrés Heredia, por tomarse el tiempo de revisar nuestro trabajo de titulación y realizar las respectivas observaciones, con la finalidad de presentar un buen trabajo.

A Jenny y a Christian, quienes formaron parte de todo este proceso de la tesis, quienes me abrieron las puertas de su casa y me demostraron su afecto y apoyo para poder terminar la tesis junto con su querida sobrina.

También quiero agradecer a todos los docentes que conocí durante la carrera universitaria, gracias por brindarnos sus conocimientos.

A mis amigos quienes formaron parte de mi carrera universitaria, y que de una u otra manera forman parte de este logro.

A la Universidad Politécnica Salesiana y a todas las autoridades, por permitirme concluir con una etapa de mi vida.

Diego Fernando Almeida Ponce

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar agradecer a Dios por permitirme llegar hasta aquí, agradecer a mi madre Gladys Mora primero por darme la vida, por su esfuerzo, perseverancia, por su amor, por no importar que no tuviese ropa para ponerse con tal de darnos a mi hermano y a mi todo lo necesario, por ser una madre ejemplar, por enseñarme que nunca hay que darse por vencida y que el amor que ella me dio nunca se va a comparar a nada, que nadie va a aplaudir mis logros más que ella, mi Galices como le decíamos gracias por todo nunca lo hubiese logrado de no ser por ti te amare por siempre.

A mi hermano Santiago Escobar por siempre estar junto a mí, por ser la persona más importante en el mundo para mí, por nunca dejar que me rinda, por acompañarme a cualquier lugar que quiera, por su amor incondicional, por ser mi mejor amigo.

A mi padre Xavier Escobar primero por darme la vida, por su amor incondicional, por ser el sustento de nuestro hogar y por nunca permitir que nos falte nada, por ser un padre amoroso y consentidor, gracias por siempre preocuparte por nosotros y porque nos vaya bien.

A mi novio Diego Almeida por darme fuerzas cuando ya no podía más, por siempre escucharme, por aguantar mi carácter, por ser la persona que me levanta cuando ya no puedo más, por ser mi paño de lágrimas, por siempre apoyarme y por luchar siempre juntos por nuestros sueños.

A mi tía Jenny Constante por ser como una segunda madre para mí, por escucharme siempre, por siempre estar para mí cuando la necesito, por tratarme como una hija más, gracias tía por abrirme las puertas de tu casa siempre y abrazarme en mis momentos tristes, a mi tío Christian Acosta por siempre abrirme las puertas de su casa, por hacerme sentir como su hija y por darme su apoyo.

A mi primo Sebastián Mora por ser como un hermano para mí, porque desde el momento que murió mi madre él se preocupó por nosotros como pocos familiares, te agradezco porque a pesar

que hoy vivas tan lejos siempre sabes darme una palabra de aliento y de amor, gracias hermano por todo lo que has hecho por mi hermano y por mí.

A mi abuelita Fabiola Arcos porque desde niña siempre se preocupó por mí y me cuidó, gracias abuelita porque a pesar que en ocasiones no se acuerde de mí por su enfermedad, siempre la voy a amar y agradecer por lo que hacía por mí.

A mis primos Samanta, Jessica, Johana, Dayana, Katherine, Cristina, Benjamín, Karol, Christian y Doménica, por brindarme su amor y apoyo.

A los padres de mi novio, Mónica Ponce y German Almeida por abrirme las puertas de su casa y hacerme sentir parte de su familia.

A mi tutor Ing. Iván Calero por el apoyo brindado en este trabajo de titulación y por enseñarnos tanto a lo largo de la carrera.

Karina Stephanie Escobar Mora

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES	1
1.1. Introducción	1
1.2. Objetivos	3
1.2.1. Objetivo General.....	3
1.2.2. Objetivos Específicos.....	3
1.3. Problema de Estudio.....	4
1.4. Justificación.....	5

CAPÍTULO II

INTERACCIÓN DE LA PRESA DE HORMIGÓN A GRAVEDAD CON EL SUELO DE CIMENTACIÓN. ESFUERZOS DE CONTACTO	6
2.1. Principales Métodos para Determinar los Parámetros de Interacción de la Presa de Hormigón con el Suelo de Cimentación	6
2.2. Distribución de Esfuerzos en Caso de Problema Tridimensional	7
2.2.1. Acción de una Carga Vertical Puntual.....	7
2.2.2. Acción de una Carga Vertical Arbitrariamente Distribuida	9
2.2.3. Acción de una Carga Vertical Uniformemente Distribuida.....	11
2.3. Modelación del Medio Deformable. Selección del Modelo de Análisis de los Suelos de Cimentación	12
2.3.1. Consideraciones sobre la Selección del Modelo de Suelo de Cimentación.....	12

2.3.2.	Modelo Coulomb- Mohr.....	13
2.3.3.	Estado Límite del Modelo Coulomb- Mohr.....	15

CAPÍTULO III

ELEMENTOS DE DISEÑO DE UNA PRESA DE HORMIGÓN A GRAVEDAD CON VERTIDO INCORPORADO CIMENTADA EN SUELO..... 18

3.1.	Fuerzas que Actúan en una Presa de Hormigón a Gravedad Cimentada en Suelo	18
3.1.1.	Fuerzas Permanentes.....	19
3.1.2.	Fuerzas temporales.....	23
3.1.3.	Fuerzas Accidentales o Extremas	26
3.2.	Combinaciones de Fuerzas en Presas de Hormigón a Gravedad Cimentadas en Suelos	29
3.2.1.	Combinación Básica (CB1)	29
3.2.2.	Combinación Especial (CE1).....	29
3.2.3.	Combinación Especial (CE2).....	29
3.2.4.	Combinación Especial (CE3).....	30
3.3.	Sistemas de Derivación	30
3.4.	Presas de Hormigón a Gravedad	30
3.5.	Presas de Hormigón a Gravedad con Vertido Incorporado Cimentadas en Suelos	31
3.5.1.	Consideraciones en la Construcción de la Sección Transversal de una Presa de Hormigón a Gravedad con Vertido Incorporado	33
3.5.2.	Clasificación de las Presas de Hormigón a Gravedad con Vertido Incorporado Cimentadas en Suelo.....	33

3.5.3.	Conceptos para el Diseño de una Presa de Hormigón a Gravedad con Vertido Incorporado Cimentado en Suelo.....	36
3.6.	Diseño del Perfil de una Presa de Hormigón con Vertido Incorporado.....	37
3.6.1.	Perfil Teórico Triangular	37
3.6.2.	Perfil Hidráulico.....	38
3.6.3.	Perfil Creager sin Vacío con Paramento Inclinado Aguas Arriba	41
3.6.4.	Perfil Preliminar.....	43
3.6.5.	Perfil Constructivo.....	43
3.6.6.	Obras de Disipación.....	44
3.6.7.	Contorno Subterráneo	48
3.7.	Verificación del Perfil Constructivo con Respecto a la Resistencia	55
3.7.1.	Suelos.....	55
3.7.2.	Características Mecánicas del Suelo.....	56
3.7.3.	Verificación de los Esfuerzos Principales en la Base de la Presa.....	57
3.7.4.	Resistencia y Esfuerzo Permisible a la Compresión.....	58
3.7.5.	Correlación entre los Indicadores Geomecánicos y las Propiedades Físicas de los Suelos	60

CAPITULO IV

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO DE UNA PRESA DE HORMIGÓN A GRAVEDAD CIMENTADA EN SUELO. DESLIZAMIENTO PLANO 62

4.1.	Tipos de Deslizamiento de una Presa de Hormigón a Gravedad Cimentada en Suelo..	62
------	---	----

4.1.1.	Deslizamiento Plano	62
4.1.2.	Deslizamiento Mixto.....	63
4.1.3.	Deslizamiento Profundo.....	63
4.2.	Comparación entre el Esfuerzo Normal Máximo y el Esfuerzo Crítico en la Base de la Presa	63
4.3.	Cálculo de la Estabilidad de Estructuras según el Deslizamiento Plano.....	64
4.4.	Comparación entre el Factor de Seguridad al Deslizamiento Plano y el Factor de Seguridad Permisible	65
4.5.	Tipos de Deslizamiento Plano Dependiendo de la Presencia de Uno o Dos Dentellones en la Base de la Presa.....	68
4.5.1.	Presencia de un Dentellón en la Base de la Presa.....	68
4.5.2.	Presencia de Dos Dentellones en la Base de la Presa	68
4.6.	Factores De Seguridad al Deslizamiento Plano Dependiendo de la Presencia de Uno o Dos Dentellones en la Base de la Presa	68
4.7.	Verificación de la Estabilidad al Deslizamiento en Presas de Hormigón a Gravedad Cimentada en Suelo	70
 CAPÍTULO V		
ANÁLISIS DE UNA PRESA DE HORMIGÓN A GRAVEDAD CIMENTADA EN SUELO PARA DESLIZAMIENTO PROFUNDO.....		
		71
5.1.	Deslizamiento Profundo. (Método de las Superficies Circulares de Deslizamiento)	71
5.2.	Deslizamiento Mixto	77

5.3. Método de Superficies Circulares Aplicado al Presente Trabajo (método de M.M. GRISHIN).....	78
5.3.1. Fuerzas que Intervienen en el Análisis al Deslizamiento Profundo	80
5.4. Método de los Coeficientes de Estabilidad	82
5.5. Metodología del Método de los Coeficientes de Estabilidad.....	87

CAPÍTULO VI

FORMULACIÓN Y APLICACIÓN DEL ALGORITMO PARA EL ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO PROFUNDO EN PRESAS DE HORMIGÓN A GRAVEDAD CIMENTADAS EN SUELO..... 88

6.1. Algoritmo de cálculo.....	89
6.2. Procedimiento del Análisis de Estabilidad al Deslizamiento en Presas de Hormigón a Gravedad Cimentadas en Suelo	99
6.2.1. Presa de Hormigón a Gravedad con Vertido Incorporado Cimentado en Suelo para Combinación Básica (CB1) en función al Esquema 3.....	99
6.2.2. Presa de Hormigón a Gravedad con Vertido Incorporado Cimentado en Suelo para Combinación Especial (CE1) en función al Esquema 1	117
6.2.3. Presa de Hormigón a Gravedad con Vertido Incorporado Cimentado en Suelo para Combinación Especial (CE2) en función al Esquema 2	126

CAPITULO VII

ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA PRESA DE HORMIGÓN A GRAVEDAD CIMENTADA EN SUELO 134

7.1. Análisis de los Resultados Respecto a las Condiciones en las que se Requiere el Análisis de Estabilidad al Deslizamiento Profundo.....	134
7.1.1. Análisis de resultados del diseño de la presa en función al esquema 1 con indicadores de corte $f=0.25; 0.20$	134
7.1.2. Análisis de Resultados del Diseño de la Presa en función al Esquema 2 con Indicadores de Corte $f=0.25; 0.20$	137
7.1.3. Análisis de Resultados del Diseño de la Presa en función al Esquema 3 con Indicadores de Corte $f=0.25; 0.20$	141
7.2. Análisis de Resultados Respecto a los Diferentes Parámetros en los Resultados al Deslizamiento Profundo.....	144
7.2.1. Análisis de Resultados con Respecto a la Geometría de la Presa.....	144
7.2.2. Análisis de Resultados Respecto a los Indicadores de Corte del Suelo de Cimentación en la Estabilidad al Deslizamiento Profundo del Macizo de Cimentación de una Presa de Hormigón a Gravedad con Vertido Incorporado	145
7.2.3. Análisis de Resultados del Efecto de la Carpeta Anclada en la Presa de Hormigón a Gravedad Cimentada en Suelo.....	146
7.2.4. Análisis de Resultados del Efecto de las Fuerzas Inerciales Sísmicas en la Estabilidad al Deslizamiento Profundo de la Presa de Hormigón a Gravedad Cimentada en Suelo	147
7.3. Análisis de los Resultados Obtenidos en Relación a la Ubicación del Área en la que se Encuentra el Centro Crítico de Análisis al Deslizamiento Profundo.....	148
7.3.1. Análisis de Resultados para Combinación Básica (CB1).....	149

7.3.2.	Análisis de Resultados para Combinación Especial (CE1)	152
7.3.3.	Análisis de Resultados para Combinación Especial (CE2)	155
7.4.	Análisis de Resultados de Forma Gráfica, entre los Esfuerzos de Contacto en la Base de la Presa, en función a los Esquemas, Indicadores de Corte y Combinaciones de Fuerzas	158
7.5.	Análisis de Resultados de la Estabilidad al Deslizamiento Profundo entre los Esquemas Establecidos de Forma Gráfica, en Función a las Combinaciones de Fuerzas	159
7.5.1.	Análisis de Resultados del Factor de Seguridad al deslizamiento Profundo en Combinación Básica CB1	159
7.5.2.	Análisis de Resultados del Factor de Seguridad al Deslizamiento Profundo en Combinación Especial CE1	160
7.5.3.	Análisis de Resultados del Factor de Seguridad al Deslizamiento Profundo en Combinación Especial CE2	161
CONCLUSIONES.....		162
RECOMENDACIONES		168
REFERENCIAS.....		170
ANEXOS.....		171

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Coordenadas Creager - Offizyerov	41
Tabla 2 Correlaciones entre el módulo de deformación y la relación de poros para suelos cohesionados	60
Tabla 3 Correlaciones entre el módulo de deformación, la consistencia y la relación de poros para suelos no cohesionados	61
Tabla 4 Factores de seguridad permisible al deslizamiento plano para presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo.....	66
Tabla 5 Coeficientes de fricción en el contacto del hormigón de la presa con el suelo de cimentación	67
Tabla 6 Datos iniciales para realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento plano de la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación básica CB1	99
Tabla 7 Indicadores de corte del sedimento.....	100
Tabla 8 Indicadores de corte del suelo de cimentación	100
Tabla 9 Análisis de estabilidad y verificación de resistencia de una presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación básica (CB1)	111
Tabla 10 Fuerzas actuantes para realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación básica (CB1).....	113
Tabla 11 Datos generados a través del software AutoCAD para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para combinación básica (CB1)	115

Tabla 12 Datos iniciales para el análisis de estabilidad al deslizamiento de una presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación especial (CE1).....	117
Tabla 13 Datos iniciales para el análisis del contorno subterráneo a través del método de los coeficientes de resistencia.....	118
Tabla 14 Coeficientes de resistencia a lo largo del flujo de filtración bajo el contorno subterráneo	119
Tabla 15 Pérdidas de carga a lo largo del flujo de filtración bajo el contorno subterráneo.....	120
Tabla 16 Análisis de estabilidad y verificación de resistencia de una presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación especial (CE1).....	121
Tabla 17 Fuerzas actuantes para realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación especial (CE1).....	123
Tabla 18 Datos generados a través del software AutoCAD para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para combinación especial (CE1)	125
Tabla 19 Fuerzas actuantes para el esquema de análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para combinación especial (CE1)	125
Tabla 20 Datos iniciales para realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento plano de la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación especial (CE2).....	126
Tabla 21 Análisis de estabilidad y verificación de resistencia de una presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación especial (CE2).....	129

Tabla 22 Fuerzas actuantes para realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentado en suelo para combinación especial (CE2).....	131
Tabla 23 Datos generados a través del Software AutoCAD para en análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para combinación especial (CE2)	133
Tabla 24 Fuerzas actuantes para el esquema de análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para combinación especial (CE2)	133
Tabla 25 Tabla resumen del análisis de estabilidad al deslizamiento plano en presas de hormigón con vertido incorporado cimentado en suelo para combinación básica de fuerzas (CB1), $f=0.25$	171
Tabla 26 Tabla resumen del análisis de estabilidad al deslizamiento plano en presas de hormigón con vertido incorporado cimentado en suelo para combinación básica de fuerzas (CB1), $f=0.20$	172
Tabla 27 Tabla resumen del análisis de estabilidad al deslizamiento plano en presas de hormigón con vertido incorporado cimentado en suelo para combinación especial de fuerzas (CE1), $f=0.25$	173
Tabla 28 Tabla resumen del análisis de estabilidad al deslizamiento plano en presas de hormigón con vertido incorporado cimentado en suelo para combinación especial de fuerzas (CE1), $f=0.20$	174
Tabla 29 Tabla resumen del análisis de estabilidad al deslizamiento plano en presas de hormigón con vertido incorporado cimentado en suelo para combinación especial de fuerzas (CE2), $f=0.25$, $k_s=0.15$	175

Tabla 30 Tabla resumen del análisis de estabilidad al deslizamiento plano en presas de hormigón con vertido incorporado cimentado en suelo para combinación especial de fuerzas (CE2), $f=0.20$, $k_s=0.15$	176
Tabla 31 Tabla resumen del análisis de estabilidad al deslizamiento plano en presas de hormigón con vertido incorporado cimentado en suelo para combinación especial de fuerzas (CE2), $f=0.25$, $k_s=0.25$	177
Tabla 32 Tabla resumen del análisis de estabilidad al deslizamiento plano en presas de hormigón con vertido incorporado cimentado en suelo para combinación especial de fuerzas (CE2), $f=0.20$, $k_s=0.25$	178
Tabla 33 Tabla de resultados del análisis al deslizamiento profundo para combinación básica (CB1).....	179
Tabla 34 Tabla de resultados del análisis al deslizamiento profundo para combinación especial (CE1).....	191
Tabla 35 Tabla de resultados del análisis al deslizamiento profundo para combinación especial (CE2).....	203

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Componentes de los esfuerzos normales paralelos a los ejes x, y, z.....	8
Figura 2 Esquema para determinar los esfuerzos originados por una carga lineal, distribuida dentro de los límites de 0 a ∞	10
Figura 3 Esquema de acción de carga rectangular.....	11
Figura 4 Representación esquemática del modelo Coulomb-Mohr. a) fuerzas actuantes; b) estado critico	15
Figura 5 Curva de cortes para distintos casos.....	16
Figura 11 Fuerza de gravedad.....	19
Figura 12 Fuerza de presión hidrostática horizontal y vertical.....	20
Figura 13 Fuerza de empuje activo del suelo de cimentación	21
Figura 14 Fuerza de subpresión.....	23
Figura 6 Fuerza de empuje de suelo saturado.....	24
Figura 7 Fuerza de empuje de sedimentos.....	25
Figura 8 Fuerza inercial sísmica en el cuerpo de la presa	26
Figura 9 Fuerzas inerciales en el agua del embalse	27
Figura 10 Fuerzas inerciales sísmicas en los sedimentos	28
Figura 15 Perfil longitudinal de una presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado....	33
Figura 16 Presa de hormigón con vertido incorporado con presencia de enlace suave.....	34
Figura 17 Presa de hormigón con vertido incorporado con presencia de enlace de escalón bajo	35
Figura 18 Presa de hormigón con vertido incorporado con presencia de enlace de escalón alto	36
Figura 19 Configuración del perfil Creager sin vacío, con paramento aguas arriba vertical	39
Figura 20 Perfil Creager sin vacío con paramento inclinado aguas arriba	41

Figura 21 Elementos del resalto hidráulico	45
Figura 22 Esquemas para verificar la estabilidad al deslizamiento de presas de hormigón cimentadas en suelo	69
Figura 23 Esquema de análisis de estabilidad al deslizamiento profundo por el método de M.M. Grishin.....	71
Figura 24 Esquema para determinar el centro menos favorable de deslizamiento.....	74
Figura 25 Esquema para determinar la presión hidrodinámica en el suelo de cimentación	75
Figura 26 Esquema considerando el empotramiento de la presa en el suelo de cimentación	76
Figura 27 Esquema considerando el efecto de los elementos disipadores de energía.....	76
Figura 28 Esquema para el análisis de estabilidad al deslizamiento mixto.....	77
Figura 29 Esquema del método adoptado para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas en suelo.....	79
Figura 30 Esquema de análisis por el método de los coeficientes de estabilidad.....	83
Figura 31 Análisis hidráulico de la presa de hormigón a gravedad cimentada en suelo	89
Figura 32 Análisis del contorno subterráneo de las presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo	93
Figura 33 Análisis del contorno subterráneo de las presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo	94
Figura 34 Análisis de resistencia en las presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo ...	96
Figura 35 Análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo	97
Figura 36 Perfil teórico triangular de la presa de hormigón a gravedad cimentada en suelo	102

Figura 37 Perfil hidráulico construido mediante las coordenadas Creager-Offizyerov para una presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado	103
Figura 38 Fuerzas actuantes en la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación básica (CB1)	109
Figura 39 Esquema para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación básica (CB1) en función al esquema 3.....	114
Figura 40 Fuerzas actuantes en la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación especial (CE1).....	121
Figura 41 Esquema para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación especial (CE1).....	124
Figura 42 Fuerzas actuantes en la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación especial (CE2).....	129
Figura 43 Esquema para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación especial (CE2).....	132
Figura 44 Esquema 1 para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas en suelo	135
Figura 45 Esquema 2 para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas en suelo	138
Figura 46 Esquema 3 para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas en suelo	141

Figura 47 Determinación del centro crítico para combinación básica (CB1) respecto al esquema 1.....	149
Figura 48 Determinación del centro crítico para combinación básica (CB1) respecto al esquema 2.....	150
Figura 49 Determinación del centro crítico para combinación básica (CB1) respecto al esquema 3.....	151
Figura 50 Determinación del centro crítico para combinación especial (CE1) respecto al esquema 1.....	152
Figura 51 Determinación del centro crítico para combinación especial (CE1) respecto al esquema 2.....	153
Figura 52 Determinación del centro crítico para combinación especial (CE1) respecto al esquema 3.....	154
Figura 53 Determinación del centro crítico para combinación especial (CE2) respecto al esquema 1.....	155
Figura 54 Determinación del centro crítico para combinación especial (CE2) respecto al esquema 2.....	156
Figura 55 Determinación del centro crítico para combinación especial (CE2) respecto al esquema 3.....	158
Figura 56 Condición de estabilidad al deslizamiento profundo en combinación básica CB1...	159
Figura 57 Condición de estabilidad al deslizamiento profundo en combinación especial CE1	160
Figura 58 Condición de estabilidad al deslizamiento profundo en combinación especial CE2	161
Figura 59 Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=5m; CB1; ESQ1	180
Figura 60 Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=8m; CB1; ESQ1	181

Figura 61	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=10m; CB1; ESQ1	182
Figura 62	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=10m; CB1; ESQ2	183
Figura 63	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=10m; CB1; ESQ3	184
Figura 64	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=13m; CB1; ESQ2	185
Figura 65	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=13m; CB1; ESQ3	186
Figura 66	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=15m; CB1; ESQ2	187
Figura 67	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=15m; CB1; ESQ3	188
Figura 68	189
Figura 69	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=20m; CB1; ESQ3	190
Figura 70	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=5m; CE1; ESQ1	192
Figura 71	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=8m; CE1; ESQ1	193
Figura 72	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=10m; CE1; ESQ1	194
Figura 73	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=13m; CE1; ESQ1	195
Figura 74	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=15m; CE1; ESQ1	196
Figura 75	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=15m; CE1; ESQ2	197
Figura 76	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=15m; CE1; ESQ3	198
Figura 77	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=20m; CE1; ESQ2	199
Figura 78	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=20m; CE1; ESQ3	200
Figura 79	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=25m; CE1; ESQ2	201
Figura 80	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=25m; CE1; ESQ3	202
Figura 81	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=5m; CE2; ESQ1	204
Figura 82	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=5m; CE2; ESQ2	205
Figura 83	Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=5m; CE2; ESQ3	206

Figura 84 Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=8m$; CE2; ESQ1	207
Figura 85 Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=8m$; CE2; ESQ2	208
Figura 86 Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=8m$; CE2; ESQ3	209
Figura 87 Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=10m$; CE2; ESQ2	210
Figura 88 Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=10m$; CE2; ESQ3	211
Figura 89 Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=13m$; CE2; ESQ2	212
Figura 90 Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=13m$; CE2; ESQ3	213
Figura 91 Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=15m$; CE2; ESQ2	214
Figura 92 Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=15m$; CE2; ESQ3	215
Figura 93 Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación básica (CB1), $f=0.20$, con respecto al esquema 1	216
Figura 94 Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación básica (CB1), $f=0.20$, con respecto al esquema 1	216
Figura 95 Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación básica (CB1), $f=0.25$, con respecto al esquema 2	217
Figura 96 <i>Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación básica (CB1), $f=0.20$, con respecto al esquema 2</i>	217
Figura 97 Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación básica (CB1), $f=0.25$, con respecto al esquema 3	218
Figura 98 Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación básica (CB1), $f=0.20$, con respecto al esquema 3	218
Figura 99 Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE1), $f=0.25$, con respecto al esquema 1	219

Figura 100 Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE1), $f=0.20$, con respecto al esquema 1	219
Figura 101 Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE1), $f=0.25$, con respecto al esquema 2	220
Figura 102 <i>Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE1), $f=0.2$, con respecto al esquema 2</i>	220
Figura 103 Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE1), $f=0.25$, con respecto al esquema 3	221
Figura 104 Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE1), $f=0.2$, con respecto al esquema 3	221
Figura 105 Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE2), $f=0.25$, con respecto al esquema 1	222
Figura 106 Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE2), $f=0.2$, con respecto al esquema 1	222
Figura 107 Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE2), $f=0.25$, con respecto al esquema 2	223
Figura 108 Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE2), $f=0.2$, con respecto al esquema 2	223
Figura 109 Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE2), $f=0.25$, con respecto al esquema 3	224
Figura 110 Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE2), $f=0.2$, con respecto al esquema 3	224

GLOSARIO DE SÍMBOLOS

Simbología	Significado	Unidad
Hp	Altura de la presa	m
α'	Ángulo formado por el paramento aguas arriba y la horizontal	°
ho	Profundidad de agua aguas abajo	m
c	Cohesión del suelo de cimentación	KPa
q	Caudal unitario	m ³ /s
V _{maxperm}	Velocidad máxima permisible	m/s
Q _{DIS}	Caudal de diseño	m ³ /s
m	Coefficiente de descarga	
e	Coefficiente de contracción lateral	
s	Coefficiente de sumersión	
g	Aceleración de gravedad	m/s ²
Ho	Carga total de la presa vertido incorporado	m
Vo	Velocidad de acercamiento	m/s
H	Carga geométrica de la presa con vertido incorporado	m
FSD per	Factor de seguridad al deslizamiento permisible	
f	Coefficiente de fricción interna del suelo de cimentación	
b	Base del perfil teórico triangular	m
R	Radio de enlace entre el pie del paramento aguas abajo y el cauce	m
E	Energía específica	m
Eo	Energía específica total	m
hc	Profundidad contraída	m
hcr	Profundidad crítica	m
h'	Profundidad de la primera conjugada	m
h''	Profundidad de la segunda conjugada	m
%sum	Porcentaje de sumersión del resalto hidráulico	%
LR	Longitud del resalto hidráulico	m
t	Profundidad del pozo de disipación	m
Vc	Velocidad en la sección contraída	m/s
J _{per}	Gradiente permisible del suelo de cimentación	
d	Espesor de la losa de disipación	m
Lc	Longitud de la carpeta anclada	m
So	Proyección vertical de los elementos de la presa con vertido incorporado	m
S	Profundidad de la tablestaca	m
lo	Proyección horizontal de los elementos de la presa con vertido incorporado	m
B	Base de la presa con vertido incorporado	m
T _{ACT}	Espesor activo de la capa permeable	m
T _R	Espesor real de la capa permeable	m

ζ	Coefficiente de resistencia para perdidas de carga y subpresión	
Z	Carga entre el nivel de agua aguas arriba y el nivel de agua aguas arriba	m
hj	Pérdidas de carga	m
Wsum	Fuerza de subpresión de sumersión	KN
Wexc	Fuerza de subpresión excedente	KN
W total	Fuerza de subpresión total	KN
G	Fuerza de gravedad	KN
γ_0	Peso específico del agua	KN/m ³
γ_h	Peso específico del hormigón	KN/m ³
Pv1	Fuerza de presión hidrostática vertical aguas arriba	KN
Pv2	Fuerza de presión hidrostática vertical aguas abajo	KN
Pv car	Fuerza de presión hidrostática vertical aguas arriba en la carpeta anclada	KN
PH1	Fuerza de presión hidrostática horizontal aguas arriba	KN
PH2	Fuerza de presión hidrostática horizontal aguas abajo	KN
hs	Profundidad de los sedimentos	m
j	Ángulo de fricción interna	°
γ_{sum}	Peso específico sumergido del suelo de cimentación	KN/m ³
Psed H	Fuerza de empuje de sedimentos horizontal	KN
Psed V	Fuerza de empuje de sedimentos vertical	KN
PHE	Fuerza de presión de empuje de suelo saturado	KN
Ea	Fuerza de empuje activo del suelo de cimentación	KN
G car	Fuerza de gravedad de la carpeta anclada	KN
C car	Fuerza de cohesión de la carpeta anclada	KN
Tcar	Fuerza de fuerza de fricción entre el suelo y la carpeta anclada	KN
$\sum N$	Sumatoria de fuerzas normales	KN
$\sum T$	Sumatoria de fuerzas deslizantes	KN
FSD	Factor de seguridad al deslizamiento	
e	Excentricidad	m
σ_y'	Esfuerzo vertical mínimo en la base de la presa	KPa
σ_y''	Esfuerzo vertical máximo en la base de la presa	KPa
σ_{cr}	Esfuerzo normal crítico	KPa
σ_{perm}	Esfuerzo permisible del suelo de cimentación	KPa
ks	Coefficiente sísmico	
Gs	Fuerza inercial en el cuerpo de la presa	KN
PH sis	Fuerza hidrostática horizontal inercial sísmica	KN
PV sis	Fuerza hidrostática vertical inercial sísmica	KN
EaH sed	Fuerza horizontal inercial de sedimentos	KN
EaV sed	Fuerza vertical inercial de sedimentos	KN
V	Sumatoria de fuerzas verticales	KN
Q	Sumatoria de fuerzas horizontales	KN
a	Brazo respecto al paramento aguas abajo	m

Rc	Radio del sector deslizante para la determinación del deslizamiento profundo	m
b	Ángulo entre la vertical y la línea formada desde el centro del círculo del sector deslizante y la ubicación de la fuerza de filtración del suelo de cimentación	°
q	Ángulo entre la vertical y la línea formada desde el centro del círculo del sector deslizante y el paramento aguas arriba	°
α	Ángulo determinado mediante la mitad del ángulo q	ya
G'	Peso del segmento del suelo sumergido en agua	KN
N1	Descomposición normal de la fuerza resultante vertical	KN
T1	Descomposición tangencial de la fuerza resultante vertical	KN
N2	Descomposición normal de la fuerza resultante horizontal	KN
T2	Descomposición tangencial de la fuerza resultante horizontal	KN
W_{ϕ}	Fuerza de filtración	KN
S1, S2, SG	Fuerzas de fricción normales a las fuerzas N1, N2, G	KN
C'	Fuerza de fricción en la base da la presa con vertido incorporado	KN
r	Distancia entre el centro del círculo del sector deslizante y la ubicación de la fuerza de filtración del suelo de cimentación	KN
FSDP	Factor de seguridad al deslizamiento profundo	

RESUMEN

El presente trabajo de titulación abarca una investigación de presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo, en el cual se parte con indicadores de corte del suelo de cimentación para suelos arcillosos y además para un universo de alturas de presas, tratando de obtener el escenario menos favorable para realizar el análisis al deslizamiento profundo.

En primer lugar se realizó el análisis hidráulico para distintas alturas de presas, iniciando en presas de 5m, mediante su altura y con bases referenciales de indicadores de corte para suelos arcillosos, se procedió a determinar las condiciones hidráulicas de operación en presas de hormigón con vertido incorporado, las cuales son determinar si es necesario realizar obras de disipación de energía, siendo en el presente estudio necesarias, se realizó el dimensionamiento de un pozo y una losa de disipación.

Debido a que el presente estudio se basa en presas de hormigón cimentadas en suelo, se realiza la construcción del perfil teórico triangular con la finalidad de conservar la base de dicho perfil, posteriormente a la obtención de este perfil, se procede a determinar el perfil tipo Creager para conservar su estructura. Una vez obtenido la sección transversal de la presa con vertido incorporado, las fuerzas actuantes en ella y la combinación a la cual se la someterá, se procede a realizar un análisis tanto de estabilidad como de resistencia. Mediante lo anteriormente expuesto se optó por ampliar la estructura de la presa realizando así tres distintos esquemas.

Con la obtención de distintos esquemas, distintas alturas de presas y distintas combinaciones de fuerzas, se realizó el análisis al deslizamiento profundo con la ayuda del método de superficies cilíndricas, en el cual se debe tomar puntos aleatoriamente y se traza una superficie de falla circular para la obtención del menor factor de seguridad al deslizamiento profundo.

Palabras claves: análisis, estabilidad, deslizamiento, profundo, presa, hormigón, suelo.

ABSTRACT

The ongoing degree work encompasses a gravity weir dam foundation to the ground, which starts with shear indicators of the foundation for clayey grounds and also for a different kind of weir dam heights, trying to obtain the least favorable scenario to perform the analysis of a deep-seated landslide.

First, the hydraulic analysis was carried out for a different dam heights, starting at 5m, using different height and with reference bases of the shear for clayey grounds, We calculate and determinate the process of hydraulic conditions of the weir dam, which are to determine if it necessary to incorporate energy dissipation works, being necessary in the current study, We proceed to determine the sizing of a well and a dissipation slab.

Since the current study is based on weir dam foundation to the ground, we proceed with the scheme of the triangular elementary profile, with the intended purpose to preserve the base of the triangular elementary profile. Subsequently the result of triangular elementary profile we determine the weir Creager profile to obtain its structure. When we obtain the transversal section of the weir dam, the acting forces and the combination which are going to be inflicted, we proceed to make both stability and resistance analysis. As result of the previous calculations, we proceed to extend the structure of the weir dam by carrying out three different schemes.

As results of different schemes, heights of weir dams and forces combinations, performing the deep landslide sliding analysis, with the help of circular-cylindrical planes in which random points are taken and circular failure surface is plotted to obtain the lowest deep-seated landslide safety factor.

Keys words: analysis, stability, landslide, deep, dam, concrete, ground.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1. Introducción

En los sistemas de derivación, la obra hidráulica principal es la presa de hormigón con vertido incorporado cimentada en suelo, teniendo como objetivo principal elevar los caudales aumentando el nivel de agua, estos sistemas no poseen embalse de regulación.

En un principio las presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas en suelo son las más difundidas en la práctica, debido a que forman parte de todos los sistemas de derivación para diferentes usos: municipales, agrícolas, energéticos, etc., también presentan un efecto económico, puesto que cumple funciones no solo de estructura de contención sino, además, de aliviadero de excedentes.

Por otra parte, estas presas al estar cimentadas en suelos obviamente están sujetas a las condiciones geomecánicas de los suelos, que con frecuencia tienen altos grados de incertidumbre, ya que dependen entre otras cosas, de los grados de compactación, del grado de humedad de los suelos, y de su estructura mineralógica.

Las presas con vertido incorporado tienen fundamental importancia en la capacidad portante del suelo, además la resistencia a las sollicitaciones de corte. La ruptura por corte surge no precisamente por sollicitaciones de corte, sino porque la presión vertical excede el valor crítico, a partir del cual se inician las deformaciones plásticas en el suelo de cimentación, y, por consiguiente, la determinación del estado tensional en un macizo no rocoso de cimentación es necesaria para entender el comportamiento del suelo en el análisis de estabilidad y de deformaciones.

Al crecer la carga sobre la superficie de cimentación plana, la fase de deformación por compactación del suelo es reemplazada por la fase en la que surgen puntos con deformaciones plásticas (deformaciones de corte), conforme se ha establecido para el estado límite a través del esquema de Coulomb – Mohr.

El diseño de este tipo de presas debe tener un enfoque integral que incluya condiciones hidráulicas, condiciones de trabajo mecánico de la estructura de hormigón, condiciones geomecánicas en el interior del macizo de cimentación, respecto tanto a su estabilidad como a su resistencia mecánica. Existe una importancia fundamental respecto al análisis de estabilidad al deslizamiento, por ejemplo en el caso de las presas de hormigón cimentadas en roca, generalmente la superficie crítica de potencial deslizamiento se ubica en el contacto de la estructura con la roca, mientras que, en el caso de las presas de hormigón cimentadas en suelo, existe siempre el riesgo potencial de que la desestabilización se produzca precisamente en el interior del macizo de cimentación, particularmente cuando el suelo de cimentación presenta bajos índices de corte, para lo cual se debe realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo.

Entre los métodos de análisis de estabilidad al deslizamiento profundo de las presas de hormigón cimentadas en suelo, considerando la inclusión del suelo de cimentación, el presente proyecto de titulación utiliza uno de los métodos más extendidos en la práctica de diseño de las construcciones hidráulicas, que es el método de superficies circulares de deslizamiento propuesto por M.M.Grishin.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Formular y aplicar, un algoritmo general que permita verificar la necesidad del análisis al deslizamiento profundo y, de ser necesario, realizar dicho análisis, para las presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Estructurar el procedimiento para determinar los esfuerzos de contacto en la base de una presa de hormigón a gravedad, aplicando el modelo bidimensional que, precisamente, es compatible con las condiciones físicas en las que, se implantan las presas con vertido incorporado cimentadas en suelo.
- Estructurar el procedimiento para establecer la necesidad de realizar el análisis al deslizamiento profundo de una presa de hormigón a gravedad cimentada en suelo.
- Estructurar el procedimiento para realizar el análisis al deslizamiento profundo de una presa de hormigón a gravedad cimentada en suelo, para una forma dada de la superficie de deslizamiento.
- Aplicar los procedimientos anteriormente definidos, a condiciones físicas y razonablemente aceptables de implantación en presas de hormigón a gravedad.
- Obtener relaciones funcionales gráficas y, de ser posible, analíticas entre criterios, variables e indicadores que intervengan en los análisis de estabilidad al deslizamiento superficial y profundo para los tipos de contorno subterráneo que resulten compatibles en el análisis.

1.3. Problema de Estudio

En determinados casos de construcciones hidráulicas a gravedad cimentadas en suelo y que forman parte del frente de contención en los sistemas hidráulicos fluviales, (presas de hormigón, muros de enlace, centrales hidroeléctricas), su estabilidad podría ser superada no precisamente en la base de la estructura (modelo convencional), sino en una superficie de falla ubicada en el interior del macizo de cimentación (modelo no convencional de deslizamiento profundo).

Al respecto, durante la elaboración de un proyecto que pertenezca a este grupo de casos resulta necesario resolver secuencialmente dos problemas que no disponen de bases teóricas suficiente y unívocamente formuladas: a) establecer si efectivamente se trata de un caso no convencional de estabilidad al deslizamiento, es decir que a más del análisis al deslizamiento superficial se requiere un análisis al deslizamiento profundo; b) realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo.

El primer problema tiene relación directa con el estado tensional de la presa en su base, es decir con los esfuerzos de contacto, particularmente con el esfuerzo principal σ_1 . En consecuencia, en la solución de este problema deberá incidir el contorno subterráneo de la presa (tipo, forma y dimensiones de sus elementos).

El segundo problema conceptualmente tiene semejanzas con el del análisis de estabilidad al deslizamiento de los taludes de una presa de tierra y, por consiguiente, su solución tiene vías semejantes y enfrenta similares niveles de incertidumbre.

Cabe recalcar que el presente trabajo de titulación se lo realizará para presas de hormigón en un rango de altura entre 5 a 20 metros, esto no es substancial porque además en el desarrollo del trabajo veremos si es conveniente realizarlo para alturas un poco mayores a las mencionadas

anteriormente. El tipo de análisis corresponde principalmente a suelos arcillosos, entre los cuales nombramos: arcillas, limos arcillosos y limos arenosos con contenido de arcilla.

1.4. Justificación

En el marco de referencia planteado resulta necesario disponer de ciertos criterios, procedimiento y relaciones paramétricas para el análisis de estabilidad al deslizamiento no convencional de las presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo.

El presente trabajo de titulación tiene como objetivo formular un algoritmo el que permita, por una parte, verificar la necesidad del análisis al deslizamiento profundo de una presa de hormigón a gravedad cimentada en suelo y, por otra parte, desarrollar dicho análisis cuando se lo requiera. Sin embargo, a pesar de ser este un tema de aplicación frecuente en la práctica ingenieril requiere aun de importantes aportes provenientes de trabajos de investigación, verificación y monitoreo, que permitan, para casos específicos, considera todas las solicitudes e indicadores involucrados y, de esta manera, reducir los grados de incertidumbre en el diseño de las obras en estudio.

Este trabajo permitirá al egresado de ingeniería civil como a los profesionales en el campo de construcciones de obras hidráulicas a extender su conocimiento y disponer de herramientas adicionales para el análisis de las presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo.

CAPÍTULO II

INTERACCIÓN DE LA PRESA DE HORMIGÓN A GRAVEDAD CON EL SUELO DE CIMENTACIÓN. ESFUERZOS DE CONTACTO

2.1. Principales Métodos para Determinar los Parámetros de Interacción de la Presa de Hormigón con el Suelo de Cimentación

Según Gorbunov-Possadov et al. (1984) indica que, al momento de aplicar una carga sobre la superficie del suelo de cimentación, en el macizo de cimentación se originan esfuerzos que se extienden en dirección horizontal y vertical desde el sitio de interacción directa. A medida que el punto considerado se aleja de la zona de aplicación de la carga, los esfuerzos se disipan de tal manera que su magnitud va disminuyendo. El carácter de distribución de los campos de esfuerzos en el macizo de cimentación depende el tipo y magnitud de la carga.

Según Gorbunov-Possadov et al. (1984) uno de los primeros modelos para analizar la interacción de la estructura con el suelo de cimentación fue el modelo de las deformaciones elásticas locales. Las premisas de este modelo fueron formuladas y aplicadas por E. Winkler. De acuerdo a este modelo los esfuerzos de reacción en cualquier punto de la superficie de contacto son directamente proporcionales al asentamiento de la superficie del suelo en el punto considerado, se lo determina con la siguiente fórmula.

$$p = c_z z \quad (1)$$

Donde:

- p : presión en el punto considerado
- c_z : coeficiente de balasto (N/m^3)
- z : asentamiento del suelo en el punto (m)

Sin embargo, investigaciones experimentales posteriores demostraron que, en el caso de aplicación de cargas sobre el suelo de cimentación, la deformación surge no solo en la superficie de contacto sino también en el suelo de cimentación. Como consecuencia, surgieron nuevas propuestas para analizar la interacción del sistema presa-macizo de cimentación. Entre ellas la teoría del semi-espacio elástico, inicialmente propuesta por G.E. Proctor y desarrollada por otros investigadores. En esta teoría el concepto módulo de elasticidad reemplaza al módulo de deformación (Gorbunov-Possadov et al., 1984).

La determinación de los esfuerzos en el suelo de cimentación a través de los métodos de la teoría de la elasticidad, esquemáticamente se formulan a continuación, para los principales tipos de problemas (Gorbunov-Possadov et al., 1984).

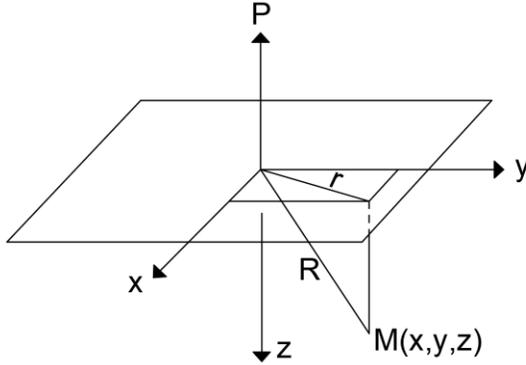
2.2. Distribución de Esfuerzos en Caso de Problema Tridimensional

2.2.1. Acción de una Carga Vertical Puntual

Según Gorbunov-Possadov et al. (1984) para el caso que el origen de las coordenadas se ubique en el punto de aplicación de la fuerza P , el eje vertical z esté dirigido hacia abajo, en tanto que los ejes x y y estén trazados en el plano horizontal que limita al semi-espacio, entonces, en cualquier punto M del suelo de cimentación ubicado bajo el punto de aplicación de la fuerza puntual, los componentes de los esfuerzos son los siguientes:

Figura 1

Componentes de los esfuerzos normales paralelos a los ejes x, y, z



Elaborado por: Los autores

$$\sigma_z = \frac{3P z^3}{2\pi R^5} \quad (2)$$

$$\sigma_y = \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{y^2 z}{R^5} + \frac{1 - 2\mu}{3} \left(\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)y^2}{(R+z)^2 R^3} - \frac{z}{R^3} \right) \right] \quad (3)$$

$$\sigma_x = \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{x^2 z}{R^5} + \frac{1 - 2\mu}{3} \left(\frac{1}{R(R+z)} - \frac{(2R+z)x^2}{(R+z)^2 R^3} - \frac{z}{R^3} \right) \right] \quad (4)$$

Donde:

- x, y, z : coordenadas del punto considerado.
- μ : coeficiente de expansión lateral.

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \quad (5)$$

La ecuación (2) propuesta por Gorbunov-Possadov et al. (1984) expresa la magnitud de los esfuerzos de compresión en el suelo de cimentación, para los planos paralelos al plano que limita al macizo, puede ser presentada de la siguiente forma:

$$\sigma_z = K \frac{P}{z^2} \quad (6)$$

Donde:

$$K = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} \quad (7)$$

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} \quad (8)$$

En este caso, para los análisis pueden ser utilizadas tablas, donde se obtiene el coeficiente K , en función de la relación $\frac{r}{z}$.

2.2.2. Acción de una Carga Vertical Arbitrariamente Distribuida

Según Gorbunov-Possadov et al. (1984) expresa que, para determinar aproximadamente los esfuerzos es posible dividir la superficie de carga en elementos, y la carga en cada elemento asumir como puntual, aplicada en el centro de masa del elemento. Los esfuerzos se determinan a través de las sumas elementales. Por ejemplo, el esfuerzo de compresión en el punto considerado se determina con la siguiente ecuación:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n K_i \frac{p_i}{z^2} \quad (9)$$

Donde:

- K_i : coeficiente cuya magnitud depende de la relación $\frac{r_i}{z}$.
- r_i – distancia desde el punto considerado hasta la vertical que pasa por el centro de gravedad del elemento de carga considerado.

El grado de aproximación del resultado obtenido, depende de la relación l_i/r_i , dónde l_i es el mayor lado del elemento rectangular. La práctica de diseño ha permitido establecer que cuando:

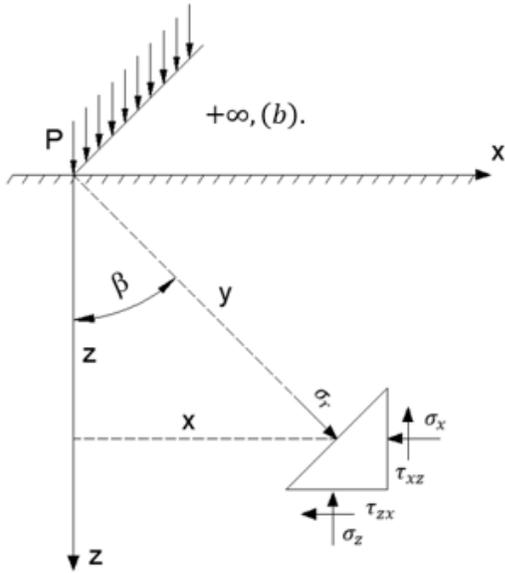
- $l_i/r_i < \frac{1}{2}$, el margen de error es cercano a 6%;
- $l_i/r_i < \frac{1}{3}$, el margen de error es cercano a 3%
- $l_i/r_i < \frac{1}{4}$, el margen de error es cercano a 2%.

2.2.2.1. Deformación Plana de Flaman

De acuerdo a la solución de Flaman, para una línea infinita cargada, los esfuerzos se determinan de acuerdo al esquema de la figura 2, con las ecuaciones que se presentan a continuación (Gorbunov-Possadov et al., 1984).

Figura 2

Esquema para determinar los esfuerzos originados por una carga lineal, distribuida dentro de los límites de 0 a ∞



Elaborado por: Los autores

$$\sigma_z = \sigma_r \cdot \cos^2 \beta = \frac{2P}{\pi \cdot r} \cdot \cos^3 \beta = \frac{2P}{\pi \cdot r} \cdot \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^{2'}} \quad (10)$$

$$\sigma_x = \sigma_r \cdot \sin^2 \beta = \frac{2P}{\pi \cdot r} \cdot \sin \beta \cdot \sin 2\beta = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{x^2 \cdot z}{(x^2 + z^2)^{2'}} \quad (11)$$

$$\tau_{zx} = \sigma_r \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta = \frac{P}{\pi \cdot r} \cdot \cos \beta \cdot \sin 2\beta = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{x \cdot z^2}{(x^2 + z^2)^2} \quad (12)$$

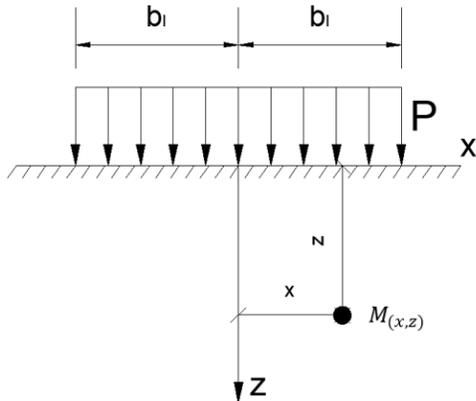
En este caso la solución consiste en determinar la deformación plana, puesto que todas las superficies son perpendiculares al eje y además son de igual valor; precisamente por esta razón los esfuerzos no incluyen la componente y .

2.2.3. Acción de una Carga Vertical Uniformemente Distribuida

Según Gorbunov-Possadov et al. (1984) la distribución de los esfuerzos en caso de una carga uniformemente distribuida en forma de una franja rectangular, como se muestra en la figura 3 se determina también a través de tres componentes: normales $(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z)$ y tangenciales $(\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx})$.

Figura 3

Esquema de acción de carga rectangular



Elaborado por: Los autores

Las componentes de los esfuerzos pueden ser determinadas con las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_z = \frac{2P \cdot z^3}{\pi} \int_{-b}^b \frac{d\xi}{[(x - \xi)^2 + z^2]^2} \quad (13)$$

$$= \frac{q}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{b-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{b+x}{z} \right] + \frac{2b \cdot z \cdot (b^2 + z^2 - x^2)}{(x^2 + z^2 + b^2)^2 + 4b^2 \cdot x^2}$$

$$\sigma_x = \frac{2Pz}{\pi} \int_{-b}^b \frac{(x - \xi)^2 \cdot d\xi}{[(x - \xi)^2 + z^2]^2} = \frac{q}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{b-x}{z} + \operatorname{arctg} \frac{b+x}{z} \right] \quad (14)$$

$$- \frac{2b \cdot z \cdot (b^2 + z^2 - x^2)}{(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4b^2 \cdot x^2}$$

$$\sigma_y = \frac{2 \cdot z^2}{\pi} \int_{-b}^b \frac{(x - \xi) \cdot d\xi}{[(x - \xi)^2 + z^2]^2} = \frac{P}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{x+b}{z} - \operatorname{arctg} \frac{x-b}{z} \right] \quad (15)$$

$$\tau_{xz} = \frac{2 \cdot z^2}{\pi} \int_{-b}^b \frac{(x - \xi) \cdot d\xi}{[(x - \xi)^2 + z^2]^2} = \frac{4 \cdot P \cdot z^2 \cdot b \cdot x}{\pi \cdot (b^2 + x^2 + z^2)^2 - 4b^2 \cdot x^2} \quad (16)$$

2.3. Modelación del Medio Deformable. Selección del Modelo de Análisis de los Suelos de Cimentación

2.3.1. Consideraciones sobre la Selección del Modelo de Suelo de Cimentación

Gorbunov-Possadov et al. (1984) expresa que, por modelo del suelo de cimentación se asume la relación funcional que expresa el carácter del comportamiento en caso de ser sometido a una sollicitación (carga).

Los suelos en realidad no son material de medio continuo por estar constituidos de partículas independientes con uniones entre ellas substancialmente menores a la resistencia de las partículas en sí. La interacción entre partículas tiene un mecanismo complejo. Muchos suelos son sistemas dispersos por estar constituidos de algunas fases (liquida, gaseosa, solida). Las uniones entre partículas pueden ser diferentes por su base física, mientras que la cantidad de uniones puede cambiar durante el proceso de deformación (Gorbunov-Possadov et al., 1984).

Por esta razón actualmente no está formulado un modelo analítico exacto y universal de los suelos. Todos los modelos aplicados consideran al suelo como un cuerpo sólido continuo deformable. Todos los modelos formulados se basan substancialmente en la descripción de datos

empíricos, utilizando algún supuesto teórico abstracto, sino a la esencia física de los procesos. La mayor aplicación para la práctica ingenieril han sido los modelos Coulomb – Mohr, Cam Clay, Duncan Chang (Gorbunov-Possadov et al., 1984).

2.3.2. *Modelo Coulomb- Mohr.*

Con mayor frecuencia se aplica el modelo más sencillo; el modelo Coulomb- Mohr Rasskazov et al. (2008) señala que, este modelo presupone que la destrucción del suelo como elemento mecánico ocurre cuando los esfuerzos tangenciales alcanzan el valor de la resistencia límite al corte. En este caso, la resistencia límite al corte τ_{lim} varía en forma directamente proporcional al esfuerzo normal σ en la superficie elemental de falla (Ley de Coulomb).

$$\tau_{lim} = \sigma tg\varphi + c \quad (17)$$

Dónde:

- φ : ángulo de fricción interna del suelo de cimentación
- c : cohesión específica del suelo de cimentación.

La ley de Coulomb puede ser expresada de la siguiente manera (ley de Coulomb – Mohr).

$$\sin\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c/tg\varphi} \quad (18)$$

Hasta la falla generalmente se presupone una relación lineal entre las deformaciones del suelo y la carga externa, de conformidad con la ley de Hooke (Rasskazov et al., 2008).

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x + \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \quad (19)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y + \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \quad (20)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z + \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \quad (21)$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{2(1 + \nu)}{E} \sigma_{xy} \quad (22)$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{2(1 + \nu)}{E} \sigma_{xz} \quad (23)$$

$$\varepsilon_{yz} = \frac{2(1 + \nu)}{E} \sigma_{yz} \quad (24)$$

Donde:

- E : módulo de deformación lineal.
- ν : coeficiente de deformación lateral relativa (coeficiente de Poisson).

De esta manera, para ejecutar los análisis se requieren únicamente cuatro parámetros: E, ν, φ, c , lo que resulta cómodo. Sin embargo, el modelo Coulomb- Mohr no toma en cuenta un conjunto de otras evidencias sobre el carácter no lineal de la deformación de los suelos (Rasskazov et al., 2008).

De acuerdo a Rasskazov et al. (2008) señala que, experimentalmente se ha establecido que el ángulo de fricción interna φ no es constante, sino que depende del estado tensional. De conformidad con algunos autores el ángulo de fricción interna cambia en dependencia del esfuerzo de compresión σ_3 . Esta dependencia puede ser expresada, por ejemplo, de la siguiente manera:

$$\varphi = \sigma_o + \Delta\varphi lg \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right) \quad (25)$$

Dónde:

σ_o : ángulo de fricción interna para

$\sigma_3=0$

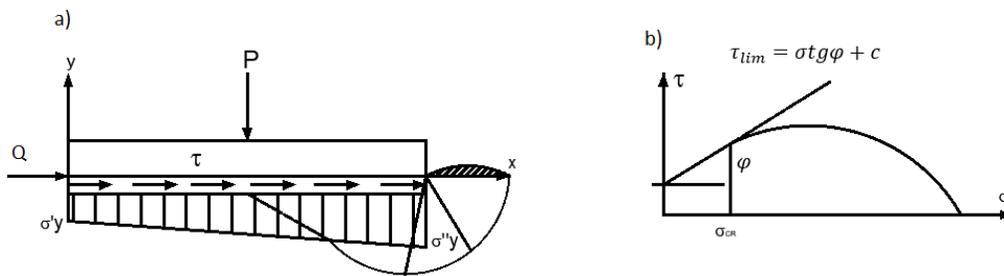
p_a : presión atmosférica.

2.3.3. Estado Límite del Modelo Coulomb- Mohr

Considerando el proceso de deslizamiento de una presa bajo el modelo de deslizamiento de una losa, se puede observar el siguiente esquema de carga compuesto por una fuerza longitudinal y una fuerza vertical (Lyapichev S. , 2008).

Figura 4

Representación esquemática del modelo Coulomb-Mohr. a) fuerzas actuantes; b) estado crítico



Elaborado por: Los autores

Lyapichev S. (2008) señala que, la capacidad portante del suelo de cimentación soporta la fuerza vertical a través de los esfuerzos normales σ y la fuerza horizontal a través de los esfuerzos tangenciales τ . La relación de los esfuerzos tangenciales y normales se sujeta a la ley de Coulomb.

Siempre que el esfuerzo normal no supere al esfuerzo crítico, los esfuerzos tangenciales máximos están relacionados directamente por la ley de Coulomb, es decir los esfuerzos máximos posibles que se puedan presentar deberán obedecer a la ley de Coulomb (Lyapichev S. , 2008).

Cuando los esfuerzos normales comienzan a ser esfuerzos críticos, los esfuerzos tangenciales comienzan a disminuir en comparación con los esfuerzos tangenciales según la ley de Coulomb, ya que las zonas de equilibrio límite empiezan a desarrollarse a lo largo de los bordes de la estructura (Lyapichev S. , 2008).

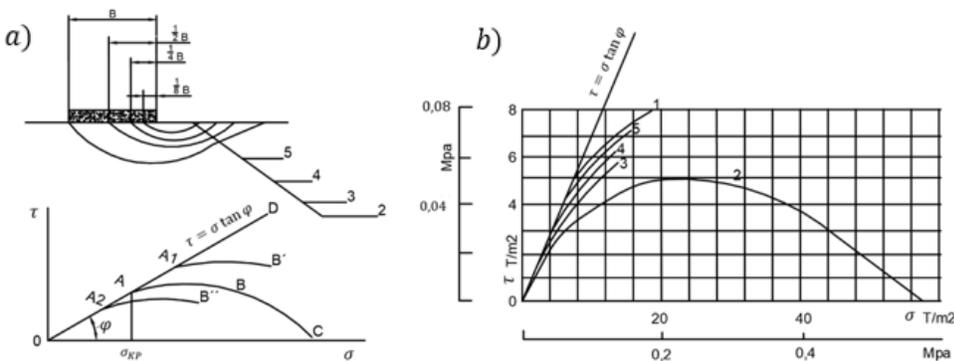
En presencia de una fuerza vertical, el desarrollo de las zonas de equilibrio límite aumentará, de tal manera que el esfuerzo normal será igual al esfuerzo crítico, lo que ocasionará la pérdida de estabilidad de la estructura. Mientras los esfuerzos críticos no sean superados por los esfuerzos normales, se mantiene la relación lineal con el esfuerzo tangencial. Una vez que los esfuerzos críticos son superados por los esfuerzos normales, la ley de Coulomb deja de funcionar (Rasskazov et al., 2008).

Grishin (1979) expresa que, bajo la acción de cargas transmitidas desde la presa hacia la cimentación en suelo, estas cargas producen deformaciones plásticas. Con cargas de deformación relativamente bajas, la superficie de la base de la estructura presenta pequeñas zonas de falla.

A medida que aumenta la carga, las deformaciones se apoderan de más y más áreas del suelo en profundidad. A una determinada carga crítica (σ_{kp}), se produce un flujo del suelo en estas áreas y su penetración desde debajo de toda la cimentación de la presa (curva ABC en la figura 5, a), lo que resulta la pérdida de equilibrio de la estructura (Grishin, 1979).

Figura 5

Curva de cortes para distintos casos



Elaborado por: Los autores

De acuerdo a Grishin (1979), la relación entre σ y τ , que caracteriza el equilibrio límite de una base desconectada, se representa mediante la curva OABC (ver figura 5, a). En el caso de un desplazamiento de plano, se expresa mediante la ecuación de Coulomb $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi$, es decir, la recta OAD, luego la curva ABC, para cuya expresión se proponen diferentes funciones (la más simple es la función sinusoidal).

$$\tau = A\sigma \sin \omega = A\sigma \sin \frac{\pi}{\alpha} \quad (26)$$

La posición de la curva OABC depende de la magnitud de las deformaciones plásticas, así como de la aplicación de la carga (son posibles las curvas OA1B' y OA2B'').

Cuando la carga vertical resultante se aplica cerca de la cara superior, la curva de falla o de deslizamiento es la más profunda (línea 2 en la figura 5, b), mientras que en el esquema de equilibrio límite resulta ser la curva más baja. A medida que la carga vertical resultante se aplica dirigida hacia la cara inferior, el área de deformaciones plásticas disminuye y la resistencia de la base de la estructura aumenta. Se permite determinar la tensión normal σ en cualquier punto del suelo sobre la base a partir de la hipótesis de su distribución lineal (Grishin, 1979).

CAPÍTULO III

ELEMENTOS DE DISEÑO DE UNA PRESA DE HORMIGÓN A GRAVEDAD CON VERTIDO INCORPORADO CIMENTADA EN SUELO

3.1. Fuerzas que Actúan en una Presa de Hormigón a Gravedad Cimentada en Suelo

Debido a que las presas son consideradas únicas debe realizarse un análisis profundo de las condiciones y de las fuerzas que actúan en dicha presa tanto para el periodo de operación como en el periodo de construcción, existen fuerzas que son habituales en este tipo de estructuras. Todas las estructuras hidráulicas sobre todo las presas hidráulicas se encuentran expuestas permanentemente ante la acción del agua generando de esta manera fuerzas de origen físico químico y biológico. A continuación, se analizarán solamente las de origen físico como lo son las cargas hidráulicas dividiéndose en fuerzas de supresión, filtración, empuje ascensional, etc. (Sandoval, 2019).

Es importante reconocer cuando existen flujos de agua con altas velocidades, debido a que dichas velocidades generan fuerzas conocidas como cavitación, lo cual es muy riesgoso ya que ha logrado destruir algunas obras hidráulicas, además es importante reconocer si existen sólidos en suspensión o en arrastre debido a que esto produce en la superficie abrasión, desgastando así la superficie de los materiales con los que se encuentra construida la obra hidráulica (Sandoval, 2019).

A continuación, se enumeran los diferentes tipos de fuerzas que actúan en las presas, clasificándolas en: fuerzas de corta y larga, temporales y permanentes; fuerzas temporales (Sandoval, 2019).

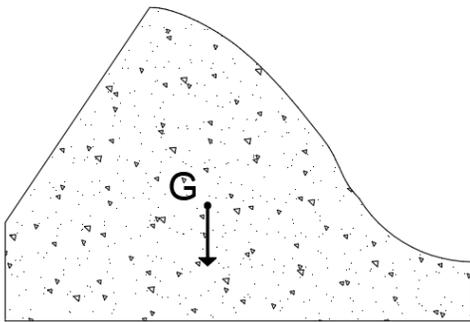
3.1.1. Fuerzas Permanentes

3.1.1.1. Peso Propio o Fuerza de Gravedad

Es producida debido a la geometría de la estructura y se encuentra concentrada en el centro de gravedad de dicha figura geométrica, dentro del cual debe estar incluido algunos elementos los cuales son permanentes como lo son las compuertas, dentellones, carpetas ancladas, grúas, carga vehicular, personas, entre otras. Se adoptó 2,4 T/m³ como peso específico volumétrico del hormigón (Sandoval, 2019).

Figura 6

Fuerza de gravedad



Elaborado por: Los autores

3.1.1.2. Fuerza de Presión Hidrostática Horizontal

Como se lo ha determinado en la práctica, la componente horizontal de la presión de agua (PH_1 , PH_2), es de forma triangular, la cual se la proyecta en un plano vertical de acuerdo a la superficie en la que se encuentra actuando, como se muestra en la figura 12. Dicha fuerza actúa al 1/3 desde la base de la presa. La fuerza de presión hidrostática tanto aguas arriba como aguas abajo se la puede determinar mediante la siguiente expresión (Sandoval, 2019).

$$PH_1 = PH_2 = \gamma_o \frac{H^2}{2} b \quad (27)$$

Donde:

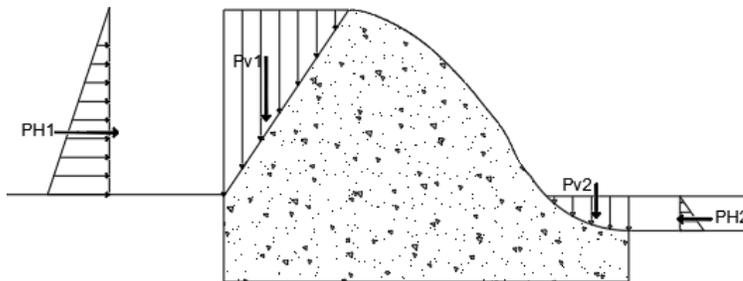
- γ_o : peso específico del agua
- H : profundidad aguas arriba o aguas abajo hasta la cimentación de la presa.
- b : ancho el cual en nuestro caso es 1m

3.1.1.3. Fuerza de Presión Hidrostática Vertical

La componente vertical de la presión hidrostática (PV_1, PV_2), para definirla es necesario conocer el cuerpo de presión, esto quiere decir que para el paramento aguas arriba su geometría es triangular, mientras que aguas abajo es $\frac{1}{4}$ de círculo debido a que se lo determinó mediante una presa de hormigón con vertido incorporado tipo Creager (Sandoval, 2019).

Figura 7

Fuerza de presión hidrostática horizontal y vertical



Elaborado por: Los autores

3.1.1.4. Empuje Activo del Suelo de Cimentación

La fuerza del empuje activo que se presenta en el contacto del sistema estructura - suelo de cimentación se lo determina con la siguiente fórmula.

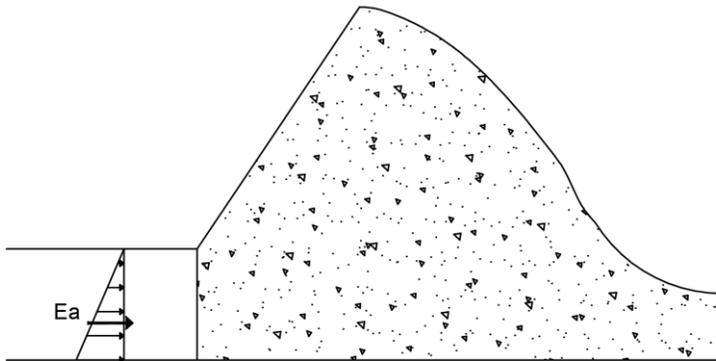
$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_{sum-cim} e^2 \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)^2 \quad (28)$$

Donde:

- $\gamma_{sum-cim}$: peso específico sumergido del suelo de cimentación.
- e : profundidad de la presa que se encuentra empotrada en el suelo de cimentación.
- φ : ángulo de fricción interna del suelo de cimentación.

Figura 8

Fuerza de empuje activo del suelo de cimentación



Elaborado por: Los autores

3.1.1.5. Fuerza de Subpresión

Es la capacidad del agua de filtrarse por debajo de la base de la presa, a través de las partículas del suelo de cimentación, dirigiéndose desde aguas arriba hacia aguas abajo, originando de esta forma una fuerza en dirección de abajo hacia arriba a esta acción se la conoce como filtración, provocando que la carga H vaya disminuyendo, formando así una fuerza trapezoidal, teniendo en cuenta también lo anteriormente expuesto que para presas cimentadas en suelos, la subpresión tiene dos componentes, la subpresión excedente y de sumersión que se calcula de la siguiente manera ya sea para el caso debajo de la presa o debajo de la carpeta anclada (Kirienco et al., 1987).

$$W_{sum} = \gamma_o * \delta_{car} * L_{car} \quad (29)$$

$$W_{sum} = \gamma_o * h_{den} * b_{pre} \quad (30)$$

$$W_{exc} = 0.5 * \gamma_o * \left((H_p - abs "0") + (H_p - abs "fin") \right) * b_{pre} \quad (31)$$

$$W_{exc} = 0.5 * \gamma_o * \left((H_p - abs "0") + (H_p - abs "fin") \right) * L_{car} \quad (32)$$

Donde:

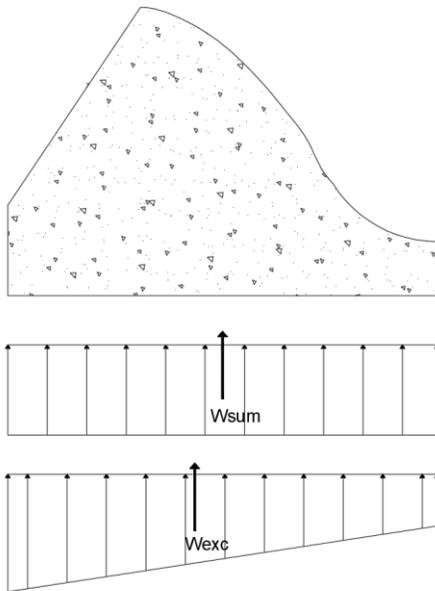
- W_{sum} : subpresión de sumersión
- W_{exc} : subpresión excedente
- γ_o : peso específico del agua
- δ_{car} : espesor de la carpeta anclada
- L_{car} : longitud de la carpeta anclada
- h_{den} : profundidad del dentellón
- b_{pre} : base de la presa
- H_p : altura de la presa
- $abs "0", abs "fin"$: abscisas correspondientes del método de coeficientes de resistencia

La subpresión es una presión la cual es igual en todas las direcciones, lo que quiere decir que si se determina una subpresión que su dirección sea de abajo hacia arriba debe existir una presión con la misma dimensión en la dirección horizontal. El objetivo de la subpresión es tratar de elevar a la estructura (Sandoval, 2019).

Para conseguir disminuir la supresión se colocan elementos anteriormente mencionados como lo son las tablestacas, los dentellones, entre otros. Debido a que con dichos elementos permite que la trayectoria del flujo que se filtra sea mayor (Kirienko et al., 1987).

Figura 9

Fuerza de subpresión



Elaborado por: Los autores

3.1.2. Fuerzas temporales

3.1.2.1. Fuerza de Empuje de Suelo Saturado

Se produce bajo la presa, dicha fuerza es originada por estar una parte del volumen de la presa produciendo de esta manera un empuje.

La fuerza de empuje de suelo saturado se determina mediante la siguiente expresión.

$$P_{HE} = \frac{1}{2} \gamma_{sum-cim} t^2 \xi \quad (33)$$

Donde:

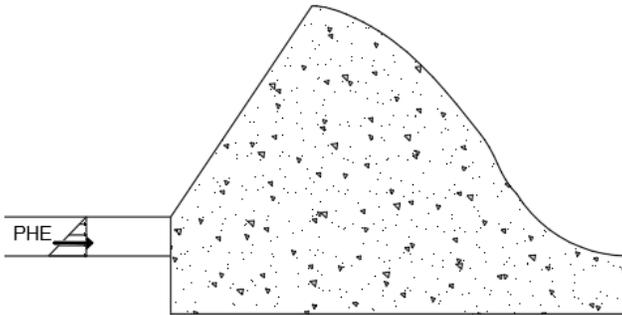
- ξ : coeficiente de sedimentos el cual se determina mediante los indicadores del suelo de cimentación con la siguiente expresión.

$$\xi = \left[\frac{\cos\left(\frac{\alpha + \varphi}{2}\right)}{\cos\left(\frac{\alpha - \varphi}{2}\right)} \right]^2 \quad (34)$$

- $\gamma_{sum-cim}$: peso específico sumergido del suelo de cimentación.
- t : profundidad del pozo de disipación.
- α : ángulo respecto a la horizontal con el paramento aguas arriba.
- φ : ángulo de fricción interna del suelo de cimentación.

Figura 10

Fuerza de empuje de suelo saturado



Elaborado por: Los autores

3.1.2.2. Empuje de Sedimentos

La fuerza de empuje de sedimentos es variable respecto al tiempo debido a que al inicio del funcionamiento de la presa es cero y en ciertos casos al cumplirse la vida útil es el máximo valor debido a que se van acumulando mientras va transcurriendo el tiempo.

En presas construidas en montañas o con embalses de escasa profundidad los sedimentos pueden ser gravas o arenas, mientras que en presas de altura considerable las partículas son pequeñas como arcillas, limos, arenas muy finas, entre otros.

Para el presente proyecto se asumió una profundidad la cual depende de la altura de la presa, siendo que para presas de 5m a 20m se toma el 50%, mientras para presas de 20m a 30m se toma el 40%.

El empuje de sedimentos tiene una componente vertical (P_{sedV}), el cual se determinan mediante la siguiente ecuación.

$$P_{sedH} = \frac{1}{2} \gamma_{sum-sed} h s^2 \xi \quad (35)$$

Donde:

- $\gamma_{sum-sed}$: peso sumergido del suelo de los sedimentos.
- hs : profundidad del sedimento.
- ξ : coeficiente de sedimentos.

Mientras que en la componente horizontal (P_{sedV}), se lo determina mediante la siguiente expresión.

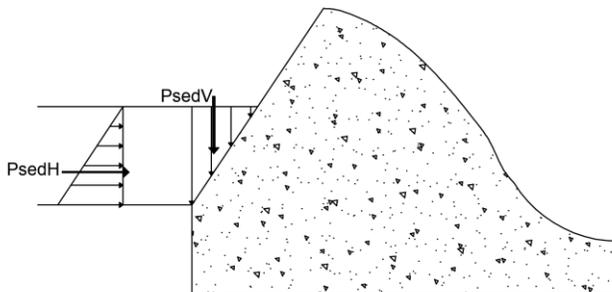
$$P_{sedV} = \frac{1}{2} \gamma_{sum-sed} h s b'' \xi \quad (36)$$

Donde:

- b'' : ancho de la lámina de agua de la profundidad del sedimento.

Figura 11

Fuerza de empuje de sedimentos



Elaborado por: Los autores

3.1.3. Fuerzas Accidentales o Extremas

Debido a que Ecuador tiene alto riesgo sísmico, por la presencia de temblores y terremotos, el diseño de presas debe realizarse con estudios de peligrosidad sísmica. La norma ecuatoriana (NEC-SE-DS, 2014) manifiesta que el mapa de zonificación sísmica es proveniente de una respuesta a un estudio realizado para diseño de elementos estructurales, en el cual se utiliza el factor Z, que es la representación de la aceleración máxima referida a una parte de la aceleración de la gravedad, siendo este factor Z para la zona costera de Ecuador entre 0.15 llegando hasta 0.5. Las fuerzas sísmicas que se analizarán en el presente proyecto son las siguientes (Sandoval, 2019).

3.1.3.1. Fuerzas Inerciales Sísmicas en el Cuerpo de la Presa

Se determina solamente la componente horizontal de la fuerza sísmica mediante la siguiente expresión:

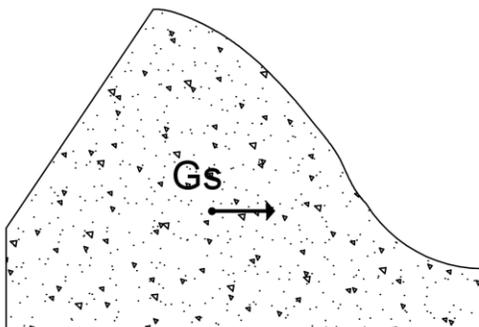
$$G_s = 1,5ksG \quad (37)$$

Donde:

- ks : coeficiente sísmico, el cual en el presente trabajo de oscila entre 0.15-0.3
- G : fuerza de gravedad.

Figura 12

Fuerza inercial sísmica en el cuerpo de la presa



Elaborado por: Los autores

3.1.3.2. Fuerzas Inerciales Sísmicas en el Agua del Embalse

Debido a la fuerza sísmica esta genera un diagrama adicional al conocido en combinación básica. Las fuerzas inerciales sísmicas en el agua de embalse tienen una componente horizontal (PH_{sis}) y una componente vertical (PV_{sis}), determinadas mediante la siguiente ecuación.

$$PH_{sis} = 0,5k_s\gamma_o H^2 \sin \alpha^2 \quad (38)$$

Donde:

- γ_o : peso específico del agua.
- H : carga del nivel de agua aguas arriba.
- α : ángulo respecto a la horizontal con el nivel de agua aguas arriba.

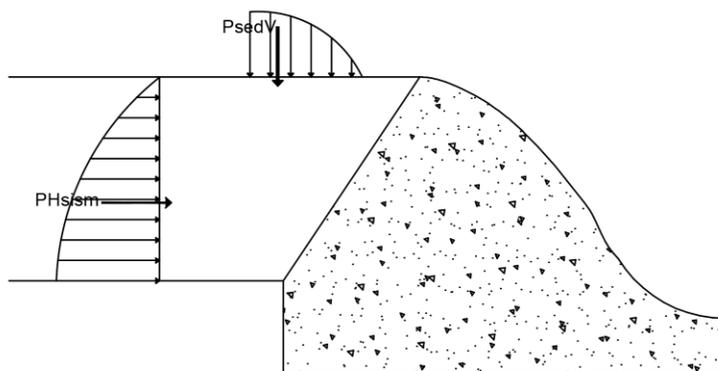
$$PV_{sis} = mPH_{sis} \quad (39)$$

Donde:

- m : pendiente del paramento aguas arriba.

Figura 13

Fuerzas inerciales en el agua del embalse



Elaborado por: Los autores

3.1.3.3. Fuerzas Inerciales Sísmicas en el Sedimento

Mediante la siguiente expresión se determina el empuje total del sedimento que actúa en la presa, las fuerzas inerciales sísmicas en el sedimento poseen dos componentes, vertical ($E_{aV sed}$) y horizontal ($E_{aH sed}$).

$$qc = (1 + 2ks \tan \varphi)p \quad (40)$$

$$E_{aH sed} = 0,5 qc hs \quad (41)$$

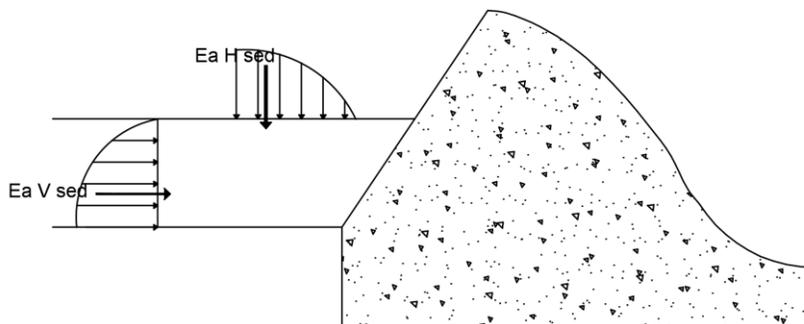
$$E_{aV sed} = m E_{aH sed} \quad (42)$$

Donde:

- hs : profundidad del sedimento
- p : presión activa del suelo sin incluir el sismo
- φ : ángulo de fricción interna del sedimento
- m : pendiente del paramento aguas arriba
- qc : presión activa de sedimentos total el cual incluye el efecto de la aceleración sísmica

Figura 14

Fuerzas inerciales sísmicas en los sedimentos



Elaborado por: Los autores

3.2. Combinaciones de Fuerzas en Presas de Hormigón a Gravedad Cimentadas en Suelos

Es primordial realizar combinaciones de cargas para prevenir el riesgo de falla en estructuras hidráulicas, para lo cual se utilizaron combinaciones de fuerzas tanto básicas como especiales. Las combinaciones constituyen escenarios de construcción, operación y mantenimiento a las que se encuentran expuestas las presas de hormigón a gravedad, para lo cual se consideran distintos escenarios los cuales son los menos favorables, pero que se encuentran en rangos razonables (Sandoval, 2019).

3.2.1. Combinación Básica (CB1)

Combinación en la cual se encuentra funcionando el drenaje horizontal debajo estructura. Está compuesta por las fuerzas de gravedad, fuerzas de presión hidrostática, fuerzas de empuje de sedimentos, fuerza de empuje activo del suelo de cimentación y fuerza de presión de empuje de suelo saturado.

3.2.2. Combinación Especial (CE1)

Combinación en la cual el drenaje horizontal debajo de la estructura deja de funcionar. Está constituida por las fuerzas de gravedad, fuerzas de subpresión, fuerzas de presión hidrostática, fuerzas de empuje de sedimentos, fuerza de empuje activo del suelo de cimentación y fuerza de presión de empuje de suelo saturado.

3.2.3. Combinación Especial (CE2)

Combinación en la cual el drenaje horizontal debajo de la estructura se encuentra funcionando bajo la acción del sismo. Está conformada por las fuerzas de gravedad, fuerzas de presión hidrostática, fuerzas de empuje de sedimentos, fuerza de empuje activo del suelo de cimentación, fuerza de presión de empuje de suelo saturado, fuerzas inerciales sísmicas tanto en el cuerpo de la presa como en los sedimentos y en el agua de embalse.

3.2.4. *Combinación Especial (CE3)*

Combinación en la cual el drenaje horizontal debajo de la estructura deja de funcionar y se encuentra bajo la acción del sismo. Está conformada por las fuerzas de gravedad, fuerzas de subpresión, fuerzas de presión hidrostática, fuerzas de empuje de sedimentos, fuerza de empuje activo del suelo de cimentación, fuerza de presión de empuje de suelo saturado, fuerzas inerciales sísmicas tanto en el cuerpo de la presa como en los sedimentos y en el agua de embalse.

3.3. Sistemas de Derivación

La característica principal de los sistemas de derivación es que están diseñados para aprovechar los caudales naturales disponibles en el cauce, sin redistribuirlos en el tiempo, son sistemas que no poseen embalse de regulación, siendo su objetivo principal elevar el nivel de agua hasta la cota deseada para de esta manera posibilitar su captación en condiciones más favorables.

En los sistemas de derivación la obra hidráulica principal es la presa derivadora de hormigón la cual generalmente es una presa con vertido incorporado, cimentada en suelo llamada presa vertedero, dicha presa tiene como objetivo elevar los caudales aumentando el nivel de agua. En el presente proyecto se ha adoptado el valor del caudal unitario mediante un valor promedio recomendado para suelos arcillosos.

3.4. Presas de Hormigón a Gravedad

Por principio las presas de hormigón a gravedad aseguran su estabilidad al deslizamiento, principalmente, gracias a su peso propio. Son más exigentes que las presas de material del lugar, en relación a las condiciones físicas, particularmente a las geológico-geotécnicas, pero, en relación a estas mismas condiciones son las más versátiles entre las presas de hormigón. En el caso de cimentación en suelo tienen amplia difusión las presas de hormigón con vertido incorporado, entre

otras razones, por efecto importante, efecto económico, puesto que cumplen funciones no solo de estructura de contención sino, además, de aliviadero de excedentes.

En presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo es necesario determinar la posibilidad de deslizamiento a lo largo de la superficie de contacto entre el suelo de cimentación y la presa. Además, es necesario tomar en cuenta que para dichas presas no es necesario realizar un análisis al volcamiento debido a que al igual que las presas de hormigón a gravedad cimentadas en roca, se encuentran ausentes los esfuerzos de tracción (Sandoval, 2019).

3.5. Presas de Hormigón a Gravedad con Vertido Incorporado Cimentadas en Suelos

Al diseñar una presa con vertido incorporado o presa vertedero cimentada en suelo, se debe tomar en cuenta dos partes: la primera el perfil superior, y la segunda la parte subterránea, para el diseño de dicha presa es necesario tomar en cuenta que el agua transita por las dos partes antes mencionadas. Cabe mencionar que el perfil geométrico longitudinal es diferente entre presas cimentadas en suelos y presas cimentadas en roca (Sandoval, 2019).

Tanto el perfil superior como la parte subterránea tienen que estar diseñadas de tal manera que se encuentren relacionadas entre sí y sobre todo que permitan el cumplimiento de las condiciones de estabilidad y resistencia tanto de la presa como del macizo de cimentación (Sandoval, 2019).

Lo principal del diseño de las presas con vertido incorporado es el pie del paramento aguas abajo debido a que se debe considerar que existen ciertas limitaciones en cuanto al caudal que se puede descargar, debido a que si dicho caudal es excesivo puede provocar daños aguas abajo y el costo de obras para protegerlo de la erosión pueden ser altas. Mediante esta limitación es importante realizar análisis técnicos-económicos para asegurarse que el diseño es el más favorable

tanto en seguridad, costo, sin requerir de grandes recursos para proteger de la erosión y sobre todo sin afectar al medio ambiente (Sandoval, 2019).

El diseño de este tipo de presas debe tener un enfoque integral que incluya i) las condiciones hidráulicas relacionadas con la evacuación segura de los caudales excedentes, en particular de la crecida de diseño; ii) las condiciones del trabajo mecánico de la estructura de hormigón, respecto principalmente a su estabilidad al deslizamiento, a la ausencia de esfuerzos de tracción y a la sujeción de los esfuerzos de contacto de la presa con el suelo de cimentación a la capacidad portante de este; iii) las condiciones geo-mecánicas, limitación de las deformaciones absolutas y diferenciales, como también a la resistencia normal y casual a la filtración; iv) condiciones ambientales que incluyen la protección del cauce y su entorno; v) cumplimiento de las condiciones hidráulicas, mecánicas, geo-mecánicas y ambientales, al menor costo posible (Sandoval, 2019).

En ciertos casos de las presas de hormigón cimentadas en suelo, dependiendo de las condiciones concretas, en particular de las geo-mecánicas, es necesario incluir determinados elementos constructivos anexos a la presa derivadora, para cumplir funciones relacionadas sea la estabilidad, con el estado tensión-deformación del conjunto presa-macizo de cimentación, con la funcionalidad y seguridad de las construcciones; entre estos elementos están: carpetas ancladas, dentellones, tablestacas, drenajes horizontales y verticales, muros de enlace y divisorios, compuertas, elementos que forman parte del sistema de disipación de la energía hidráulica, aguas debajo de la presa, estructuras para el control de sedimentos (Sandoval, 2019).

presa, la mayoría de estas presas tienen bases ensanchadas por lo que establecen las características constructivas y dimensiones distintas a las compuertas. Son presas difíciles de establecerlas ya que no tienen límites definidos.

3.5.2.2. Suficientemente Altas

Son aquellas presas en las que el perfil teórico triangular no varía significativamente, siendo dicho perfil determinado a partir de las condiciones de resistencia tanto de la presa como del suelo de cimentación y de su estabilidad. Esta presa se subclasifica en las siguientes presas:

3.5.2.2.1. Por la Magnitud de la Presión Hidrodinámica

Debido al contacto de la lámina de agua con el perfil de la presa:

Presas sin vacío; cuando la presión bajo la lámina de agua, es aproximadamente igual a la atmosférica.

Presas con vacío; cuando la presión bajo la lámina de agua, es menor a la presión atmosférica, permitiendo así el aumento del caudal sobre el vertedero (Lyapichev S. , 2008).

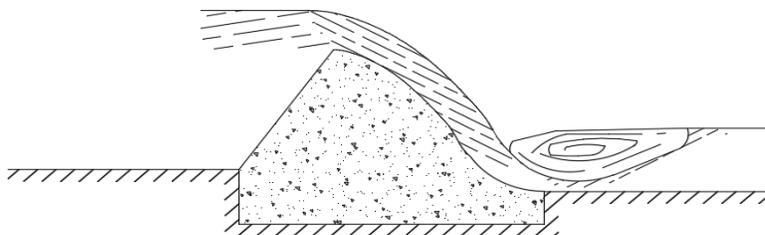
3.5.2.2.2. Por la Forma de Enlace de la Superficie del Vertido

Es decir, en el pie de paramento aguas abajo, en el cual se tienen los siguientes tipos:

a) Presa con enlace suave o continuo

Figura 16

Presa de hormigón con vertido incorporado con presencia de enlace suave



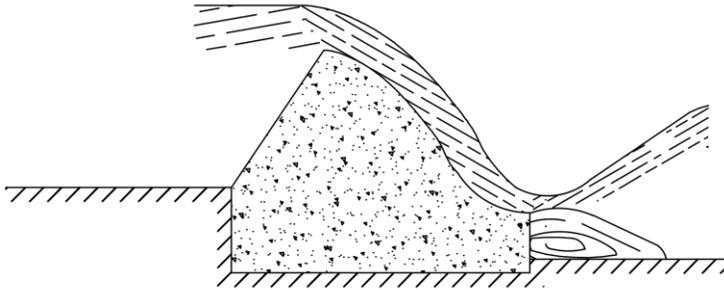
Elaborado por: Los autores

b) Presa de enlace con escalón bajo

Este es el caso en el que el escalón es menor a la profundidad de agua aguas abajo. Este tipo de presas se adopta para presas pequeñas, las cuales se encuentran en lugares donde las temperaturas son negativas (invierno), debido a que la temperatura es demasiado baja se forman hielos aguas arriba de la presa, y el objetivo del escalón bajo es no permitir que el hielo golpee la losa de disipación (Lyapichev S. , 2008).

Figura 17

Presa de hormigón con vertido incorporado con presencia de enlace de escalón bajo



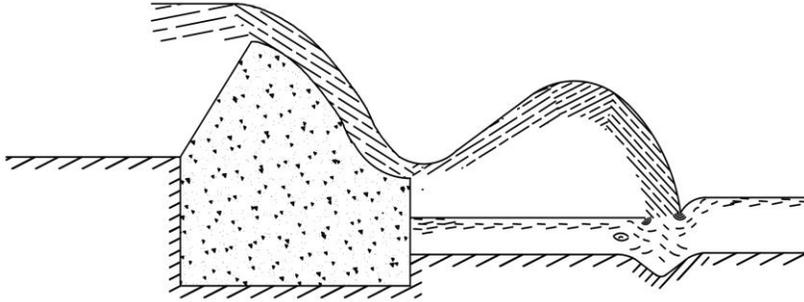
Elaborado por: Los autores

c) Presa con enlace de escalón alto

Este escenario es utilizado cuando existen caudales unitarios altos, permitiendo que la lámina de agua sea lanzada a una longitud considerable, con el objetivo principal de lograr que la disipación de energía se produzca a una distancia considerable de la presa, formando un cono de erosión, este tipo de presas son cimentadas en roca (Lyapichev S. , 2008).

Figura 18

Presa de hormigón con vertido incorporado con presencia de enlace de escalón alto



Elaborado por: Los autores

3.5.3. Conceptos para el Diseño de una Presa de Hormigón a Gravedad con Vertido

Incorporado Cimentado en Suelo

Para el diseño de una presa vertedero cimentada en suelo es necesario tener claro los siguientes conceptos:

3.5.3.1. Perfil Teórico Triangular

En este perfil debe prevalecer el ancho de la base, y si fuese posible el sitio del vértice superior.

3.5.3.2. Perfil Hidráulico

En este perfil debe prevalecer la sección transversal la cual es obtenida mediante las coordenadas Creager-Offizyerov, dicho perfil hidráulico debe ser formulado a partir de condiciones hidráulicas en las que permitan el paso del caudal de diseño sobre el perfil de la presa (Lyapichev S. , 2008).

3.5.3.3. Perfil Preliminar

Este perfil es obtenido a partir de sobreponer el perfil hidráulico sobre el perfil teórico triangular.

3.5.3.4. Perfil Constructivo

Este perfil es obtenido a partir del perfil preliminar, completándolo con elementos constructivos que permitan la operación segura, estable, resistente, confiable, al menor costo y saludable con el medio ambiente, del sistema suelo de cimentación-presas vertedero.

3.6. Diseño del Perfil de una Presa de Hormigón con Vertido Incorporado

Para la determinación de presas vertedoras cimentadas en suelos, no se permite que se diseñe para presas que generen vacío con paso del flujo, teniendo tres tipos de perfiles para presas vertederos Creager, WES o USBR (Lyapichev S. , 2008). En el presente proyecto de diseño el perfil del vertedero tipo Creager.

3.6.1. Perfil Teórico Triangular

Para la determinación del perfil teórico triangular es necesario conocer:

- a) Coeficiente de fricción que está en contacto entre la presa y el suelo de cimentación
- b) Factor de seguridad al deslizamiento permisible
- c) Nivel de importancia de la presa vertedera
- d) Altura de la presa

Como se conoce las presas vertedero cimentadas en suelo no poseen cortinas de impermeabilización, pero tienen un elemento vertical el cual es similar a la cortina de impermeabilización llamado tablestaca. Gracias a este elemento se puede adoptar un valor del coeficiente de $\alpha=0,8$, dicho factor es correspondiente a una presa con drenaje horizontal y cortina de impermeabilización.

Al determinar el perfil teórico triangular quiere decir que ya se ha obtenido tanto la base del perfil teórico triangular como el vértice superior, los cuales fueron determinados mediante un coeficiente ξ . Las incógnitas de la base y el vértice superior son determinadas mediante dos

ecuaciones, las cuales están conformadas por el estado límite del perfil teórico triangular cumpliendo con los parámetros de estabilidad y resistencia.

En la práctica del diseño se han obtenido las siguientes ecuaciones, las cuales son utilizadas para determinar el coeficiente ξ y la base del perfil teórico triangular resolviendo así el problema matemático de dos ecuaciones con dos incógnitas.

$$\xi = \frac{\sqrt{A(2A - 1,5)} - (2 - 0,15A)}{A + 1} \quad (43)$$

Donde:

$$A = \left[\frac{FSD_{PER}}{f} \right]^2 \quad (44)$$

- FSD_{PER} : factor de seguridad permisible al deslizamiento
- f : coeficiente de fricción interna

Una vez determinado el coeficiente ξ , se determinará mediante la siguiente expresión la base del perfil teórico triangular.

$$b = \frac{1}{2 + \xi} H \frac{FSD_{PER}}{f} \quad (45)$$

Donde:

- H : carga del nivel de agua aguas arriba

3.6.2. Perfil Hidráulico

Debido a que las presas cimentadas en suelo requieren de una presa sin vacío, la construcción del perfil hidráulico es tipo Creager – Offizyerov, ya que el perfil se asemeja al límite inferior de una lámina de agua que fluye a través de un vertedero de pared delgada, logrando así que la presión de agua aguas abajo sea igual a la atmosférica, esto quiere decir que no existe presión excedente, esto es producido debido al contacto entre el paramento aguas debajo de la presa

vertedero tipo Creager con la lámina de agua. Existen dos tipos de perfiles Creager sin vacío para suelos con distintos indicadores de corte los cuales son:

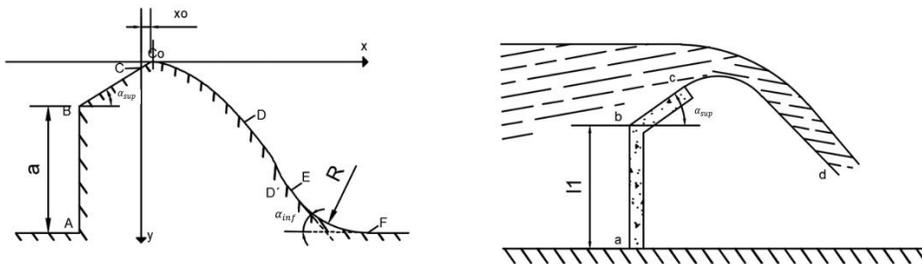
3.6.2.1. Perfil Creager sin Vacío con Paramento Vertical Aguas Arriba

El perfil hidráulico, se muestra en la siguiente figura y se encuentra formado por: (Lyapichev S. , 2008).

- El tramo AB, el cual es un tramo vertical de dimensión a
- El tramo BC, el cual es un tramo inclinado con un ángulo α_{sup} respecto a la horizontal.
- El tramo CD, el cual es un tramo curvilíneo, el cual se lo determino mediante las coordenadas Creager Offizyerov.
- El tramo DE, el cual es un tramo inclinado con un ángulo α_{inf} respecto a la horizontal
- Un arco circular EF el cual se encuentra formado por un radio R , el cual es colocado para enlazar el tramo DE con el fondo del cauce en el pie del paramento de la presa aguas abajo.

Figura 19

Configuración del perfil Creager sin vacío, con paramento aguas arriba vertical



Elaborado por: Los autores

Para conseguir realizar el perfil hidráulico se debe conocer la profundidad de agua aguas abajo, aguas arriba, los ángulos que corresponden al perfil teórico triangular y la cota de la cresta.

El radio de enlace entre el tramo DE y el fondo del cauce en el pie del paramento aguas abajo, se lo determina dependiendo de las condiciones constructivas como los son: (Lyapichev S., 2008).

- Para presas con cargas de agua grandes, que sean pequeñas y se encuentren cimentadas en suelos, su radio de enlace se determina mediante la expresión:

$$R = (0,5 - 1)(Z + H) \text{ (Chow, 2004)} \quad (46)$$

- Para presas con cargas de agua menores a cinco metros, que sean de alturas considerables y se encuentren cimentadas en rocas, el radio de enlace se determina de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$R = (0,25 - 0,5)(Z + H) \text{ (Chow, 2004)} \quad (47)$$

Donde:

- Z : carga entre el nivel de agua aguas arriba y el nivel de agua aguas abajo
- H : carga del nivel de agua aguas arriba

Para la construcción del perfil hidráulico tipo Creager, el elemento más importante es el tramo curvilíneo CD ya que debe ser tal que este cerca a la curva cd de la lámina de agua que pasa por la parte inferior de un vertedero de pared delgada. Dicho tramo se lo determina mediante la carga máxima, siguiendo el procedimiento enumerado a continuación:

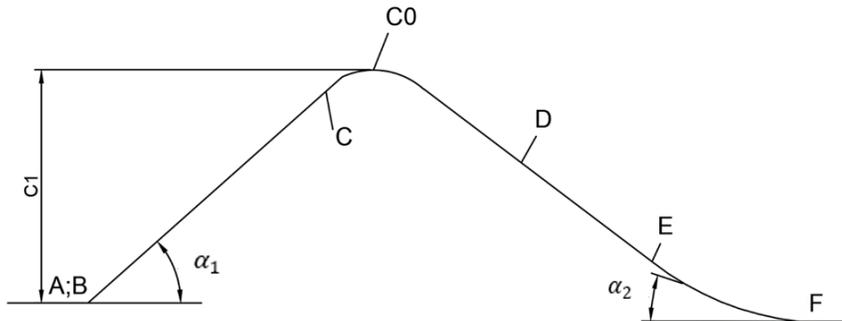
- Debe trazarse un sistema de coordenadas xy.
- A continuación, se realiza la curva haciendo uso de la tabla 1 la cual se encuentra en términos de una unidad de carga, lo cual quiere decir que para obtener las coordenadas reales es necesario multiplicarlas por la carga total de diseño.

3.6.3. Perfil Creager sin Vacío con Paramento Inclinado Aguas Arriba

Este tipo de perfil hidráulico es semejante al anterior con la diferencia que $\alpha_{sup} = 0$; este perfil es típico en cimentaciones en suelo. La base de la presa se la ensancha dependiendo del coeficiente de fricción entre el suelo de cimentación y la presa, esto quiere decir que mientras menor sea el coeficiente de fricción mayor es el ensanchamiento de la base de la presa (Lyapichev S. , 2008).

Figura 20

Perfil Creager sin vacío con paramento inclinado aguas arriba



Elaborado por: Los autores

La disposición del vertedero Creager Offizyerov se lo determina mediante ecuaciones o tablas, las cuales se encuentran descritas en el libro (Chugaev, 1988), el cual establece coordenadas del perfil hidráulico proporcionadas para una carga de la unidad de metro ($H=1m$) (x' ; y'). Para conseguir las coordenadas que son las reales, se debe multiplicar x , y con la carga H .

Tabla 1

Coordenadas Creager - Offizyerov

$x' (x/H)$	$y' (y/H)$
0.0	0.26
0.1	0.04

0.2	0.01
0.3	0.00
0.4	0.01
0.5	0.03
0.6	0.06
0.7	0.10
0.8	0.15
0.9	0.20
1.0	0.26
1.2	0.39
1.4	0.56
1.6	0.76
1.8	0.99
2.0	1.24
2.2	1.51
2.4	1.89
2.6	2.12
2.8	2.46
2.9	2.64
3.0	2.82
3.1	3.01
3.2	3.21
3.3	3.41
3.4	3.61
3.5	3.82
3.6	4.03
3.7	4.25
3.8	4.47
3.9	4.70
4.0	4.93
4.1	5.16
4.2	5.39
4.3	5.62
4.4	5.85
4.5	6.08
4.6	6.31
4.7	6.54
4.8	6.77
4.9	7.00

Elaborado por: Los autores

Al igual que el perfil Creager sin vacío con paramento vertical aguas arriba, el enlace entre el perfil Creager CCoD y el fondo del cauce, se lo realiza mediante un tramo inclinado DE y una curva circular EF el cual tiene un radio R (Chugaev, 1988).

La longitud del tramo DE aumenta de acuerdo a la altura de la presa, siendo que en presas pequeñas el tramo DE es considerablemente pequeño y en ocasiones puede ser nulo, en dicho caso el segmento CCoD se enlaza con el fondo del cauce solamente con una curva EF con un radio R. Donde dicho radio de enlace se lo determina igual que en el perfil Creager sin vacío con paramento vertical aguas arriba (Chugaev, 1988).

3.6.4. Perfil Preliminar

Al sobreponer el perfil teórico triangular y el perfil hidráulico obtenemos el perfil preliminar de una presa vertedero. Como ya se ha especificado anteriormente lo principal con respecto al perfil teórico triangular es que prevalezca el ancho de la base, mientras que en el perfil hidráulico debe prevalecer la configuración del perfil Creager, tanto aguas arriba como aguas abajo.

3.6.5. Perfil Constructivo

El perfil constructivo se obtiene al colocar elementos constructivos en el perfil preliminar, los cuales tienen como finalidad permitir la funcionalidad de la presa vertedero, satisfaciendo la resistencia y estabilidad entre la presa y el suelo de cimentación, como elementos constructivos se pueden enumerar los siguientes:

Elementos del paramento aguas abajo, el cual consiste en el tramo de disipación de energía cinética y el tramo pos resalto en el cual se vuelve a conformar el diagrama de velocidades obteniendo un diagrama para un flujo uniforme.

Elementos del contorno subterráneo de la presa, son cada uno de los elementos colocados en la base de la presa que se encuentran en contacto con el macizo de cimentación, siendo estos inmensamente importantes tanto para la magnitud de la subpresión, resistencia a la filtración, la estabilidad de la presa respecto al macizo de cimentación y la determinación de los esfuerzos en la base de la presa.

Galerías, permiten instalar en ellas sistemas de monitoreo y drenaje, logrando de esta manera drenar el cuerpo de la presa.

Juntas de deformación se las coloca de manera longitudinal y su principal objetivo es no permitir que existan concentración de esfuerzos, dichos esfuerzos son ocasionados por procesos térmicos y asentamientos diferenciales producidos en el macizo de cimentación.

3.6.6. Obras de Disipación

Debido a que el flujo que desciende de la presa vertedora debe igualarse a la del flujo sosegado que se encuentra en el nivel de agua aguas abajo, siendo que en presas cimentadas en suelo lo más frecuente es que se lo realice mediante el resalto hidráulico, debiendo llevarlo a dicho resalto al pie de la presa vertedora, con la finalidad de reducir las obras de disipación de energía (Sandoval, 2019).

Se ha comprobado que la eficacia de las obras de disipación se obtiene cuando el resalto hidráulico se desarrolla en ellas, esto ocurre cuando la profundidad de agua en la obra de disipación corresponde a la segunda profundidad conjugada (h''), en la cual su primera conjugada es igual a la profundidad contraída. Mediante de la siguiente expresión se puede determinar la segunda conjugada (Chacha, 2019).

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{hcr}{h'}\right)^3} - 1 \right] \quad (48)$$

Donde:

- h_{cr} : profundidad aguas abajo
- h' : profundidad de la primera conjugada

Usualmente la profundidad aguas abajo no es apta para la formación del resalto hidráulico al pie de la presa vertedora, por lo cual es necesario profundizarla mediante obras de disipación, con las cuales se debe lograr una profundidad igual a la profundidad de la segunda conjugada (Chacha, 2019).

Tipos de obra de disipación para una presa de hormigón con vertido incorporado.

Las obras de disipación pueden ser:

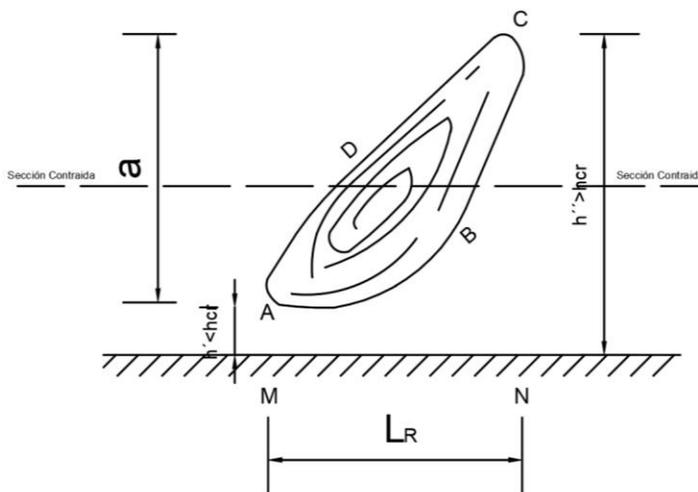
3.6.6.1. Pozo o Cámara de Disipación

En el cual la cota de agua es mayor que la cota del cauce del río.

Mediante la colocación de este elemento, permite que exista un resalto hidráulico sumergido el cual se presenta cuando la primera conjugada del resalto hidráulico (h') es menor a la profundidad de la sección de máxima contracción (h_c) como se muestra en la figura 21.

Figura 21

Elementos del resalto hidráulico



Elaborado por: Almeida & Escobar

Siendo la profundidad de la primera conjugada (h') y de la segunda conjugada (h''), los límites del resalto hidráulico, la longitud a la altura del resalto. La distancia entre la primera y la segunda conjugada (LR) es la longitud del resalto hidráulico.

A lo largo de la superficie ABC existe la disipación de energía. Entre el fondo del cauce MN y la superficie ABC existe una lámina de tránsito, en la cual se puede evidenciar que existe erosión en el fondo del cauce debido a las altas velocidades en dicha lámina de tránsito, al final del resalto hidráulico existe la reconfiguración de velocidades permitiendo así que el fondo del cauce no se erosione.

3.6.6.2. Muro de Disipación

Antes de realizarlo es necesario determinar la losa de disipación la cual debe ser la adecuada para que el resalto hidráulico no desplazado o ligeramente sumergido se desarrolle en ella (Chacha, 2019).

Para que el resalto hidráulico sea no desplazado o ligeramente sumergido es necesario que se cumpla el porcentaje de sumersión que tiene un rango entre 5-10%.

$$\%sum = \frac{h_0 - h''}{h''} + 100 \quad (49)$$

Donde:

- h_0 : profundidad aguas abajo
- h'' : profundidad de la segunda conjugada

Existen otras maneras de obtener un resalto sumergido o ligeramente desplazado los cuales son:

- Profundizar de forma local el fondo del cauce y colocar un muro al concluir la profundización local.

- Colocar otros disipadores en las losas o en los pozos de disipación, permitiendo así llegar la profundidad requerida (Chacha, 2019).

3.6.6.3. Criterios de la Obra de Disipación para el Presente Proyecto

En nuestro caso la obra de disipación es un pozo y una losa de disipación, los cuales desde el punto de vista hidráulico se lo analiza y dimensiona de la siguiente manera:

- Es necesario lograr que la profundidad de agua aguas abajo sea igual a la profundidad de la segunda conjugada y se logró mediante la colocación de un pozo de disipación
- Se dimensionó una losa de disipación la cual tiene una longitud tal que permita desarrollarse en ella el resalto hidráulico no desplazado o ligeramente sumergido, se lo determinó mediante el menor valor de las siguientes expresiones.

$$LR = 2,5(1,9h'' - h') \quad (50)$$

$$LR = 5(h'' - h') \quad (51)$$

$$LR = 4,5h'' \quad (52)$$

Donde:

- LR : longitud de resalto.
- h'' : profundidad de la segunda conjugada.
- h' : profundidad de la primera conjugada.

El espesor de dicha losa se determinó mediante la siguiente expresión propuesta por Dombrovskiy, citada por (Nedrigi, 1983).

$$\delta = 0,15 Vc hc^{0,5} \quad (53)$$

Donde:

- δ : espesor de la losa de disipación.
- Vc : velocidad de la sección contraída.
- hc : profundidad de la sección contraída.

3.6.7. Contorno Subterráneo

El contorno subterráneo es la línea de contacto entre la presa y el suelo de cimentación incluyendo en ella los elementos horizontales y verticales, los cuales tienen como objetivo aumentar la longitud que recorre el flujo de filtración haciéndolo así más extenso con la finalidad de disminuir la subpresión bajo la presa, la gradiente media del flujo de filtración y la gradiente a la salida del flujo.

Además de lo anteriormente descrito el contorno subterráneo es la línea que divide los elementos poco permeables e impermeables de la presa que se encuentran en contacto directo con el suelo en el que se encuentra cimentada.

3.6.7.1. Elementos Horizontales del Contorno Subterráneo

3.6.7.1.1. Carpeta Anclada Ubicada al Pie del Paramento Aguas Arriba

La carpeta es una estructura que ayuda a que la trayectoria del flujo sea mayor permitiendo de esta manera reducir la subpresión, así como la gradiente a la salida del flujo, mejorando en gran manera la estabilidad tanto de la presa como del suelo de cimentación (Sandoval, 2019).

Existen carpetas horizontales e inclinadas, las cuales pueden ser: flexibles, son de material poco permeable, como arcilla o limos arcillosos, y flexibles o impermeables, aquellas que son de hormigón armado. Para el presente caso cuando sea requerido dicho elemento horizontal, es

necesario realizar una carpeta que sea rígida, y para lo cual es necesario que se cumpla la siguiente condición:

$$t < 1: \text{carpeta rígida} \quad (54)$$

$$t = \frac{(1 - \mu_o^2)}{(1 - \mu_1^2)} \cdot \frac{\pi E_o \delta l^3}{4E_1 J} \approx 10 \frac{E_o}{E_1} \cdot \frac{(0,5l)^3}{h^3} \quad (55)$$

$$\text{Si } t > 1: \text{carpeta flexible, (Gorbunov-Possadov et al., 1984) (SNiP II-16-76, 1976)} \quad (56)$$

Donde:

- E_o : módulo de elasticidad del hormigón.
- E_1 : módulo de elasticidad del suelo de cimentación.
- h : espesor de la carpeta.
- l : longitud de la carpeta.

El espesor de la carpeta se determina mediante la gradiente de control permisible del flujo de filtración del suelo de cimentación, por lo cual dicho espesor depende del tipo de suelo.

$$\delta_c = \frac{H_p}{J_{per}} \quad (57)$$

Donde:

- δ_c : espesor de la carpeta anclada al pie del paramento aguas arriba.
- H_p : altura de la presa.
- J_{per} : gradiente permisible del suelo de cimentación.

De acuerdo a Nedrigi (1983) expresa que una carpeta es recomendable y útil cuando el coeficiente de permeabilidad del material de la carpeta sea por lo menos 50 veces menor que el coeficiente de filtración de suelo sobre el cual se establece.

3.6.7.1.2. Base de la Presa

Es considerada un elemento del contorno subterráneo.

3.6.7.2. Elementos Verticales del Contorno Subterráneo

3.6.7.2.1. Dentellones

Son estructuras que forman parte de la base de la presa y se encuentran ubicadas en el paramento aguas abajo y aguas arriba de la presa, son utilizados en casi todas las presas cimentadas en suelo ya que permite optimizar las condiciones de filtración evitando que exista filtraciones peligrosas, además están dispuestos para acoplar mejor la presa con en el suelo de cimentación

3.6.7.2.2. Tablestacas

Son elementos colocados para disminuir la subpresión bajo la presa ya que permiten aumentar la trayectoria del flujo, las tablestacas pueden ser metálicas, hormigón y madera.

Las tablestacas metálicas pueden ser planas o de canal, con longitudes de 12- 25m, están son colocadas mediante vibración, lavado y martilleo logrando profundidades hasta de 50m, la práctica ha comprobado que las tablestacas planas son más económicas y más fáciles de instalar.

Las tablestacas de hormigón armado se los puede colocar en suelos o en piedra triturada, su grosor es entre 50-60cm y a diferencia de las tablestacas metálicas tiene la ventaja de poderlas fabricar en obra (Grishin, 1979).

En el presente trabajo cuando se requiere de elementos verticales se colocó tablestacas al inicio de la presa de 3 metros de profundidad y cuando se requiere de elementos horizontales como lo es la carpeta anclada se colocó una tablestaca de 2m al inicio de la misma.

3.6.7.3. Análisis Hidráulico del Flujo de Filtración Bajo el Contorno Subterráneo de una Presa de Hormigón a Gravedad con Vertido Incorporado.

Para determinar el análisis de filtración bajo el contorno subterráneo de una presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado se puede utilizar los siguientes métodos: (Sandoval, 2019).

- Método de coeficientes de resistencia
- Método de la línea de contorno desarrollada

Siendo uno de los principales objetivos de este análisis, la construcción del diagrama de subpresión bajo la presa.

3.6.7.3.1. Método de Coeficientes de Resistencia

Según Chugaev (1988) este método realiza una semejanza entre el flujo en un medio poroso y uno que fluye en una tubería con accesorios, mediante dicha semejanza, se obtiene varios coeficientes para pérdidas, los cuales ayudan a solucionar los problemas de filtración. Mediante este método se puede obtener:

- El diagrama de supresión
- Gradientes máximos de la salida del flujo
- Caudal
- La resistencia del suelo de cimentación a la filtración

Según Chugaev (1988) solo una parte de todo el estrato del suelo participa en el proceso de filtración debido a que los estratos inferiores se encuentran compactados ya que la carga de los estratos supra yacentes compacta a los estratos inferiores, reduciendo el coeficiente de permeabilidad, debido a esto se determina un estrato al que se le denomina estrato activo (T_{ACT}).

El cual se determina a partir de la división entre la proyección horizontal (l_o) y la proyección vertical (S_o) (Kirienko et al., 1987).

$$\frac{l_o}{S_o}$$

$$\text{Cuando } \frac{l_o}{S_o} \geq 5 \longrightarrow T_{ACT} = 0,5S_o$$

$$\text{Cuando } 3,4 \leq \frac{l_o}{S_o} < 5 \longrightarrow T_{ACT} = 2,5l_o$$

$$\text{Cuando } 1 \leq \frac{l_o}{S_o} < 3,4 \longrightarrow T_{ACT} = 0,8S_o + 0,5l_o$$

$$\text{Cuando } \frac{l_o}{S_o} > 1 \longrightarrow T_{ACT} = S_o + 0,3l_o$$

En ningún caso el estrato activo (T_{ACT}) puede exceder al estrato del suelo real (T_R). Siendo que $T_{ACT} > T_R$ se debe realizar todos los cálculos con el estrato de suelo real (T_R) (Kirienko et al., 1987).

Al encontrar el estrato activo es necesario hallar el espesor del estrato activo de cálculo, el cual se determina de la siguiente manera.

$$\text{Cuando } T_R \leq T_{ACT} \longrightarrow T_{CAL} = T_R$$

$$\text{Cuando } T_R > T_{ACT} \longrightarrow T_{CAL} = T_{ACT}$$

Una vez determinado el estrato del suelo real se procede a determinar los coeficientes de resistencia. Para realizar el cálculo se debe esquematizar el contorno real de la presa en tres elementos principales (Kirienko et al., 1987).

- Entrada y salida del flujo

- Flujo horizontal
- Pérdidas por elementos verticales los cuales pueden ser tablestacas o dientes.

Las pérdidas de presión se las debe determinar para cada elemento que se encuentre en el contorno subterráneo. Se las obtiene mediante la siguiente expresión (Kirienko et al., 1987).

$$h_i = \zeta_i \frac{Z}{\sum \zeta_i} \quad (58)$$

Donde:

- h_i . pérdidas de carga
- Z : carga entre el nivel de agua aguas arriba y el nivel de agua aguas abajo
- ζ_i : coeficientes de pérdidas que dependen de las condiciones de pérdidas y las ecuaciones que corresponden para cada una de las condiciones son:

Coefficiente de pérdida de carga de entrada y salida

$$\zeta_e = \zeta_s = 0.44 \quad (59)$$

Coefficientes de pérdida de carga para escalón

$$\zeta_{esc} = \frac{a}{T_1'} \quad (60)$$

Donde:

- a : alto del escalón.
- T_1' : espesor mayor de la capa permeable, sea dicho espesor a la derecha o a la izquierda del escalón.

Coefficientes de pérdida de carga tablestaca

$$\zeta_t = 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{0,5 \frac{S}{T_2}}{1 - 0,75 \frac{S}{T_2}} \quad (61)$$

Es aplicable cuando $o \leq \frac{S}{T_2} \leq 0,8$

Donde:

- S : altura de la tablestaca
- T_2 : menor espesor de la capa permeable, sea dicho espesor a la derecha o a la izquierda del escalón

Coefficiente de pérdida de carga para un tramo horizontal

- Cuando $l > 0,5(s_i + S_d)$

$$\zeta_t = \frac{l - 0,5(s_i + S_d)}{T} \quad (62)$$

- Cuando $l \leq 0,5(s_i + S_d)$

$$\zeta_t = 0 \quad (63)$$

Donde:

- T : Espesor de la capa permeable
- l : longitud del tramo horizontal
- s_i, S_d : longitud de las tablestacas

3.6.7.3.2. Determinación de la Subpresión

Una vez determinados los coeficientes de pérdidas de carga para cada uno de los elementos que se encuentran en el contorno subterráneo propuesto, se procede a la determinación de la subpresión. Es fundamental tener en cuenta que la subpresión está compuesta por dos componentes

lo cuales son: subpresión de sumersión W_{sum} , la cual es determinada mediante la superficie del diagrama situado en el nivel de agua aguas abajo y la supresión excedente W_{exc} , determinada mediante la superficie del diagrama situado sobre el nivel de agua aguas abajo.

3.6.7.3.3. Método de la Línea de Contorno Desarrollada

Se determina graficando de manera horizontal el contorno subterráneo de la presa, incluyendo cada uno de sus elementos tanto verticales como horizontales al igual que su entrada y salida del flujo, también para el uso de dicho método es necesario aumentar a cada uno de los lados del contorno subterráneo, la longitud de $0,44T_R$, obteniendo el diagrama de subpresión mediante triángulos semejante, colocando al pie del paramento aguas arriba la profundidad aguas arriba y al pie del paramento aguas abajo la profundidad aguas abajo (Sandoval, 2019).

3.7. Verificación del Perfil Constructivo con Respecto a la Resistencia

Es necesario verificar la resistencia especialmente del suelo de cimentación para lo cual es necesario conocer que tipos de suelos se va a estudiar para el presente estudio.

3.7.1. Suelos

El suelo es una capa muy pequeña en la corteza terrestre, está conformada por la acumulación de partículas que no se encuentran consolidadas, son producto de la desintegración química, física y mecánica de la roca madre que se encuentra en la corteza terrestre (Villalaz, 2004).

Los agentes físicos que pueden afectar a la roca para convertirse en suelo son: el sol, los glaciares, el viento y el agua. Mediante agentes químicos podrían ser la hidratación, la carbonatación y la oxidación. Mediante agentes mecánicos podría ser la meteorización (Villalaz, 2004).

Los suelos pueden ser cohesivos y no cohesivos. Los suelos cohesivos son aquellos que poseen la propiedad de atracción intermolecular, como lo son las arcillas, mientras que los suelos no cohesivos son aquellos que están formados por partículas que no tienen ninguna clase de cementación, como lo son las gravas y arenas (Villalaz, 2004).

Los suelos pueden clasificarse de acuerdo a su composición granulométrica dependiendo el tamaño de sus partículas en: Cantos rodados con un diámetro de partículas que son mayores a 20cm, piedra triturada con un diámetro de partículas de 20cm a 10cm, gravas grandes con un diámetro de partículas de 10cm a 6cm, gravas con un diámetro de partículas de 40mm a 2mm, arenas con un diámetro de partículas de 2mm a 0.05mm, limos con un diámetro de partículas de 0.05mm a 0.005mm y arcillas con un diámetro de partículas menores a 0.005mm. (Grishin, 1979).

3.7.2. Características Mecánicas del Suelo

3.7.2.1. Arcillas

El 50% de rocas sedimentarias son suelos arcillosos y estos a su vez incluyen diversos tipos de arcillas como lo son magras de diluvial, lastre, glaciar, entre otros. Los suelos arcillosos se caracterizan, tener distintas propiedades inherentes las cuales pueden ser: compresibilidad por carga, esta propiedad depende únicamente del contenido de humedad que tenga la arcilla, al aumentar la humedad disminuye la resistencia de dicho suelo, tienen un coeficiente de fricción muy bajo, debido a que son suelos plásticos tienen la capacidad de expandir su volumen en presencia de agua y así mismo de reducir su tamaño cuando están secas. (Grishin, 1979)

Se consideran suelos arcillosos cuando tienen entre el 30 y el 60% de partículas de diámetros menores a 0.005mm. Dichos suelos tienen un coeficiente de filtración entre $k = 10^{-6}$ y $k = 10^{-8}$ cm/s, porosidad entre 0.3 y 0.41, cohesión entre 4 y 5.2 T/m². (Grishin, 1979).

3.7.2.2. Limos Arcillosos

Se consideran limos Arcillosos cuando tienen entre 40 y 60% de partículas de diámetros menores a 0.005mm. Dichos suelos tienen un coeficiente de filtración entre $k = 10^{-4}$ y $k = 10^{-6}$ cm/s, Porosidad entre 0.3 y 0.43, cohesión entre 3 y 4 T/m. (Grishin, 1979).

3.7.2.3. Limos Arenosos con Contenido de Arcilla

Los limos arenosos con contenido de arcilla, se los considera cuando tienen entre el 20 y 30% de partículas con diámetros menores 0.005mm. Este tipo de suelos tienen un coeficiente de filtración entre $k = 10^{-5}$ y $k = 10^{-7}$ cm/s, porosidad entre 0.29 y 0.44, el peso específico natural de 1m³ se encuentra entre 1.9 y 2.1 T/m³ (Grishin, 1979).

3.7.3. Verificación de los Esfuerzos Principales en la Base de la Presa

Esta verificación comprende de dos partes las cuales son:

3.7.3.1. Verificación del Esfuerzo Mínimo en la Base de la Presa

Es necesario que no sea negativo, lo que quiere decir que no existan esfuerzos de tracción, debido a que es una presa de hormigón a gravedad, por lo tanto, debe cumplirse la siguiente expresión:

$$\sigma' \geq 0 \quad (64)$$

3.7.3.2. Verificación del Esfuerzo Máximo en la Base de la Presa

Es necesario que dicho esfuerzo no sea mayor a la resistencia a la compresión del macizo de cimentación, lo que quiere decir que no supere su la capacidad portante, por lo tanto, debe cumplirse la siguiente expresión.

$$\sigma'' \leq \sigma_{perm} \quad (65)$$

Siendo la forma de determinar el esfuerzo permisible, mediante la relación entre la resistencia a la compresión del suelo de cimentación, con garantía no inferior al 90% (R_{CON}) y factor de seguridad al deslizamiento plano para presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo.

$$\sigma_{perm} = \frac{R_{CON}}{FSD} \quad (66)$$

Mientras que la resistencia a la compresión del suelo de cimentación, con garantía no inferior al 90%, depende del índice líquido en suelos que son cohesivos y de la densidad relativa para suelos no cohesivos.

3.7.4. Resistencia y Esfuerzo Permissible a la Compresión

La determinación del estado tensional en un macizo no rocoso de cimentación es necesaria para entender el comportamiento del suelo en el análisis de estabilidad y de deformaciones.

Al crecer la carga sobre la superficie de cimentación plana, la fase de deformación por compactación del suelo es reemplazada por la fase en la que surgen puntos con deformaciones plásticas (deformaciones de corte), conforme se ha establecido para el estado límite a través del esquema de Coulomb – Mohr. Inicialmente, el estado tensional límite se localiza en la zona de frontera bajo la superficie de contacto del hormigón con el suelo de cimentación. Conforme crece la carga, dichos campos de deformación plástica tienden a unirse, hecho que determina el surgimiento de superficies de corte y la pérdida de estabilidad del macizo de cimentación (Gorbunov-Possadov et al., 1984).

El esfuerzo permisible a la compresión puede ser determinado con la siguiente ecuación:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \quad (67)$$

Donde:

$$M_{\gamma} = \frac{0.25\pi}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \quad (68)$$

$$M_q = \frac{\pi}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \quad (69)$$

$$M_c = \frac{\pi \cdot ctg\varphi}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \quad (70)$$

- γ_{c1} y γ_{c2} : coeficientes de condiciones de trabajo del macizo de cimentación que consideran las condiciones del suelo y la sensibilidad de la estructura a los asentamientos diferenciales.
- k : coeficiente que considera la confiabilidad en la determinación de los indicadores de resistencia.
- k_z : coeficiente que considera la disminución diferenciada de la profundidad de desarrollo de las deformaciones plásticas y correspondientemente la disminución del esfuerzo permisible para las cimentaciones de gran superficie (presas).
- $\gamma_{II}, \gamma'_{II}, c_{II}$: peso volumétrico del suelo bajo y sobre la superficie de cimentación y cohesión específica del suelo de cimentación respectivamente.

Una ecuación de amplia aplicación para determinar la fuerza vertical límite en el momento de pérdida de la capacidad portante del suelo de cimentación es la ecuación de Terzagui que se muestra a continuación (Gorbunov-Possadov et al., 1984).

$$p_u = \gamma b N_{\gamma} \xi_{\gamma} + q N_q \xi_q + c N_c \xi_c \quad (71)$$

Donde:

- γ : peso volumétrico del suelo de cimentación.

- q : carga lateral.
- N_γ, N_q, N_c : coeficientes de capacidad portante que dependen del ángulo de fricción interna.
- ξ_γ, ξ_q, ξ_c : coeficientes de forma de la construcción en el contacto con el suelo de cimentación y de la relación de las dimensiones de la superficie de cimentación.

3.7.5. *Correlación entre los Indicadores Geomecánicos y las Propiedades Físicas de los Suelos*

Las investigaciones de diferente tipo han permitido establecer correlaciones entre los indicadores geomecánicos y las propiedades físicas de los suelos. Concretamente, existen correlaciones seguras entre el módulo de deformación y el coeficiente de porosidad o relación de poros ε , para los suelos no cohesionados y entre el módulo de deformación y la consistencia y la relación de poros para los suelos cohesionados.

A continuación, se muestran las correlaciones en las siguientes tablas (Gorbunov-Possadov et al., 1984).

Tabla 2

Correlaciones entre el módulo de deformación y la relación de poros para suelos cohesionados

Suelo	Consistencia	Módulo de deformación para relación de poros ε										
		0.31-0.40	0.41-0.50	0.51-0.60	0.61-0.70	0.71-0.80	0.81-0.90	0.91-1.00	1.01-1.10	1.11-1.30	1.31-1.50	1.51-1.70
Limos arcillosos	0.25 < B <= 0.50		35	28	22	17	14					
	0.50 < B <= 1.00				17	13	10	7				
Limos arenosos	B <= 0.50	75	55	45								
	-0.25 <= B <= 0							27	25	22		
Arcillas	0 <= B <= 0.25							24	22	19	15	
	0.25 < B <= 0.50									18	12	10

Elaborado por: Los autores

Tabla 3

Correlaciones entre el módulo de deformación, la consistencia y la relación de poros para suelos no cohesionados

Suelo	Módulo de deformación para relación de poros ϵ		
	0.41-0.50	0.51-0.60	0.61-0.70
Arena con grava y arena gruesa	50	40	30
Arena media	50	40	30
Arena fina	48	36	28

Elaborado por: Los autores

CAPITULO IV

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO DE UNA PRESA DE HORMIGÓN A GRAVEDAD CIMENTADA EN SUELO. DESLIZAMIENTO PLANO

4.1. Tipos de Deslizamiento de una Presa de Hormigón a Gravedad Cimentada en Suelo

Dependiendo de la magnitud de la carga vertical en la presa de hormigón Lyapichev (2008) indica que, el deslizamiento puede ocurrir ya sea en la superficie de contacto de la presa con el suelo de cimentación (en caso de una intensidad relativamente pequeña de las cargas verticales) o en una superficie al interior del macizo de cimentación, es decir con incorporación a la masa deslizante de parte del suelo (en los casos de cargas verticales relativamente grandes).

El primero corresponde al deslizamiento superficial o plano, en tanto que el segundo caso corresponde al deslizamiento profundo (Lyapichev S. , 2008).

De acuerdo con el concepto de la deformación del suelo de cimentación, se realiza el análisis de la estabilidad de las estructuras rígidas y se presentan 3 distintos casos de planos o deslizamientos (SNiP 2.02.02-85, 2004).

4.1.1. *Deslizamiento Plano*

Cuando la estructura se mueve directamente sobre la superficie del soporte o superficie de diseño condicional, con la excepción de la resistencia del suelo desde el lado de aguas abajo. Dentro de esta clase de deslizamiento encontramos tres tipos adicionales (SNiP 2.02.02-85, 2004).

- El dentellón superior es igual que el dentellón inferior.
- El dentellón superior es más profundo que el dentellón inferior.
- El dentellón inferior es más profundo que el dentellón superior.

4.1.2. *Deslizamiento Mixto*

Cuando en una parte del área de apoyo el cortante ocurre directamente a lo largo de la superficie, y el resto del área de apoyo con levantamiento del suelo (SNiP II-16-76, 1976).

4.1.3. *Deslizamiento Profundo*

Cuando el levantamiento del suelo cubre toda la base de cimentación.

Cabe mencionar que en los casos 2 y 3 existe una pérdida de la capacidad portante de la cimentación (SNiP II-16-76, 1976).

4.2. **Comparación entre el Esfuerzo Normal Máximo y el Esfuerzo Crítico en la Base de la Presa**

Para determinar el esfuerzo normal crítico σ_{CR} (kPa), existen varios procedimientos. Uno de ellos que se utiliza para fines prácticos es aquel que incluye los parámetros de resistencia de la base de la presa y está dado por la siguiente ecuación (Lyapichev S. , 2008).

$$\sigma_{CRIT} = A * \gamma_S * b * tg\varphi + 2c(1 + tg\varphi) \quad (72)$$

Dónde:

- A : coeficiente experimental que varía entre 1,75 y 2,5÷3,5
- γ_S : peso volumétrico del suelo de cimentación sumergido (KN/m³).
- b : ancho de la estructura en el contacto con el suelo de cimentación (m).
- φ : ángulo de fricción interna del suelo de cimentación (°).
- c : cohesión específica del suelo de cimentación (kPa).

En caso de que el esfuerzo máximo de contacto en la superficie de cimentación cumpla la condición $\sigma_{max} \leq \sigma_{CRIT}$ debe ser verificada la estabilidad al deslizamiento plano, es decir bajo el supuesto de que la superficie de falla se ubica en el contacto de la estructura con el suelo de cimentación.

En caso de que el esfuerzo máximo de contacto en la superficie de cimentación cumpla la condición $\sigma_{max} > \sigma_{CRIT}$, a más de la verificación al deslizamiento plano debe realizarse la verificación al deslizamiento profundo, es decir bajo el supuesto de que la superficie de falla se ubica en el interior del suelo de cimentación y, por consiguiente, parte de éste se incorpora a la masa deslizante.

A más del esfuerzo crítico se dispone de otros criterios para determinar la necesidad del análisis al deslizamiento profundo de una presa cimentada en suelo.

4.3. Cálculo de la Estabilidad de Estructuras según el Deslizamiento Plano

SNiP 2.02.02-85 (2004) indica que, resultan ser fiables si se cumplen las condiciones para bases de suelos arcillosos arenosos, de grano grueso, duros y semiduros, cuando se cumpla la siguiente condición.

$$N_{\sigma} = \frac{\sigma_{max}}{B \gamma_r} \leq N_o \quad (73)$$

SNiP 2.02.02-85 (2004) indica que, para bases de suelos arcillosos con contenido de plástico blando y duro, además de cumplir la condición anterior, debe cumplir las siguientes condiciones.

$$tg\psi = tg\varphi + \frac{c}{\sigma_m} \geq 0.45 \quad (74)$$

$$c_v = \frac{k(1+e)t_o}{a\gamma_o h_o^2} \geq 4 \quad (75)$$

Donde:

- σ_{max} : esfuerzo normal máximo en la esquina de la base de la presa.
- B : ancho de la base de la presa.
- γ_r : peso específico del suelo, considerar el peso del suelo bajo el agua.

- N_o : criterio determinado, aproximadamente igual a 1, para arenas densas y 3 para todos los demás suelos
- $tg\psi$: factor de corte calculado
- c : cohesión específica del suelo de cimentación
- φ : ángulo de fricción interna del suelo de cimentación
- σ_m : esfuerzo normal media a través de la presa
- c_v : coeficiente del grado de consolidación
- k : coeficiente de filtración
- e : coeficiente de porosidad del suelo
- t_o : tiempo de construcción de la presa
- a : factor de compactación del suelo
- γ_o : peso específico del agua
- h_o : espesor estimado de la capa consolidada

En el caso de que las condiciones de corte plano no sean satisfactorias, se produce un corte mixto o profundo.

4.4. Comparación entre el Factor de Seguridad al Deslizamiento Plano y el Factor de Seguridad Permisible

Se realiza para los escenarios de construcción y de operación, se refiere a escenario de construcción, cuando la obra ha finalizado su proceso constructivo, mientras que el escenario de operación es cuando la estructura hidráulica empieza a funcionar, es decir de ha elevado el nivel de aguas.

Para los dos escenarios anteriormente nombrados se debe realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento plano, tanto para combinación básica como combinación especial de fuerzas.

A diferencia de las presas de hormigón a gravedad cimentadas en roca, en el caso de las presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo, a más del análisis de estabilidad al deslizamiento plano mediante la comparación del factor de seguridad al deslizamiento plano (FSD) con el factor permisible (FSD_{PER}), también es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo.

Tabla 4

Factores de seguridad permisible al deslizamiento plano para presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo

COMBINACIÓN DE FUERZAS	NIVEL DE IMPORTANCIA			
	I	II	III	IV
Combinación Básica	1,30-1,25	1,20	1,15	1,1
Combinación Especial	1,1	1,1	1,05	1,05

Elaborado por: Los autores

La seguridad de la presa al deslizamiento plano se verifica a través del cumplimiento de la siguiente condición (Gorbunov-Possadov et al., 1984).

$$FSD = \frac{f \sum P}{\sum Q} \geq FSD_{PER} \quad (76)$$

Dónde:

- FSD_{PER} : factor de seguridad al deslizamiento permisible.
- $\sum P$: sumatoria de todas las fuerzas verticales que actúan sobre la presa;
- $\sum Q$: sumatoria de todas las fuerzas horizontales que actúan sobre la presa (dependiendo del tipo adoptado de construcción $\sum P$ y $\sum Q$ se determinan para un metro de longitud de estructura, en caso de presa sin compuertas o para la longitud de la sección o tramo longitudinal comprendido entre pilas);

- f : coeficiente de fricción en el contacto del hormigón de la presa con el suelo de cimentación, su valor se determina experimentalmente en el sitio de implantación; para dimensionamiento preliminar el valor del coeficiente de fricción en el contacto puede ser adoptado de la siguiente tabla.

Tabla 5

Coeficientes de fricción en el contacto del hormigón de la presa con el suelo de cimentación

Tipo de suelo de cimentación	Coeficiente de fricción
Grava- canto rodado	0,5-0,6
Arena	0,4-0,5
Limo arenoso	0,35-0,4
Limo arcilloso	0,25-0,35
Arcilla	0,20-0,25

Elaborado por: Los autores

De conformidad con la ecuación (72) se determina el factor de seguridad al deslizamiento de la presa únicamente (sin considerar la resistencia al corte en el contacto de la losa de disipación con el suelo de cimentación).

Para determinar un coeficiente general de estabilidad al deslizamiento, para toda la construcción (presa más estructura de disipación), se aplica la siguiente ecuación (Gorbunov-Possadov et al., 1984).

$$FSD' = \frac{F + F'}{\sum Q} = \frac{\sum Pf + \sum P'f}{\sum Q} \quad (77)$$

Dónde:

- F : fuerza de fricción en el contacto de la presa con el suelo de cimentación, cuando surge deslizamiento plano hacia aguas abajo;

- F' : fuerza de fricción en el contacto de la losa de disipación con el suelo de cimentación en caso de deslizamiento plano hacia aguas abajo;
- $\sum P'$: sumatoria de todas las fuerzas verticales que actúan en la losa de disipación.

4.5. Tipos de Deslizamiento Plano Dependiendo de la Presencia de Uno o Dos Dentellones en la Base de la Presa

En los casos de presas de hormigón cimentadas en arcilla o limo arcilloso, que cuentan con uno o dos dentellones, la superficie de cálculo para verificar la estabilidad al deslizamiento plano debe ser trazada, de la siguiente manera (Grishin, 1979).

4.5.1. Presencia de un Dentellón en la Base de la Presa

En el caso de la presencia de un dentellón, al pie del paramento aguas arriba (figura 21, b), la superficie de falla se traza desde la base del dentellón, hasta el pie del paramento aguas abajo de la presa (Grishin, 1979).

4.5.2. Presencia de Dos Dentellones en la Base de la Presa

En caso de presencia de dos dentellones (figura 21, a y c), la superficie de falla se traza desde la base del dentellón aguas arriba, hasta la base del dentellón aguas abajo (Grishin, 1979).

En los dos casos, para determinar el factor de seguridad al deslizamiento, cabe considerar la cohesión del suelo de cimentación a lo largo de la superficie de corte trazada de conformidad con lo indicado en los párrafos precedentes.

4.6. Factores De Seguridad al Deslizamiento Plano Dependiendo de la Presencia de Uno o Dos Dentellones en la Base de la Presa

Según Grishin (1979) las ecuaciones de análisis en este caso, para modelo bidimensional (1 metro de longitud de estructura) son:

En el caso de dos dentellones de igual profundidad:

$$FSD = \frac{f_o \sum N + b'c}{\sum Q} \quad (78)$$

Dónde:

- f_o : coeficiente de fricción interna en el suelo de cimentación;
- b' : distancia entre dentellones, en línea recta AB;
- c : cohesión específica del suelo de cimentación.

Según Grishin (1979) en el caso de presencia de un dentellón, aguas arriba (figura 22, b) o de dos dentellones de con su base en diferentes cotas (figura 22, c).

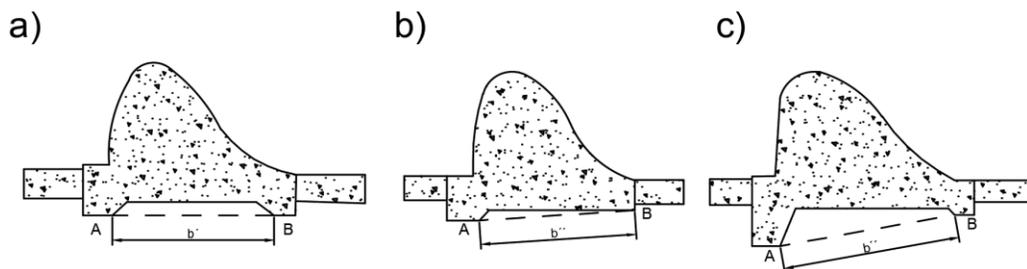
$$FSD = \frac{f_o \sum P \cos\beta + f_o \sum Q \sin\beta + b''c}{\sum Q \cos\beta + \sum P \sin\beta} \quad (79)$$

Dónde:

- b'' : distancia entre la base del dentellón aguas arriba y el punto final aguas abajo, de la base de la presa (figura 22, b), o la distancia entre las bases de dentellones, en caso de presencia de dos dentellones de diferente profundidad (figura 22, c);
- β : ángulo de inclinación de la superficie de deslizamiento respecto a la horizontal.

Figura 22

Esquemas para verificar la estabilidad al deslizamiento de presas de hormigón cimentadas en suelo



Elaborado por: Los autores

4.7. Verificación de la Estabilidad al Deslizamiento en Presas de Hormigón a Gravedad Cimentada en Suelo

Si en la verificación de estabilidad de la presa resulta que el factor de seguridad al deslizamiento plano (FSD) obtenido es menor al factor de seguridad permisible (FSD_{per}), se debe tomar en cuenta medidas constructivas o de diseño con la finalidad de aumentar el valor de FSD , una medida que se puede optar es el incremento de volumen de la presa (Grishin, 1979).

Cuando en la verificación de estabilidad de la presa resulta que el factor de seguridad al deslizamiento plano (FSD) obtenido es mucho mayor al factor de seguridad permisible (FSD_{per}), de acuerdo a la condición cumple con la condición de estabilidad, pero se podría presentar el caso de sobredimensionamiento de la presa, por lo que se puede optar por medidas constructivas con la finalidad de disminuir el valor de FSD , dentro de estas medidas constructivas podemos encontrar el aumento del tamaño de las galerías, adoptar juntas de construcción ensanchadas entre los bloques de las presas o la disminución del volumen de la presa.

Las medidas constructivas para modificar el factor de seguridad al deslizamiento plano (FSD) con frecuencia se determina en función a las medidas constructivas para redistribuir los esfuerzos de contacto y mejorar las condiciones de resistencia de la presa.

El factor de seguridad al deslizamiento permisible depende del nivel de importancia de la estructura hidráulica y de la combinación de fuerzas como se presentó en la tabla 4.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS DE UNA PRESA DE HORMIGÓN A GRAVEDAD CIMENTADA EN SUELO PARA DESLIZAMIENTO PROFUNDO

5.1. Deslizamiento Profundo. (Método de las Superficies Circulares de Deslizamiento)

Entre los métodos de análisis de estabilidad de las presas de hormigón cimentadas en suelo, considerando la inclusión del suelo de cimentación, uno de los más extendidos en la práctica de diseño de las construcciones hidráulicas ha sido el método de las superficies circulares de deslizamiento Grishin (1979). La base teórica de este método se expone a continuación:

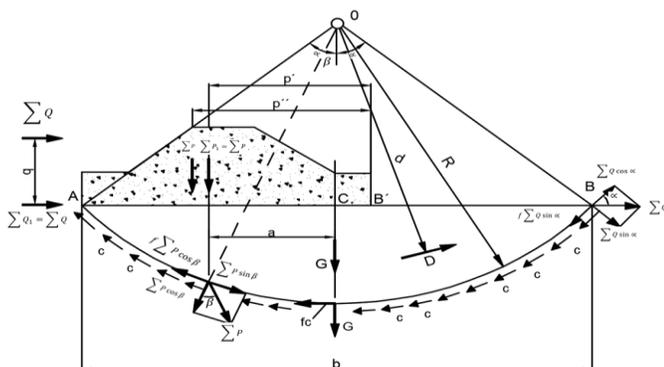
Todas las fuerzas actuantes sobre la construcción son expresadas en dos resultantes: suma de fuerzas verticales ΣP y suma de fuerzas horizontales ΣQ .

Grishin (1979) explica que, inicialmente se considera el caso teórico de no empotramiento de la base de la presa en el suelo de cimentación, con la particularidad de que la fuerza ΣQ es reemplazada por la fuerza $\Sigma Q_1 = \Sigma Q$ aplicada en la base de la presa, en tanto que la fuerza ΣP es reemplazada por la fuerza $\Sigma P_1 = \Sigma P$.

Figura 23

Esquema de análisis de estabilidad al deslizamiento profundo por el método de M.M.

Grishin



Elaborado por: Los autores

Aplicada a la distancia p' desde el pie del paramento aguas abajo de la presa (punto B'); esta distancia se determina de la condición $\sum M_{B'} = const$, a través de la siguiente ecuación (Grishin, 1979).

$$p' = \frac{\sum pP - \sum Qq}{\sum P} = p - q \frac{\sum Q}{\sum P} \quad (80)$$

A continuación, Grishin (1979) considera la condición de estabilidad del sistema: presa y segmento del suelo bajo ésta, bajo el supuesto de que la presa conjuntamente con el suelo incorporado puede deslizarse por la superficie curva (más precisamente por la superficie cilíndrica) trazada con radio R a partir de determinado centro O , a través de la esquina A en el paramento aguas arriba (ver figura 23).

Según Grishin (1979) el coeficiente o factor de estabilidad de la presa se determina de la condición:

$$K_S = FSD = \frac{\sum M_{RES}}{\sum M_{DES}} \quad (81)$$

Donde:

- $\sum M_{RES}$: suma de los momentos resistentes respecto al centro de deslizamiento O , de todas las fuerzas resistentes al deslizamiento (fricción y cohesión), concretamente: de las fuerzas de fricción $f\sum P\cos\beta$, debida a la suma de las fuerzas verticales $\sum P$, $f\sum Q\sin\alpha$, debida a la suma de las fuerzas horizontales $\sum Q$, debida a la fuerza fricción por el peso del segmento de suelo G igual $F_g = fG$, debida a la fuerza de cohesión c , actuante en la superficie de deslizamiento;
- $\sum M_{DES}$: suma de momentos de todas las fuerzas deslizantes, respecto al mismo centro; concretamente: de las componentes $\sum P\sin\beta$ y $\sum Q\cos\alpha$ y de la presión hidrodinámica D en el segmento de suelo involucrado.

Reemplazando en la ecuación (77) los valores de las fuerzas enumeradas se obtiene la siguiente ecuación para el coeficiente (factor) de seguridad al deslizamiento (Grishin, 1979).

$$\begin{aligned}
 K_S = FSD &= \frac{\sum M_{RES}}{\sum M_{DES}} \\
 &= \frac{f \sum P \sqrt{1 - \frac{4a^2}{b^2} \sin^2 \alpha} + f \frac{\gamma_{cim} b^2}{4 \sin^2 \alpha} \left(\frac{\alpha^\circ \pi}{180} - \sin \alpha \cos \alpha \right)}{\sum Q \cos \alpha + \frac{2a}{b} \sum P \sin \alpha + 2 \frac{Dd}{b} \sin \alpha} \\
 &\quad + \frac{\frac{abc}{\sin \alpha} + f \sum Q \sin \alpha}{\sum Q \cos \alpha + \frac{2a}{b} \sum P \sin \alpha + 2 \frac{Dd}{b} \sin \alpha}
 \end{aligned} \tag{82}$$

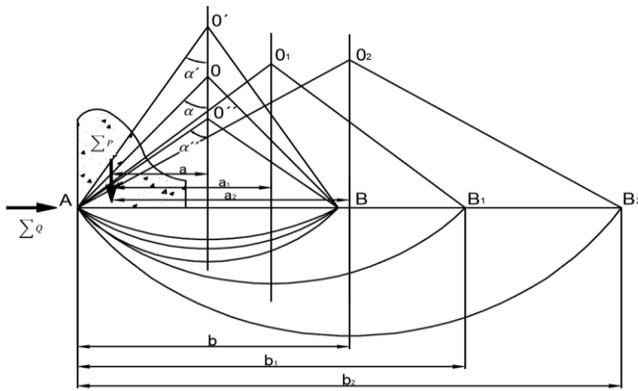
Aquí se han introducido los siguientes parámetros (ver figura 23):

- γ_{cim} : peso volumétrico del suelo de cimentación sumergido en agua.
- $f = tg\varphi$: coeficiente de fricción.
- φ : ángulo de fricción interna del suelo de cimentación sumergido en agua.
- b : cuerda del segmento de suelo de cimentación involucrado en el deslizamiento profundo.
- a - excentricidad del punto de aplicación de la fuerza $\sum P_1$, bajo la condición de que la fuerza $\sum Q$ es aplicada en la superficie de cimentación de la presa.
- D : presión hidrodinámica del flujo de filtración en el suelo comprendido en el segmento AB; d - brazo de momento de la fuerza D, en relación al centro de giro O.
- α : mitad del ángulo central del segmento AB;
- c : cohesión específica del suelo; en caso de no considerar la cohesión o la fuerza hidrodinámica, cabe en la ecuación anterior colocar $c=0$ o $D=0$.

Para obtener el valor mínimo del factor de seguridad al deslizamiento Grishin (1979) recomienda considerar una serie de verticales (ver figura 23) para diferentes valores de b , en cada vertical adoptar una serie de centros de giro $O_1, O_2, O_3, \dots, O_n$, para cada centro, con la ecuación anterior determinar el factor de seguridad $K_s = FSD$ y de entre ellos seleccionar el mínimo K_{Smin} . Repitiendo este procedimiento para cada vertical, se obtiene una serie de valores K_{Smin} para diferentes valores de b , lo que permite construir el gráfico $K_{Smin} = f(b)$, con ayuda del cual finalmente se determina $K_{Smin.min}$.

Figura 24

Esquema para determinar el centro menos favorable de deslizamiento



Elaborado por: Los autores

La presión hidrodinámica D del flujo de filtración en el segmento considerado del suelo de cimentación, Grishin (1979) señala que, puede ser determinada como la suma geométrica de las presiones hidrodinámicas calculadas para cada uno de los elementos que constituyen la red de flujo (figura 24), es decir:

$$D = \sum \gamma_o (SUP. abcd) J \quad (83)$$

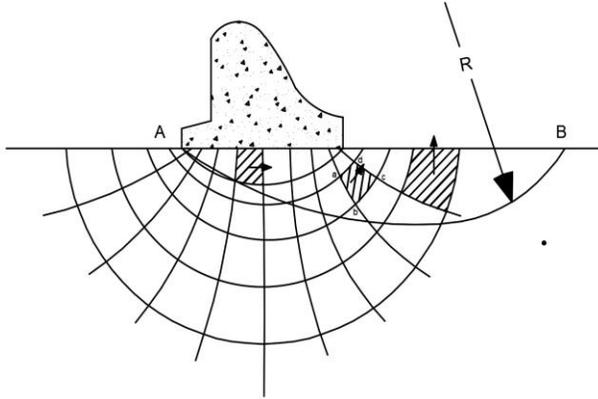
Dónde:

- γ_o : peso específico del agua.

- J : gradiente del flujo de filtración en el elemento considerado.

Figura 25

Esquema para determinar la presión hidrodinámica en el suelo de cimentación



Elaborado por: Los autores

Al considerar el empotramiento o profundización de la base la presa en el suelo de cimentación (ver figura 26) la fuerza vertical de cálculo $\sum P$ disminuye (conforme al procedimiento para restar fuerzas paralelas) para modelo bidimensional (1 metro de longitud de la estructura) en la magnitud (Grishin, 1979).

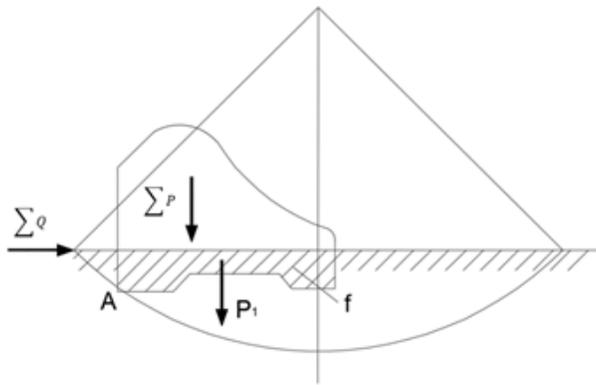
$$P_1 = \gamma_s F \tag{84}$$

Dónde:

- γ_s ; peso volumétrico del suelo de cimentación sumergido en agua;
- F : parte del perfil transversal de la presa empotrada en el suelo de cimentación (ver figura 26):

Figura 26

Esquema considerando el empotramiento de la presa en el suelo de cimentación

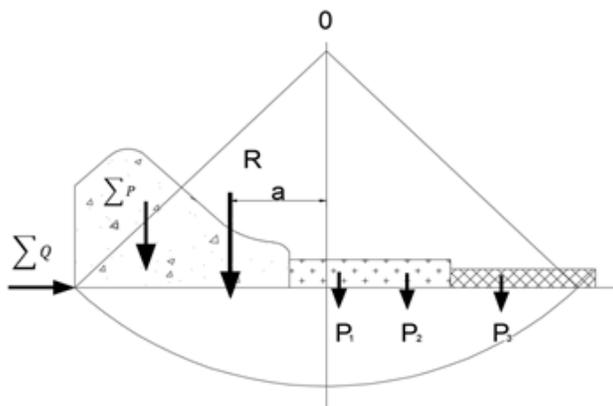


Elaborado por: Los autores

La consideración del efecto de los elementos constructivos disipadores de la energía, aguas abajo de la presa, como, por ejemplo, la losa de disipación, puede ser hecha a través de la suma (como fuerzas paralelas) del peso de todos estos elementos, considerando el empuje vertical del agua, P_1, P_2, \dots, P , con el peso de la presa como se muestra en la figura 27 (Grishin, 1979).

Figura 27

Esquema considerando el efecto de los elementos disipadores de energía



Elaborado por: Los autores

Grishin (1979) expresa que, la resultante de fuerzas debe ser incluida en la ecuación (78), para determinar el coeficiente (factor) de seguridad al deslizamiento.

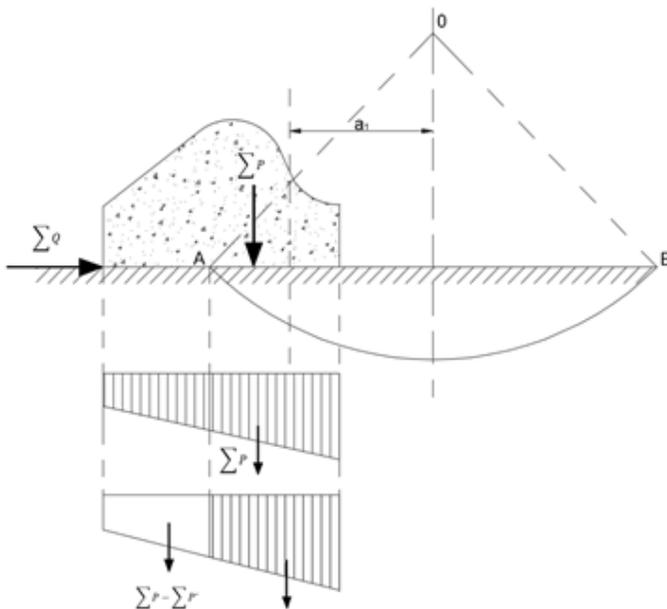
$$R = \sum P + P_1 + P_2 + \dots P_n \quad (85)$$

5.2. Deslizamiento Mixto

Según Grishin (1979) en los casos cuando el punto de aplicación de la resultante de las fuerzas verticales se ubica en el punto medio de la base de la presa o hacia aguas abajo de este punto, las curvas de deslizamiento de mayor riesgo empiezan no precisamente en la esquina A de la base de la presa, al pie del paramento aguas arriba, sino en un punto A ubicado en el tercio medio de la base de la presa (ver figura 28), con la particularidad que este caso puede resultar el menos favorable.

Figura 28

Esquema para el análisis de estabilidad al deslizamiento mixto



Elaborado por: Los autores

Grishin (1979) explica que, en este caso como la fuerza ΣP se asume la carga en la cimentación $\Sigma P'$, dentro de los límites de la curva de deslizamiento (en correspondencia con el diagrama de esfuerzos en el suelo de cimentación), o sea $\Sigma P' < \Sigma P$. En este caso también disminuye la suma de cálculo de las fuerzas horizontales ΣQ en la magnitud de la fuerza de fricción $F = f(\Sigma P - \Sigma P')$ y se asumen igual a:

$$\Sigma Q' = \Sigma Q - F = \Sigma Q - f(\Sigma P - \Sigma P') \quad (86)$$

5.3. Método de Superficies Circulares Aplicado al Presente Trabajo (método de M.M. GRISHIN)

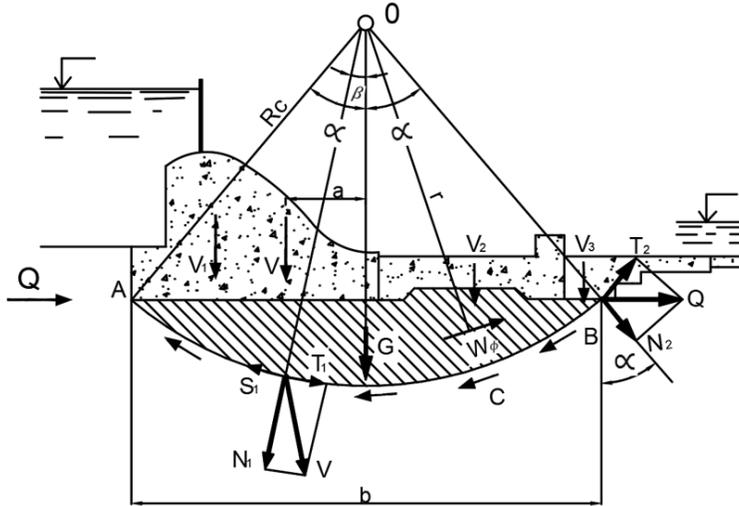
En la práctica se utiliza el método de superficies deslizantes circular- cilíndricas. Este método se lleva a cabo cuando ocurre un problema en el análisis al deslizamiento plano, por lo cual se requiere un análisis de estabilidad al deslizamiento profundo (Grishin, 1979).

En la práctica, se utiliza a menudo el método de superficies de corte circular. Este método se ocupa de un problema plano. Se asume que en el estado límite, la presa se mueve con una captura profunda de la base (Grishin, 1979).

De acuerdo a Grishin (1979) el comienzo de la superficie circular de deslizamiento se lo puede ubicar en cualquier punto de la base de la presa, como se muestra en la siguiente figura.

Figura 29

Esquema del método adoptado para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas en suelo



Elaborado por: Los autores

Desde el centro de la curva O se traza una superficie circular cualquiera de deslizamiento del suelo de cimentación. Se transporta a esta superficie la resultante de todas las fuerzas verticales ubicadas sobre el sector deslizante, se descompone en las proyecciones y se determina el coeficiente de seguridad al deslizamiento con la siguiente (Grishin, 1979).

$$K_s = \frac{M_{RES}}{M_{DES}} \quad (87)$$

Donde:

- M_{RES} : momento de las fuerzas que sostienen al suelo de cimentación para impedir su deslizamiento respecto al centro del círculo O (momento resistente);
- M_{DES} , momento de las fuerzas deslizantes (momento deslizante).

- Trazando una serie de superficies circulares se encuentra el menor valor de K_S , que corresponde a la superficie de deslizamiento de mayor riesgo o con mayor probabilidad de falla.

Grishin (1979) señala que, la resultante de todas las fuerzas horizontales Q es transportada a la superficie de deslizamiento. Para el efecto, la resultante de todas las fuerzas verticales $V = V_1 + V_2 + V_3$ es ubicada a una distancia tal que, el momento de las fuerzas horizontales y verticales, respecto al punto O (por ejemplo, al centro de deslizamiento o al pie del paramento aguas abajo) no cambie.

5.3.1. Fuerzas que Intervienen en el Análisis al Deslizamiento Profundo

5.3.1.1. Peso del Segmento Circular

Según Grishin (1979) el peso del segmento circular del suelo sumergido en agua es:

$$G = \gamma_{sum-cim} \left(\frac{\alpha^\circ \pi}{180^\circ} - \sin\alpha \cos\alpha \right) R_c^2 \quad (88)$$

5.3.1.2. Resultante de las Fuerzas Verticales

La resultante de todas las fuerzas verticales ubicadas sobre el sector circular del suelo deslizante se descompone en la normal al círculo $N_1 = V \cos\beta$ y tangencial al círculo $T_1 = V \sin\beta$ (Grishin, Estructuras Hidráulicas, 1979).

5.3.1.3. Resultante de las Fuerzas Horizontales

La resultante de todas las fuerzas horizontales se descompone en la normal al círculo $N_2 = Q \sin\alpha$ y en la tangente al círculo $T_2 = Q \cos\alpha$ (Grishin, Estructuras Hidráulicas, 1979).

5.3.1.4. Fuerza de Filtración

La fuerza de filtración se determina con ayuda de la red hidrodinámica del flujo de filtración, considerando la superficie de cada celda y la gradiente piezométrica en ésta $W_\phi =$

$\sum \gamma_o(\Omega_i J_i)$ como se indicó el en punto 5.1, se podría también adoptar el procedimiento establecido para determinar el momento de la fuerza de filtración en el análisis de las presas de tierra.

Para fines prácticos y para el presente proyecto Grishin (1979) señala que, la fuerza de filtración puede ser determinada por el producto del volumen del sector de deslizamiento, la gradiente piezométrica media y el peso del agua, como se muestra en la siguiente fórmula:

$$W_\phi = \left(\frac{\alpha^\circ \pi}{180^\circ} - \sin \alpha \cos \alpha \right) R_c^2 \gamma_o \frac{Z}{l_c} \quad (89)$$

Donde:

- l_c : longitud de cuerda del segmento AB.
- Z : desnivel entre aguas arriba y aguas abajo.
- R_c : radio de la superficie de deslizamiento.
- γ_o : peso específico del agua.

5.3.1.5. Fuerzas de Fricción

Se consideran también aplicadas a la superficie del plano de deslizamiento, las fuerzas de fricción en el suelo con dirección normal a las fuerzas N_1 , N_2 y G (Grishin, 1979).

$$S_1 = N_1 \operatorname{tg} \varphi = V \cos \beta \operatorname{tg} \varphi \quad (90)$$

$$S_2 = N_2 \operatorname{tg} \varphi = Q \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi \quad (91)$$

$$S_G = G \operatorname{tg} \varphi \quad (92)$$

Donde:

- φ : ángulo de fricción interna del suelo de cimentación.

5.3.1.6. Fuerzas de Cohesión

Las fuerzas de cohesión entre las partículas del suelo de cimentación, sobre la longitud de cuerda del segmento AB (Grishin, 1979).

$$C = 2\alpha R_c c \quad (93)$$

Donde:

- c : cohesión específica del suelo de cimentación.

En consecuencia, respecto a la figura 29, teniendo en cuenta la fórmula general del estado límite, el factor de seguridad al deslizamiento profundo se lo determina de la siguiente manera.

$$k_S = \frac{S_1 R_c + S_2 R_c + 2\alpha R_c c R_c}{T_2 R_c + T_1 R_c + W_\phi r} = \frac{(V \cos \beta + Q \sin \alpha + G) \operatorname{tg} \varphi + 2\alpha R_c c}{Q \cos \alpha + V \sin \beta + \frac{W \phi r}{R_c}} \quad (94)$$

5.4. Método de los Coeficientes de Estabilidad

De acuerdo a este método, Grishin (1979) señala que, para observar las condiciones de equilibrio de la presa cabe determinar tres coeficientes de estabilidad: a) en dirección de la fuerza resultante de todas las fuerzas R (*coeficiente* K_R); b) en dirección horizontal (*coeficiente* K_H); c) en dirección vertical (*coeficiente* K_V).

Como evidencian los análisis prácticos, la verificación preponderante es la de dirección de las fuerzas horizontales.

Según Grishin (1979) la forma de la superficie de deslizamiento en este método se adopta la correspondiente a dos planos que se encuentran bajo la esquina aguas abajo de la construcción (ver figura 30).

- φ : ángulo de fricción interna el suelo de cimentación sumergido en agua.
- δ : ángulo de fricción en la vertical de contacto del prisma de resistencia con el prisma cargado por la construcción (se asume $\delta = \varphi$).
- μ : ángulo de inclinación de la fuerza hidrodinámica respecto a la horizontal (ver figura 30).

La tangente del ángulo de inclinación, respecto a la horizontal, de la superficie de deslizamiento del prisma de resistencia, que origina la menor resistencia al corte, se determina con la siguiente ecuación (Grishin, 1979).

$$y' = \operatorname{tg} \alpha' = -\frac{B}{A} + \sqrt{\left(\frac{B}{A}\right)^2 + \frac{B}{A \operatorname{tg}(\delta + \varphi)}} \quad (98)$$

El ángulo de inclinación de la superficie de deslizamiento se determina con la siguiente ecuación (Grishin, 1979).

$$\alpha' = \operatorname{arctg} y' \quad (99)$$

Según Grishin (1979) la magnitud de la resistencia mínima al deslizamiento del prisma de resistencia es:

$$E_{Pmin} = \gamma_s n \frac{h^2}{2} \quad (100)$$

Donde:

- n : coeficiente de resistencia.

$$n = \frac{Ay' + B}{\gamma_s D [-\operatorname{tg}(\delta + \varphi)y'^2 + y']} \quad (101)$$

Para el prisma cargado por la construcción, previamente se determinan los siguientes coeficientes (Grishin, 1979).

$$F_1 = \frac{\gamma_s n \cos \delta}{2} b^2 (tg \delta + tg \varphi) \quad (102)$$

$$G_1 = -\frac{\gamma_s b^2}{2} - \frac{ib^2}{2} tg \varphi + \frac{\gamma_s n \cos \delta}{2} [2h'b(tg \delta + tg \varphi) + b^2(1 - tg \varphi tg \delta)] \quad (103)$$

$$I_1 = -\sum P + \frac{\gamma_s b^2}{2} tg \varphi + \frac{ib^2}{2} + \frac{\gamma_s n \cos \delta}{2} [h'^2(tg \delta + tg \varphi) + 2h'b(1 - tg \varphi tg \delta)] \quad (104)$$

$$K_1 = \sum P tg \varphi + \frac{\gamma_s n \cos \delta}{2} h'^2 (1 - tg \varphi tg \delta) \quad (105)$$

$$L_1 = 1,0 \quad (106)$$

$$M_1 = tg \varphi \quad (107)$$

Donde:

- b : ancho de la construcción en la base.
- $\sum P$: carga vertical sobre la construcción.
- h' : profundidad de implantación de la base de la presa en el punto B (en la base del punto inferior del paramento aguas abajo), ponderada respecto al suelo de cimentación.

Para determinar el valor del ángulo β'' de la superficie de deslizamiento AC, del prisma cargado ABC, respecto a la horizontal, que origina la menor resistencia de este prisma al deslizamiento se cuenta con la siguiente ecuación (Grishin, 1979).

$$y'' = tg \beta'' \quad (108)$$

Y a continuación la ecuación cúbica:

$$z^3 + \alpha z + \beta = 0 \quad (109)$$

Dónde:

$$z = y'' + \frac{u}{3} \quad (110)$$

Por tanto:

$$y'' = z - \frac{u}{3} \quad (111)$$

En la ecuación (105) los coeficientes son iguales a:

$$\alpha = v - \frac{u^2}{3} \quad (112)$$

$$\beta = \frac{2u^3}{27} - \frac{uv}{3} + w \quad (113)$$

Tomando en cuenta que:

$$u = \frac{3F_1L_1 + G_1M_1}{2F_1M_1} \quad (114)$$

$$v = \frac{2G_1L_1}{2F_1M_1} \quad (115)$$

$$w = \frac{I_1L_1 - K_1M_1}{2F_1M_1} \quad (116)$$

Finalmente, Grishin (1979) indica que, el valor de la menor fuerza deslizando de la construcción puede ser determinado con la ecuación:

$$Q_{min} = \frac{F_1y''^3 + G_1y''^2 + I_1y'' + K_1}{L_1 + M_1y''} \quad (117)$$

En la ecuación (113) el valor de y'' es reemplazado con la ecuación (107).

El coeficiente de estabilidad al deslizamiento en dirección horizontal se obtiene como la relación de la fuerza horizontal Q_{min} obtenida con la ecuación (107) a la fuerza horizontal deslizando $\sum Q$, con ayuda de la siguiente ecuación (Grishin, 1979).

$$K_H = \frac{Q_{min}}{\sum Q} \quad (118)$$

5.5. Metodología del Método de los Coeficientes de Estabilidad

En consecuencia, el procedimiento del análisis por el método de los coeficientes de estabilidad es el siguiente:

1. Con ayuda de las ecuaciones (91), (92), (93), se determinan los coeficientes A, B, D del prisma de resistencia.
2. Con ayuda de la ecuación (94) se determina $y' = tg\alpha'$ para el prisma de resistencia y, a continuación, el coeficiente n con la ecuación (97);
3. Con ayuda de las ecuaciones (98) y (103), se determinan los coeficientes $F_1, G_1, I_1, K_1, L_1, M_1$, del prisma cargado;
4. Con las ecuaciones (106) y (107) se determina $y'' = tg\beta''$ para el prisma cargado;
5. Con la ecuación (113) se determina el valor del valor mínimo de la fuerza de resistencia al corte Q_{min} ;
6. Con ayuda de la ecuación (114) se determina el coeficiente (factor) de seguridad al deslizamiento respecto a las fuerzas horizontales.

CAPÍTULO VI

**FORMULACIÓN Y APLICACIÓN DEL ALGORITMO PARA EL ANÁLISIS DE
LA ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO PROFUNDO EN PRESAS DE
HORMIGÓN A GRAVEDAD CIMENTADAS EN SUELO**

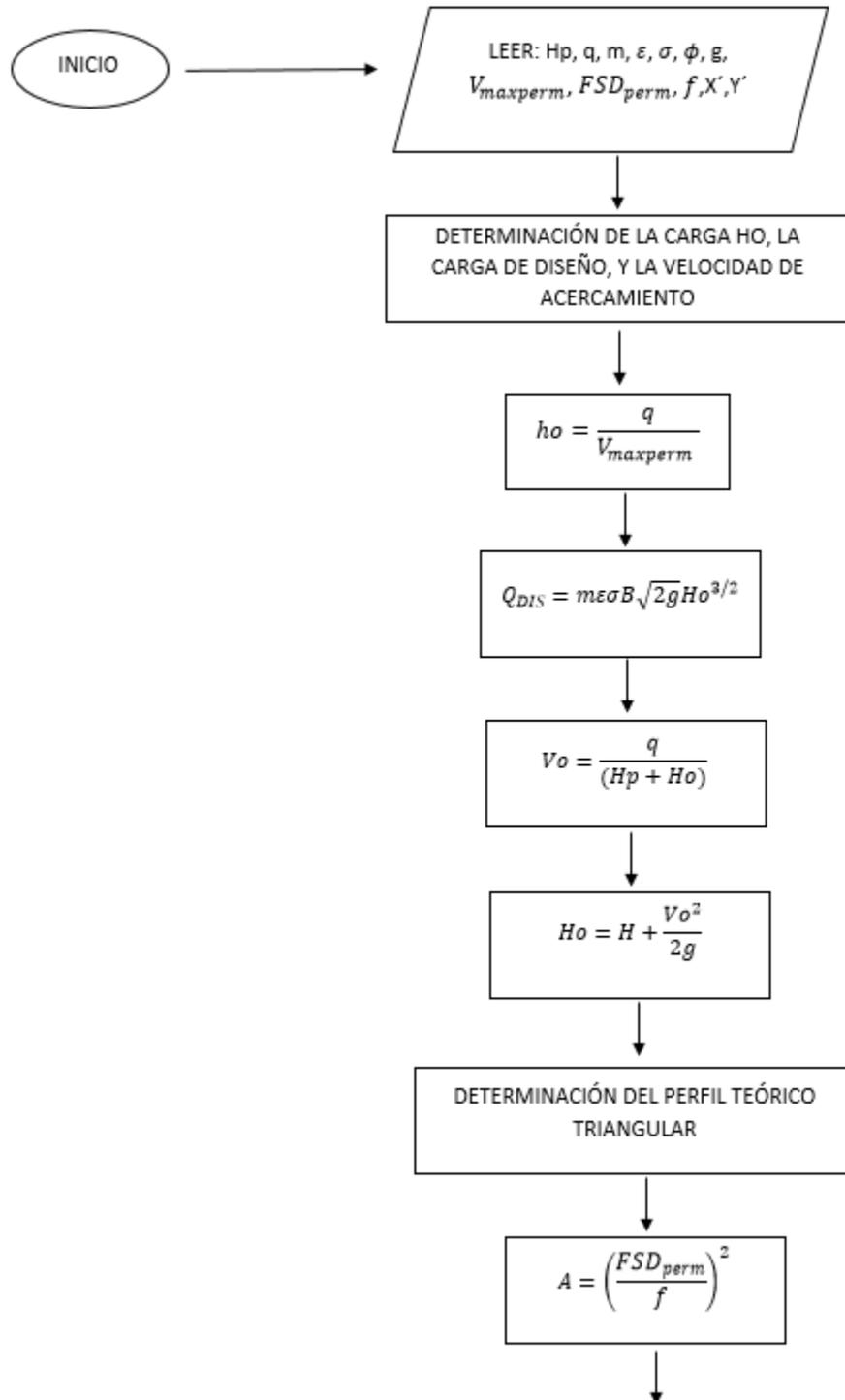
En el presente capítulo se formula y aplica el algoritmo para el análisis de estabilidad de presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo, con la variación de ciertos parámetros que han sido establecidos anteriormente en los capítulos.

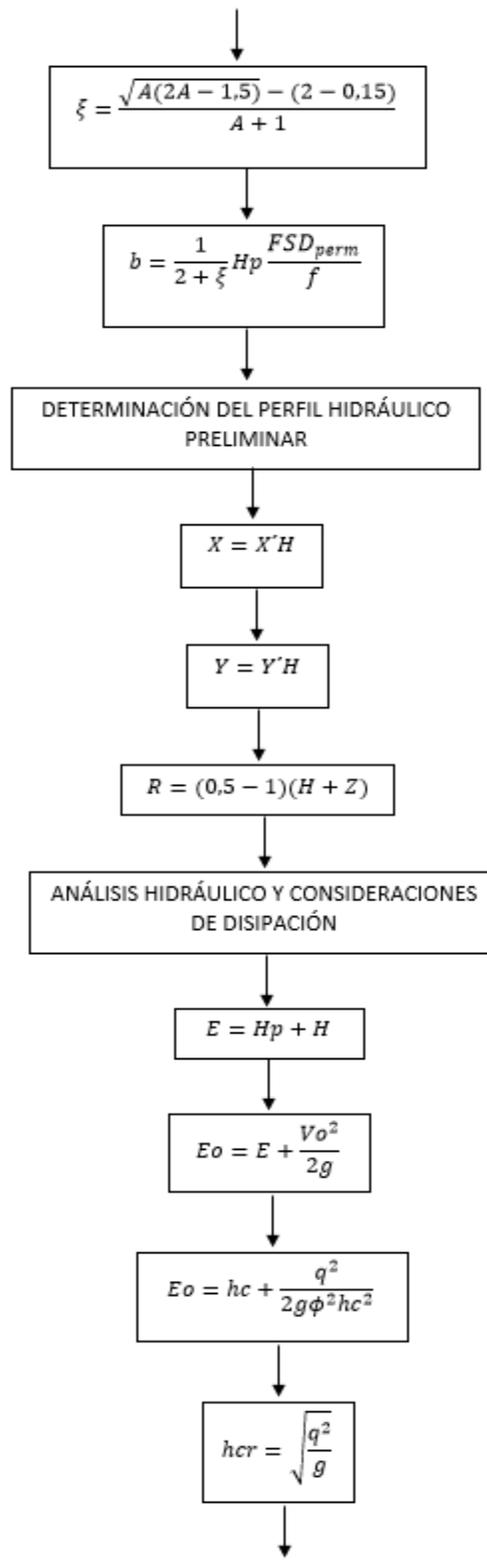
La aplicación del algoritmo ha permitido establecer los casos en los que es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo, y de ser así realizar dicho análisis.

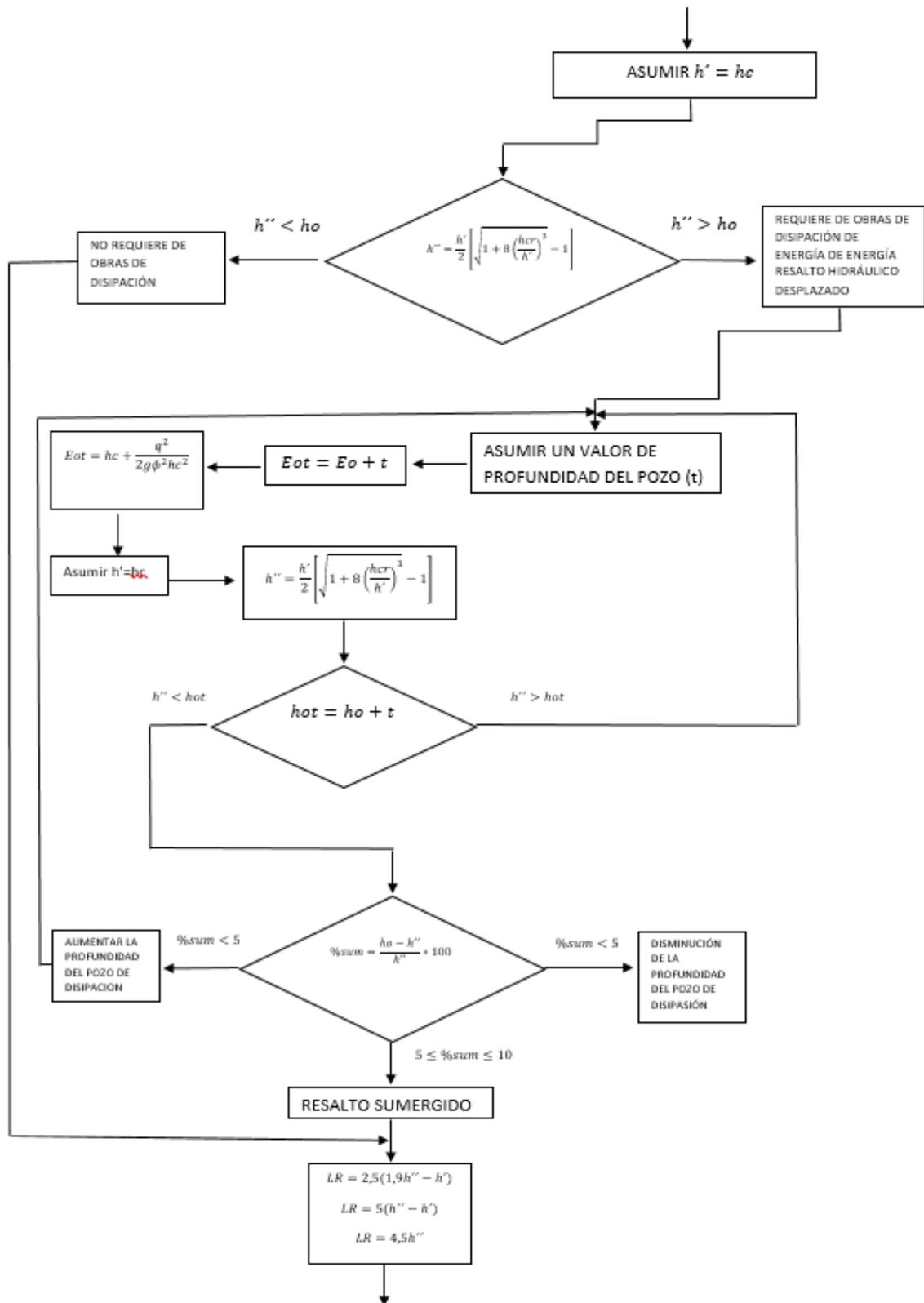
6.1. Algoritmo de cálculo

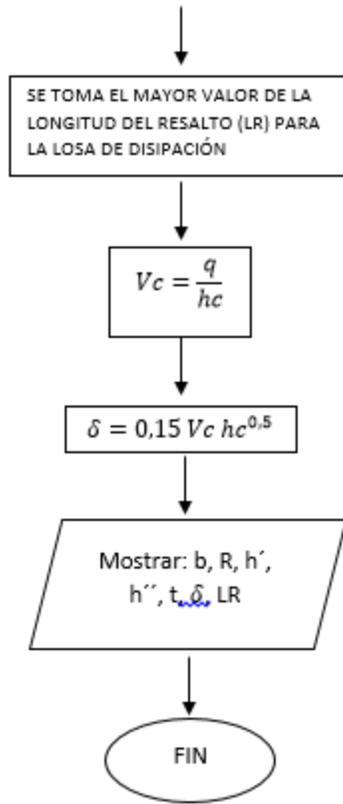
Figura 31

Análisis hidráulico de la presa de hormigón a gravedad cimentada en suelo





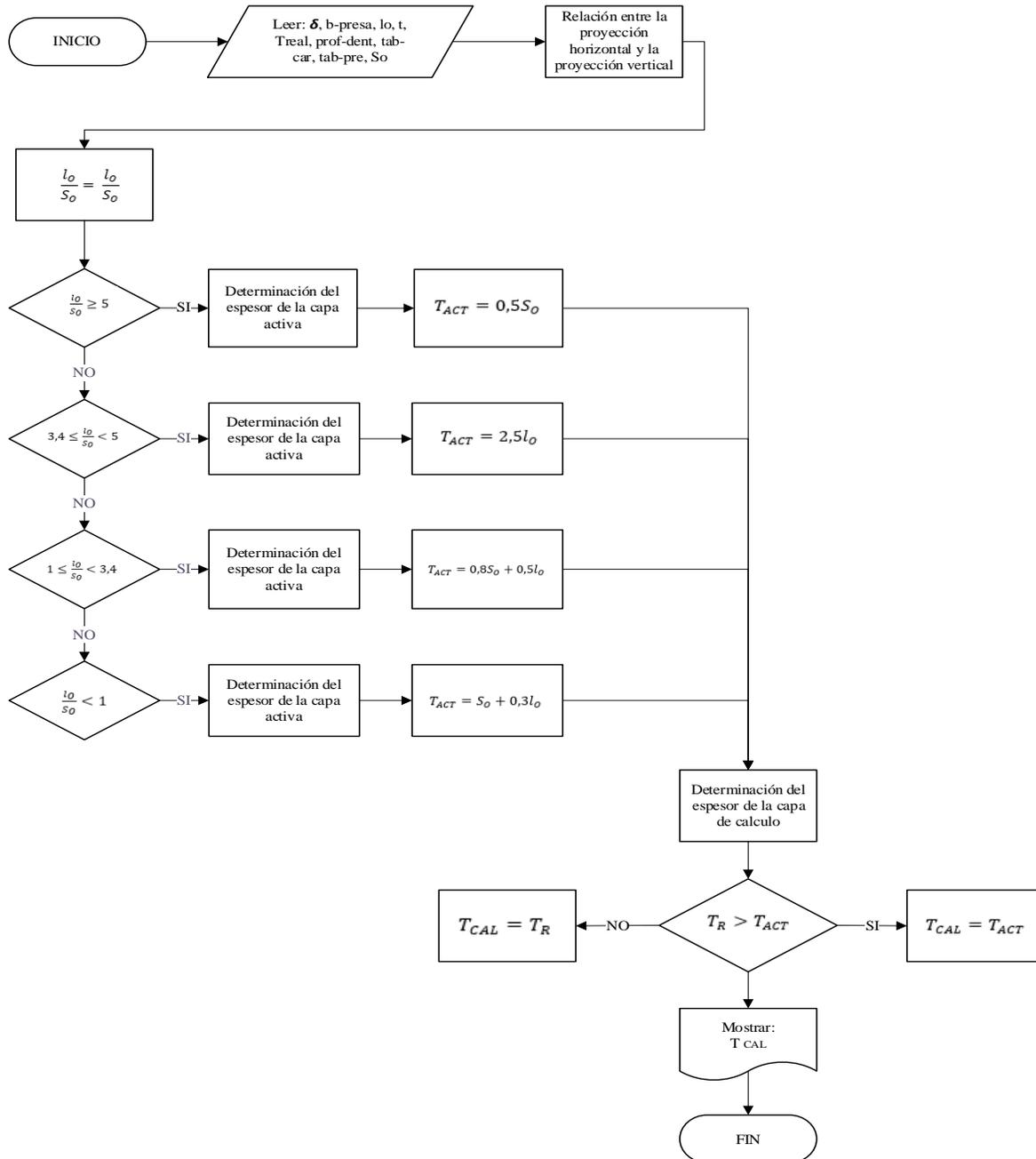




Elaborado por: Los autores

Figura 32

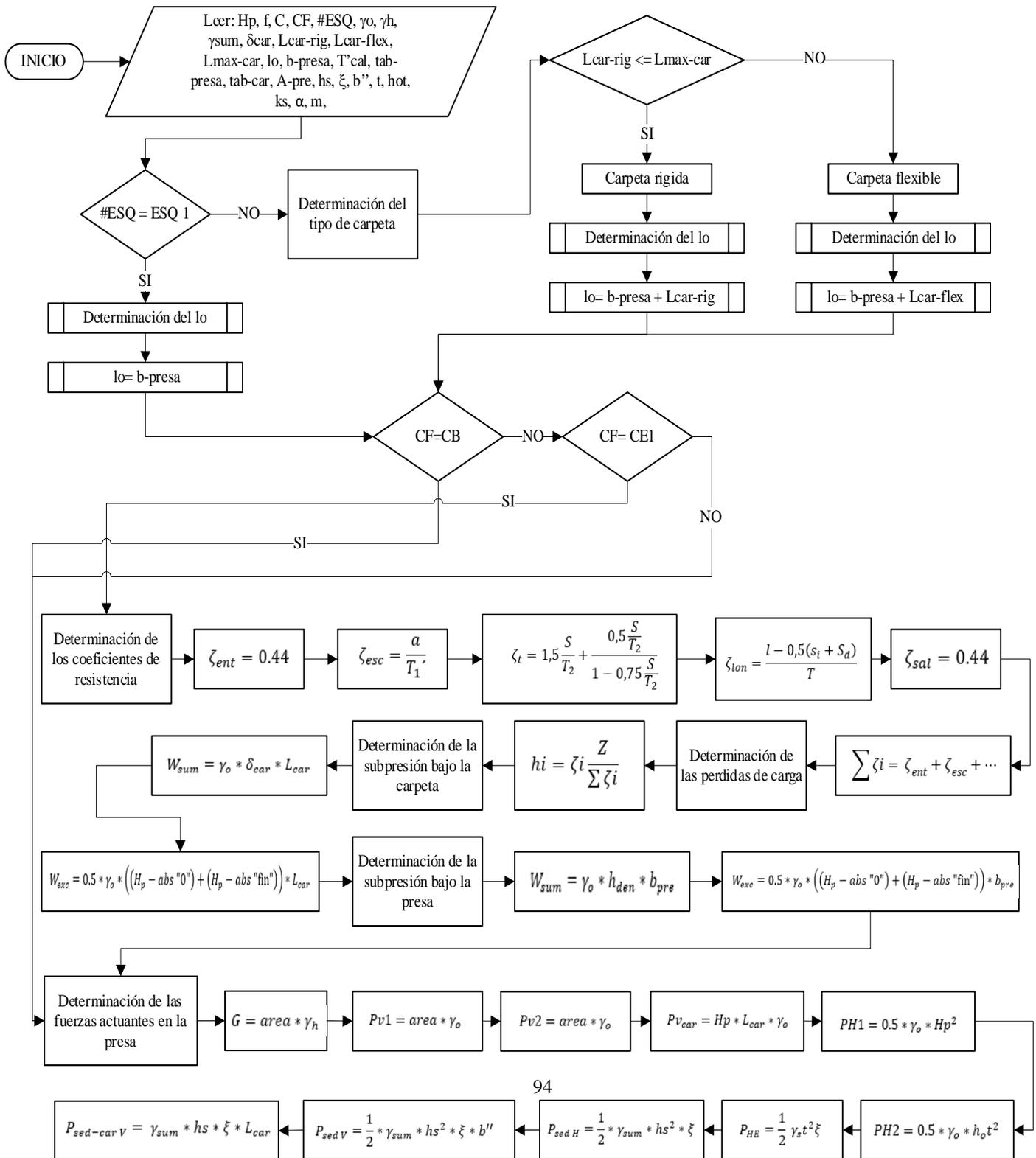
Análisis del contorno subterráneo de las presas de hormigón a gravedad

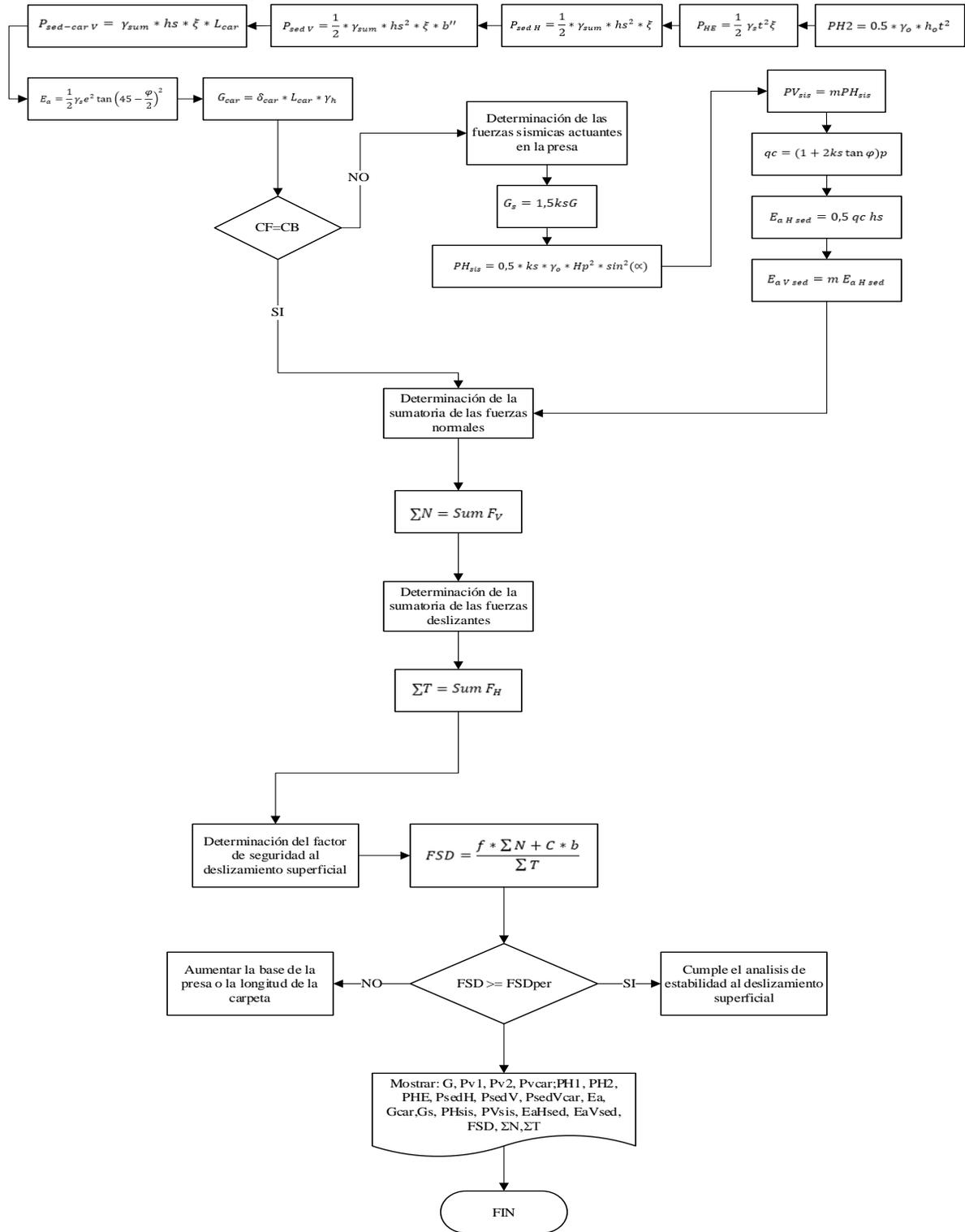


Elaborado por: Los autores

Figura 33

Análisis del contorno subterráneo de las presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo

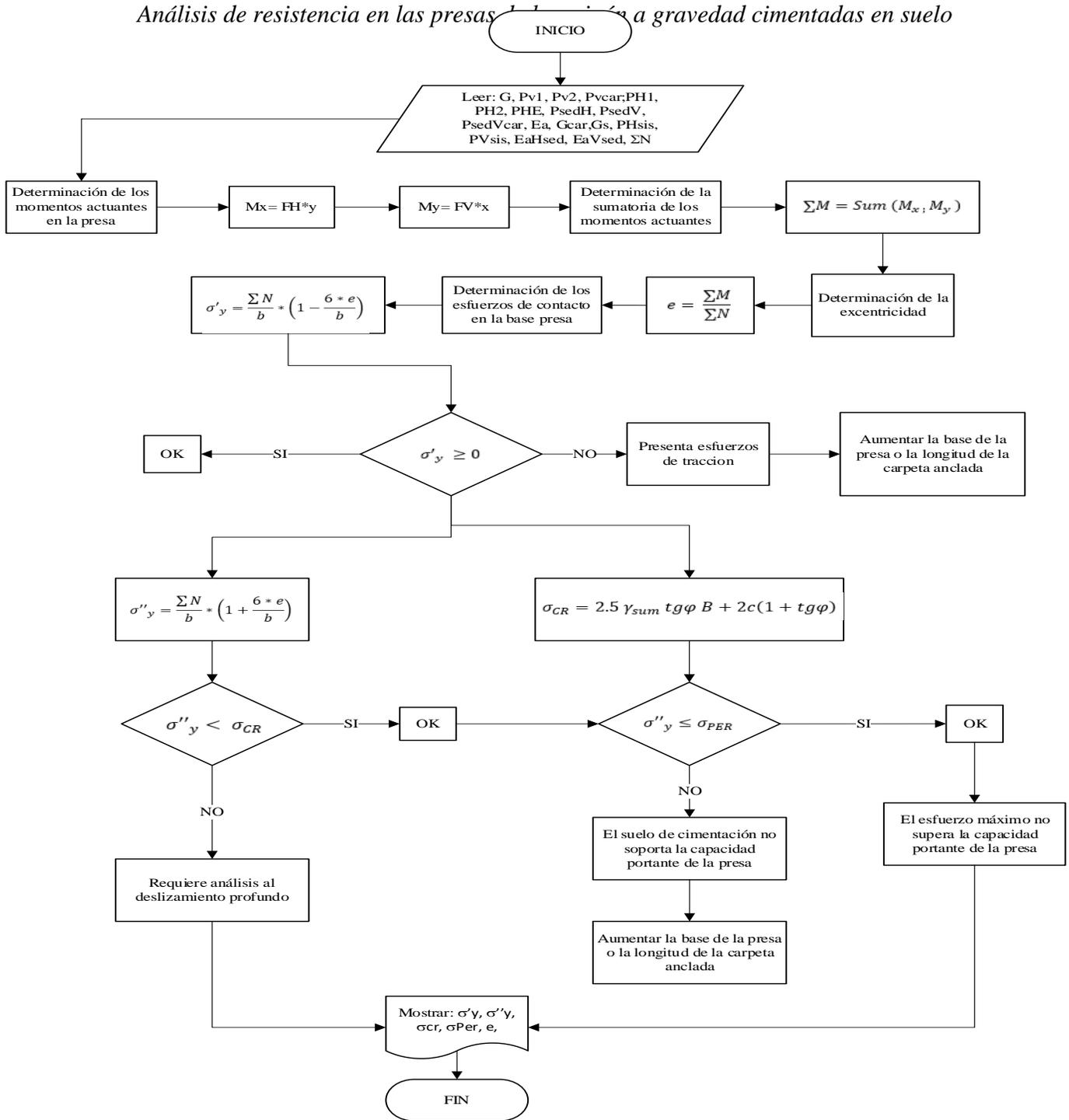




Elaborado por: Los autores

Figura 34

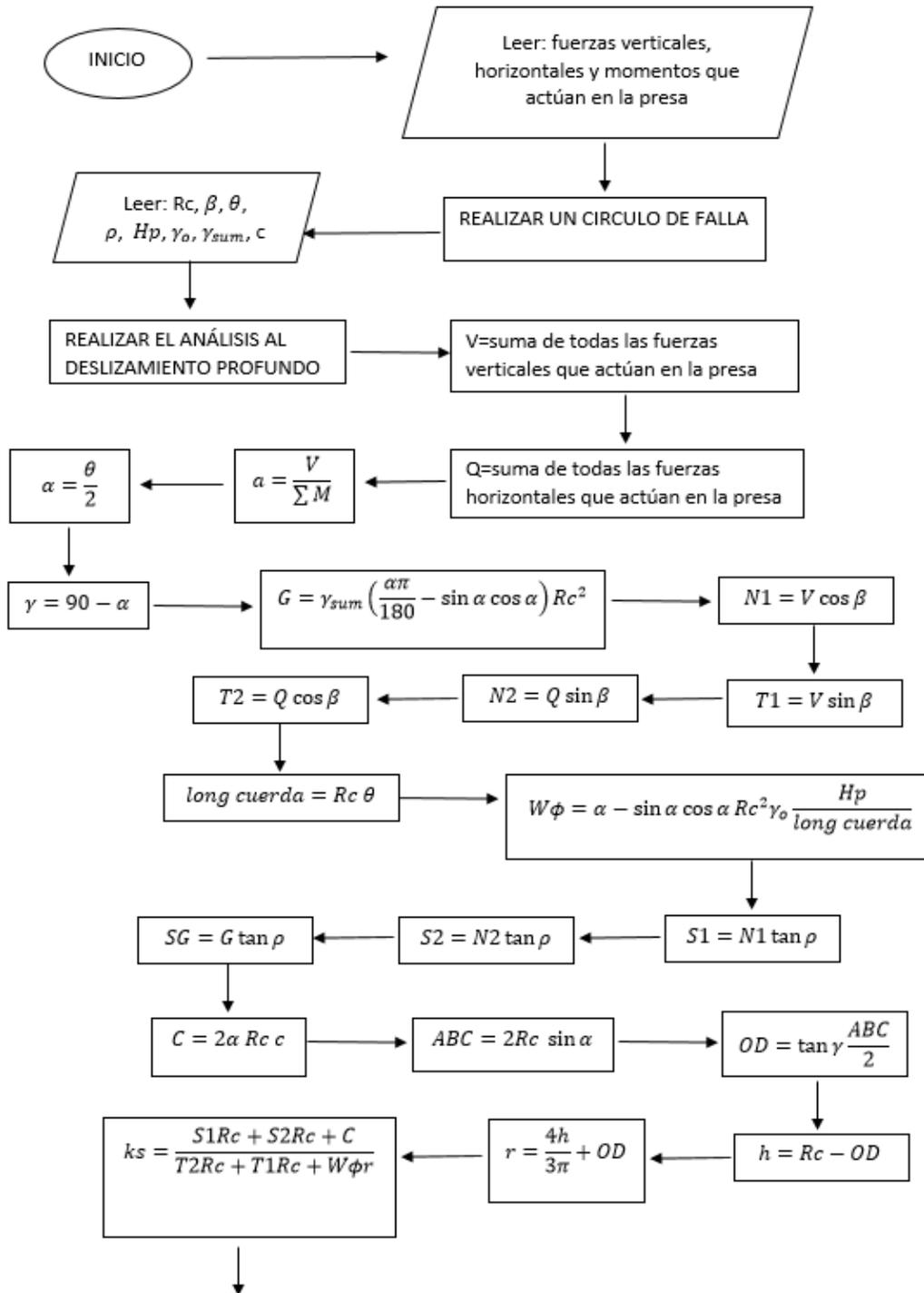
Análisis de resistencia en las presas cimentadas a gravedad cimentadas en suelo

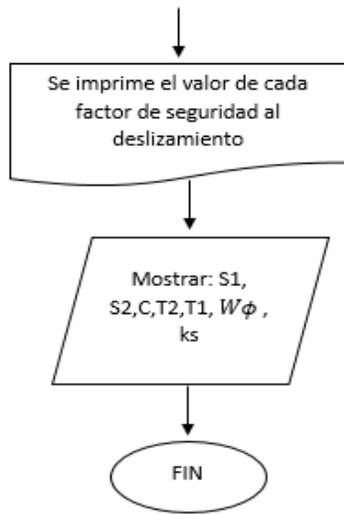


Elaborado por: Los autores

Figura 35

Análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en presas de hormigón a gravedad cimentadas en suelo





Elaborado por: Los autores

6.2. Procedimiento del Análisis de Estabilidad al Deslizamiento en Presas de Hormigón a Gravedad Cimentadas en Suelo

A continuación, se procede a realizar un ejemplo de cálculo del análisis al deslizamiento plano para una presa de altura de 10m. El cual lo realizamos mediante las ecuaciones formuladas en los capítulos anteriores. A partir de dicho análisis lograremos saber si las presas requieren de un análisis al deslizamiento profundo, y de ser así, realizarlo.

6.2.1. Presa de Hormigón a Gravedad con Vertido Incorporado Cimentado en Suelo para Combinación Básica (CB1) en función al Esquema 3

La combinación básica CB1 presenta el análisis de los siguientes temas:

- Análisis de estabilidad al deslizamiento plano
- Verificación de resistencias
- Análisis de estabilidad al deslizamiento profundo

Para realizar el ejemplo de cálculo se adoptó los siguientes datos:

Tabla 6

Datos iniciales para realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento plano de la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación básica CB1

Datos	Abreviatura	Valor	Unidad
Altura de la presa	Hp	10	m
Caudal unitario	q	20	m ³ /s
Factor de seguridad al deslizamiento para combinación básica	F.S.D	1.3	
Factor de seguridad al deslizamiento para combinación especial	F.S.D	1.1	
Profundidad aguas abajo	ho	0	m
Coefficiente de descarga	m	0.48	
Coefficiente de contracción lateral	e	0.97	
Coefficiente de sumersión	s	1	
Factor	f	0.95	
Gravedad	g	9.81	m/s ²

Peso específico del agua	go	10	KN/m3
Peso específico del hormigón	γh	24	KN/m3
Esfuerzo permisible del suelo de cimentación	σperm	350	kPa
Coefficiente sísmico	ks	0.15	
Coefficiente de filtración de la carpeta anclada	Kcar	6.00E-11	cm/s

Elaborado por: Los autores

Tabla 7

Indicadores de corte del sedimento

Datos	Abreviatura	Valor	Unidad
Peso específico seco del sedimento	γd	17	KN/m3
Porosidad del sedimento	ns	0.3	

Elaborado por: Los autores

Tabla 8

Indicadores de corte del suelo de cimentación

Datos	Abreviatura	Valor	Unidad
Coefficiente de fricción interna del suelo de cimentación	f	0.2	
Ángulo de fricción interna del suelo de cimentación	j	11.31	
Velocidad máxima permisible	Vmaxperm	3.25	m/s
Cohesión	c	25	kPa
Peso específico del suelo de cimentación	γd	14	KN/m3
Porosidad del suelo de cimentación	nc	0.4	
Coefficiente de filtración del suelo de cimentación	Kcim	9.00E-07	cm/s
Gradiente permisible del suelo de cimentación	Jper	10	
Peso específico sumergido del suelo de cimentación	γ sum-cim	8	KN/m3

Elaborado por: Los autores

1. Determinación de la profundidad aguas abajo (ho) y la carga de diseño y velocidad de acercamiento

a) Determinación de la profundidad aguas abajo (ho)

$$h_o = \frac{q}{V_{maxperm}}$$

$$h_o = \frac{20 \text{ m}^3/\text{s}}{3,25 \text{ m}/\text{s}}$$

$$h_o = 6,15\text{m}$$

b) Determinación de la carga total de la presa vertedero

$$Q_{DIS} = m\varepsilon\sigma B\sqrt{2g}H_o^{3/2}$$

$$q = m\varepsilon\sigma\sqrt{2g}H_o^{3/2}$$

Se asume que $m = 0,48$, $\varepsilon = 0,97$, debido a que dichos valores son previstos para presas sin compuertas y $\sigma = 1$, debido a que no está prevista de sumersión.

$$20 \text{ m}^3/\text{s} = 0,48 * 0,97 * 1 * \sqrt{2 * 9,81} * H_o^{3/2}$$

$$H_o = 4,55\text{m}$$

c) Cálculo de la velocidad de acercamiento

$$V_o = \frac{q}{(H_p + H_o)}$$

$$V_o = \frac{20 \text{ m}^3/\text{s}}{(10 + 4,55)}$$

$$V_o = 1,37\text{m}$$

d) Determinación de la carga geométrica de la presa vertedero

$$H_o = H + \frac{V_o^2}{2g}$$

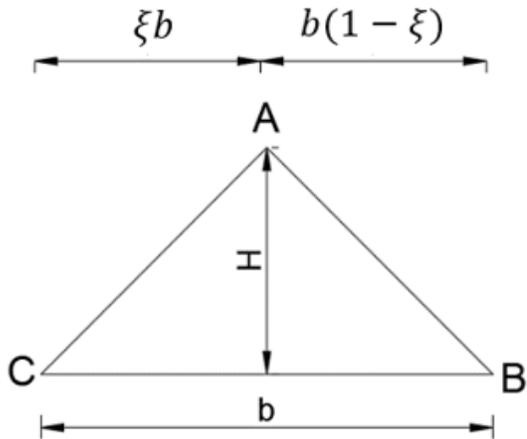
$$4,55 = H + \frac{1,37^2}{2 * 9,81 \text{ m}/\text{s}}$$

$$H = 4,45\text{m}$$

2. Determinación del perfil teórico triangular

Figura 36

Perfil teórico triangular de la presa de hormigón a gravedad cimentada en suelo



Elaborado por: Los autores

a) Determinación de la variable A

$$A = \left(\frac{FSD_{per}}{f} \right)^2$$

$$A = \left(\frac{1,3}{0,2} \right)^2$$

$$A = 42,25$$

b) Determinación del parámetro ξ

$$\xi = \frac{\sqrt{A(2A - 1,5)} - (2 - 0,15A)}{A + 1}$$

$$\xi = \frac{\sqrt{42,25(2(42,25) - 1,5)} - (2 - 0,15(42,25))}{42,25 + 1}$$

$$\xi = 1,47$$

Debido a que es inaceptable que el parámetro ξ sea mayor a 1 se adopta $\xi = 1$

c) Determinación del ancho de la base del perfil teórico triangular

$$b = \frac{1}{2 + \xi} H p \frac{FSD_{per}}{f}$$

$$b = \frac{1}{2 + 1} 10 \frac{1,3}{0,2}$$

$$b = 21,67m$$

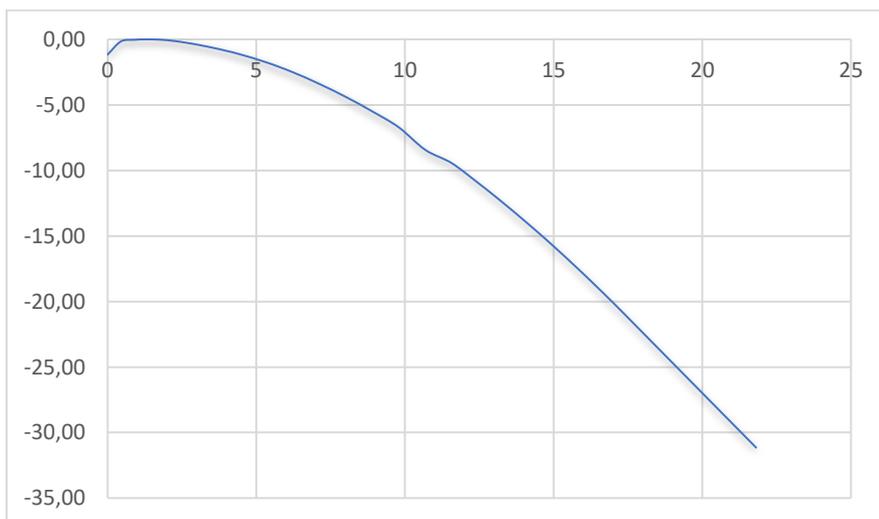
$$b_{adop} = 21,67m$$

3. Determinación del perfil hidráulico preliminar

Mediante las coordenadas Creager-Offizyerov se obtiene las coordenadas reales las cuales fueron obtenidas por el producto entre dichas coordenadas Creager-Offizyerov y la carga de agua H para la determinación del perfil hidráulico preliminar, a continuación, se presenta el grafico de las coordenadas reales.

Figura 37

Perfil hidráulico construido mediante las coordenadas Creager-Offizyerov para una presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado



Elaborado por: Los autores

a) Determinación del radio de enlace

$$R = (0,50 - 1)(H + Z)$$

Debido a que mientras mayor sea el radio hidráulico, mayor es la base de la presa y por lo tanto mayor es la estabilidad al deslizamiento plano. Para realizar dicho análisis se lo realizó para el escenario más crítico, siendo este cuando el radio de enlace es el menor, por lo tanto, se lo ha determinado mediante la siguiente expresión.

$$R = 0,50(H + Z)$$

$$R = 0,50(4,45m + 10m)$$

$$R = 7,23m$$

4. Análisis hidráulico y condiciones de disipación

Es necesario realizar una verificación de la necesidad de obras de disipación para lo cual se realiza el siguiente procedimiento.

a) Cálculo de la energía específica

$$E = H_p + H$$

$$E = 10m + 4,55m$$

$$E = 14,45m$$

$$E_o = E + \frac{V_o^2}{2g}$$

$$E_o = 14,45m + \frac{(1,37 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \text{ m/s}}$$

$$E_o = 14,55m$$

b) Determinación de la profundidad contraída

$$Eo = hc + \frac{q^2}{2g \phi^2 hc^2}$$

Se asume un valor de $\phi = 0,95$ debido a que dicho valor es utilizado para presas pequeñas.

$$14,55m = hc + \frac{(20 \text{ m}^3/\text{s})^2}{2 * 9,81 \text{ m}/\text{s} * 0,95^2 hc^2}$$

$$hc = 1,306m$$

c) Determinación de la profundidad crítica

$$hcr = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$hcr = \sqrt[3]{\frac{(20 \text{ m}^3/\text{s})^2}{9,81 \text{ m}/\text{s}}}$$

$$hcr = 3,44m$$

d) Determinación de las profundidades conjugadas

Se asume que la primera conjugada es igual a la profundidad crítica ($h' = hc$)

$$h' = 1,306m$$

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{hcr}{h'} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h'' = \frac{1,306m}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{3,44m}{1,306m} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h'' = 7,28m$$

$$h'' > h_o$$

Ya que $7,28m > 6,15m$ quiere decir que el resalto es desplazado por lo que se requiere realizar un pozo de disipación.

e) Determinación del pozo de disipación

Para iniciar debe asumirse un valor de profundidad del pozo en este caso asumimos $t = 1,85m$

f) Determinación de la energía específica con pozo de disipación

$$E_{ot} = E_o + t$$

$$E_{ot} = 14,55m + 1,85m$$

$$E_{ot} = 16,40m$$

g) Determinación de la profundidad crítica con pozo de disipación

$$E_{ot} = hc + \frac{q^2}{2g \phi^2 hc^2}$$

$$16,40m = hc + \frac{(20 \text{ m}^3/\text{s})^2}{2 * 9,81 \text{ m/s} * 0,95^2 hc^2}$$

$$hc = 1,22m$$

h) Determinación de las profundidades conjugadas con pozo de disipación

$$h'' = \frac{h'}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{hcr}{h'} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h'' = \frac{1,22m}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{3,44m}{1,22m} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h'' = 7,59m$$

i) Determinación de la profundidad de agua aguas abajo, con pozo de disipación

$$h_{ot} = h_o + t$$

$$h_{ot} = 6,15m + 1,85m$$

$$h_{ot} = 8m$$

$$h'' < h_{ot}$$

Ya que $7,59m > 8m$ quiere decir que el resalto es desplazado por lo que se requiere realizar un pozo de disipación.

j) Determinación del porcentaje de sumersión aguas abajo con el pozo de disipación

$$\%sum = \frac{h_o - h''}{h''} * 100$$

$$\%sum = \frac{6,15m - 8,39m}{8,39m} * 100$$

$$\%sum = 5,46\%$$

Para que se considere que el resalto hidráulico es sumergido el porcentaje de sumersión debe estar entre 5 y 10 porciento. Tomando en cuenta lo anteriormente expuesto el resalto hidráulico es sumergido por lo cual la profundidad del pozo es la correcta.

k) Determinación de la longitud de resalto

$$Lr = 2,5(1,9h'' - h')$$

$$Lr = 2,5(1,9(7,59m) - 1,22m)$$

$$Lr = 33m$$

$$Lr = 5(h'' - h')$$

$$Lr = 5(7,59m - 1,22m)$$

$$Lr = 31,85m$$

$$Lr = 4,5h''$$

$$Lr = 4,5(7,59m)$$

$$Lr = 34,15m$$

De las tres expresiones antes expuestas se toma el máximo valor, mediante el cual se determinó la longitud de la losa de disipación aguas abajo, esto quiere decir que la longitud de la losa de disipación es 34,15m.

l) Determinación de la velocidad de la sección contraída

$$Vc = \frac{q}{hc}$$

$$Vc = \frac{20 \text{ m}^3/\text{s}}{1,22m}$$

$$Vc = 16,40 \text{ m/s}$$

m) Determinación el espesor de la losa de disipación

$$\delta = 0,15 Vc hc^{0,5}$$

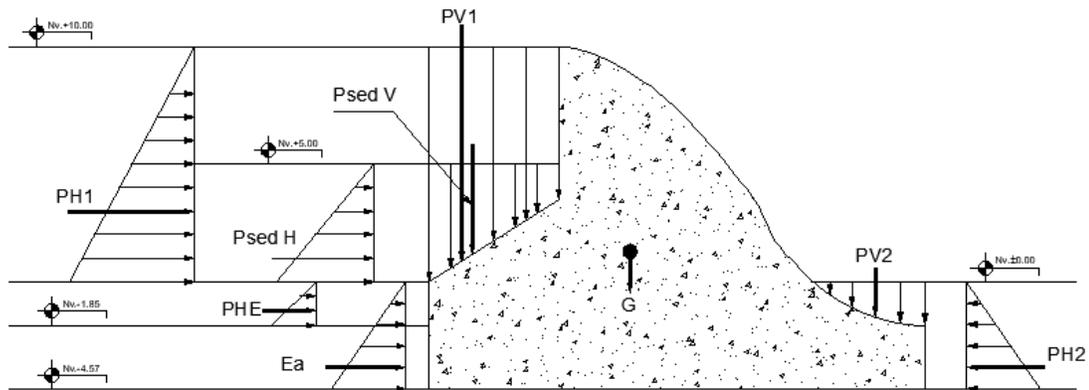
$$\delta = 0,15 * 16,40 * 1,22^{0,5}$$

$$\delta = 2,72m$$

5. Verificación de la estabilidad al deslizamiento plano

Figura 38

Fuerzas actuantes en la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación básica (CBI)



Elaborado por: Los autores

a) Determinación de la fuerza de gravedad

$$G = Area * \gamma_H$$

Para determinar el área de la presa, para los cálculos siguiente se utilizó el software AutoCAD. Siendo dicha área $Area = 142,22m^2$

$$G = 3182,16 \text{ KN}$$

b) Determinación de la presión hidrostática vertical aguas arriba

$$PV1 = \frac{b * Hp}{2} \gamma_0$$

$$PV1 = 454,72 \text{ KN}$$

c) Determinación de la presión hidrostática vertical aguas abajo

$$PV2 = Area * \gamma_0$$

Para determinar el área de la profundidad del pozo, se utilizó el software AutoCAD.

$$Area = 6,13m^2$$

$$PV2 = 61,30 \text{ KN}$$

d) Determinación de la presión hidrostática horizontal aguas arriba

$$PH_1 = \gamma_o \frac{Hp^2}{2}$$

$$PH_1 = 500 \text{ KN}$$

e) Determinación de la presión hidrostática horizontal aguas abajo

$$PH_2 = \gamma_o \frac{t^2}{2}$$

$$PH_2 = 17,11 \text{ KN}$$

f) Determinación de la presión de empuje de suelo saturado

$$\xi = \left[\frac{\cos\left(\frac{\alpha + \varphi}{2}\right)}{\cos\left(\frac{\alpha - \varphi}{2}\right)} \right]^2$$

$$\xi = 0,67$$

$$P_{HE} = \frac{1}{2} \gamma_s t^2 \xi$$

$$P_{HE} = 9,22 \text{ KN}$$

g) Determinación de la fuerza de empuje de sedimentos horizontal

La profundidad del sedimento se la asumió, siendo una variable que depende de la altura de la presa. De esta manera cuando la altura de la presa se encuentra entre 8m y 20m se determina mediante el 50% de la misma, y si se encuentra entre 20 y 30 se toma el 40% de la altura de la presa.

$$P_{sed H} = \frac{1}{2} \gamma_s h s^2 \xi$$

$$P_{sed H} = 84,16 \text{ KN}$$

h) Determinación de la fuerza de empuje de sedimentos vertical

$$P_{sed V} = \frac{1}{2} \gamma_s h s b \xi$$

$$P_{sed V} = 83,35 \text{ KN}$$

i) Determinación del empuje activo del suelo de cimentación

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s e^2 \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)^2$$

$$E_a = 29,57 \text{ KN}$$

j) Determinación del factor de seguridad al deslizamiento plano

$$FSD = \frac{f * \sum N + C * b}{\sum T}$$

$$FSD = 2,68$$

$$FSD \geq FSD_{PERM}$$

2,68 \geq 1,3; Sí cumple

6. Verificación de resistencia

Tabla 9

Análisis de estabilidad y verificación de resistencia de una presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación básica (CBI)

Fuerza	Verticales (KN)	Horizontales (KN)	Brazo (m)	Momento (KN.m)
G	3182.16		-0.48	-1511.53
PV1 trian1	0.97		5.05	4.90
PV1 trian 2	96.25		8.72	839.46
PV1 rec	357.50		7.81	2790.29
PV2	61.30		-8.71	-533.62
PH1		500.00	-7.90	-3949.81
PH2		-17.11	-3.33	57.04
Psed H		84.16	-6.23	-524.59
Psed V trian1	0.03		5.05	0.18
Psed V trian2	27.77		8.72	242.24
Psed V rec	55.55		7.81	433.55

PHE		9.22	-3.33	-30.72
Ea		29.57	-1.52	-45.00
G lon aum	231.00		7.55	1744.29
Σ	4012.54			-483.33

Elaborado por: Los autores

a) Determinación de la excentricidad

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma N}$$

$$e = 0,12$$

b) Determinación del esfuerzo crítico

$$\sigma_{cr} = 2,5\gamma_s B \tan \varphi + 2c(1 + \tan \varphi)$$

$$\sigma_{cr} = 144,44 \text{ Kpa}$$

c) Determinación del esfuerzo mínimo en la superficie de cimentación de la presa

$$\sigma'_y = \frac{N}{b} * \left(1 + \frac{6 * e}{b}\right)$$

$$\sigma'_y = 183,57 \text{ Kpa}$$

$\sigma'_y \geq 0$; $149,8 \text{ Kpa} > 0 \text{ Kpa}$; SI CUMPLE \therefore NO EXISTE ESFUERZOS DE TRACCIÓN

d) Determinación del esfuerzo máximo en la superficie de cimentación de la presa

$$\sigma''_y = \frac{N}{b} * \left(1 - \frac{6 * e}{b}\right)$$

$$\sigma''_y = 196,59 \text{ Kpa}$$

7. Análisis al deslizamiento profundo

Tabla 10

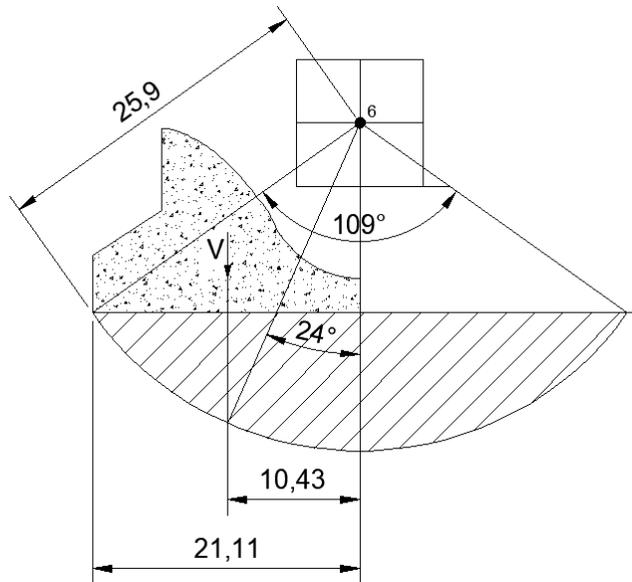
Fuerzas actuantes para realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación básica (CBI)

Fuerza	Verticales (KN)	Horizontales (KN)	Brazo (m)	Momento (KN.m)
G	3182.16		10.08	32076.17
PV1 trian1	0.97		15.60	15.16
PV1 trian 2	96.25		19.28	1855.38
PV1 rec	357.50		18.36	6563.70
PV2	61.30		1.85	113.41
PH1		500.00	-7.90	-3949.81
PH2		-17.11	-3.33	57.04
Psed H		84.16	-6.23	-524.59
Psed V trian1	0.03		15.61	0.54
Psed V trian2	27.77		19.28	535.39
Psed V rec	55.55		18.36	1019.87
PHE		9.22	-3.33	-30.72
Ea		29.57	-1.52	-45.00
G lon aum	231		18.11	4182.49
Σ	4012.53	605.83		41869.02

Elaborado por: Los autores

Figura 39

Esquema para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación básica (CB1) en función al esquema 3



Elaborado por: Los autores

a) Determinación del brazo "a" respecto al punto B

Para determinar el punto a, se considera la relación entre el sumatorio de momentos y el sumatorio de las fuerzas verticales, es decir la fuerza resultante vertical. El signo positivo indica que la distancia es medida desde el pie del paramento aguas abajo hacia la izquierda (hacia aguas arriba), caso contrario la distancia del punto a se mide desde el pie del paramento aguas abajo hacia la derecha (hacia aguas abajo).

$$V = 3146,15 \text{ KN}$$

$$a = \frac{\sum M}{V}$$

$$a = 10,43 \text{ m}$$

Tabla 11

Datos generados a través del software AutoCAD para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para combinación básica (CB1)

Dato	Valor	Unidad
Rc	25.90	m
α	54.50	°
b	24	°
q	109	°
g	35.5	°

Elaborado por: Los autores

b) Determinación del peso del segmento del suelo sumergido en agua

$$G = \gamma_{sum} \left(\frac{\alpha^\circ \pi}{180^\circ} - \sin \alpha \cos \alpha \right) R_c^2$$

$$G = 2567.57 \text{ KN}$$

c) Descomposición normal de la fuerza resultante vertical

$$N_1 = V \cos \beta$$

$$N_1 = 3665.64 \text{ KN}$$

d) Descomposición tangencia de la fuerza resultante vertical

$$T_1 = V \sin \beta$$

$$T_1 = 1632.05 \text{ KN}$$

e) Descomposición normal de la fuerza resultante horizontal

$$N_2 = Q \sin \alpha$$

$$N_2 = 493.22 \text{ KN}$$

f) Descomposición tangencial de la fuerza resultante horizontal

$$T_2 = Q \cos \alpha$$

$$T_2 = 351.81 \text{ KN}$$

g) Determinación de la fuerza de filtración

$$W_{\phi} = \left(\frac{\alpha^{\circ}\pi}{180^{\circ}} - \sin\alpha\cos\alpha \right) R_c^2 \gamma_o \frac{Z}{l_c}$$

$$l_c = R_c * \frac{\theta\pi}{180}$$

$$l_c = 49.27m$$

$$W_{\phi} = 651.37 KN$$

h) Determinación de las fuerzas de fricción normales a las fuerzas N1, N2, G

$$S_1 = N_1 tg\varphi = V\cos\beta tg\varphi$$

$$S_1 = 733.13 KN$$

$$S_2 = N_2 tg\varphi = Q\sin\alpha tg\varphi$$

$$S_2 = 98.64 KN$$

$$S_G = G tg\varphi$$

$$S_G = 513.51 KN$$

i) Determinación de la fuerza de fricción en la longitud AB

$$C = 2\alpha R_c c$$

$$C = 1231.81 KN$$

j) Determinación del brazo de la fuerza de filtración

Para determinar el brazo r, que es el brazo la fuerza de filtración, se lo determinó mediante la geometría básica para un semi círculo. Dando en el presente ejemplo de cálculo $r = 17,84 m$.

k) Determinación del factor de seguridad al deslizamiento profundo

$$k_s = \frac{(V\cos\beta + Q\sin\alpha + G)tg\varphi + 2\alpha R_c c}{Q\cos\alpha + V\sin\beta + \frac{W_{\phi}r}{R_c}}$$

$$k_s = 1.040$$

El proceso del deslizamiento profundo se lo realiza en diferentes puntos, hasta determinar el menor factor de seguridad al deslizamiento profundo.

6.2.2. Presa de Hormigón a Gravedad con Vertido Incorporado Cimentado en Suelo para Combinación Especial (CE1) en función al Esquema 1

La combinación especial (CE1) presenta el análisis de los siguientes temas:

- Contorno subterráneo
- Análisis de estabilidad al deslizamiento plano
- Verificación de resistencias
- Análisis de estabilidad al deslizamiento profundo

Tabla 12

Datos iniciales para el análisis de estabilidad al deslizamiento de una presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación especial (CE1)

Datos	Abreviatura	Valor	Unidad
Altura de la presa	HP	10	m
Base de la presa	b presa	26.67	m
Área de la presa	A presa	238.45	m ²
Caudal unitario	q	20	m ³ /s
Coefficiente de fricción interna	f	0.2	
Factor de seguridad permisible	FSDper	1.1	

Elaborado por: Los autores

1. Análisis hidráulico del flujo de filtración bajo el contorno subterráneo de una presa de hormigón a gravedad cimentada en suelo

Tabla 13

Datos iniciales para el análisis del contorno subterráneo a través del método de los coeficientes de resistencia

Datos	Valor	Unidad
d	2.72	m
So	7.57	m
b presa	26.67	m
lo	26.67	m
t	1.85	m
Treal	∞	m
Prof. dentellón	4.57	m
Tablestaca - carpeta	0	
Tablestaca - presa inicio	3	m

Elaborado por: Los autores

Para el contorno subterráneo se adopta una proyección horizontal (lo) de 26.67m y una proyección vertical (So) de 7.57m, el espesor real de la capa permeable se asume infinito debido a la ausencia de información para el presente proyecto.

a) Determinación del espesor de cálculo de la capa permeable del suelo de cimentación

Se requiere previamente determinar el espesor de la capa activa para pérdidas de carga y subpresión.

$$\frac{l_0}{S_0} = 3.52$$

Cuando $3.4 \leq \frac{l_0}{S_0} < 5$

$$T_{ACT} = 2,5S_0$$

$$T_{ACT} = 2.5(7.57)$$

$$T_{ACT} = 18.92m$$

Cuando $T_R > T_{ACT}$

$$T_{CAL} = T_{ACT}$$

$$T_R > T_{ACT}$$

$$\infty > 18.92 \therefore T_{CAL} = 18.92m$$

b) Determinación de los coeficientes de resistencia y de las pérdidas de carga a lo largo del flujo de filtración bajo el contorno subterráneo

A continuación, se realiza el análisis hidráulico del flujo de filtración bajo el contorno subterráneo a través del método de coeficientes de resistencia.

Tabla 14

Coefficientes de resistencia a lo largo del flujo de filtración bajo el contorno subterráneo

Condición	Coefficiente de resistencia
Entrada	$\zeta_{ent} = 0.44$
Escalón presa	$\zeta_{esc} = \frac{a}{T_1}$ $\zeta_{esc} = 0.3295$
Tablestaca inicio presa	$\zeta_t = 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{0,5 \frac{S}{T_2}}{1 - 0,75 \frac{S}{T_2}}$ $\zeta_t = 0.6973$
Longitudinal presa	$\zeta_{lon} = \frac{l - 0,5(s_i + S_d)}{T}$ $\zeta_{lon} = 1.5186$
Escalón 3	$\zeta_{esc} = \frac{a}{T_1}$ $\zeta_{esc} = 0.0413$
Salida	$\zeta_{sal} = 0.44$
Σ	3.3584

Elaborado por: Los autores

Una vez determinado los coeficientes de resistencia se procede a determinar las pérdidas de carga, las cuales se calcula a través de la siguiente formula.

$$h_i = \zeta_i \frac{Z}{\sum \zeta_i}$$

Tabla 15

Pérdidas de carga a lo largo del flujo de filtración bajo el contorno subterráneo

Condición	Perdida de carga h_j (m)
Entrada	1.349
Escalón presa	0.740
Tablestaca inicio presa	1.342
Longitudinal presa	5.379
Escalón 3	0.083
Salida	1.349

Elaborado por: Los autores

2. Construcción del diagrama de subpresión

Para la construcción del diagrama de subpresión se tiene dos componentes: subpresión de sumersión, dada por la superficie del diagrama de subpresión ubicado bajo el nivel de agua aguas abajo, y, subpresión excedente, dada por la superficie del diagrama de subpresión ubicado sobre el nivel de agua aguas abajo.

a) Subpresión bajo la presa

Los resultados finales son los siguientes:

Abscisa "0" = 3.19m

Abscisa "fin" = 8.57m

Subpresión de sumersión = 1212.83 KN

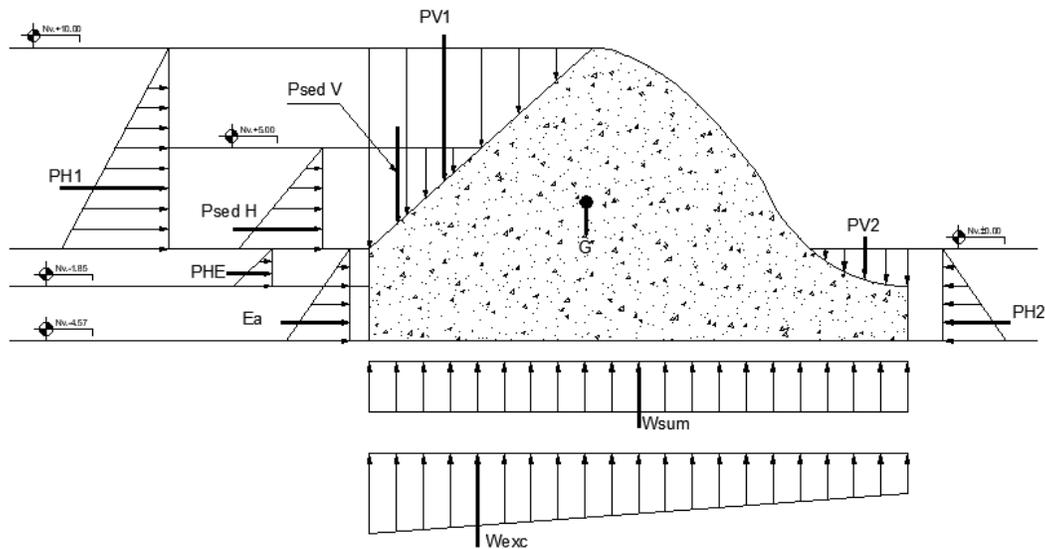
Subpresión excedente = 1099.36 KN

Subpresión total = 2317.19 KN

3. Análisis de estabilidad al deslizamiento plano y verificación de resistencia

Figura 40

Fuerzas actuantes en la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación especial (CE1)



Elaborado por: Los autores

Tabla 16

Análisis de estabilidad y verificación de resistencia de una presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación especial (CE1)

Fuerza	Verticales (KN)	Horizontales (KN)	Brazo (m)	Momento (KN.m)
G	5722.80		1.23	7010.43
Pv1	555.13		9.63	5348.22
PV2	61.30		-11.49	-704.03
PH1		500.00	-7.90	-3949.81
PH2		-17.11	-3.33	57.04
Psed H		107.36	-6.23	-669.16
Psed V	119.20		11.48	1368.91
PHE		11.76	-3.33	-39.19
Ea		56.05	-1.52	-85.32
Wexc tria	-717.31		4.45	-3188.45

Σ	4141.24	5148.64
Elaborado por: Los autores		

a) Determinación del factor de seguridad al deslizamiento plano

$$FSD = \frac{f * \Sigma N + C * b}{\Sigma T} = 2.27$$

$$FSD \geq FSD_{per} \therefore SI CUMPLE$$

b) Determinación de la excentricidad

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma N} = 1.24m$$

c) Determinación del esfuerzo crítico

$$\sigma_{CR} = 2.5 \gamma_{sum} tg\phi B + 2c(1 + tg\phi)$$

$$\sigma_{CR} = 166.68 KPa$$

d) Determinación del esfuerzo vertical mínimo

$$\sigma'_y = \frac{\Sigma N}{b} * \left(1 - \frac{6 * e}{b}\right)$$

$$\sigma'_y = 111.85 KPa$$

$\sigma'_y \geq 0$; $89.80 > 0$; *SI CUMPLE* \therefore *NO EXISTE ESFUERZOS DE TRACCIÓN*

e) Determinación del esfuerzo vertical máximo

$$\sigma''_y = \frac{\Sigma N}{b} * \left(1 + \frac{6 * e}{b}\right)$$

$$\sigma''_y = 198.71 KPa$$

$\sigma''_y < \sigma_{CR}$; $198.71 < 166.68$; *NO CUMPLE*

\therefore *REQUIERE ANÁLISIS AL DESLIZAMIENTO PROFUNDO*

$$\sigma''_y \leq \sigma_{PER}; 198.71 < 350 ; SI CUMPLE \therefore$$

EL ESFUERZO MÁXIMO SOPORTA LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE CIMENTACIÓN

4. Análisis al deslizamiento profundo

a) Fuerzas actuantes sobre la presa vertedero para realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo

Para el análisis al deslizamiento profundo, se considera las mismas fuerzas que actúan para el análisis de estabilidad al deslizamiento plano, con una excepción, los momentos actuantes se determinan con respecto al punto B, es decir al eje vertical del pie del paramento aguas abajo.

Tabla 17

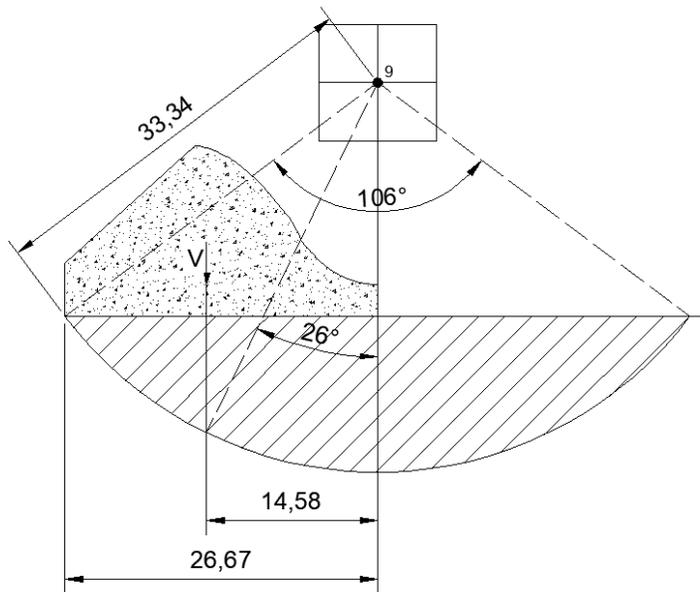
Fuerzas actuantes para realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación especial (CEI)

Fuerza	Verticales (KN)	Horizontales (KN)	Brazo (m)	Momento (KN.m)
G	5722.80		14.56	83323.97
Pv1	555.13		22.97	12750.92
PV2	61.30		1.85	113.41
PH1		500.00	-7.90	-3949.81
PH2		-17.11	-3.33	57.04
Psed H		107.36	-6.23	-669.16
Psed V	119.20		24.82	2958.38
PHE		11.76	-3.33	-39.19
Ea		56.05	-1.52	-85.32
Wsum	-1217.83		13.34	-16239.77
Wexc rec	-382.05		13.34	-5094.61
Wexc tria	-717.31		17.78	-12753.79
Σ	4141.24	658.06		60372.07

Elaborado por: Los autores

Figura 41

Esquema para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación especial (CE1)



Elaborado por: Los autores

b) Determinación de la distancia “a” desde la posición de la fuerza vertical resultante al pie del paramento aguas abajo

$$a = \frac{\sum M}{\sum V}$$

$$a = 14.58m$$

Los datos que se presentan en el esquema del análisis al deslizamiento profundo fueron determinados con la ayuda del software AutoCAD.

Tabla 18

Datos generados a través del software AutoCAD para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para combinación especial (CE1)

Dato	Valor	Unidad
Rc	33.34	m
α	52.75	°
β	26	°
θ	106	°
γ	37.25	°

Elaborado por: Los autores

c) Fuerzas actuantes adicionales para el análisis de estabilidad al deslizamiento

Tabla 19

Fuerzas actuantes para el esquema de análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para combinación especial (CE1)

Fuerza	Valor	Unidad
G	3902.41	KN
N1	3722.12	KN
T1	1815.40	KN
N2	523.81	KN
T2	398.32	KN
WØ	794.60	KN
S1	744.42	KN
S2	104.76	KN
SG	780.48	KN
C	1534.74	KN

Elaborado por: Los autores

d) Determinación del factor de seguridad del análisis de estabilidad al deslizamiento profundo

$$k_s = \frac{(V \cos \beta + Q \sin \alpha + G) \operatorname{tg} \varphi + 2 \alpha R_c c}{Q \cos \alpha + V \sin \beta + \frac{W \phi r}{R_c}}$$

$$k_s = 1.12$$

6.2.3. Presa de Hormigón a Gravedad con Vertido Incorporado Cimentado en Suelo para Combinación Especial (CE2) en función al Esquema 2

La combinación especial (CE2) presenta el análisis de los siguientes temas:

- Carpeta anclada
- Presencia de fuerzas sísmicas
- Análisis de estabilidad al deslizamiento plano
- Verificación de resistencias
- Análisis de estabilidad al deslizamiento profundo

Tabla 20

Datos iniciales para realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento plano de la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación especial (CE2)

Datos	Abreviatura	Valor	Unidad
Altura de la presa	Hp	10	m
Base de la presa	b presa	15.61	m
Área de la presa	A presa	138.59	m ²
Longitud de la carpeta	L car	4.80	m
Espesor de la carpeta	δ car	1.25	m
Caudal unitario	q	20	m ³ /s
Coefficiente de fricción interna	f	0.2	
Factor de seguridad permisible	FSDper	1.1	

Elaborado por: Los autores

1. Determinación de la carpeta anclada al pie del paramento aguas arriba de la presa vertedero

a) Determinación del espesor de la carpeta anclada

El espesor de la carpeta anclada se lo determina como se lo explicó anteriormente en el punto 3.6.6.3 en función de la altura de la presa y de la gradiente de control permisible del suelo de cimentación.

$$\delta_c = \frac{H_p}{J_{per}} * 1.25$$

$$\delta_c = \frac{10}{10} * 1.25 = 1.25m$$

b) Determinación de la longitud de la carpeta anclada

La longitud máxima de la carpeta anclada para que se considere rígida se lo determina con la siguiente ecuación.

$$L_{max-car} = 2 * \delta_c * \sqrt[3]{\frac{E_0}{E_1}}$$

$$L_{max-car} = 11.60m$$

Para el ejemplo de cálculo de combinación especial (E2) se trabaja con una carpeta anclada de 4.80m de longitud, la cual estaría dentro del límite para que una carpeta sea considerada rígida.

El análisis del contorno subterráneo no se realiza en esta combinación especial, debido a que en esta combinación se asume que está operando el drenaje horizontal, es decir, no existe la presencia de subpresión bajo la carpeta y la presa.

2. Determinación de las fuerzas sísmicas que actúan en la presa vertedero

a) Determinación de la fuerza inercial sísmica en el cuerpo de la presa

$$G_s = 1,5 * k_s * G$$

$$G_s = 748.39 \text{ KN}$$

b) Determinación de la fuerza inercial sísmica en el agua del embalse

$$PH_{sis} = 0,5k_s\gamma_o H^2 \sin \alpha^2$$

$$PH_{sis} = 75 \text{ KN}$$

La fuerza inercial vertical sísmica en el agua del embalse en este caso resulta ser nulo, debido a que el esquema o la geometría de la presa que se está analizando, presenta que el paramento de agua aguas arriba es vertical.

$$PV_{sis} = mPH_{sis}$$

$$PV_{sis} = 0 \text{ KN}$$

c) Determinación de la fuerza sísmica en los sedimentos

$$E_{aHsed} = 0,5 q_c h_s$$

$$E_{aHsed} = 89.21 \text{ KN}$$

De la misma manera que en la fuerza inercial vertical sísmica en el agua de embalse, no existe fuerza sísmica vertical en los sedimentos, debido a que el paramento de agua aguas arriba es vertical.

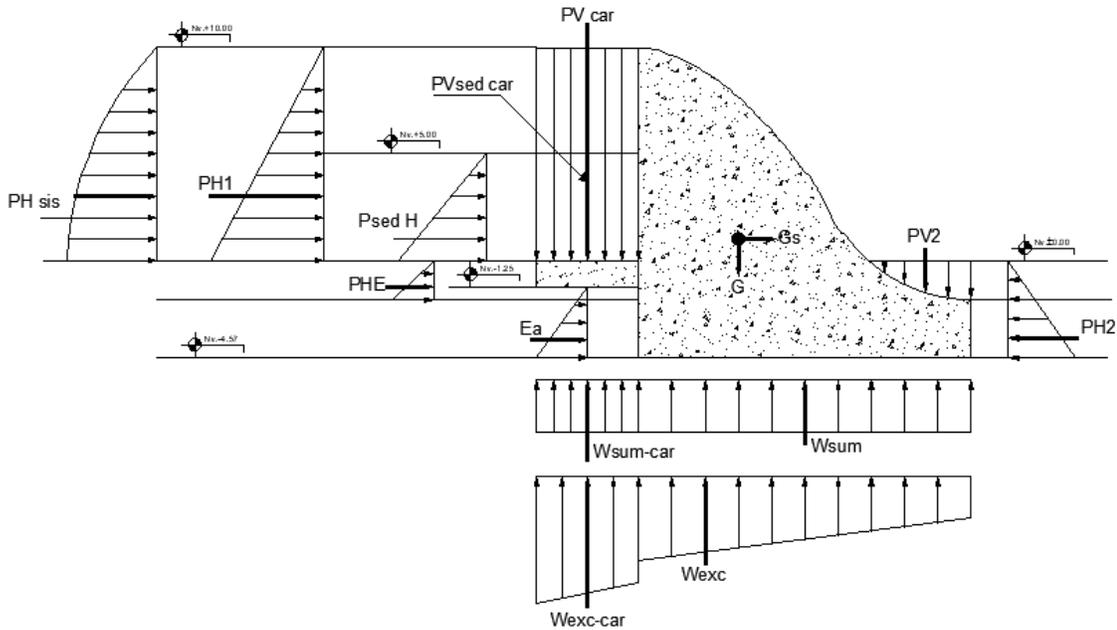
$$E_{aVsed} = m E_{aHsed}$$

$$E_{aVsed} = 0 \text{ KN}$$

3. Análisis de estabilidad al deslizamiento plano y verificación de resistencia.

Figura 42

Fuerzas actuantes en la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación especial (CE2)



Elaborado por: Los autores

Tabla 21

Análisis de estabilidad y verificación de resistencia de una presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación especial (CE2)

Fuerza	Verticales (KN)	Horizontales (KN)	Brazo (m)	Momento (KN.m)
G	3182.16		-0.13	-397.77
Gs		748.39	5.36	4011.35
Pv1	2.30		5.39	12.40
PV2	61.30		-8.36	-512.16
PV car	480.00		7.81	3746.40
PH1		500.00	-7.90	-3949.81
PH2		-17.11	-3.33	57.04
PH sis		75.00	-8.82	-661.21
PV sis	0.35		5.39	1.86
P sed V car	161.60		7.81	1261.25

PHE		9.22	-3.33	-30.72
EaH sed		89.21	-6.23	-556.07
EaV sed	0.41		5.40	2.22
Ea		29.57	-1.52	-45.00
G car	144.00		7.81	1123.92
Σ	4032.11			4063.68

Elaborado por: Los autores

a) Determinación del factor de seguridad al deslizamiento plano

$$FSD = \frac{f * \Sigma N + C * b}{\Sigma T} = 1.11$$

$$FSD \geq FSD_{per} \therefore SI CUMPLE$$

b) Determinación de la excentricidad

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma N} = 1.01m$$

c) Determinación del esfuerzo crítico

$$\sigma_{CR} = 2.5 \gamma_{sum} tg\varphi B + 2c(1 + tg\varphi)$$

$$\sigma_{CR} = 141.64 KPa$$

d) Determinación del esfuerzo vertical mínimo

$$\sigma'_y = \frac{\Sigma N}{b} * \left(1 - \frac{6 * e}{b}\right)$$

$$\sigma'_y = 139.02 KPa$$

$\sigma'_y \geq 0$; $89.80 > 0$; *SI CUMPLE* \therefore *NO EXISTE ESFUERZOS DE TRACCIÓN*

e) Determinación del esfuerzo vertical máximo

$$\sigma''_y = \frac{\Sigma N}{b} * \left(1 + \frac{6 * e}{b}\right)$$

$$\sigma''_y = 256.09 KPa$$

$$\sigma''_y < \sigma_{CR}; 256.09 < 141.64; \text{NO CUMPLE}$$

∴ REQUIERE ANÁLISIS AL DESLIZAMIENTO PROFUNDO

$$\sigma''_y \leq \sigma_{PER}; 256.09 < 350; \text{SI CUMPLE}$$

∴ EL ESFUERZO MÁXIMO SOPORTA LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE CIMENTACIÓN

4. Análisis al deslizamiento profundo

Tabla 22

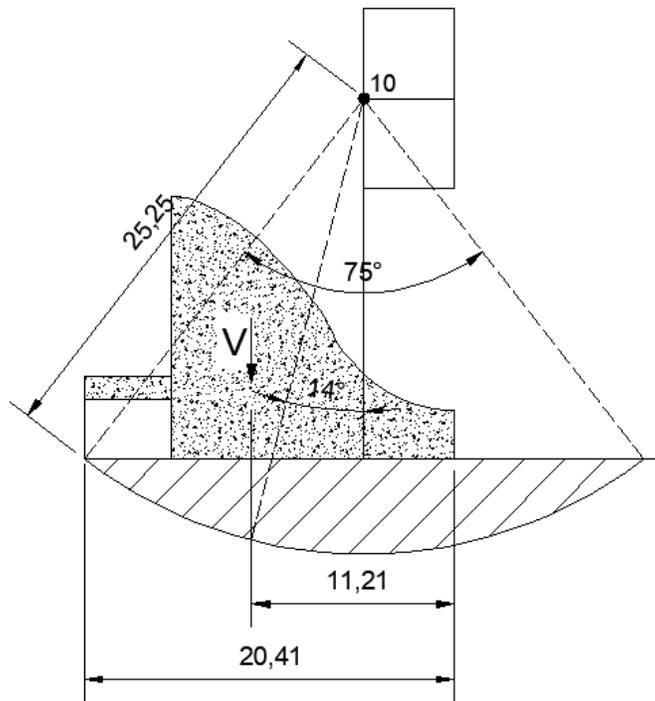
Fuerzas actuantes para realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentado en suelo para combinación especial (CE2)

Fuerza	Verticales (KN)	Horizontales (KN)	Brazo (m)	Momento (KN.m)
G	3182.16		10.08	32076.17
Gs	0.00	748.39	5.36	4011.35
Pv1	2.30		15.59	35.87
PV2	61.30		1.85	113.41
PV car	480.00		18.01	8644.80
PH1	0.00	500.00	-7.90	-3949.81
PH2	0.00	-17.11	-3.33	57.04
PH sis	0.00	75.00	-8.82	-661.21
PV sis	0.35		15.59	5.38
Psed V car	161.60		18.01	2910.33
PHE	0.00	9.22	-3.33	-30.72
EaH sed	0.00	89.21	-6.23	-556.07
EaV sed	0.41		15.60	6.40
Ea	0.00	29.57	-1.52	-45.00
G car	144.00		18.01	2593.44
Σ	4032.11	1434.27		45211.37

Elaborado por: Los autores

Figura 43

Esquema para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentada en suelo para combinación especial (CE2)



Elaborado por: Los autores

a) Determinación de la distancia “a” desde la posición de la fuerza vertical resultante al pie del paramento aguas abajo

$$a = \frac{\sum M}{\sum V}$$

$$a = 11.21m$$

Tabla 23

Datos generados a través del Software AutoCAD para en análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para combinación especial (CE2)

Dato	Valor	Unidad
Rc	25.25	m
α	37.5	°
β	14	°
θ	75	°
γ	52.5	°

Elaborado por: Los autores

b) Fuerzas actuantes adicionales para el análisis de estabilidad al deslizamiento

Tabla 24

Fuerzas actuantes para el esquema de análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para combinación especial (CE2)

Dato	Valor	Unidad
G	874.92	KN
N1	3912.34	KN
T1	975.46	KN
N2	873.13	KN
T2	1137.88	KN
WØ	330.88	KN
S1	782.47	KN
S2	174.63	KN
SG	174.98	KN
C	826.30	KN

Elaborado por: Los autores

c) Determinación del factor de seguridad del análisis de estabilidad al deslizamiento profundo.

$$ks = \frac{(V \cos \beta + Q \sin \alpha + G) \operatorname{tg} \varphi + 2 \alpha R_c c}{Q \cos \alpha + V \sin \beta + \frac{W \phi r}{R_c}}$$

$$ks = 0.81$$

CAPITULO VII

ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA PRESA DE HORMIGÓN A GRAVEDAD CIMENTADA EN SUELO

A continuación, se realiza el análisis de resultados obtenidos respecto a los siguientes aspectos:

- a) Condiciones en las que se requiere el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo.
- b) Influencia de los diferentes parámetros en los resultados al deslizamiento profundo.
- c) Análisis de los resultados obtenidos en relación a la ubicación del área en la que se encuentra el centro crítico de análisis al deslizamiento profundo.

7.1. Análisis de los Resultados Respecto a las Condiciones en las que se Requiere el Análisis de Estabilidad al Deslizamiento Profundo

En el presente proyecto se realizó tres diferentes esquemas de geometría de la presa, donde su objetivo principal es la obtención de un mayor rango de altura de presas, para las diferentes combinaciones de fuerzas que se analizaron, así como la determinación de hormigón que requiere cada esquema y compararlo entre ellos con la finalidad de obtener el esquema más económico, cumpliendo el análisis de estabilidad y verificación de resistencia.

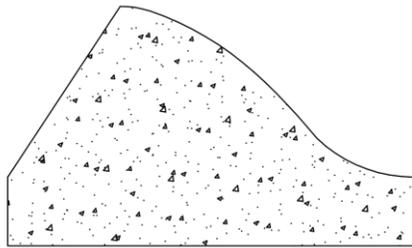
7.1.1. Análisis de resultados del diseño de la presa en función al esquema 1 con indicadores de corte $f=0.25$; 0.20

El esquema 1 trata de conservar la geometría de la presa, en algunos casos se mantiene la base del perfil teórico triangular, en otros casos es necesario disminuir la base debido a que la presa se encuentra sobredimensionada, la reducción de la base de la presa, en ocasiones es tal que, no afecte la resistencia en escenarios tanto de operación como de construcción. En cierto caso se reduce la base hasta llegar al límite mínimo de la base de la presa, es decir, donde el paramento

aguas arriba es vertical, mientras que, en otros casos se aumenta la base de la presa debido a que no cumple con la condición de estabilidad.

Figura 44

Esquema 1 para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas en suelo



Elaborado por: Los autores

7.1.1.1. Análisis de Resultados del Esquema 1 en función a la Combinación Básica (CB1)

Para la combinación básica (CB1), a partir del algoritmo se determinó que para el esquema 1, se consideró bases menores o iguales a las del perfil teórico triangular, debido a que el factor de seguridad es mucho mayor al factor de seguridad permisible, es decir, la presa se encuentra sobredimensionada, por lo que en ciertos casos se optó por disminuir la base de la presa hasta el límite, que es donde el paramento agua aguas arriba es vertical.

Mediante dicho proceso se determinó que para un indicador de corte de 0.20 es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas de hasta 10m de altura. Para presas superiores a 10m es necesario aumentar la base, estas presas a pesar de cumplir con la condición de estabilidad, el esfuerzo máximo en la base de la presa supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

Para un indicador de corte de 0.25, se determinó que es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas de 5 a 10m de altura. Para presas superiores a 10m a pesar de cumplir con la condición de estabilidad, el esfuerzo máximo en la base de la presa supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

7.1.1.2. Análisis de Resultados del Esquema 1 en función a la Combinación Especial (CE1)

En este tipo de combinación al igual que en combinación básica (CB1), en ocasiones no se considera la base del perfil teórico triangular por lo que se puede aumentar o disminuir la base de la presa, siendo esta directamente proporcional a su altura, como por ejemplo cuando son presas entre 5 y 8m se optó por bases mínimas, lo que quiere decir que la base se la disminuyó hasta que el paramento aguas arriba sea vertical, mientras que en presas mayores a 8m se optó por bases mayores o iguales a las del perfil teórico triangular, dando como resultado que para un indicador de corte de 0.20, es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas menores a 15m de altura. Para presas superiores a 15m, así mismo como en la combinación básica, estas presas a pesar de cumplir con la condición de estabilidad, el esfuerzo máximo en la base de la presa supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

Para un indicador de corte de 0.25, se determinó que es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas de 5 a 10m de altura. Para presas superiores a 10m, así mismo como en la combinación básica, estas presas a pesar de cumplir con la condición de estabilidad, el esfuerzo máximo en la base de la presa supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

7.1.1.3. Análisis de Resultados del Esquema 1 en función a la Combinación Especial (CE2)

En este tipo de combinación a diferencia de las combinaciones anteriormente nombradas, el ancho de la presa determinado es mayor o igual al ancho del perfil teórico triangular.

Para un indicador de corte de 0.20 se determinó que, es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas menores a 8m de altura. Para presas menores a 5m el ancho de la presa determinado se disminuye en una magnitud máxima de 3m respecto a la base del perfil teórico triangular. Para presas mayores a 8m no es factible este esquema, debido a que el ancho de la presa determinado no es proporcional en relación a su altura, estas presas a pesar de cumplir con la condición de estabilidad, el esfuerzo máximo en la base de la presa supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

Para un indicador de corte de 0.25, se determinó que es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas de 5 a 8m de altura. Para presas superiores a 8m, así mismo como en la combinación básica, estas presas a pesar de cumplir con la condición de estabilidad, el esfuerzo máximo en la base de la presa supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

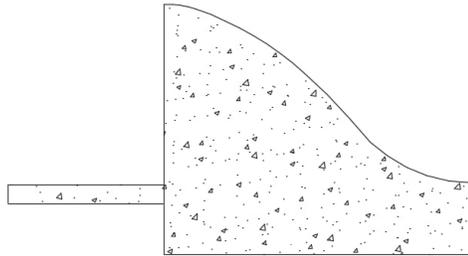
7.1.2. Análisis de Resultados del Diseño de la Presa en función al Esquema 2 con

Indicadores de Corte $f=0.25$; 0.20

En este esquema la base de la presa es la mínima posible es decir donde el paramento aguas arriba es vertical, además se añade un elemento constructivo conocido como carpeta anclada, con la finalidad de cumplir con las condiciones para realizar el análisis al deslizamiento profundo. Cabe aclarar que las presas obtenidas en este esquema cumplen con los escenarios tanto de operación como de construcción.

Figura 45

Esquema 2 para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas en suelo



Elaborado por: Los autores

7.1.2.1. Análisis de Resultados del Esquema 2 en función a la Combinación Básica (CB1)

Para este tipo de combinación no se consideró el ancho de la presa del perfil teórico triangular, por lo que se optó por disminuir el ancho de la presa hasta que el paramento aguas arriba sea vertical.

Para un indicador de corte de 0.20 se determinó que, es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas de 10 a 20m. Este esquema no requiere análisis al deslizamiento profundo para presas entre 5 y 8 m, debido a que en el esquema 1 en combinación básica CB1, cumplen con las condiciones para realizar el análisis al deslizamiento profundo con la menor base posible. En presas entre 8 y 10m no es factible realizar dicho análisis, ya que, al aumentar la longitud de la carpeta, cumplen con los escenarios tanto de operación como de construcción, además cumple con las condiciones de estabilidad, pero el esfuerzo máximo en la base de la presa no supera al esfuerzo crítico del suelo de cimentación. Para presas mayores a 20m

este esquema no es factible debido a que el esfuerzo máximo en la base de la presa supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

Para un indicador de corte 0.25, para presas de 5 a 8m, no requieren la utilización de este esquema debido a que se trabaja con la base mínima en el esquema 1 para combinación básica CB1, es decir con el paramento aguas arriba vertical. Para presas entre 8 y 10m al igual que en combinación básica, no es factible realizar dicho análisis, ya que, al aumentar la longitud de la carpeta, cumplen con los escenarios tanto de operación como de construcción, además cumple con las condiciones de estabilidad, pero el esfuerzo máximo en la base de la presa no supera al esfuerzo crítico del suelo de cimentación. Para presas entre 10 y 20m es necesario realizar el análisis al deslizamiento profundo. Para presas mayores a 20m este esquema no es factible debido a que el esfuerzo máximo en la base de la presa supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

7.1.2.2. Análisis de Resultados del Esquema 2 en función a la Combinación Especial (CE1)

En este tipo de combinación se optó por analizar con el ancho mínimo de la presa, es decir, con el paramento aguas arriba vertical.

Para un indicador de corte de 0.20 se determinó que es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas entre 15 y 25m. Para presas entre 5 y 8m de altura no requiere análisis al deslizamiento profundo, debido a que en el esquema 1 en combinación especial CE1, cumplen con las condiciones para realizar el análisis al deslizamiento profundo con la menor base posible. En presas entre 8 y 15m no es factible realizar dicho análisis, ya que, al aumentar la longitud de la carpeta, cumplen con los escenarios tanto de operación como de construcción, además cumplen con las condiciones de estabilidad, pero el esfuerzo máximo en la base de la presa no supera al esfuerzo crítico del suelo de cimentación. Para presas mayores a 25m

este esquema no es factible debido a que el esfuerzo máximo en la base de la presa supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

Para un indicador de corte 0.25, las presas entre 5 y 8m de altura no requieren análisis al deslizamiento profundo, debido a que en el esquema 1 en combinación especial CE1, cumplen con las condiciones para realizar el análisis al deslizamiento profundo con la menor base posible. Para presas entre 8 y 20m no requieren análisis al deslizamiento profundo debido a que, al aumentar la longitud de la carpeta, cumplen con los escenarios tanto de operación como de construcción, además cumple con las condiciones de estabilidad, pero el esfuerzo máximo en la base de la presa no supera al esfuerzo crítico del suelo de cimentación. Para presas mayores a 25m este esquema no es factible debido a que el esfuerzo máximo en la base de la presa supera la capacidad portante del suelo de cimentación. De esta manera se puede observar que con este tipo de esquema únicamente requieren análisis al deslizamiento profundo las presas de 25m.

7.1.2.3. Análisis de Resultados del Esquema 2 en función a la Combinación Especial (CE2)

En este tipo de combinación se optó por analizar con el ancho mínimo de la presa, es decir, con el paramento aguas arriba vertical.

Para un indicador de corte de 0.20 se determinó que es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas entre 5 a 15m. Para presas mayores a 15m este esquema no es factible debido a que el esfuerzo máximo en la base de la presa supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

Para un indicador de corte 0.25 se determinó que es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas entre 5 a 15m. Para presas mayores a 15m este

esquema no es factible debido a que el esfuerzo máximo en la base de la presa supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

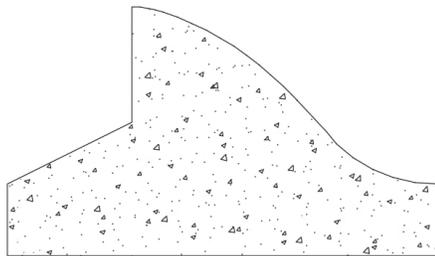
7.1.3. Análisis de Resultados del Diseño de la Presa en función al Esquema 3 con

Indicadores de Corte $f=0.25$; 0.20

En este esquema existe un cambio en la geometría de la presa con respecto al paramento aguas arriba, siendo conformado según la figura 40. Este esquema tiene como finalidad disminuir el peso de la estructura respecto al esquema 1, permitiendo que sea estable y que la distribución de esfuerzos de contacto en la base de la presa mejore. Cabe aclarar que las presas obtenidas en este esquema cumplen con los escenarios tanto de operación como de construcción.

Figura 46

Esquema 3 para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo en presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas en suelo



Elaborado por: Los autores

7.1.3.1. Análisis de Resultados del Esquema 3 en función a la Combinación Básica (CB1)

En este tipo de combinación, el paramento aguas arriba es vertical en el tramo desde, la cresta de la presa hasta el nivel que corresponde al 65% de la altura de la presa.

Para un indicador de corte de 0.20 se determinó que, es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas entre 10 y 20m. Para presas entre 5 y 8m al igual que en el esquema 2 para combinación básica CB1, no requiere análisis al deslizamiento profundo, ya que en el esquema 1 en combinación básica CB1, cumplen con las condiciones para realizar el análisis al deslizamiento profundo con la menor base posible. En presas entre 8 y 10m no es factible realizar dicho análisis, ya que, al aumentar la base de la presa, cumplen con los escenarios tanto de operación como de construcción, además cumplen con las condiciones de estabilidad, pero el esfuerzo máximo en la base de la presa no supera al esfuerzo crítico del suelo de cimentación. Para presas mayores a 20m este esquema no es factible debido a que el esfuerzo máximo en la base de la presa supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

Para un indicador de corte de 0.25, no se requiere este esquema para presas menores a 10m de altura, ya que igual al esquema 2 para combinación básica CB1, no requiere análisis al deslizamiento profundo, debido a que en el esquema 1 en combinación básica CB1, cumplen con las condiciones para realizar el análisis al deslizamiento profundo con la menor base posible. Para presas entre 10 y 20m se requiere realizar el análisis al deslizamiento profundo. Para presas mayores a 20m este esquema no es factible debido a que el esfuerzo máximo en la base de la presa supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

7.1.3.2. Análisis de Resultados del Esquema 3 en función a la Combinación Especial (CE1)

Para este tipo de combinación al igual que en la combinación (CB1) del esquema 3, el paramento aguas arriba es vertical.

Para un indicador de corte de 0.20 se determinó que es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas entre 15 y 25m. Para presas entre 5 y 8m al igual

que en el esquema 2 para combinación especial (CE1), no requiere análisis al deslizamiento profundo, ya que en el esquema 1 en combinación especial (CE1), cumplen con las condiciones para realizar el análisis al deslizamiento profundo con la menor base posible. En presas entre 8 y 15m no es factible realizar dicho análisis, ya que, al aumentar la base de la presa, cumplen con los escenarios tanto de operación como de construcción, además cumplen con las condiciones de estabilidad, pero el esfuerzo máximo en la base de la presa no supera al esfuerzo crítico del suelo de cimentación. Para presas mayores a 25m este esquema no es factible debido a que el esfuerzo máximo en la base de la presa supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

Para un indicador de corte de 0.25, para presas de 20 a 25m de altura, se requiere análisis al deslizamiento profundo. En presas entre 5 y 8m no se requiere el análisis al deslizamiento profundo, al igual que en el esquema 2 en combinación especial (CE1), debido se trabaja en el esquema 1 con la menor base posible. En presas entre 8 y 20m no se requiere al igual que en el esquema 2 en combinación especial (CE1), debido a que, al aumentar la base de la presa, cumplen con los escenarios tanto de operación como de construcción, además cumplen con las condiciones de estabilidad, pero el esfuerzo máximo en la base de la presa no supera al esfuerzo crítico del suelo de cimentación. Para presas mayores a 20m este esquema no es factible debido a que el esfuerzo máximo en la base de la presa supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

7.1.3.3. Análisis de Resultados del Esquema 3 en función a la Combinación Especial (CE2)

Para este tipo de combinación al igual que en la combinación básica (CB1) y combinación especial (CE1) del esquema, se optó por analizar con el paramento aguas arriba vertical.

Para un indicador de corte de 0.20 se determinó que es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas entre 5 a 15m. Para presas mayores a 15m este

esquema no es factible debido a que el esfuerzo máximo en la base de la presa supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

Para un indicador de corte de 0.25, para presas de 5 a 15m es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo. Para presas mayores a 15m este esquema no es factible debido a que el esfuerzo máximo en la base de la presa supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

7.2. Análisis de Resultados Respecto a los Diferentes Parámetros en los Resultados al Deslizamiento Profundo

7.2.1. Análisis de Resultados con Respecto a la Geometría de la Presa

Se optó por realizar el esquema 2 y 3, debido a que, en las tres combinaciones de fuerzas utilizadas, el ensanchamiento de la base de la presa no permite cumplir con la condición que el esfuerzo máximo en la base de la presa no supere la capacidad portante del suelo de cimentación. Logrando de esta manera obtener un rango mayor de altura en las presas.

En las tres combinaciones de fuerzas utilizadas, se aprecia que, al utilizar los esquemas 2 y 3 anteriormente expuestos, se llegó al mismo rango de alturas de presas, las cuales cumplen con las condiciones necesarias para realizar el análisis al deslizamiento profundo, siendo: cumplir con las condiciones de estabilidad y resistencia donde la premisa principal es, que el esfuerzo máximo en la base de la presa sea superior al esfuerzo crítico sin exceder al esfuerzo permisible del suelo de cimentación. Debido a esto el esquema factible desde el punto de vista económico respecto al área de la presa es el esquema 2.

7.2.2. Análisis de Resultados Respecto a los Indicadores de Corte del Suelo de Cimentación en la Estabilidad al Deslizamiento Profundo del Macizo de Cimentación de una Presa de Hormigón a Gravedad con Vertido Incorporado

En el presente proyecto los indicadores de corte fueron asumidos de acuerdo al tipo de suelo que se va analizar, para nuestro caso son suelos arcillosos, siendo dicho indicador de 0.20 a 0.25.

Cuando se realizó el análisis al deslizamiento se observa que mientras menor sea el coeficiente de fricción del suelo de cimentación mayor es la proyección horizontal del contorno subterráneo, como por ejemplo en el esquema 1 y 3 es necesario aumentar la base de la presa, en el esquema 2 es necesario colocar una longitud mayor de carpeta anclada.

Como se conoce mientras menor sea el coeficiente de fricción del suelo de cimentación, el suelo es más inestable, por lo que en este caso existe mayor probabilidad de presentar deslizamiento profundo, siguiendo esta premisa se logró observar que el rango de alturas de presas a analizar es mayor con respecto a los 3 esquemas analizados, de tal forma que con el coeficiente de fricción menor se logra analizar el deslizamiento profundo para cualquiera de los 3 esquemas, mientras que con el coeficiente de fricción mayor se logra analizar el deslizamiento profundo en un máximo de 2 esquemas.

Para el indicador de corte es mayor, no todos los esquemas logran cumplir las condiciones necesarias para realizar el análisis al deslizamiento profundo, debido a que, en ciertos casos al momento de realizar el aumento de la base de la presa o la longitud de la carpeta anclada, se descarta el análisis al deslizamiento profundo ya que el esfuerzo máximo en la base de la presa no supera el esfuerzo crítico.

7.2.3. Análisis de Resultados del Efecto de la Carpeta Anclada en la Presa de Hormigón a Gravedad Cimentada en Suelo

La aplicación de la carpeta anclada en la combinación especial (CE1) es de vital importancia debido a que deja de operar el drenaje horizontal lo cual genera una fuerza de subpresión bajo la presa y la carpeta. Siendo el objetivo principal de la carpeta anclada disminuir la subpresión mediante el aumento de la proyección horizontal del contorno subterráneo.

También es importante tomar en cuenta que la colocación de la carpeta anclada mejora la estabilidad de la estructura, debido a que su inclusión en la presa permite mejorar la distribución de los esfuerzos de contacto en la base de la presa, sin aumentar bruscamente el área de la presa, y de esta manera favorece a todas las combinaciones de fuerzas que se están analizando en el presente proyecto.

En el presente proyecto es factible utilizar carpeta anclada debido a que cumple con la condición (50) expuesta en el punto 3.6.7.1.1, la cual significa que las carpetas utilizadas son rígidas.

Con base a lo anteriormente expuesto, se determinó una nueva combinación de carga (cuando se aplica sismo y el drenaje horizontal deja de funcionar), para adentrarnos un poco más en la factibilidad de la carpeta, con respecto a distintos escenarios, y se concluyó que, al ser expuestas a doble castigo, las carpetas dejan de ser carpetas rígidas y trabajan como carpetas flexibles, es decir dejan de trabajar como una sola estructura con la presa. Esto ocurre porque dicha combinación exige mayor longitud de carpeta.

7.2.4. Análisis de Resultados del Efecto de las Fuerzas Inerciales Sísmicas en la Estabilidad al Deslizamiento Profundo de la Presa de Hormigón a Gravedad Cimentada en Suelo

En el presente proyecto se utilizaron diferentes coeficientes sísmicos ($k_s=0.15$; $k_s=0.25$) con la finalidad de conocer la interacción que provocan las fuerzas inerciales sísmicas en el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo.

Al momento de comparar el coeficiente sísmico de 0.15 y 0.25, se puede evidenciar que, cuando el coeficiente sísmico es mayor, se debe aumentar el o los elementos horizontales de la estructura (base de la presa, longitud de la carpeta anclada), en función al tipo de esquema que se está analizando. En el caso del esquema 1 y 3, se debe aumentar la base de la presa, mientras que, en el esquema 2 se debe aumentar la longitud de la carpeta anclada, con la finalidad de cumplir con las condiciones que se requiere, para realizar el análisis al deslizamiento profundo.

Como se puede observar en la tabla 32 ubicada en anexos, las presas con esquema tipo 1, con un indicador de corte de 0.20 y coeficiente sísmico de 0.25, no son factibles para realizar el análisis al deslizamiento profundo, debido a que; las presas de altura entre 5 y 10m requieren de un aumento excesivo en su base, con la finalidad de cumplir con la estabilidad, pero ocasionado que el esfuerzo máximo de contacto en la base de la presa no supere al esfuerzo crítico. En cambio, en presas con altura mayor a 10m el esfuerzo máximo de contacto en la base de la presa, supera a la capacidad portante del suelo de cimentación.

De acuerdo a la tabla 32 ubicada en anexos, se aprecia que para presas con esquema tipo 2, con un indicador de corte de 0.20 y coeficiente sísmico de 0.25, es factible realizar el análisis al deslizamiento profundo solamente en presas de altura entre 5 y 10m, debido a que para presas de altura mayor a 10m la condición de estabilidad no se llega a cumplir, inclusive colocando una

carpeta de longitud igual a la longitud máxima establecido para carpetas rígidas, por consiguiente, no se requiere análisis de estabilidad al deslizamiento profundo.

De acuerdo a las tablas 31 y 29 ubicadas en anexos, se puede observar que, para un coeficiente sísmico alto, el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo se obtiene para alturas menores que con un coeficiente sísmico bajo.

7.3. Análisis de los Resultados Obtenidos en Relación a la Ubicación del Área en la que se Encuentra el Centro Crítico de Análisis al Deslizamiento Profundo

Después de analizar los casos en los que era necesario realizar el análisis al deslizamiento profundo, se procedió a obtener el factor de seguridad al deslizamiento profundo mediante el método de superficies cilíndricas de Grishin, para lo cual se realizó una serie de iteraciones hasta encontrar el valor mínimo como se muestra en las tablas 33, 34 y 35 ubicadas en los anexos. Se optó por dibujar una cuadrilla referencial para todas las presas.

Se pudo evidenciar que la ubicación del área donde se encuentra el valor mínimo está en función a la altura de la presa y a las combinaciones de fuerzas.

7.3.1. Análisis de Resultados para Combinación Básica (CBI)

7.3.1.1. Análisis de Resultados en función al Esquema 1

En este esquema se presenta una regularidad del área donde se encuentra el centro crítico con respecto a la altura de la presa, siendo que el valor mínimo para cada altura de presa se muestra en la figura 42.

Figura 47

Determinación del centro crítico para combinación básica (CBI) respecto al esquema 1



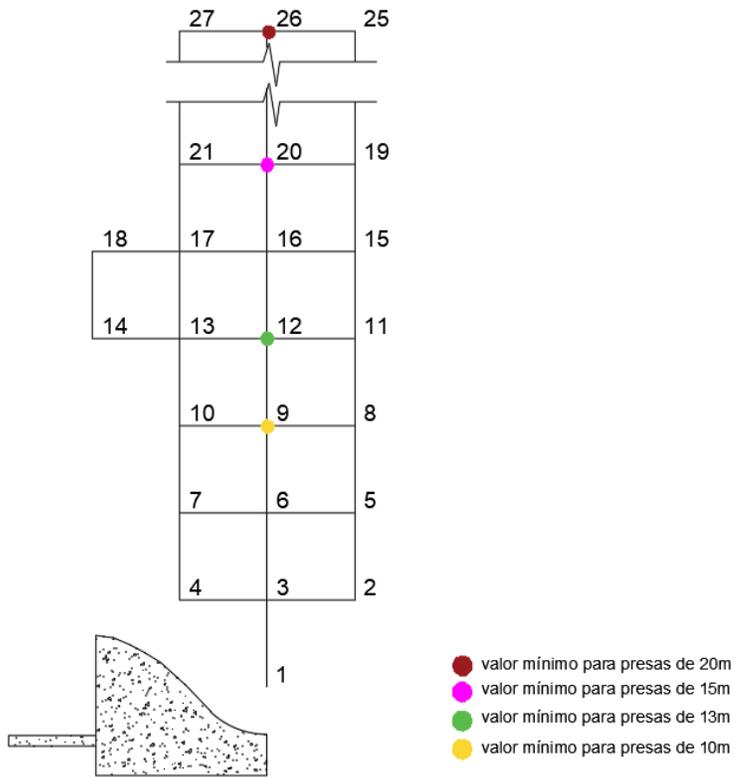
Elaborado por: Los autores

7.3.1.2. Análisis de Resultados en función al Esquema 2

En este esquema al igual que en esquema 1 se puede observar una relación entre el área donde se encuentra el centro crítico y la altura de la presa, como se muestra en la figura 43.

Figura 48

Determinación del centro crítico para combinación básica (CB1) respecto al esquema 2



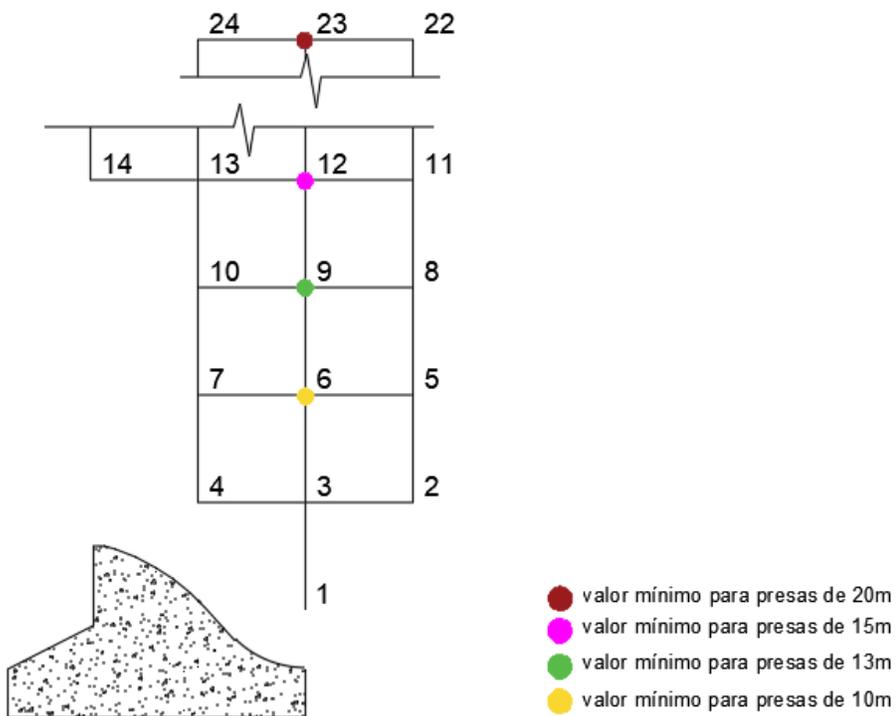
Elaborado por: Los autores

7.3.1.3. Análisis de Resultados en función al Esquema 3

En este esquema se observa que de igual manera como en el esquema 1 y 2, existe una relación directa entre la ubicación del área donde se ubica el centro crítico y la altura de la presa, como se muestra en la figura 44.

Figura 49

Determinación del centro crítico para combinación básica (CB1) respecto al esquema 3



Elaborado por: Los autores

7.3.2. Análisis de Resultados para Combinación Especial (CE1)

7.3.2.1. Análisis de Resultados en función al Esquema 1

En este esquema se aprecia que, el área donde se encuentra el centro crítico no solo depende de la altura de la presa sino también de su base. Debido a que las presas de 5 a 10m de altura, trabajan con bases iguales o menores a las del perfil teórico triangular, el centro crítico se encuentra en el eje central de la cuadrícula, mientras que, en alturas superiores a 10m, trabajan con bases iguales o mayores las del perfil teórico triangular, por consiguiente, el centro crítico se traslada de eje, dirigiéndose hacia aguas arriba, como se muestra en la figura 45.

Figura 50

Determinación del centro crítico para combinación especial (CE1) respecto al esquema

1



Elaborado por: Los autores

7.3.2.2. Análisis de Resultados en función al Esquema 2

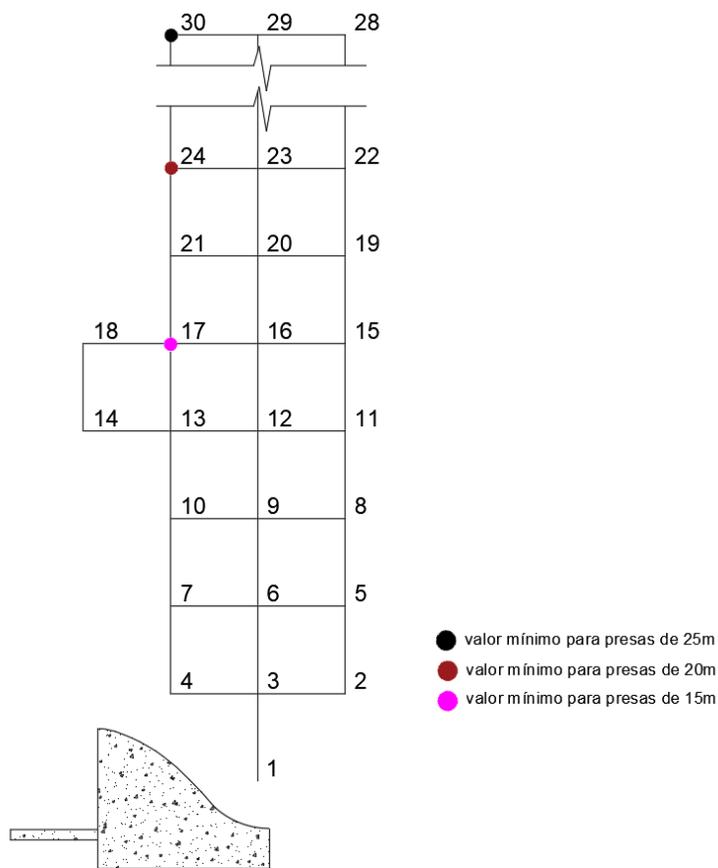
En este esquema se presenta una regularidad del área donde se encuentra el centro crítico con respecto a la altura de la presa, es decir, mientras la altura de la presa aumenta así mismo la distancia entre la ubicación de centros críticos se aleja más.

En este caso al igual que en la combinación especial (CE1) del esquema 1, se trabaja con bases grandes, debido a la inclusión de la carpeta anclada en la presa, por consiguiente, el centro crítico se traslada de eje, dirigiéndose hacia aguas arriba, como se muestra en la figura 46.

Figura 51

Determinación del centro crítico para combinación especial (CE1) respecto al esquema

2



Elaborado por: Los autores

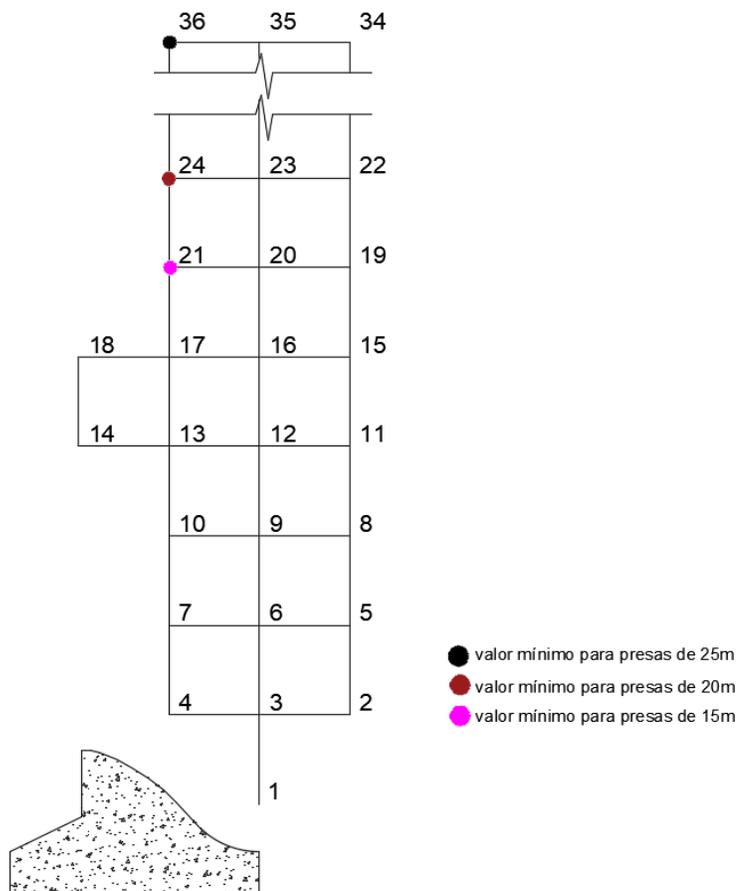
7.3.2.3. Análisis de Resultados en función al Esquema 3

En este esquema se cumplen las mismas observaciones que en el análisis de resultados de la combinación especial CE1 del esquema 2, la ubicación del área donde se encuentra los centros críticos se muestra en la figura 47.

Figura 52

Determinación del centro crítico para combinación especial (CE1) respecto al esquema

3



Elaborado por: Los autores

7.3.3. Análisis de Resultados para Combinación Especial (CE2)

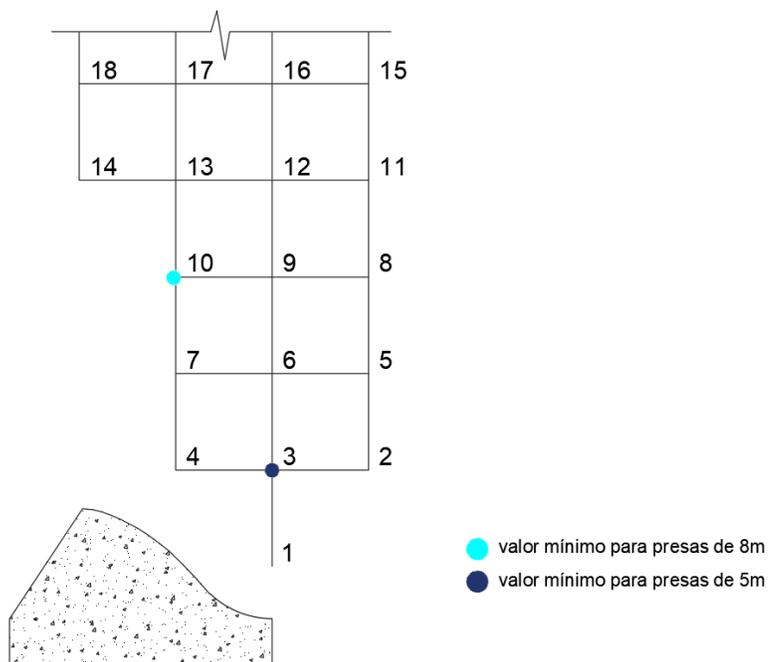
7.3.3.1. Análisis de Resultados en función al Esquema 1

En este esquema no se puede observar una relación debido a que solo dos presas requieren análisis al deslizamiento profundo la cual es la presa de 5 y 8m, como se muestra en la figura 48.

Figura 53

Determinación del centro crítico para combinación especial (CE2) respecto al esquema

1



Elaborado por: Los autores

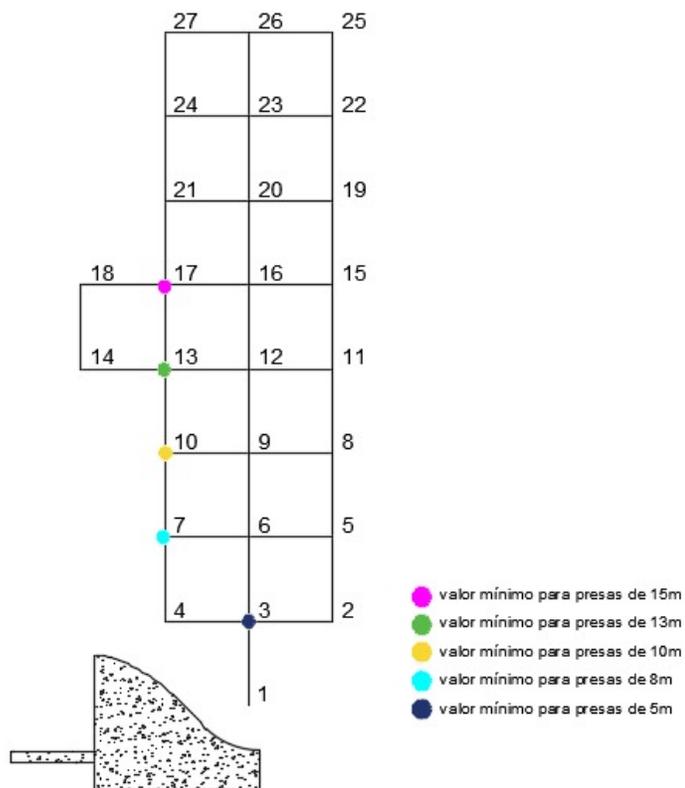
7.3.3.2. Análisis de Resultados en función al Esquema 2

En este esquema la presa de 5m de altura, mantiene la ubicación del área del centro crítico en el eje de referencia optado en la cuadrícula, debido a que la longitud de la carpeta anclada utilizada no es de gran magnitud, mientras que, en presas mayores a 5m por trabajar con longitudes de carpeta anclada de gran magnitud, el eje donde se encuentra el centro crítico es trasladado hacia la izquierda del eje referencial, es decir, dirigido hacia aguas arriba, como se muestra en la figura 49.

Figura 54

Determinación del centro crítico para combinación especial (CE2) respecto al esquema

2



Elaborado por: Los autores

7.3.3.3. Análisis de Resultados en función al Esquema 3

En este esquema la presa de 5m mantiene la ubicación del área del centro crítico en el eje de referencia optado en la cuadrícula, debido a que el aumento de la base de la presa no es de gran magnitud.

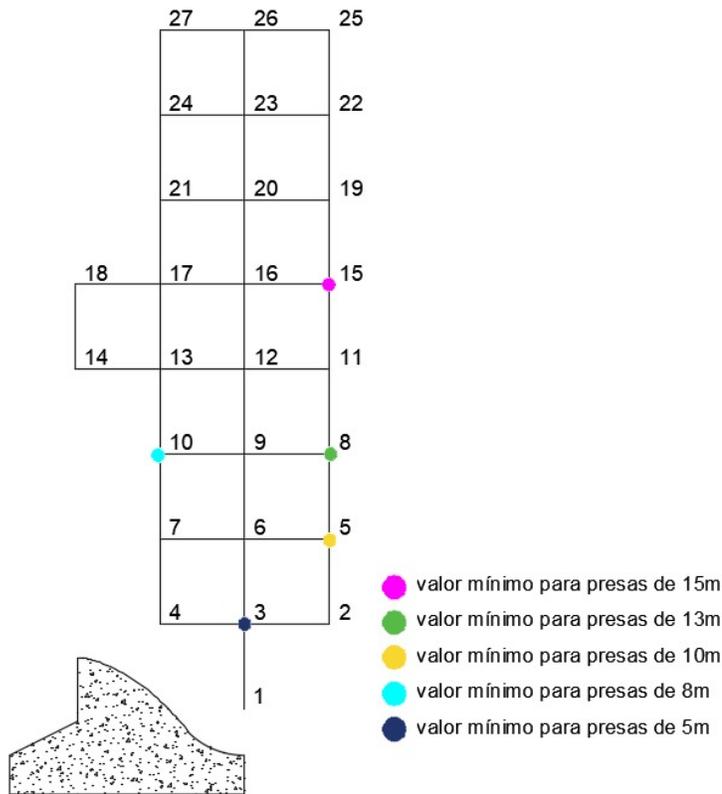
Por otra parte, para presas mayores a 5m se observó que, el área donde se ubica el centro crítico, no solo depende de la altura de la presa, sino también de la ubicación del esfuerzo máximo de contacto en la base de la presa ya sea aguas arriba o aguas abajo, siendo esto primordial debido a que la fuerza inercial sísmica depende de la ubicación del esfuerzo máximo.

Como se puede apreciar en la figura 50 para presas de 8 a 10m, el eje donde se encuentra el centro crítico es trasladado hacia la izquierda del eje referencial, debido a que el esfuerzo máximo se encuentra aguas arriba y por lo tanto la fuerza inercial sísmica se encuentra dirigida hacia aguas arriba, mientras que para presas de 10 a 15m, el eje donde se encuentra el centro crítico es trasladado hacia la derecha del eje referencial, debido a que el esfuerzo máximo se encuentra aguas abajo y por lo tanto la fuerza inercial sísmica se encuentra dirigida hacia aguas abajo.

Figura 55

Determinación del centro crítico para combinación especial (CE2) respecto al esquema

3



Elaborado por: Los autores

7.4. Análisis de Resultados de Forma Gráfica, entre los Esfuerzos de Contacto en la Base de la Presa, en función a los Esquemas, Indicadores de Corte y Combinaciones de Fuerzas

En los siguientes gráficos se realizó una representación de lo expuesto en el punto 7.1, en el cual se evidencia los casos en los que requiere realizar el análisis al deslizamiento profundo, siendo las alturas de presas que requieren análisis al deslizamiento profundo las que se encuentran entre la línea de color plomo y la línea de color azul. Cabe aclarar que: la línea de color plomo es la capacidad portante del suelo de cimentación, la línea de color azul es el esfuerzo crítico, en el

cual si es excedido es necesario realizar el análisis al deslizamiento profundo y la línea de color anaranjado es el esfuerzo máximo de contacto en la base de la presa, como se puede apreciar en los gráficos de los ANEXOS “GRÁFICOS DE RESULTADOS”.

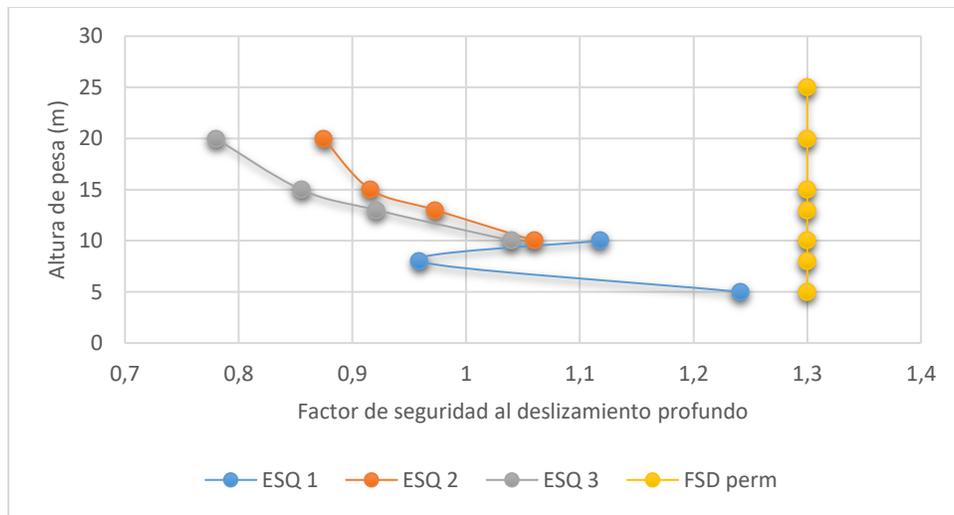
7.5. Análisis de Resultados de la Estabilidad al Deslizamiento Profundo entre los Esquemas Establecidos de Forma Gráfica, en Función a las Combinaciones de Fuerzas

7.5.1. Análisis de Resultados del Factor de Seguridad al deslizamiento Profundo en Combinación Básica CBI

En el siguiente gráfico se evidencia que para ninguna altura de presa en cualquier esquema que se ha analizado, cumplen la condición de estabilidad al deslizamiento profundo.

Figura 56

Condición de estabilidad al deslizamiento profundo en combinación básica CBI



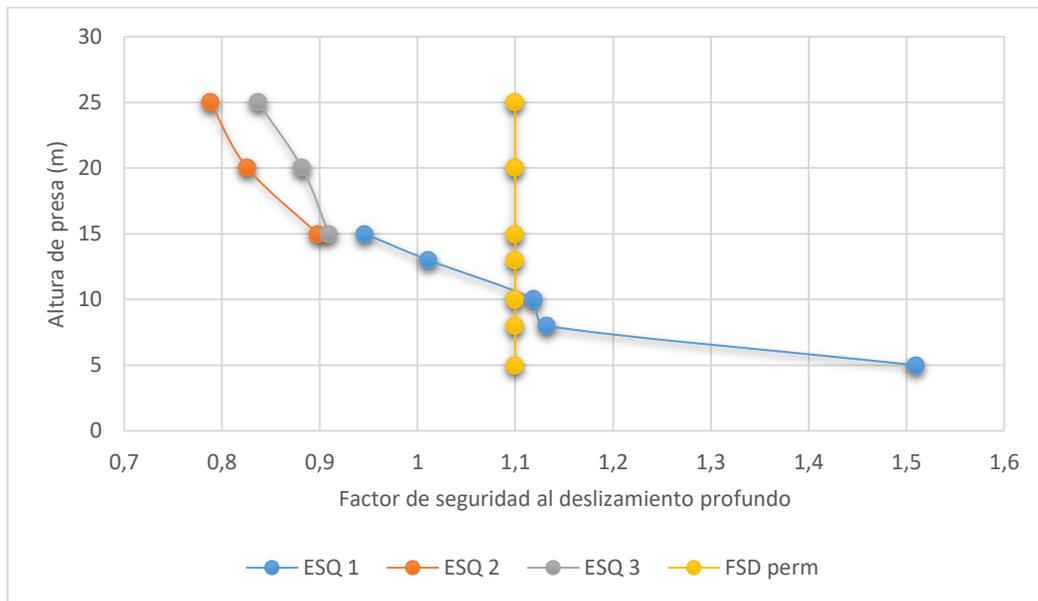
Elaborado por: Los autores

7.5.2. Análisis de Resultados del Factor de Seguridad al Deslizamiento Profundo en Combinación Especial CE1

En el siguiente gráfico se puede observar que para el esquema 1 únicamente las presas de 5 y 8m de altura, cumplen la condición de estabilidad al deslizamiento profundo, mientras que, para el esquema 2 y 3 ninguna presa cumple la condición de estabilidad al deslizamiento profundo, lo que quiere decir, que la falla de deslizamiento ocurre en el interior del macizo de cimentación generando deformaciones plásticas.

Figura 57

Condición de estabilidad al deslizamiento profundo en combinación especial CE1



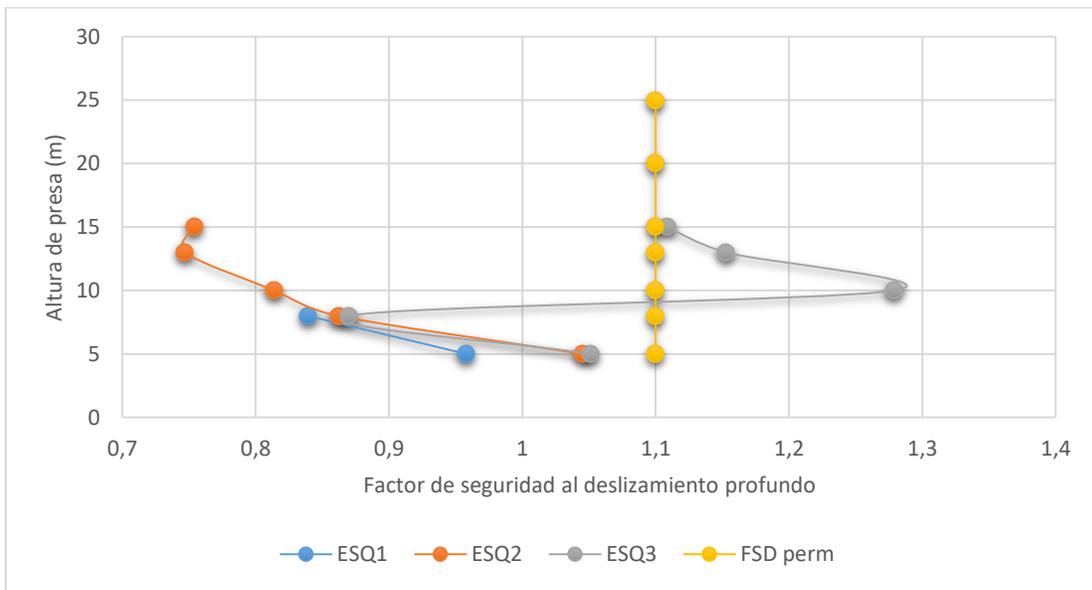
Elaborado por: Los autores

7.5.3. *Análisis de Resultados del Factor de Seguridad al Deslizamiento Profundo en Combinación Especial CE2*

En el siguiente gráfico se puede apreciar que para los esquemas 1 y 2, para ninguna presa que se ha analizado, cumplen la condición de estabilidad al deslizamiento profundo, es decir, la falla de deslizamiento se produce en el interior del macizo de cimentación generando deformaciones plásticas, mientras que, para el esquema 3 únicamente las presas de 10 y 13m de altura cumplen la condición de estabilidad.

Figura 58

Condición de estabilidad al deslizamiento profundo en combinación especial CE2



Elaborado por: Los autores

CONCLUSIONES

En la elaboración del proyecto, se logró obtener el algoritmo que permite realizar el análisis de estabilidad y resistencia en presas de hormigón a gravedad con vertido incorporado cimentadas en suelo, para obtener diferentes esquemas del perfil constructivo de la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado, que cumplan con las condiciones necesarias para realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo.

En base a la metodología detallada en el marco teórico, el análisis se lo realizó para: a) un rango de alturas de presas iniciando en 5m, llegando hasta 25m; b) dos indicadores de corte del suelo de cimentación para suelos arcillosos de 0.20 y 0.25; c) dos coeficientes sísmicos de 0.15 y 0.25; d) tres esquemas diferentes de secciones transversales de presas de hormigón con vertido incorporado. El análisis se realizó para tres combinaciones de fuerzas: la primera combinación básica (CB1) donde opera el drenaje horizontal, la segunda combinación, combinación especial (CE1), donde deja de operar el drenaje horizontal y la tercera combinación, combinación especial (CE2) donde opera el drenaje horizontal y actúan las fuerzas sísmicas.

Los análisis han evidenciado que, para determinadas condiciones geomecánicas, cuando los indicadores de corte del suelo de cimentación son bajos, básicamente el ángulo de fricción interna del suelo de cimentación y la altura de la presa es relativamente alta, además de realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento superficial es imprescindible realizar el análisis al deslizamiento profundo, debido a que en la mayoría de esquemas realizados, tanto para combinación básica como para combinación especial, el factor de seguridad al deslizamiento profundo no supera el factor de seguridad permisible provocando que la superficie de deslizamiento se presente en el interior del macizo de cimentación.

Los análisis al deslizamiento superficial evidencian que, a partir de determinados límites de alturas de presas e indicadores de corte del suelo de cimentación, el perfil de la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado, adoptado sobre la base de análisis de estabilidad y resistencia convencional, no satisface las condiciones necesarias para realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo, las cuales son: que el factor de seguridad al deslizamiento superficial supere al factor de seguridad permisible, y que el esfuerzo máximo en la base de contacto de la presa con el suelo de cimentación sea mayor al esfuerzo crítico, sin superar la capacidad portante del suelo de cimentación, tanto en combinación básica y particularmente en combinación especial, lo que hace necesario la formulación de distintos esquemas en el perfil constructivo de la presa.

Se optó por realizar el esquema 2 y 3 debido a que en las tres distintas combinaciones que se realizaron, el ensanchamiento de la base de la presa no es suficiente para cumplir con la condición de estabilidad y el esfuerzo máximo en la base de la presa no supere la capacidad portante del suelo de cimentación, logrando de esta manera obtener un rango mayor de altura de presas.

Se concluyó que, para mayores indicadores de corte del suelo de cimentación, no todos los esquemas logran cumplir con las condiciones necesarias para realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo ya que, en ciertos casos al aumentar la base de la presa o la longitud de la carpeta anclada, se descarta la necesidad de realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo, debido a que el esfuerzo máximo de contacto en la base de la presa no supera el esfuerzo crítico.

Mediante la aplicación del algoritmo se pudo evidenciar que, con el menor indicador de corte ($f=0.20$) en el esquema 1 para combinación básica (CB1) es necesario realizar el análisis de

estabilidad al deslizamiento para presas de 5 a 10m de altura, para combinación especial (CE1) es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas de 5 a 15m de altura, para combinación especial (CE2) es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas de 5 a 8m de altura, mientras que en el esquema 2 y 3 para combinación básica (CB1) es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas de 10 a 20m de altura, para combinación especial (CE1) es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas de 15 a 25m de altura, para combinación especial (CE2) es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas de 5 a 15m de altura.

Mediante la aplicación del algoritmo se pudo evidenciar que, con el mayor indicador de corte ($f=0.25$) en el esquema 1 para combinación básica (CB1) es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas de 5 a 10m de altura, para combinación especial (CE1) es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas de 5 a 10m de altura, para combinación especial (CE2) es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas de 5 a 8m de altura, en el esquema 2 y 3, para combinación básica (CB1) es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presa de 10 a 20m de altura, para el esquema 2 en combinación especial (CE1) es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo únicamente para presas de 25m de altura, para el esquema 3 en combinación especial (CE1) es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presa de 20 a 25m de altura, finalmente en el esquema 2 y 3 para combinación especial (CE2) es necesario realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para presas de 5 a 15m de altura.

La aplicación de la carpeta anclada en la combinación especial (CE1) es de vital importancia debido a que deja de operar el drenaje horizontal, lo cual genera una fuerza de subpresión bajo la presa y la carpeta. Siendo el objetivo principal de la carpeta anclada disminuir la subpresión mediante el aumento de la proyección horizontal del contorno subterráneo, así como mejorar la distribución de los esfuerzos de contacto en la base de la presa, favoreciendo a la resistencia de la presa de hormigón con vertido incorporado.

El análisis del presente proyecto de titulación ha evidenciado la necesidad que, en los casos que se adopta o utiliza las carpetas ancladas (esquema 2), es importante tomar en cuenta que, la rigidez de la carpeta sea la suficiente, con la finalidad de realizar un trabajo mecánico efectivo en conjunto con la presa y por consiguiente asegurar las condiciones de estabilidad y resistencia de todo el sistema “presa – macizo de cimentación”.

En el presente proyecto se analizó una nueva combinación especial de fuerzas (CE3), para adentrarnos un poco más en la factibilidad de la carpeta, con respecto a distintos escenarios, y se concluyó que, al ser expuestas a doble castigo, la utilidad de la carpeta anclada deja de ser la requerida, debido a que ya no trabaja como una estructura rígida, sino como flexible, y por consiguiente la carpeta deja de trabajar como un solo cuerpo junto a la presa.

Se concluyó que, con mayores coeficientes sísmicos es necesario aumentar la base de la presa o la longitud de la carpeta anclada, dependiendo al esquema que se está analizando, esto se realiza con el objetivo de lograr cumplir las condiciones que se requieren para realizar el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo, mientras que, para menores coeficientes sísmicos y manteniendo la altura de presa que en coeficientes sísmicos altos, la base de la presa o la longitud de la carpeta anclada, no es tan excesiva.

Al momento de comparar entre coeficientes sísmicos, se pudo apreciar que, cuando el coeficiente sísmico es de 0.25 y el indicador de corte del suelo de cimentación es de 0.20 el esquema 1 no es factible para ninguna altura de presa, mientras que, cuando el coeficiente sísmico es de 0.15 y el indicador de corte del suelo de cimentación es de 0.20, se puede llegar en el esquema 1 hasta alturas de presa de 8m. Con respecto al esquema 2 cuando el coeficiente sísmico es de 0.25 y el indicador de corte del suelo de cimentación es de 0.20, se puede llegar hasta alturas de presa de 10m, mientras que, cuando el coeficiente sísmico es de 0.15 y el indicador de corte del suelo de cimentación es de 0.20, se puede llegar hasta alturas de presa de 15m. Con respecto al esquema 3 se puede llegar hasta alturas de presa de 15m tanto para el coeficiente sísmico de 0.15 como para el coeficiente sísmico de 0.25, con respecto al indicador de corte del suelo de cimentación de 0.20.

De acuerdo al efecto de los coeficientes sísmicos, para coeficientes sísmicos altos, siendo en nuestro caso un coeficiente sísmico de 0.25, se concluye que, el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo se obtiene para alturas menores de presas que, para coeficientes sísmicos bajos, en nuestro caso un coeficiente sísmico de 0.15.

Con respecto a la ubicación del área donde se encuentra el centro crítico, y el tipo de combinación de fuerzas en el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo, se puede concluir que: para combinación básica CB1, dependiendo de la altura de la presa, la ubicación del área donde se encuentra el centro crítico se eleva en relación directa a la altura de la presa, para combinación especial CE1, dependiendo de la base o longitud de la carpeta anclada y la altura de la presa, la ubicación del área donde se encuentra el centro crítico además de elevarse en relación directa a la altura, se traslada hacia aguas arriba con respecto al eje de referencia, finalmente para combinación especial CE2, dependiendo de la dirección de la fuerza sísmica y la altura de la presa,

el área donde se encuentra el centro crítico puede ubicarse tanto aguas arriba como aguas abajo dependiendo de la dirección de la fuerza sísmica, e irse elevando en relación directa con la altura.

Se concluyó que, para combinación básica CB1 ninguna presa cumple la condición de estabilidad al deslizamiento profundo, es decir la falla de deslizamiento se produce en el interior del macizo de cimentación generando deformaciones plásticas, para combinación especial CE1, únicamente las presas de 5 a 8m de altura en función al esquema 1, cumplen la condición de estabilidad al deslizamiento profundo, finalmente para combinación especial CE2 únicamente las presas de 10 a 15m de altura en función al esquema 3, cumplen la condición de estabilidad al deslizamiento profundo.

RECOMENDACIONES

En el análisis del diseño de las presas de hormigón con vertido incorporado cimentadas en suelo resulta imprescindible verificar si se requiere el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo para eliminar el riesgo de que se produzcan deslizamientos en el interior del macizo de cimentación.

El análisis al deslizamiento profundo debe ser hecho como parte del análisis convencional de la presa y los resultados que se obtengan de dicho análisis, deben ser tomados en cuenta en caso de necesidad para la reformulación del perfil constructivo de la presa.

Observar siempre en el caso en que se adopte carpeta anclada funcione se cumpla la condición de que dicha carpeta funcione como una estructura rígida juntamente con la presa, verificándolo con la ecuación (50) de rigidez.

Las condiciones y los procedimientos para el análisis de estabilidad al deslizamiento profundo involucran parámetros tanto de la geomecánica como de la mecánica de materiales y de la teoría del diseño de presa, y por consiguiente es necesario realizar investigaciones más detalladas a fin de establecer correlaciones seguras entre dichos parámetros a fin de lograr diseños con mayor grado de confiabilidad.

Se recomienda que además del método de superficies cilíndricas que se utilizó en el presente proyecto de titulación, se debe profundizar investigaciones con métodos similares, a fin de determinar con mayor grado de aproximación la geometría de las potenciales superficies de deslizamiento, en concordancia con las condiciones concretas de los diferentes escenarios que se pueden presentar.

Considerando que en el estado tensional y en el análisis de estabilidad, el ángulo de fricción interna del suelo de cimentación juega un rol importante, por lo que, si no está correctamente

determinado, se puede cometer errores tanto en sobredimensionamiento como en subdimensionamiento de la presa de hormigón a gravedad con vertido incorporado, en definitiva es imprescindible que el ángulo de fricción interna del suelo de cimentación, sea determinado con el mayor grado de aproximación posible, sobre la base de ensayos en laboratorio o in situ.

Se recomienda que los valores del coeficiente de fricción interna del suelo de cimentación deben tener un origen estadístico, es decir, se debe realizar un universo de ensayos de las muestras tomadas, y de los resultados obtenidos realizar un análisis estadístico, por consiguiente, en función a este análisis obtener valores confiables de los indicadores de corte del suelo de cimentación.

REFERENCIAS

- Chacha, P (2019). *Análisis comparativo de las alternativas de disipación de la energía hidráulica aguas abajo de los desagües anexos a presas pequeñas y medianas*. Tesis de pregrado. Quito, Ecuador: Universidad Politécnica Salesiana
- Chow, V. (2004). *Hidráulica de los canales abiertos*. Bogotá: Mc Graw-Hill.
- Chugaev, R. (1988). *Estructuras Hidráulicas*. Moscú.
- Gorbunov-Possadov, M., Malikova, T., & Solomin, V. (1984). *Design of structures on elastic foundation*. Moscú.
- Grishin, M. (1979). *Estructuras Hidráulicas* (Vol. 1). Moscú.
- Kirienko, I., & Khimerik, Y. (1987). *Estructuras Hidráulicas. Diseño y cálculo*. Escuela Vishcha.
- Lyapichev, S. (2008). *Estructuras Hidráulicas*. Moscú.
- NEC-SE-DS. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Diseño Sismo Resistente*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Nedrigi, V. (1983). *Manual de Diseño de Estructuras Hidráulicas*. Moscú.
- Rasskazov, L., Orekhov, V., & Aniskin, N. (2008). *Estructuras Hidráulicas*. Asociación de Universidades de la Construcción.
- Rozañov, N. (1978). *Estructuras Hidráulicas*. Moscú.
- Sandoval, W. (2019). *Diseño de obras hidrotécnicas*. David Cabrera Reinoso, B.A.
- SNiP 2.02.02-85. (2004). *Cimentaciones de estructuras hidráulicas*. Moscú.
- SNiP II-16-76. (1976). *Cimentaciones de estructuras hidráulicas*. Moscú.
- Villalaz, C. (2004). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. LIMUSA, S.A. ; C.V. GRUPO NORIEGA.

ANEXOS

TABLA DE RESULTADOS

Tabla 25

Tabla resumen del análisis de estabilidad al deslizamiento plano en presas de hormigón con vertido incorporado cimentado en suelo para combinación básica de fuerzas (CBI), $f=0.25$

Hp (m)	Nº Esquema	B presa (m)	L car (m)	FSD	σ_{cr} (kPa)	σ_{perm} (kPa)	σ_y' (kPa)	σ_y'' (kPa)	Observación
5	ESQ 1	9.82	0.0	3.37	111.60		85.80	166.04	Existe DP
8	ESQ 1	13.60	0.0	2.34	130.50		122.90	234.35	Existe DP
	ESQ 1	22.33	0.0	2.90	174.15		158.19	306.74	Existe DP
10	ESQ 2	15.61	7.2	3.60	176.55		190.63	195.37	Existe DP
	ESQ 3	15.61	5.0	3.02	165.55		187.75	194.18	Existe DP
	ESQ 1	29.08	0.0	2.65	207.90		197.36	383.83	Existe DP; No Sop
13	ESQ 2	18.83	11.0	3.38	211.65		231.76	239.58	Existe DP
	ESQ 3	18.83	7.0	2.65	191.65		225.05	238.97	Existe DP
	ESQ 1	33.33	0.0	2.51	229.15	350	222.28	428.18	Existe DP; No Sop
15	ESQ 2	20.65	14.0	3.30	235.75		259.17	264.46	Existe DP
	ESQ 3	20.65	7.0	2.30	200.75		256.51	260.88	Existe DP
	ESQ 1	26.57	0.0	1.31	195.35		264.19	431.71	Existe DP; No Sop
20	ESQ 2	25.11	20.0	3.10	288.05		323.94	327.18	Existe DP
	ESQ 3	25.11	8.0	1.90	228.05		313.94	324.87	Existe DP
	ESQ 1	54.71	0.0	2.25	336.05		353.03	644.51	Existe DP; No Sop
25	ESQ 2	54.71	14.0	3.31	406.05		432.14	527.89	Existe DP; No Sop
	ESQ 3	54.71	7	2.57	371.05		431.18	454.58	Existe DP; No Sop

Elaborado por: Los autores

Existe DP: Requiere análisis al deslizamiento profundo; No Sop: El esfuerzo máximo supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

Tabla 26

Tabla resumen del análisis de estabilidad al deslizamiento plano en presas de hormigón con vertido incorporado cimentado en suelo para combinación básica de fuerzas (CB1), $f=0.20$

Hp (m)	Nº Esquema	B presa (m)	L car (m)	FSD	σ_{cr} (kPa)	σ_{perm} (kPa)	σ_y' (kPa)	σ_y'' (kPa)	Observación
5	ESQ 1	9.82	0.0	2.91	99.28		86.39	165.49	Existe DP
8	ESQ 1	13.60	0.0	2.00	114.40		124.04	233.19	Existe DP
	ESQ 1	26.67	0.0	2.98	166.68		171.83	312.49	Existe DP
10	ESQ 2	15.61	7.5	3.15	152.44		191.44	195.72	Existe DP
	ESQ 3	15.61	5.5	2.68	144.44		183.57	196.59	Existe DP
	ESQ 1	34.72	0.0	2.71	198.88		215.43	390.40	Existe DP; No Sop
13	ESQ 2	18.83	12.0	3.01	183.32		232.36	240.39	Existe DP
	ESQ 3	18.83	7.0	2.25	163.32		225.67	239.34	Existe DP
	ESQ 1	39.83	0.0	2.56	219.32	350	242.78	435.26	Existe DP; No Sop
15	ESQ 2	20.65	14.0	2.79	198.60		263.66	263.75	Existe DP
	ESQ 3	20.65	7.0	1.94	170.60		257.05	261.40	Existe DP
	ESQ 1	31.73	0.0	1.36	186.92		256.26	492.30	Existe DP; No Sop
20	ESQ 2	25.11	22.5	2.81	250.44		326.29	327.81	Existe DP
	ESQ 3	25.11	9.0	1.66	196.44		307.12	328.60	Existe DP
	ESQ 1	65.55	0.0	2.29	322.20		388.86	648.99	Existe DP; No Sop
25	ESQ 2	65.55	14.0	3.19	378.20		457.73	542.98	Existe DP; No Sop
	ESQ 3	65.55	7.0	2.52	350.20		452.70	458.75	Existe DP; No Sop

Elaborado por: Los autores

Existe DP: Requiere análisis al deslizamiento profundo; No Sop: El esfuerzo máximo supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

Tabla 27

Tabla resumen del análisis de estabilidad al deslizamiento plano en presas de hormigón con vertido incorporado cimentado en suelo para combinación especial de fuerzas (CE1), $f=0.25$

Hp (m)	Nº Esquema	B presa (m)	L car (m)	FSD	σ_{cr} (kPa)	σ_{perm} (kPa)	σ_y' (kPa)	σ_y'' (kPa)	Observación
5	ESQ 1	9.82	0.0	2.67	111.60		48.33	110.00	Existe DP
8	ESQ 1	13.60	0.0	1.76	130.50		70.35	147.41	Existe DP
	ESQ 1	22.33	0.0	2.15	174.15		97.98	195.64	Existe DP
10	ESQ 2	15.61	4.5	2.17	163.05		113.46	121.79	OK
	ESQ 3	15.61	5.0	2.19	165.55		98.84	128.17	OK
	ESQ 1	38.00	0.0	2.61	252.50		156.26	241.61	OK
13	ESQ 2	18.83	5.0	1.70	181.65		137.19	146.97	OK
	ESQ 3	18.83	3.0	1.46	171.65		139.26	143.12	OK
	ESQ 1	41.33	0.0	2.31	269.15	350	173.66	266.93	OK
15	ESQ 2	20.65	4.0	1.37	185.75		157.26	159.36	OK
	ESQ 3	20.65	4.0	1.33	185.75		140.45	166.60	OK
	ESQ 1	32.07	0.0	1.14	222.85		162.64	291.90	Existe DP
20	ESQ 2	25.11	5.0	1.13	213.05		178.01	204.39	OK
	ESQ 3	25.11	6.0	1.12	218.05		142.13	221.33	Existe DP
	ESQ 1	90.00	0.0	2.80	512.50		352.69	363.34	No Sop
25	ESQ 2	29.30	10.0	1.11	259.00		179.44	261.93	Existe DP
	ESQ 3	29.30	12.0	1.11	269.00		129.76	279.73	Existe DP

Elaborado por: Los autores

Existe DP: Requiere análisis al deslizamiento profundo; No Sop: El esfuerzo máximo supera la capacidad portante del suelo de cimentación; OK: Cumple la condición de estabilidad y resistencia.

Tabla 28

Tabla resumen del análisis de estabilidad al deslizamiento plano en presas de hormigón con vertido incorporado cimentado en suelo para combinación especial de fuerzas (CE1), $f=0.20$

Hp (m)	Nº Esquema	B presa (m)	L car (m)	FSD	σ_{cr} (kPa)	σ_{perm} (kPa)	σ_y' (kPa)	σ_y'' (kPa)	Observación
5	ESQ 1	9.82	0.0	2.37	99.28		48.92	109.45	Existe DP
8	ESQ 1	13.60	0.0	1.54	114.40		71.49	146.26	Existe DP
	ESQ 1	26.67	0.0	2.27	166.68		111.85	198.71	Existe DP
10	ESQ 2	15.61	5.0	1.98	142.44		111.64	123.55	OK
	ESQ 3	15.61	4.0	1.81	138.44		107.04	124.25	OK
	ESQ 1	34.72	0.0	2.02	198.88		145.05	243.49	Existe DP
13	ESQ 2	18.83	5.5	1.53	157.32		136.09	148.65	OK
	ESQ 3	18.83	3.0	1.26	147.32		133.80	143.57	OK
	ESQ 1	41.33	0.0	2.05	225.32	350	174.90	295.55	Existe DP
15	ESQ 2	20.65	4.0	1.19	158.60		158.38	159.76	Existe DP
	ESQ 3	20.65	3.5	1.12	156.60		144.04	165.24	Existe DP
	ESQ 1	35.73	0.0	1.11	202.92		170.37	309.72	Existe DP
20	ESQ 2	25.11	8.0	1.12	192.44		167.36	212.19	Existe DP
	ESQ 3	25.11	9.5	1.12	198.44		123.08	230.50	Existe DP
	ESQ 1	47.55	0.0	1.11	250.20		227.85	372.48	Existe DP; No Sop
25	ESQ 2	29.30	14.0	1.11	233.20		176.59	266.48	Existe DP
	ESQ 3	29.30	17.0	1.11	245.20		119.59	281.07	Existe DP

Elaborado por: Los autores

Existe DP: Requiere análisis al deslizamiento profundo; No Sop: El esfuerzo máximo supera la capacidad portante del suelo de cimentación; OK: Cumple la condición de estabilidad y resistencia.

Tabla 29

Tabla resumen del análisis de estabilidad al deslizamiento plano en presas de hormigón con vertido incorporado cimentado en suelo para combinación especial de fuerzas (CE2), $f=0.25$, $k_s=0.15$

Hp (m)	Nº Esquema	B presa (m)	L car (m)	FSD	σ_{cr} (kPa)	σ_{perm} (kPa)	σ_y' (kPa)	σ_y'' (kPa)	Observación
5	ESQ 1	9.82	0.0	1.20	111.60		40.49	211.38	Existe DP
	ESQ 1	18.43	0.0	1.13	154.65		76.62	315.81	Existe DP
8	ESQ 2	13.60	1.5	1.14	138.00		87.17	260.13	Existe DP
	ESQ 3	13.60	1.5	1.12	138.00		89.95	253.66	Existe DP
10	ESQ 1	25.00	0.0	1.12	187.50		106.81	374.14	Existe DP; No Sop
	ESQ 2	15.61	3.0	1.13	155.55		120.65	280.01	Existe DP
	ESQ 3	15.61	3.2	1.11	156.55		127.82	264.27	Existe DP
13	ESQ 1	35.00	0.0	1.10	237.50		150.09	460.83	Existe DP; No Sop
	ESQ 2	18.83	5.3	1.12	183.15		164.20	319.92	Existe DP
	ESQ 3	18.83	6.0	1.11	186.65	350	146.00	322.21	Existe DP
15	ESQ 1	43.33	0.0	1.11	279.15		186.69	506.99	Existe DP; No Sop
	ESQ 2	20.65	7.0	1.11	200.75		189.86	344.44	Existe DP
	ESQ 3	20.65	9.0	1.16	210.75		161.34	349.12	Existe DP
20	ESQ 1	60.00	0.0	1.09	362.50		262.04	621.31	Existe DP; No Sop
	ESQ 2	25.11	11.5	1.12	245.55		251.26	407.66	Existe DP; No Sop
	ESQ 3	25.11	13.5	1.11	255.55		184.09	437.28	Existe DP; No Sop
25	ESQ 1	94.71	0.0	1.16	536.05		395.44	709.22	Existe DP; No Sop
	ESQ 2	29.30	16.0	1.12	289.00		307.93	477.59	Existe DP; No Sop
	ESQ 3	29.30	20.0	1.13	309.00		224.69	508.65	Existe DP; No Sop

Elaborado por: Los autores

Existe DP: Requiere análisis al deslizamiento profundo; No Sop: El esfuerzo máximo supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

Tabla 30

Tabla resumen del análisis de estabilidad al deslizamiento plano en presas de hormigón con vertido incorporado cimentado en suelo para combinación especial de fuerzas (CE2), $f=0.20$, $k_s=0.15$

Hp (m)	Nº Esquema	B presa (m)	L car (m)	FSD	σ_{cr} (kPa)	σ_{perm} (kPa)	σ_y' (kPa)	σ_y'' (kPa)	Observación
5	ESQ 1	11.00	0.0	1.12	104.00		46.19	214.10	Existe DP
	ESQ 2	9.82	1.0	1.27	103.28		60.11	185.27	Existe DP
	ESQ 3	9.82	1.0	1.25	103.28		63.52	177.97	Existe DP
8	ESQ 1	21.89	0.0	1.12	160.00		108.99	309.03	Existe DP
	ESQ 2	13.60	3.0	1.13	126.40		108.36	231.68	Existe DP
	ESQ 3	13.60	3.2	1.12	127.20		115.00	216.66	Existe DP
10	ESQ 1	35.00	0.0	1.11	200.00		151.40	359.04	Existe DP; No Sop
	ESQ 2	15.61	4.8	1.11	141.64		139.02	256.09	Existe DP
	ESQ 3	15.61	5.5	1.12	144.44		118.81	261.41	Existe DP
13	ESQ 1	50.00	0.0	1.07	260.00		209.56	437.56	Existe DP; No Sop
	ESQ 2	18.83	8.0	1.11	167.32	350	183.00	296.82	Existe DP
	ESQ 3	18.83	9.5	1.12	173.32		141.86	314.15	Existe DP
15	ESQ 1	79.83	0.0	1.15	379.32		293.94	456.98	Existe DP; No Sop
	ESQ 2	20.65	10.5	1.12	184.60		208.88	322.64	Existe DP
	ESQ 3	20.65	12.0	1.11	190.60		161.98	341.23	Existe DP
20	ESQ 1	80.00	0.0	1.01	380.00		330.69	588.00	Existe DP; No Sop
	ESQ 2	25.11	16.0	1.11	224.44		268.21	390.07	Existe DP; No Sop
	ESQ 3	25.11	19.5	1.11	238.44		188.62	419.44	Existe DP; No Sop
25	ESQ 1	105.55	0.0	1.00	482.20		424.64	693.85	Existe DP; No Sop
	ESQ 2	29.30	23.0	1.13	269.20		328.10	461.35	Existe DP; No Sop
	ESQ 3	29.30	28.0	1.13	289.20		238.92	483.28	Existe DP; No Sop

Elaborado por: Los autores

Existe DP: Requiere análisis al deslizamiento profundo; No Sop: El esfuerzo máximo supera la capacidad portante del suelo de cimentación.

Tabla 31

Tabla resumen del análisis de estabilidad al deslizamiento plano en presas de hormigón con vertido incorporado cimentado en suelo para combinación especial de fuerzas (CE2), $f=0.25$, $k_s=0.25$

Hp (m)	Nº Esquema	B presa (m)	L car (m)	FSD	σ_{cr} (kPa)	σ_{perm} (kPa)	σ_y' (kPa)	σ_y'' (kPa)	Observación
5	ESQ 1	25.41	0.0	1.12	189.55		91.11	207.63	Existe DP
	ESQ 2	9.82	2.0	1.12	121.60		52.53	186.93	Existe DP
	ESQ 3	9.82	2.2	1.12	122.60		60.97	170.09	Existe DP
8	ESQ 1	80.00	0.0	1.08	462.50		204.00	264.07	OK
	ESQ 2	13.60	5.5	1.11	158.00		82.19	246.20	Existe DP
	ESQ 3	13.60	6.5	1.13	163.00		64.46	248.72	Existe DP
10	ESQ 1	70.00	0.0	1.00	412.50		215.50	333.40	OK
	ESQ 2	15.61	8.0	1.12	180.55		100.00	283.84	Existe DP
	ESQ 3	15.61	9.2	1.11	186.55		77.36	286.79	Existe DP
13	ESQ 1	100.00	0.0	0.97	562.50		286.47	405.40	No Sop
	ESQ 2	18.83	11.7	1.11	215.15	350	131.64	338.46	Existe DP
	ESQ 3	18.83	14.0	1.11	226.65		102.98	338.73	Existe DP
15	ESQ 1	83.33	0.0	0.90	479.15		275.63	480.21	Existe DP; No Sop
	ESQ 2	20.65	14.1	1.10	236.25		157.59	365.91	Existe DP; No Sop
	ESQ 3	20.65	17.0	1.11	250.75		124.69	365.41	Existe DP; No Sop
20	ESQ 1	110.00	0.0	0.87	612.50		366.89	583.06	No Sop
	ESQ 2	25.11	20.8	1.11	292.05		202.83	447.71	Existe DP; No Sop
	ESQ 3	25.11	25.5	1.10	315.55		150.02	446.43	Existe DP; No Sop
25	ESQ 1	90.00	0.0	0.77	512.50		329.94	771.26	Existe DP; No Sop
	ESQ 2	29.30	27.0	1.10	344.00		302.52	480.59	Existe DP; No Sop
	ESQ 3	29.30	35.0	1.12	384.00		198.65	514.17	Existe DP; No Sop

Elaborado por: Los autores

Existe DP: Requiere análisis al deslizamiento profundo; No Sop: El esfuerzo máximo supera la capacidad portante del suelo de cimentación; OK: Cumple la condición de estabilidad y resistencia.

Tabla 32

Tabla resumen del análisis de estabilidad al deslizamiento plano en presas de hormigón con vertido incorporado cimentado en suelo para combinación especial de fuerzas (CE2), $f=0.20$, $k_s=0.25$

Hp (m)	Nº Esquema	B presa (m)	L car (m)	FSD	σ_{cr} (kPa)	σ_{perm} (kPa)	σ_y' (kPa)	σ_y'' (kPa)	Observación
5	ESQ 1	38.00	0.0	1.04	212.00		118.97	189.13	OK
	ESQ 2	9.82	3.0	1.11	111.28		65.62	169.81	Existe DP
	ESQ 3	9.82	3.5	1.13	113.28		45.69	176.68	Existe DP
8	ESQ 1	80.00	0.0	0.93	380.00		204.22	263.55	OK
	ESQ 2	13.60	7.5	1.11	144.40		85.55	237.84	Existe DP
	ESQ 3	13.60	8.7	1.11	149.20		65.04	239.95	Existe DP
10	ESQ 1	70.00	0.0	0.85	340.00		215.66	332.94	OK
	ESQ 2	15.61	10.8	1.11	165.64		107.87	271.86	Existe DP
	ESQ 3	15.61	12.5	1.11	172.44		81.98	273.13	Existe DP
13	ESQ 1	100.00	0.0	0.81	460.00		286.71	404.73	No Sop
	ESQ 2	18.83	15.0	1.08	195.32	350	143.88	324.67	Existe DP; Lmax
	ESQ 3	18.83	19.0	1.11	211.32		113.06	319.60	Existe DP
15	ESQ 1	110.00	0.0	0.79	500.00		319.04	452.38	No Sop
	ESQ 2	20.65	17.4	1.04	212.20		149.91	393.65	No Sop; Lmax
	ESQ 3	20.65	23.0	1.11	234.60		137.78	344.17	Existe DP
20	ESQ 1	110.00	0.0	0.87	612.50		366.89	583.06	No Sop
	ESQ 2	25.11	20.8	1.11	292.05		202.83	447.71	Existe DP; No Sop
	ESQ 3	25.11	25.5	1.10	315.55		150.02	446.43	Existe DP; No Sop
25	ESQ 1	100.00	0.0	0.66	460.00		363.91	750.91	Existe DP; No Sop
	ESQ 2	29.30	29.0	0.97	293.20		308.94	480.00	Existe DP; No Sop
	ESQ 3	29.30	115.0	1.12	637.20		63.97	272.45	Existe DP; No Sop

Elaborado por: Los autores

Existe DP: Requiere análisis al deslizamiento profundo; No Sop: El esfuerzo máximo supera la capacidad portante del suelo de cimentación; OK: Cumple la condición de estabilidad y resistencia; Lmax: Se esta ocupando la maxima longitud de carpeta anclada para que sea considerada rígida.

Tabla 33

Tabla de resultados del análisis al deslizamiento profundo para combinación básica

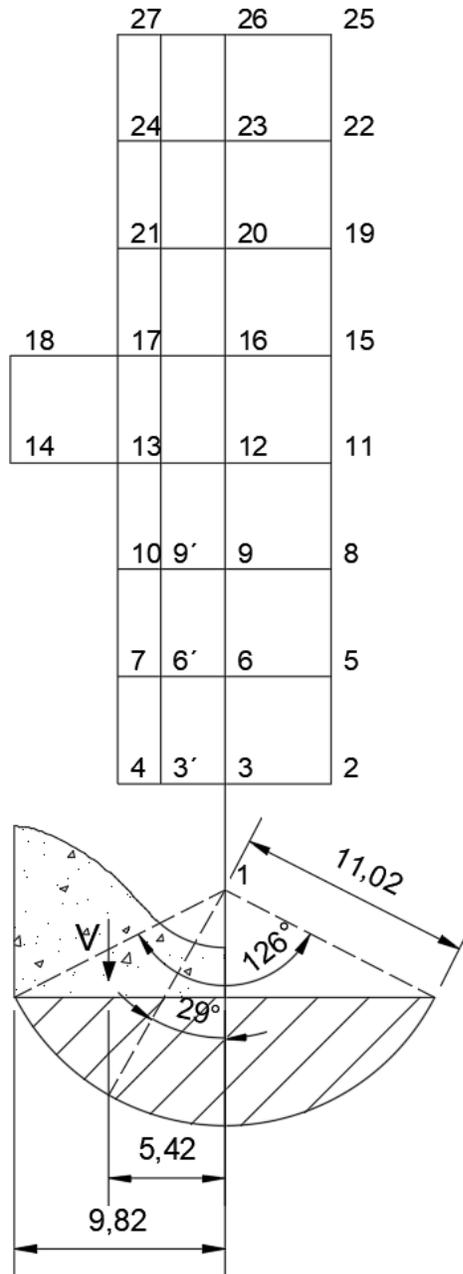
(CBI)

Hp (m)	ESQ	Punto	V (KN)	Q (KN)	a (m)	G (KN)	N1 (KN)	T1 (KN)	N2 (KN)	T2 (KN)	W ₀ (KN)	S1 (KN)	S2 (KN)	SG (KN)	C (KN)	ks
5	1	1	1236.76	169.14	5.42	675.26	1081.70	599.59	150.70	76.79	174.15	216.34	30.14	135.05	605.86	1.24
		2				1314.05	1000.56	726.95	140.22	94.58	234.98	200.11	28.04	262.81	873.78	1.37
		3				435.18	1138.45	483.24	118.55	120.64	124.89	227.69	23.71	87.04	544.45	1.25
		3'				158.53	1209.74	257.14	95.80	139.39	68.00	241.95	19.16	31.71	364.29	1.44
		5				984.75	1071.07	618.38	118.55	120.64	187.87	214.21	23.71	196.95	819.00	1.40
		6				306.53	1176.23	382.18	92.12	141.85	92.76	235.25	18.42	61.31	516.35	1.37
		6'				109.18	1224.73	172.12	70.14	153.91	48.42	244.95	14.03	21.84	352.35	1.70
		8				787.49	1120.89	522.68	100.61	135.96	155.20	224.18	20.12	157.50	792.80	1.50
8	1	1	2429.17	413.87	7.49	1832.64	2060.06	1287.27	321.64	260.46	430.73	412.01	64.33	366.53	1063.69	1.01
		3				1038.53	2183.33	1064.88	332.69	246.18	329.45	436.67	66.54	207.71	788.09	0.96
		4				296.48	2384.54	463.51	268.79	314.71	158.99	476.91	53.76	59.30	466.17	1.15
		4				1512.28	2082.21	1251.12	388.91	141.55	427.13	416.44	77.78	302.46	885.14	1.01
		6				773.47	2252.29	909.98	276.93	307.56	260.53	450.46	55.39	154.69	742.20	0.97
		7				216.64	2405.53	338.08	206.93	358.42	119.65	481.11	41.39	43.33	452.65	1.26
		9				607.72	2310.28	750.66	231.43	343.11	211.68	462.06	46.29	121.54	717.73	1.05
		3				5742.49	3549.74	2132.90	616.38	230.46	1038.91	709.95	123.28	1148.50	1727.32	1.23
10	1	6	4141.24	658.06	14.58	4699.33	3656.50	1944.19	572.74	324.04	909.00	731.30	114.55	939.87	1615.56	1.17
		9				3951.75	3722.12	1815.40	525.55	396.03	800.85	744.42	105.11	790.35	1542.02	1.12
		12				3438.06	3783.21	1684.39	481.27	448.79	716.49	756.64	96.25	687.61	1499.52	1.12
		11				5361.86	3622.01	2007.71	515.00	409.65	923.99	724.40	103.00	1072.37	1813.42	1.18
		13				1929.89	3960.29	1210.78	431.72	496.64	509.55	792.06	86.34	385.98	1183.58	1.14
		16				2939.36	3866.18	1484.09	436.04	492.86	631.87	773.24	87.21	587.87	1453.69	1.15
		5				5421.11	3834.66	2304.09	534.92	284.42	982.77	766.93	106.98	1084.22	1723.79	1.13
		6				3267.14	4054.49	1890.64	508.10	329.96	745.03	810.90	101.62	653.43	1370.39	1.06
10	2	7	4473.64	605.83	11.51	1728.51	4300.34	1233.10	467.48	385.36	521.13	860.07	93.50	345.70	1036.52	1.15
		8				4555.75	3912.73	2168.86	493.22	351.81	867.66	782.55	98.64	511.15	1640.83	1.08
		9				2690.25	4147.89	1675.86	457.23	397.46	643.35	829.58	91.45	938.05	1306.76	1.07
		10				1373.02	4340.75	1082.27	405.38	450.22	433.90	868.15	81.08	274.60	988.87	1.16
		12				2334.66	4203.85	1530.08	413.18	443.08	571.01	840.77	82.64	466.93	1277.71	1.09
		3				3218.10	3575.20	1821.65	546.82	260.82	764.84	715.04	109.36	643.62	1314.86	1.07
		5				4454.62	3439.42	2066.61	524.67	302.92	882.98	687.88	104.93	890.92	1576.56	1.09
		6				2567.57	3665.64	1632.05	493.22	351.81	651.37	733.13	98.64	513.51	1231.81	1.04
10	3	7	4012.54	605.83	10.43	1246.07	3893.35	970.72	443.08	413.18	431.35	778.67	88.62	249.21	900.75	1.16
		9				2112.51	3746.03	1437.97	439.46	417.03	559.44	749.21	87.89	422.50	1182.03	1.05
		10				1010.85	3924.86	834.25	381.26	470.82	361.43	784.97	76.25	202.17	873.99	1.20
		12				1762.02	3793.93	1306.36	389.42	464.10	482.10	758.79	77.88	352.40	1142.14	1.07
		6				6804.87	6493.13	3308.41	908.03	442.87	1443.08	1298.63	181.61	1360.97	1915.67	1.01
		9				5816.69	6604.63	3079.79	847.29	550.23	1292.32	1320.93	169.46	1163.34	1828.51	0.98
		11				7487.28	6434.40	3421.23	827.57	579.47	1450.19	1286.88	165.51	1497.46	2097.45	0.99
		12				5059.20	6708.09	2847.42	785.13	635.78	1162.94	1341.62	157.03	1011.84	1767.33	0.97
13	2	13	7287.41	1010.27	15.33	3134.40	6968.98	2130.63	726.73	701.79	882.35	1393.80	145.35	626.88	1443.13	1.01
		16				4490.54	6803.38	2611.57	726.73	701.79	1056.13	1360.68	145.35	898.11	1727.33	0.99
		5				6800.90	5147.82	3093.12	908.03	442.87	1442.66	1029.56	181.61	1360.18	1915.11	0.99
		6				4386.82	5442.94	2538.09	874.92	505.14	1139.11	1088.59	174.98	877.36	1564.51	0.96
		7				2461.57	5711.69	1855.84	817.33	593.82	826.68	1142.34	163.47	492.31	1209.67	0.98
		8				5816.69	5252.64	2911.58	847.29	550.23	1292.32	1050.53	169.46	1163.34	1828.51	0.95
		9				3702.35	5528.21	2346.58	801.50	615.01	1004.58	1105.64	160.30	740.47	1497.23	0.94
		10				2022.79	5772.98	1655.37	726.73	701.79	708.83	1154.60	145.35	404.56	1159.32	0.97
15	2	12	9137.31	1335.55	17.32	3134.40	5643.44	2054.04	726.73	701.79	882.35	1128.69	145.35	626.88	1443.13	0.96
		12				6820.65	8347.35	3716.48	1080.48	785.02	1587.79	1669.47	216.10	1364.13	2013.60	0.92
		16				6053.06	8471.97	3422.90	1007.95	876.20	1447.53	1694.39	201.59	1210.61	1960.14	0.93
		19				7837.32	8281.22	3861.60	1000.27	884.96	1641.14	1656.24	200.05	1567.46	2238.53	0.93
		20				5370.15	8530.42	3274.52	936.10	952.58	1316.18	1706.08	187.22	1074.03	1912.55	0.92
		21				3585.55	8783.35	2518.59	867.37	1015.56	1036.73	1756.67	173.47	717.11	1621.18	0.96
		23				4939.03	8639.50	2974.82	876.20	1007.95	1222.73	1727.90	175.24	987.81	1893.44	0.95
		8				6750.20	6268.96	3474.94	1138.74	697.82	1618.71	1253.79	227.75	1350.04	1954.74	0.90
15	3	9	7167.64	1335.55	13.79	4351.44	6547.96	2915.34	1080.48	785.02	1268.23	1309.59	216.10	870.29	1608.34	0.86
		10				2558.64	6854.45	2095.62	1000.27	884.96	937.71	1370.89	200.05	511.73	1279.04	0.90
		11				5864.50	6386.41	3254.04	1059.56	813.03	1458.84	1277.28	211.91	1172.90	1884.37	0.87
		12				3785.78	6645.72	2685.05	992.51	893.66	1136.40	1329.14	198.50	757.16	1561.58	0.86
		13				2147.25	6923.41	1855.12	893.66	992.51	813.92	1384.68	178.73	429.45	1236.64	0.91
		16				3244.95	6735.38	2451.48	902.29	984.67	1005.20	1347.08	180.46	648.99	1513.20	0.86
		23				11765.56	14437.10	5832.97	1709.97	1434.84	2709.91	2887.42	341.99	2353.11	2713.55	0.88
		25				15533.19	13995.04	6825.84	1782.72	1343.38	3175.53	2799.01	356.54	3106.64	3057.21	0.88
20	2	26	15570.91	2232.21	23.79	10724.05	14536.70	5580.12	1619.19	1536.55	2520.95	2907.34	323.84	2144.81	2658.73	0.87
		27				7987.40	14808.82	4811.68	1536.55	1619.19	2121.76	2961.76	307.31	1597.48	2352.82	0.88
		29				9913.55	14631.87	5325.57	1536.55	1619.19	2363.79	2926.37	307.31	1982.71	2621.20	0.88
		20				5289.76	10188.28	3708.23	1564.56	1592.11	1741.72	2037.66	312.91	1057.95	1898.19	0.79
		22				6930.65	9980.24	4236.36	1564.56	1592.11	1993.64	1996.05	312.91	1386.13	2172.74	0.78
		23				4709.50	10251.45	3529.86	1449.69	1697.37	1584.21	2050.29	289.94	941.90	1857.98	0.78
		24				2992.58	10520.08	2622.95	1312.05	1805.88	1203.22	2104.02	262.41	598.52	1554.46	0.82
		26				4212.89	10368.39	3169.94	1343.37	1782.71	1444.09	2073.68	268.67	842.58	1823.34	0.80

Elaborado por: Los autores

Figura 59

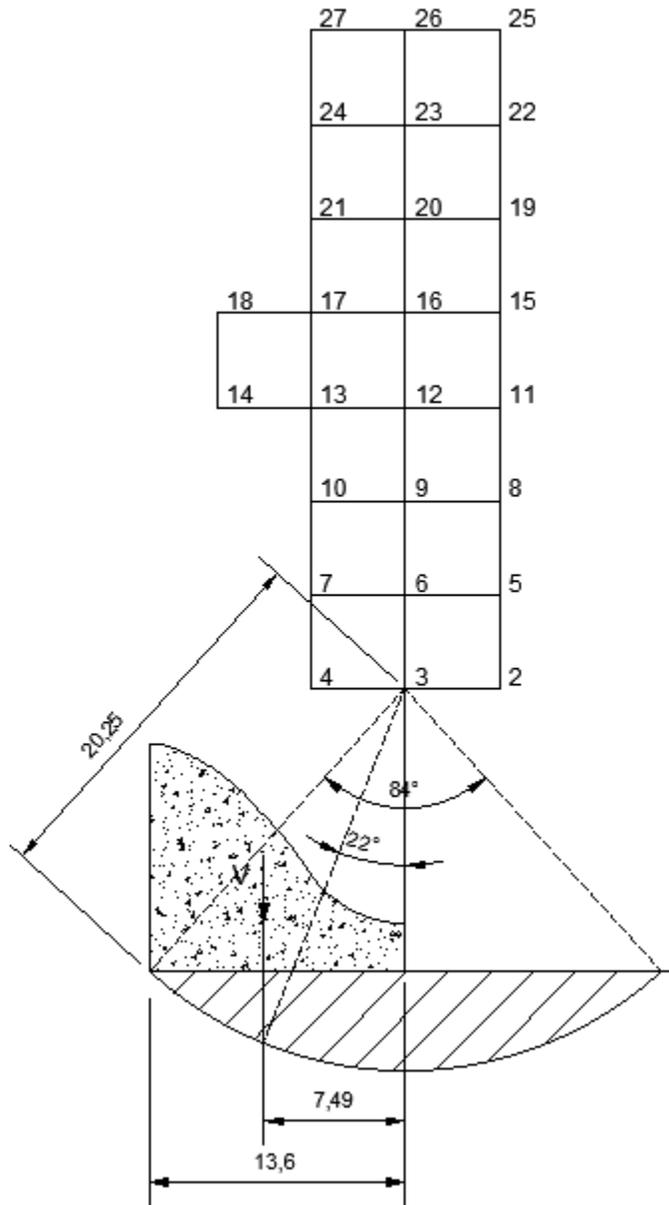
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=5m$; CBI; ESQ1



Elaborado por: Los autores

Figura 60

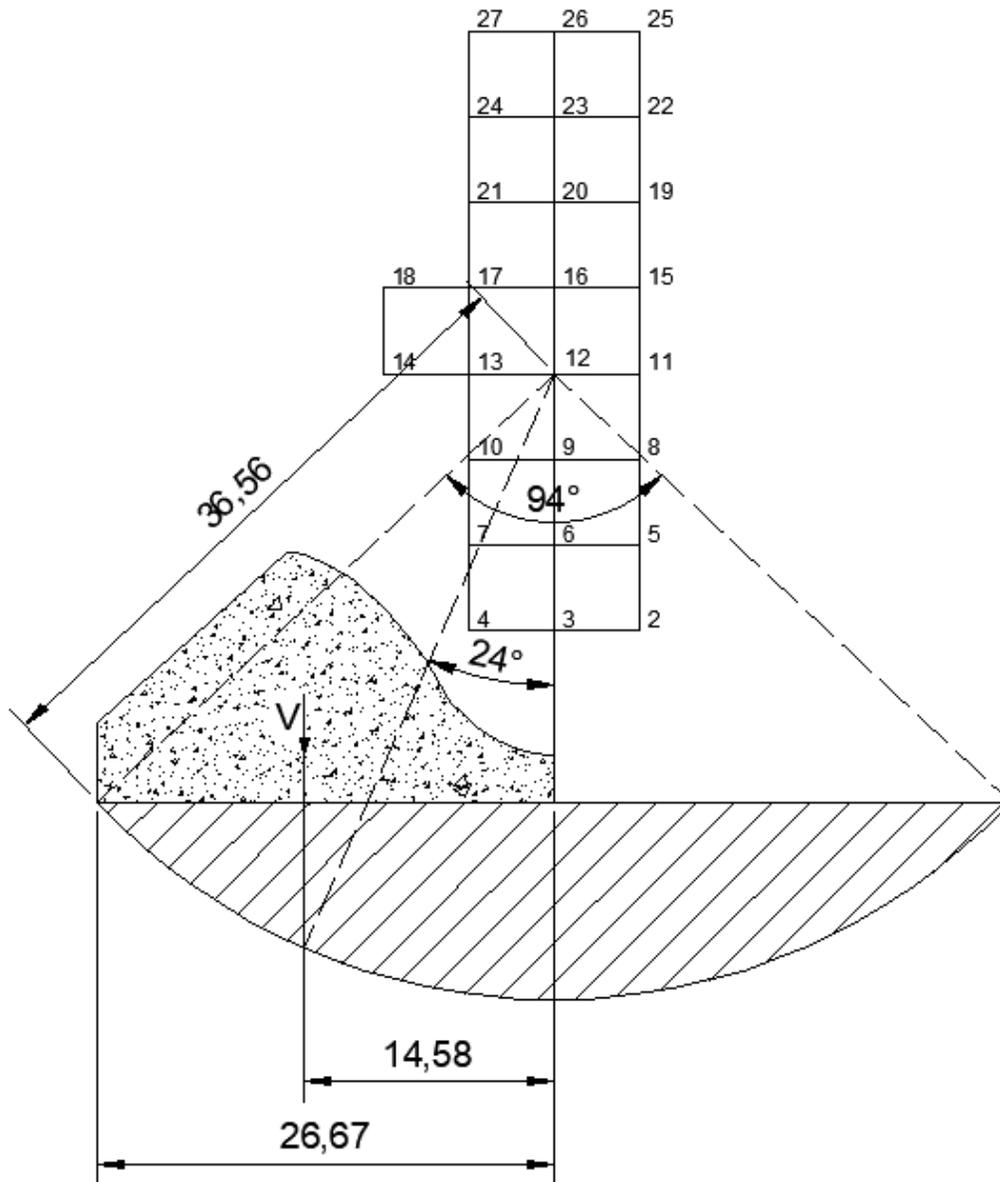
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=8m$; CBI; ESQ1



Elaborado por: Los autores

Figura 61

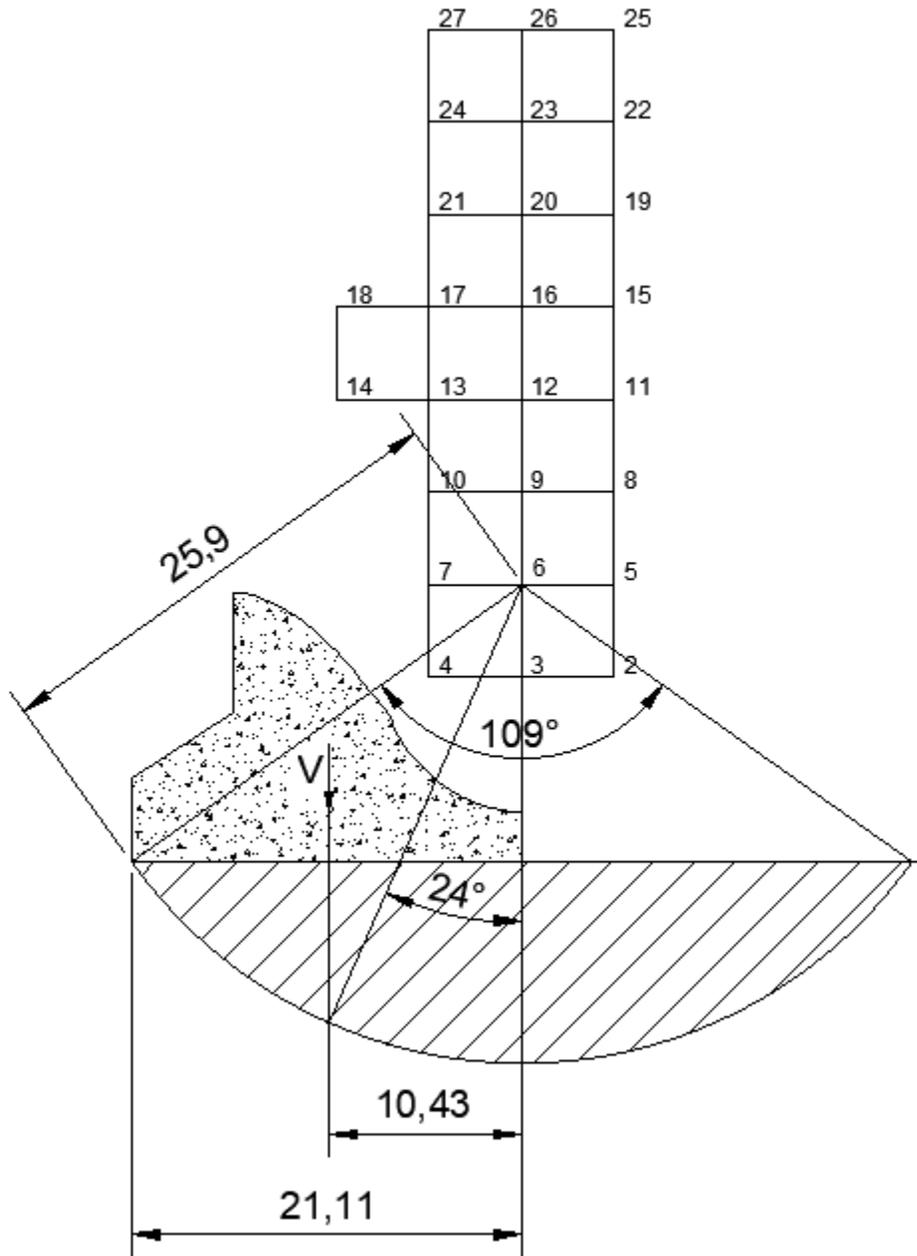
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=10m$; CBI; ESQ1



Elaborado por: Los autores

Figura 63

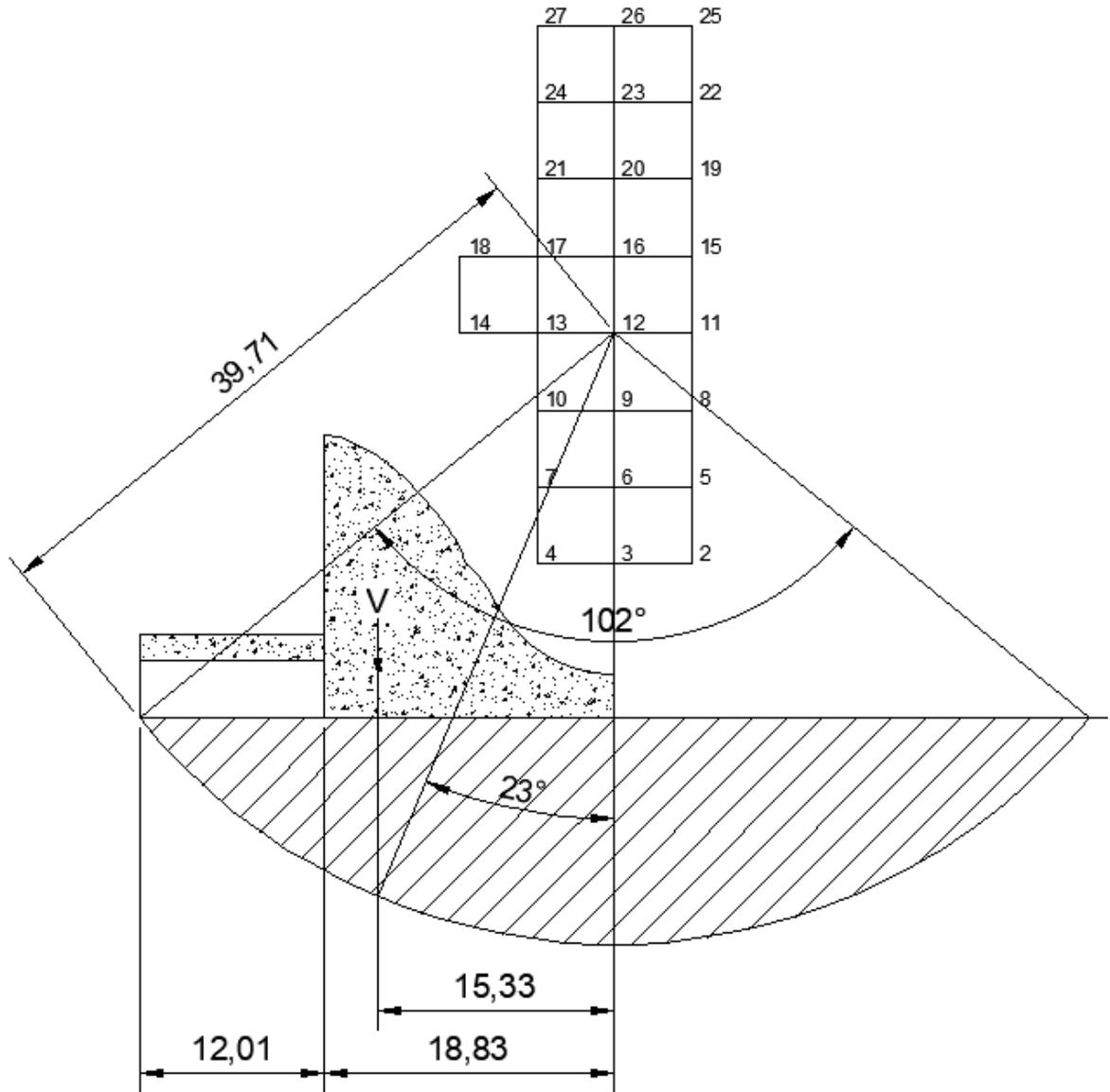
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=10m$; CBI; ESQ3



Elaborado por: Los autores

Figura 64

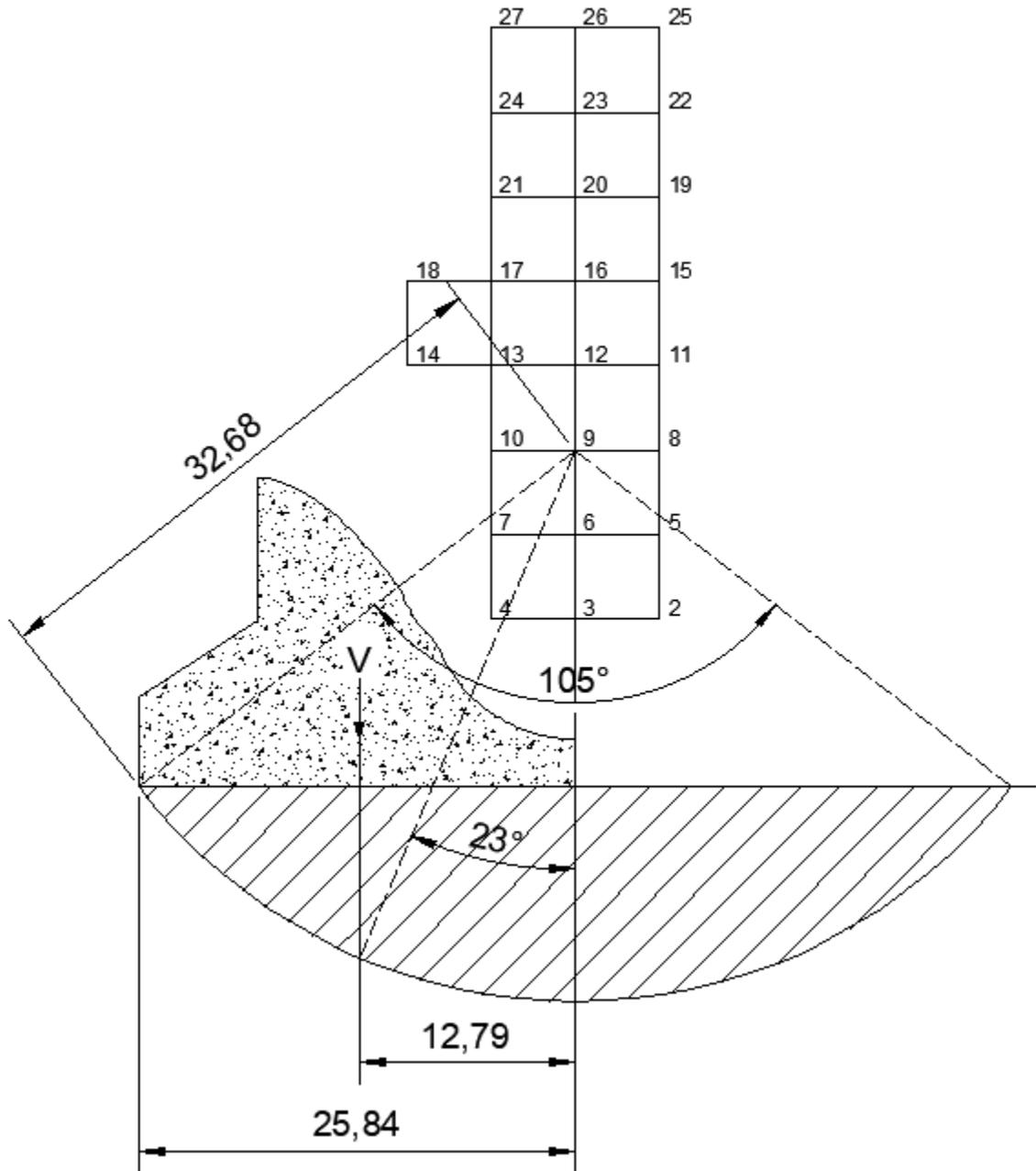
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=13m$; CBI; ESQ2



Elaborado por: Los autores

Figura 65

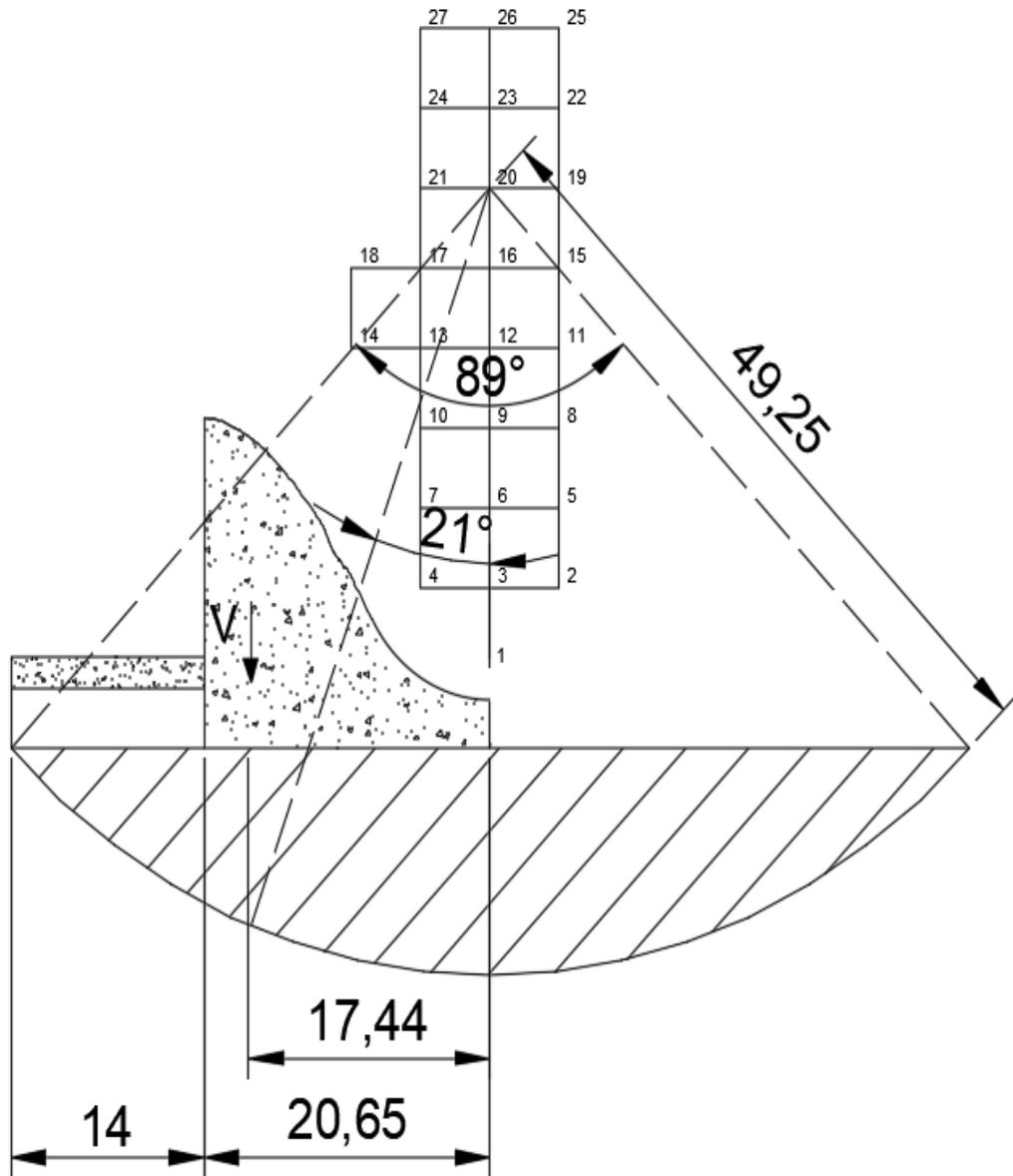
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=13m$; CBI; ESQ3



Elaborado por: Los autores

Figura 66

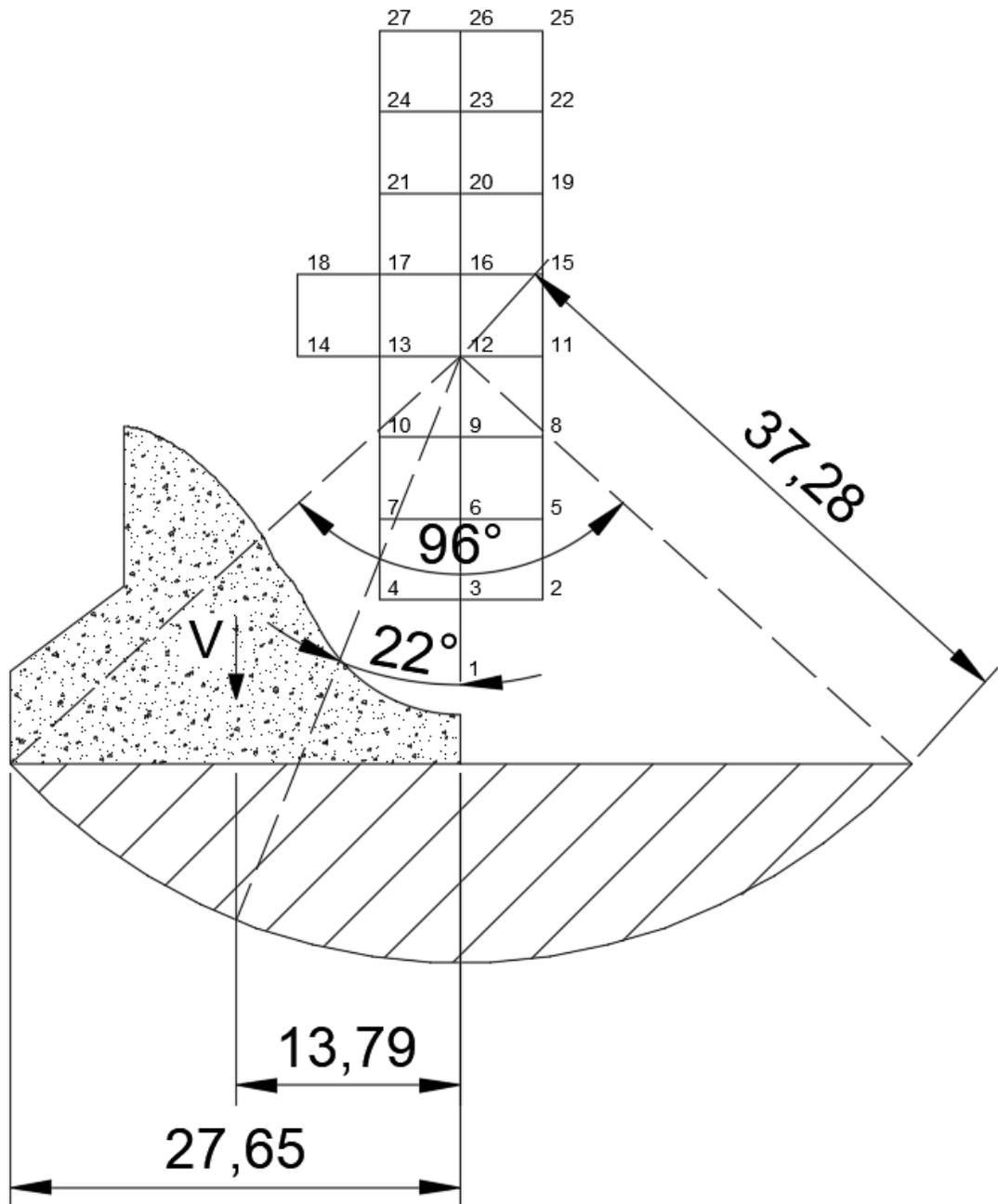
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=15m$; CBI; ESQ2



Elaborado por: Los autores

Figura 67

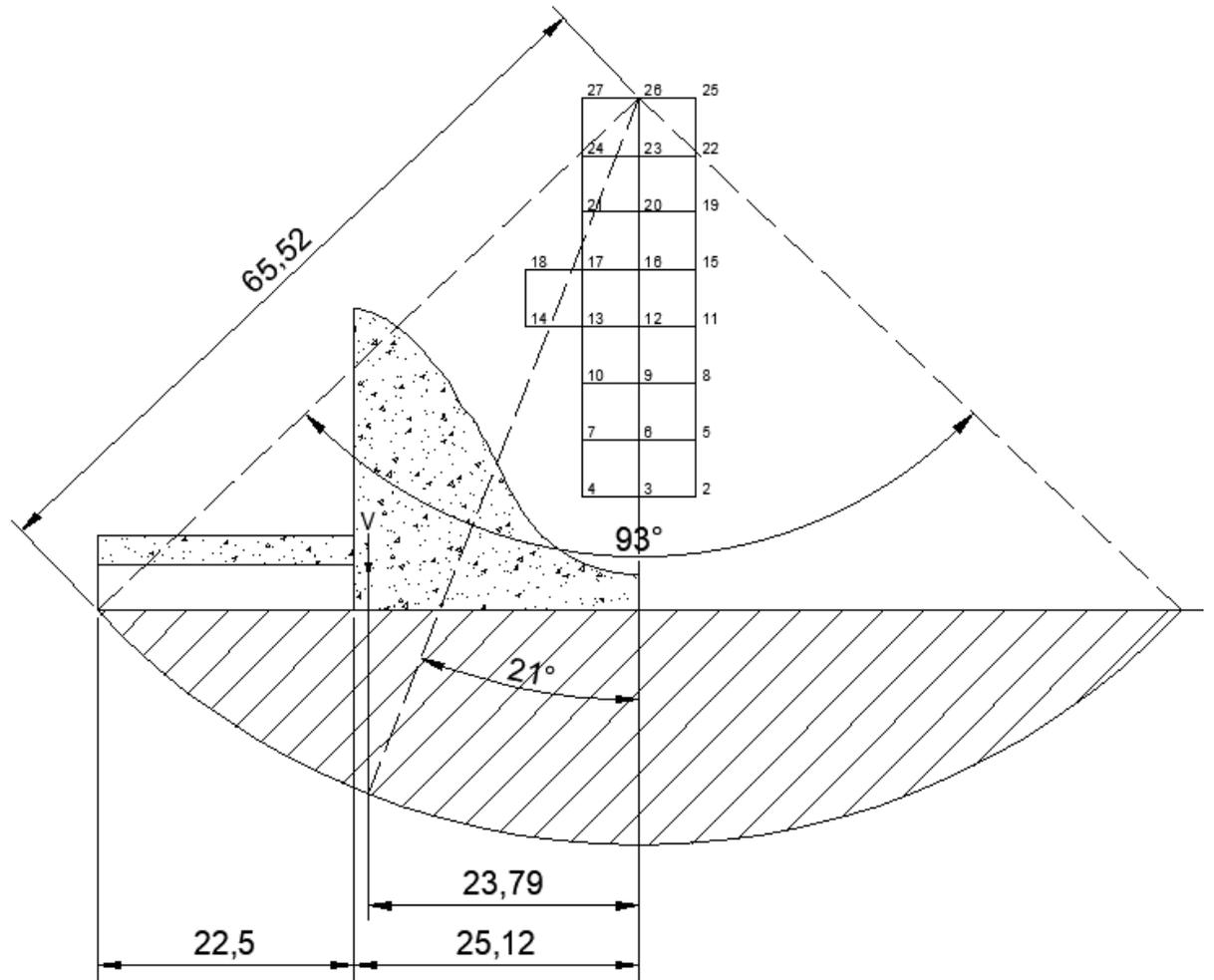
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=15m$; CBI; ESQ3



Elaborado por: Los autores

Figura 68

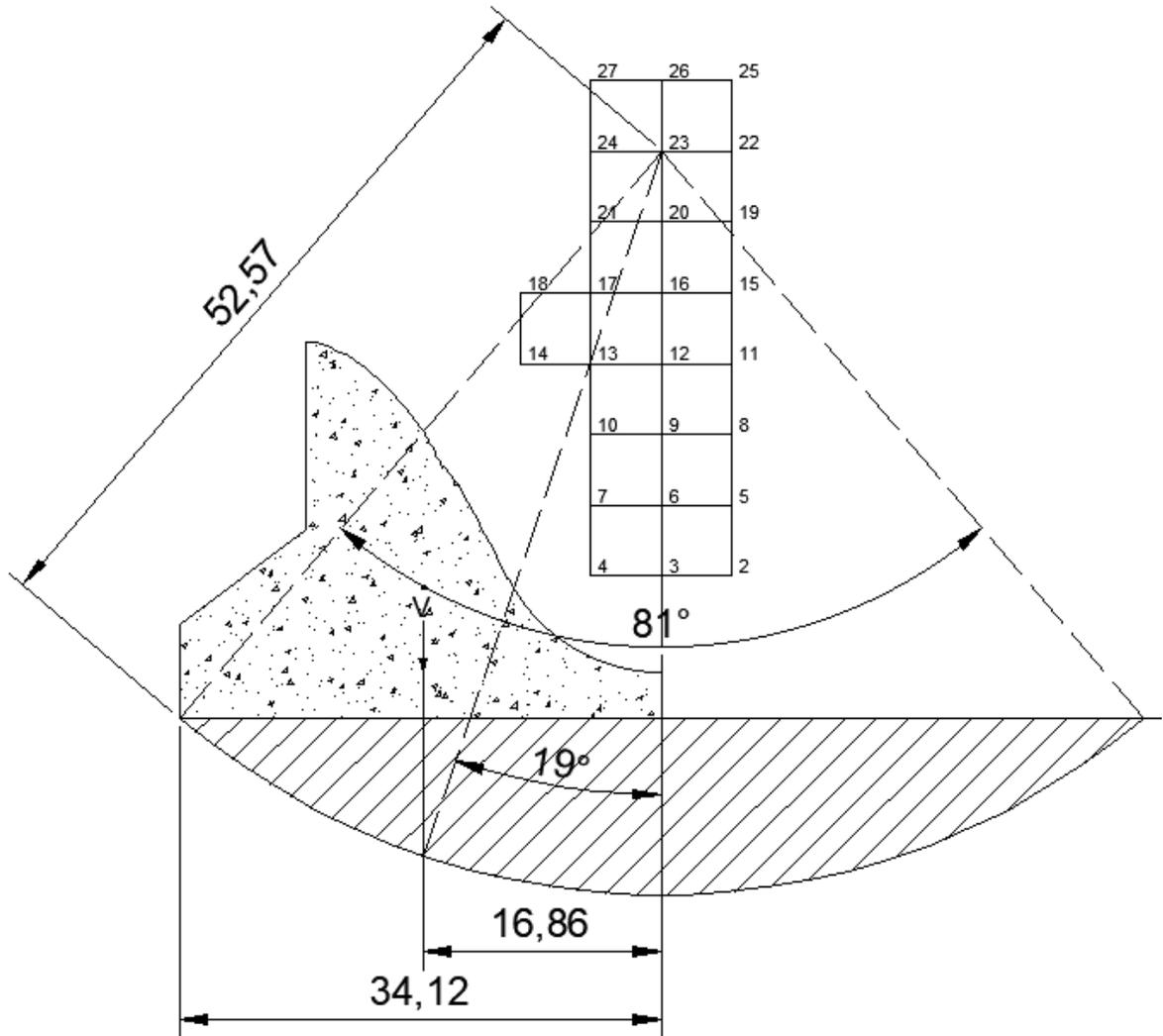
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=20m$; CB1; ESQ2



Elaborado por: Los autores

Figura 69

Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=20m$; CBI; ESQ3



Elaborado por: Los autores

Tabla 34

Tabla de resultados del análisis al deslizamiento profundo para combinación especial

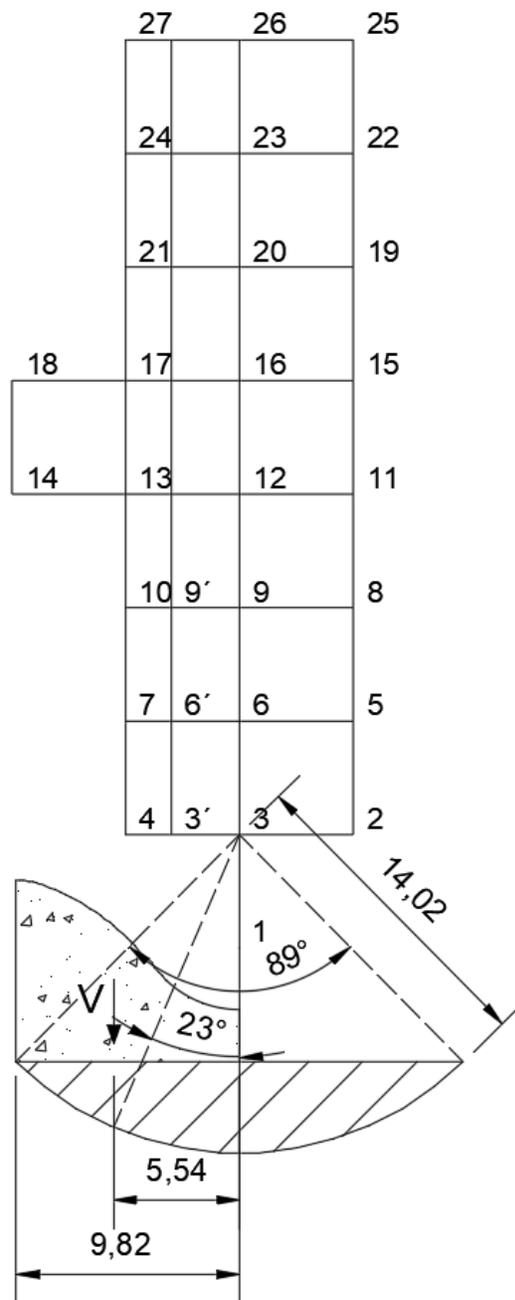
(CEI)

Hp (m)	ESQ	Punto	V (KN)	Q (KN)	a (m)	G (KN)	N1 (KN)	T1 (KN)	N2 (KN)	T2 (KN)	W ₀ (KN)	S1 (KN)	S2 (KN)	SG (KN)	C (KN)	ks
5	1	777.61	169.14	5.54	1	675.26	673.43	388.81	150.70	76.79	174.15	134.69	30.14	135.05	605.86	1.55
					2	1314.05	629.10	457.07	140.22	94.58	234.98	125.82	28.04	262.81	873.78	1.78
					3	435.18	715.80	303.84	118.55	120.64	124.89	143.16	23.71	87.04	544.45	1.51
					3'	158.53	760.62	161.67	95.80	139.39	68.00	152.12	19.16	31.71	364.29	1.57
					5	984.75	673.43	388.81	118.55	120.64	187.87	134.69	23.71	196.95	819.00	1.76
					6	306.53	739.55	240.30	92.12	141.85	92.76	147.91	18.42	61.31	516.35	1.60
8	1	1480.68	413.87	7.58	6'	109.18	768.04	121.65	70.14	153.91	48.42	153.61	14.03	21.84	352.35	1.69
					1	1512.28	1255.69	784.64	388.91	141.55	427.13	251.14	77.78	302.46	885.14	1.27
					3	1038.53	1319.29	672.21	332.69	246.18	329.45	263.86	66.54	207.71	788.09	1.13
					5	1832.64	1255.69	784.64	321.64	260.46	430.73	251.14	64.33	366.53	1063.69	1.26
					6	773.47	1372.86	554.67	276.93	307.56	260.53	274.57	55.39	154.69	742.20	1.13
					7	296.48	1453.47	282.53	268.79	314.71	158.99	290.69	53.76	59.30	466.17	1.18
10	1	4141.24	658.06	14.58	9	607.72	1408.21	457.55	231.43	343.11	211.68	281.64	46.29	121.54	717.73	1.18
					6	4699.33	3656.50	1944.19	572.74	324.04	909.00	731.30	114.55	939.87	1615.56	1.17
					7	2789.78	3866.18	1484.09	542.32	372.73	682.86	773.24	108.46	557.96	1276.69	1.15
					8	6178.91	3511.97	2194.52	555.00	353.57	1027.26	702.39	111.00	1235.78	1879.68	1.19
					9	3902.41	3722.12	1815.40	523.81	398.32	794.60	744.42	104.76	780.48	1534.74	1.12
					10	2302.40	3915.62	1348.26	485.17	444.58	588.59	783.12	97.03	460.48	1222.41	1.13
13	1	6745.06	1096.40	18.83	12	3478.12	3783.21	1684.39	482.84	447.11	721.77	756.64	96.57	695.62	1505.90	1.12
					10	5273.86	6208.86	2635.50	908.96	613.10	1223.94	1241.77	181.79	1054.77	1750.50	1.02
					12	6836.62	6062.42	2956.84	887.01	644.45	1377.69	1212.48	177.40	1367.32	2015.96	1.03
					13	4589.13	6297.05	2417.21	839.89	704.75	1100.09	1259.41	167.98	917.83	1694.71	1.01
					14	2736.98	6515.22	1745.75	768.48	782.01	814.35	1303.04	153.70	547.40	1365.39	1.05
					17	3948.35	6377.58	2195.98	768.48	782.01	978.09	1275.52	153.70	789.67	1639.94	1.02
15	1	9721.93	1454.75	22.43	10	8813.80	8811.06	4108.67	1272.36	705.28	1871.51	1762.21	254.47	1762.76	2207.55	0.98
					13	7808.30	8949.09	3798.66	1198.90	823.98	1713.64	1789.82	239.78	1561.66	2135.89	0.97
					16	9742.98	8738.01	4261.81	1176.92	855.08	1897.69	1747.60	235.38	1948.60	2406.62	0.97
					17	6934.64	9014.02	3641.90	1122.52	925.34	1565.72	1802.80	224.50	1386.93	2076.12	0.95
					18	4561.79	9297.13	2842.42	1046.46	1010.56	1228.24	1859.43	209.29	912.36	1740.98	0.97
					21	6170.30	9135.63	3325.10	1046.46	1010.56	1428.46	1827.13	209.29	1234.06	2024.79	0.96
15	2	3921.02	1335.55	12.31	10	1740.72	3787.42	1014.84	936.10	952.58	749.35	757.48	187.22	348.14	1088.89	0.92
					13	1440.63	3820.53	882.04	822.25	1052.43	640.38	764.11	164.45	288.13	1054.53	0.91
					16	2395.44	3729.11	1211.66	849.51	1030.54	838.91	745.82	169.90	479.09	1338.48	0.92
					17	1226.81	3835.34	815.23	727.39	1120.09	556.71	767.07	145.48	245.36	1032.98	0.90
					18	533.19	3911.47	273.52	585.47	1200.39	329.90	782.29	117.09	106.64	757.60	0.99
					21	1112.24	3861.45	680.88	657.66	1162.40	504.54	772.29	131.53	222.45	1033.35	0.93
15	3	3734.54	1335.55	11.80	8	5020.00	3297.41	1753.26	1100.66	756.46	1374.02	659.48	220.13	1004.00	1712.59	1.02
					9	3072.91	3462.61	1398.98	1030.54	849.51	1042.26	692.52	206.11	614.58	1382.02	0.94
					10	1645.41	3623.61	903.47	927.75	960.71	725.43	724.72	185.55	329.08	1063.22	0.93
					13	1360.78	3652.93	776.46	813.03	1059.56	618.98	730.59	162.61	272.16	1030.51	0.92
					17	1155.97	3665.93	712.58	717.59	1126.39	536.82	733.19	143.52	231.19	1009.39	0.91
					21	994.48	3677.81	648.50	637.27	1173.70	469.76	735.56	127.45	198.90	992.35	0.91
20	2	6283.43	2232.19	15.90	8	888.83	3688.56	584.21	574.97	1205.45	422.16	737.71	114.99	177.77	986.92	0.92
					16	3404.83	6069.33	1626.27	1522.35	1632.52	1379.14	1213.87	304.47	680.97	1543.01	0.85
					19	3090.21	6096.79	1520.10	1404.76	1734.74	1263.89	1219.36	280.95	618.04	1528.12	0.84
					21	4284.37	5975.90	1941.69	1419.85	1722.41	1495.91	1195.18	283.97	856.87	1790.04	0.83
					22	2696.54	6122.39	1413.46	1280.33	1828.50	1128.63	1224.48	256.07	539.31	1493.26	0.83
					22'	1546.80	6236.60	765.76	1116.10	1933.14	799.29	1247.32	223.22	309.36	1209.51	0.87
20	3	6118.80	2232.19	15.55	25	2457.44	6146.12	1306.40	1182.88	1893.01	1036.57	1229.22	236.58	491.49	1481.71	0.83
					16	3935.28	5937.05	1480.27	1564.56	1592.11	1502.27	1187.41	312.91	787.06	1637.22	0.91
					18	5365.79	5819.32	1890.81	1564.56	1592.11	1754.19	1163.86	312.91	1073.16	1911.78	0.90
					19	3459.89	5961.98	1376.43	1434.83	1709.96	1351.12	1192.40	286.97	691.98	1600.47	0.89
					19'	2065.63	6073.19	745.69	1280.33	1828.50	987.81	1214.64	256.07	413.13	1306.95	0.92
					21	4935.30	5851.44	1788.96	1464.45	1684.66	1629.70	1170.29	292.89	987.06	1892.72	0.89
25	2	9592.61	3470.72	20.19	22	3148.69	5985.09	1272.17	1327.76	1794.36	1241.37	1197.02	265.55	629.74	1585.29	0.88
					22'	1840.40	6073.19	745.69	1166.32	1903.26	890.87	1214.64	233.26	368.08	1291.16	0.90
					25	2888.81	6006.38	1167.52	1232.03	1861.39	1146.46	1201.28	246.41	577.76	1574.85	0.89
					8	18022.24	8389.89	4650.59	3206.53	1328.19	4572.94	1677.98	641.31	3604.45	3078.96	1.01
					9	13672.25	8693.86	4054.01	3145.54	1466.79	3948.59	1738.77	629.11	2734.45	2705.13	0.96
					10	10171.08	8955.47	3437.68	3078.57	1602.60	3372.45	1791.09	615.71	2034.22	2356.19	0.92
25	3	9275.30	3470.72	20.04	24	6581.65	9221.01	2644.08	2410.96	2496.63	2418.09	1844.20	482.19	1316.33	2126.44	0.80
					27	5950.13	9265.75	2482.75	2254.05	2639.16	2225.87	1853.15	450.81	1190.03	2088.41	0.79
					30	5443.14	9307.67	2320.66	2112.84	2753.51	2063.28	1861.53	422.57	1088.63	2061.02	0.79
					33	5067.30	9346.75	2157.87	1990.72	2843.05	1933.96	1869.35	398.14	1013.46	2047.01	0.79
					8	20725.29	8264.35	4210.90	3229.22	1272.02	4919.45	1652.87	645.84	4145.06	3291.35	1.13
					9	16173.99	8537.96	3624.15	3182.86	1383.95	4317.67	1707.59	636.57	3234.80	2926.56	1.09
25	3	9275.30	3470.72	20.04	10	12175.26	8769.97	3019.74	3119.46	1521.46	3712.08	1753.99	623.89	2435.05	2562.42	1.05
					30	6249.84	9037.57	2086.49	2207.65	2678.09	2335.10	1807.51	441.53	1336.29	2235.40	0.86
					33	6249.84	9037.57	2086.49	2088.73	2771.84	2198.61	1807.51	417.75	1249.97	2220.81	0.84
					36	5744.91	9072.61	1928.44	1965.84	2860.31	2046.62	1814.52	393.17	1148.98	2192.99	0.84
					39	5412.36	9104.89	1769.81	1864.82	2927.18	1935.97	1820.98	372.96	1082.47	2184.13	0.85

Elaborado por: Los autores

Figura 70

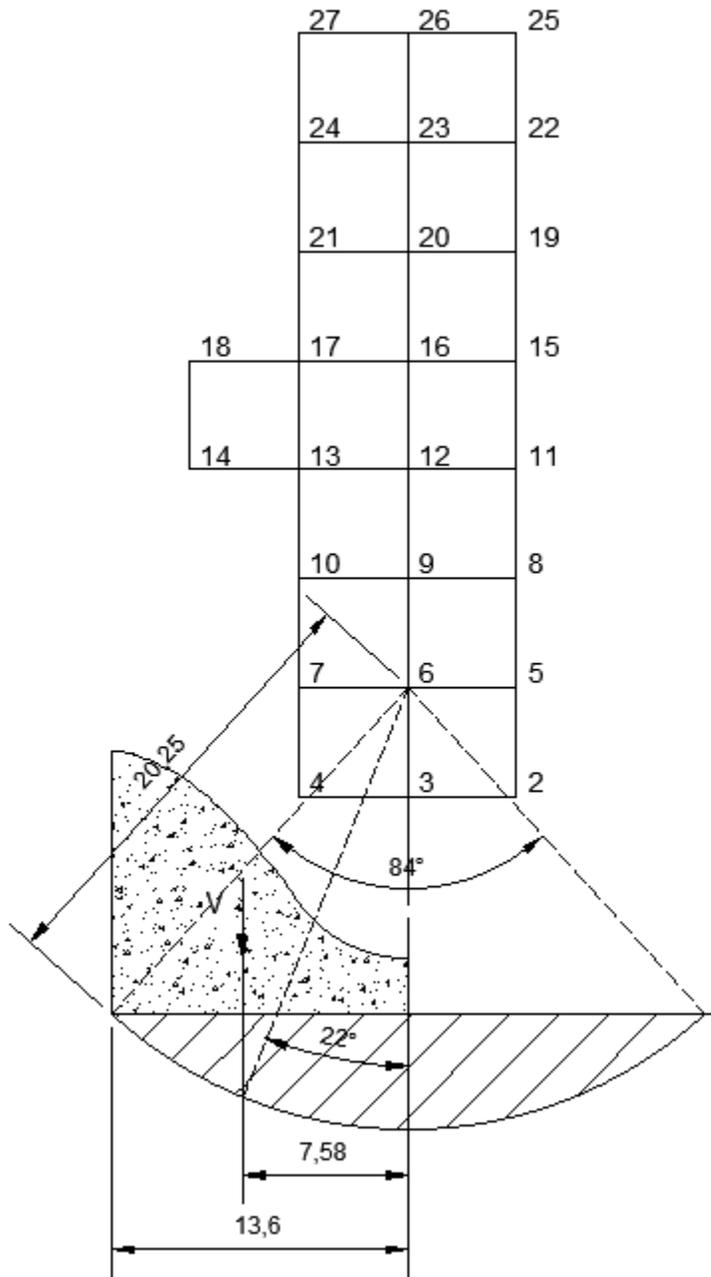
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=5m$; CE1; ESQ1



Elaborado por: Los autores

Figura 71

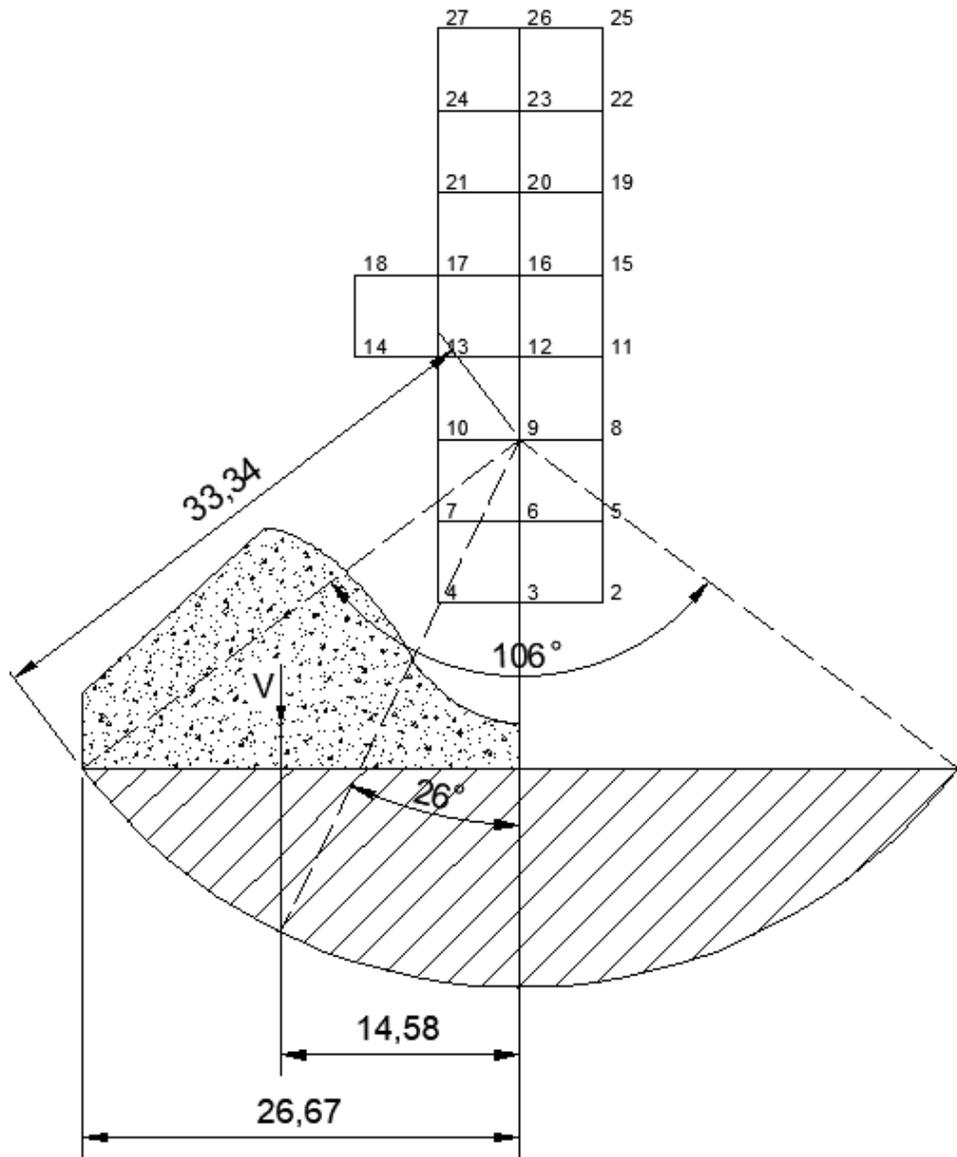
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=8m$; CE1; ESQ1



Elaborado por: Los autores

Figura 72

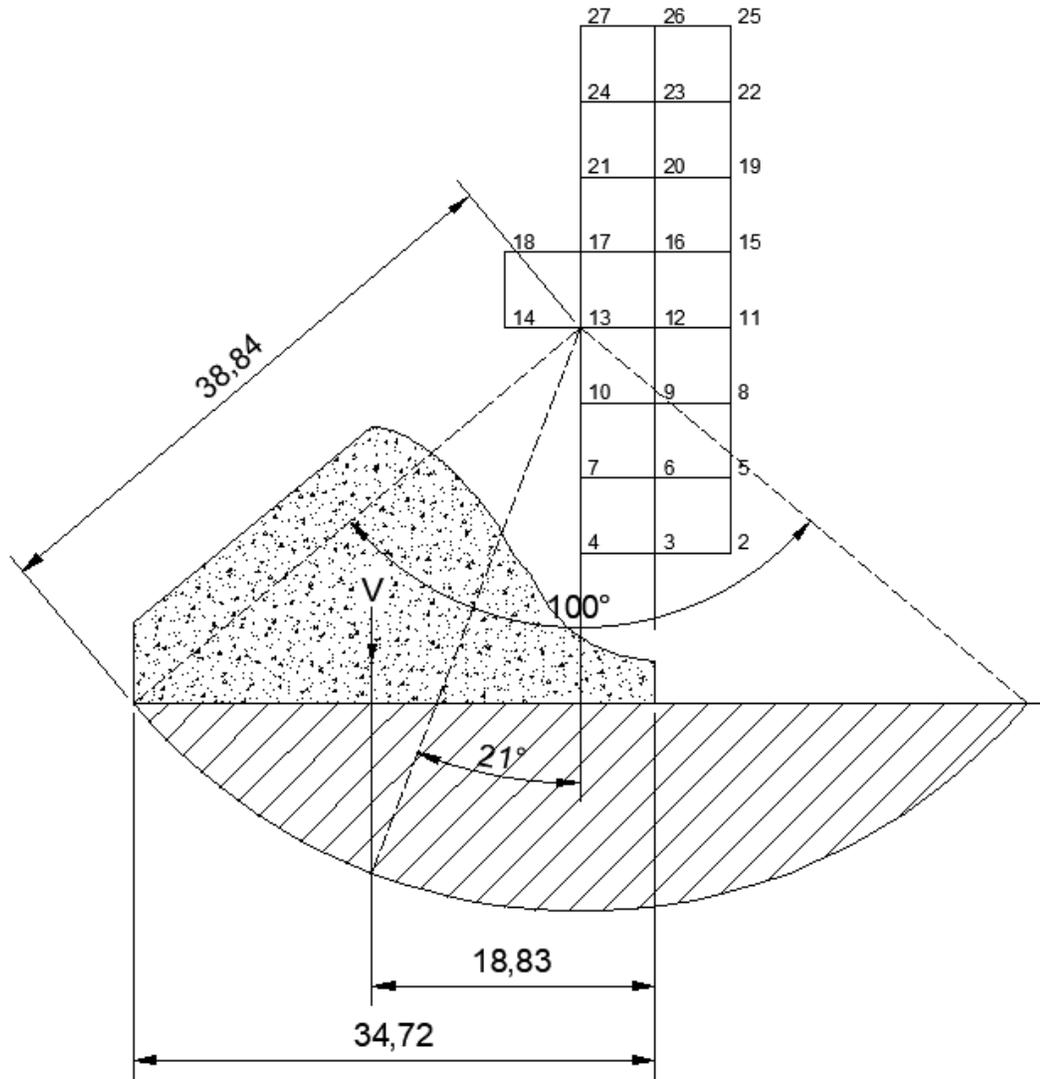
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=10m$; CE1; ESQ1



Elaborado por: Los autores

Figura 73

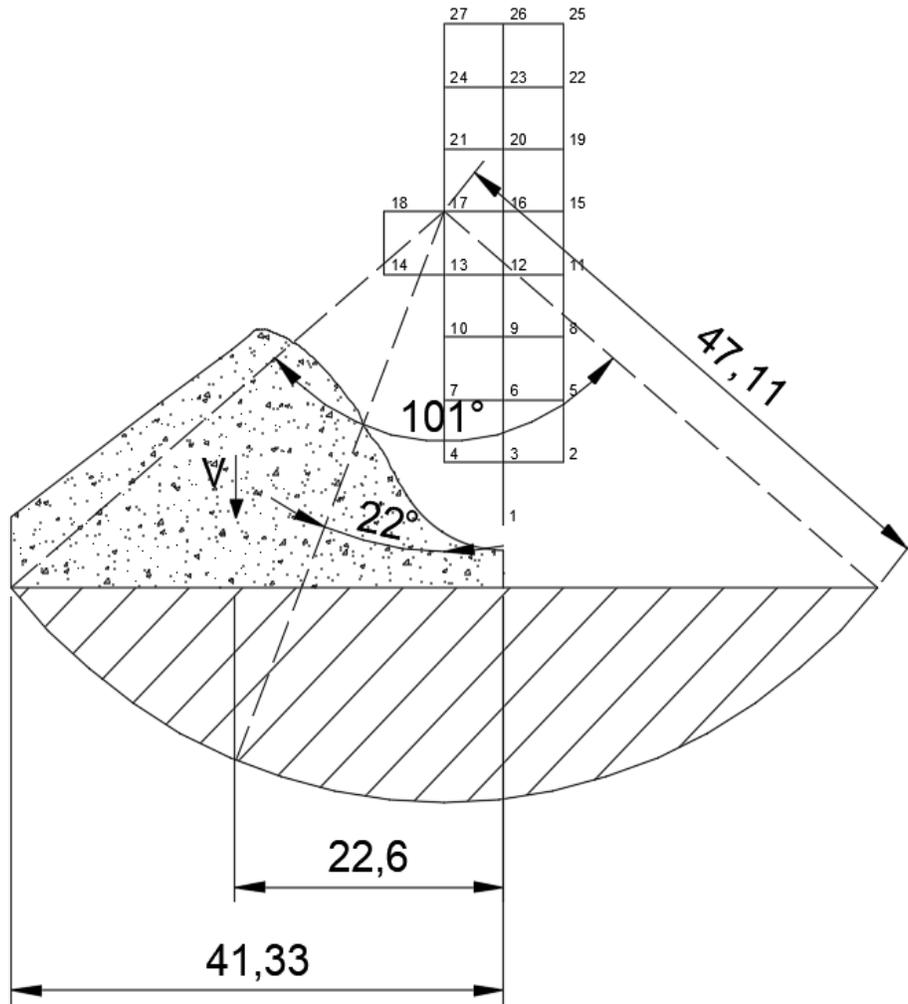
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=13m$; CE1; ESQ1



Elaborado por: Los autores

Figura 74

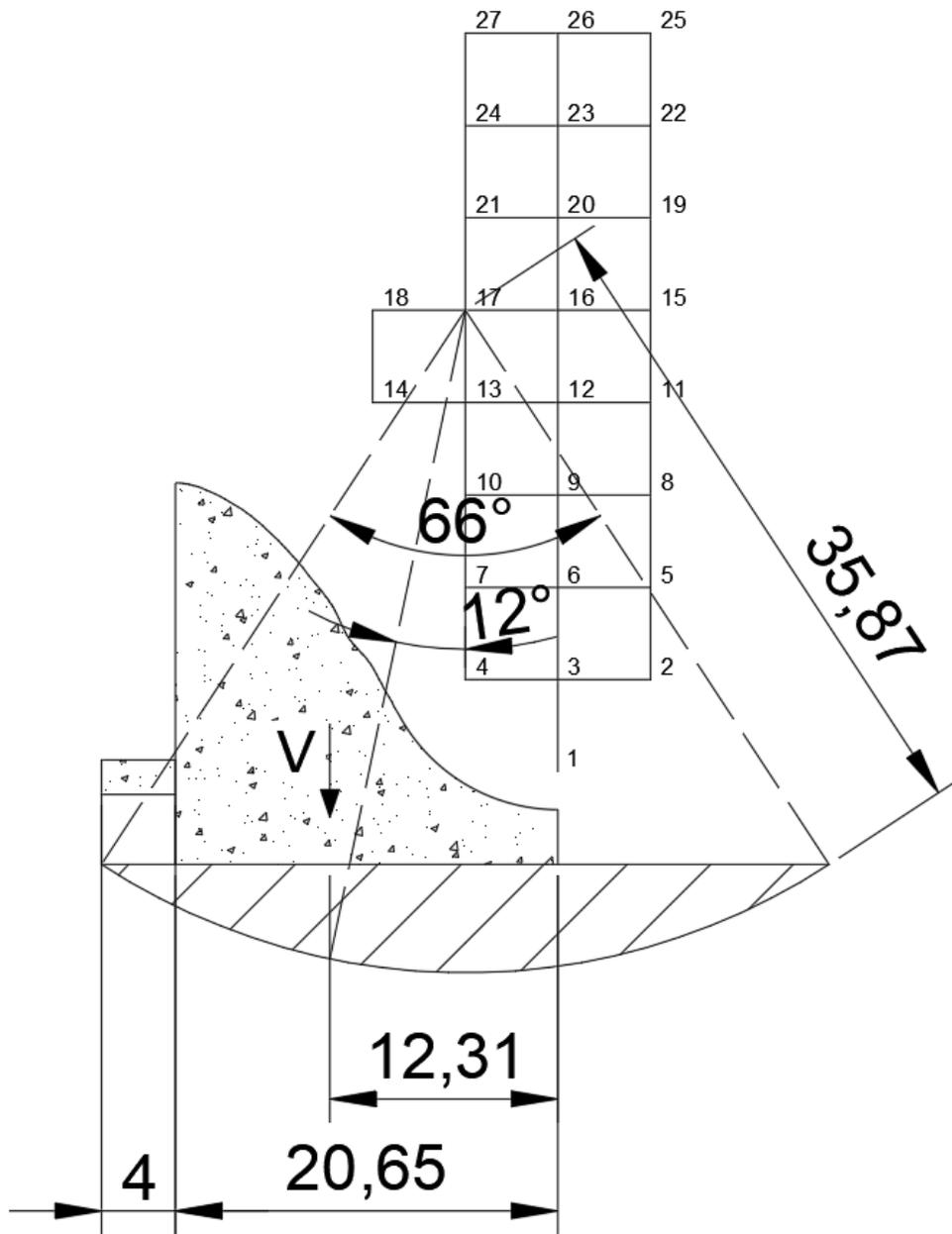
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=15m$; CE1; ESQ1



Elaborado por: Los autores

Figura 75

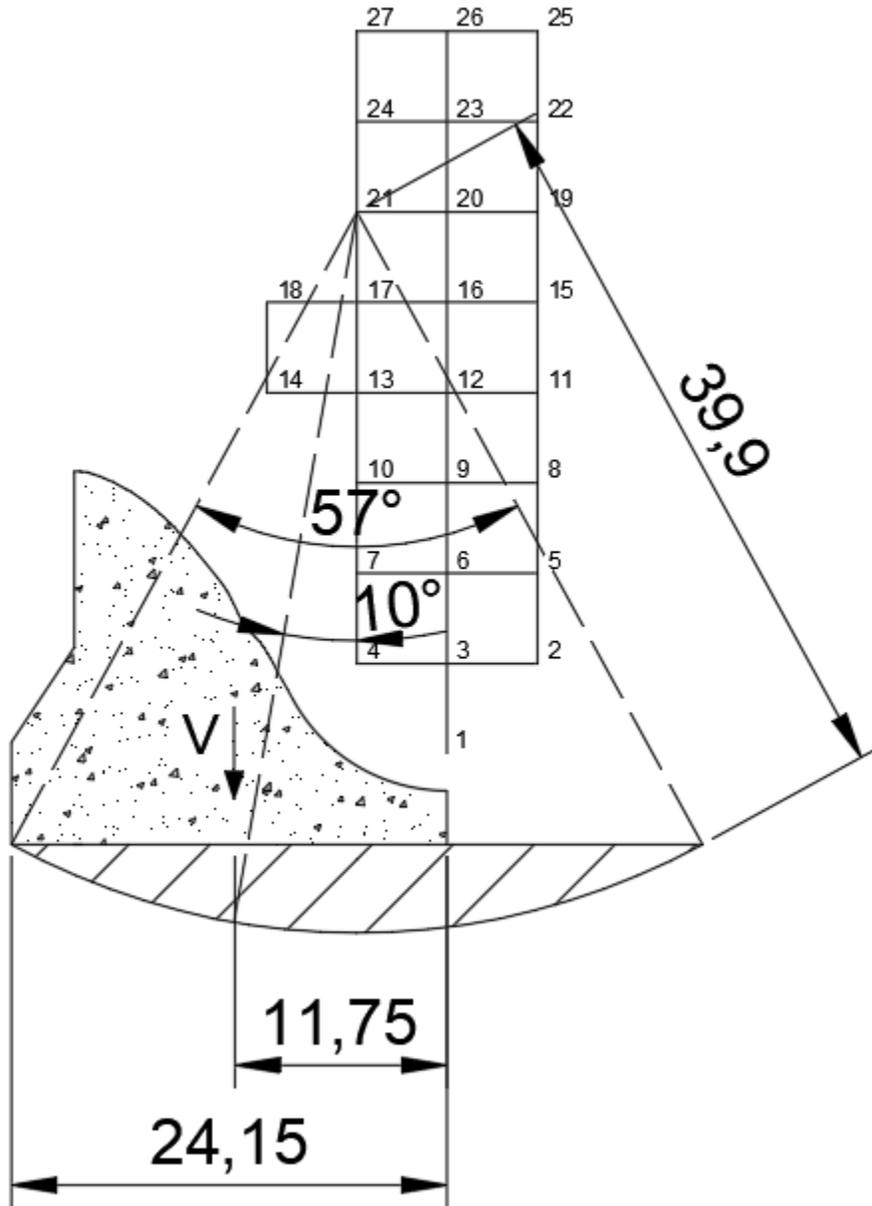
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=15m; CE1; ESQ2



Elaborado por: Los autores

Figura 76

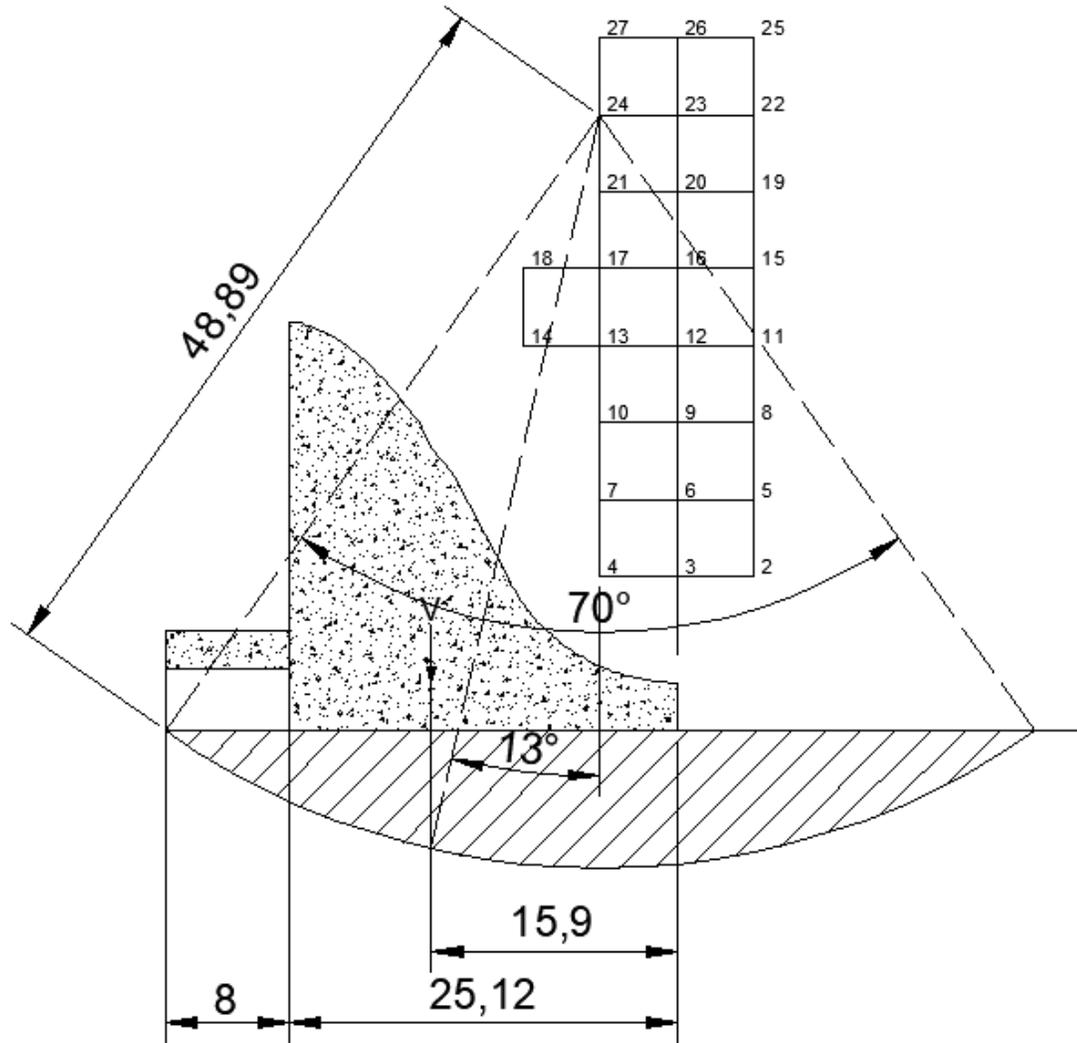
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=15m; CE1; ESQ3



Elaborado por: Los autores

Figura 77

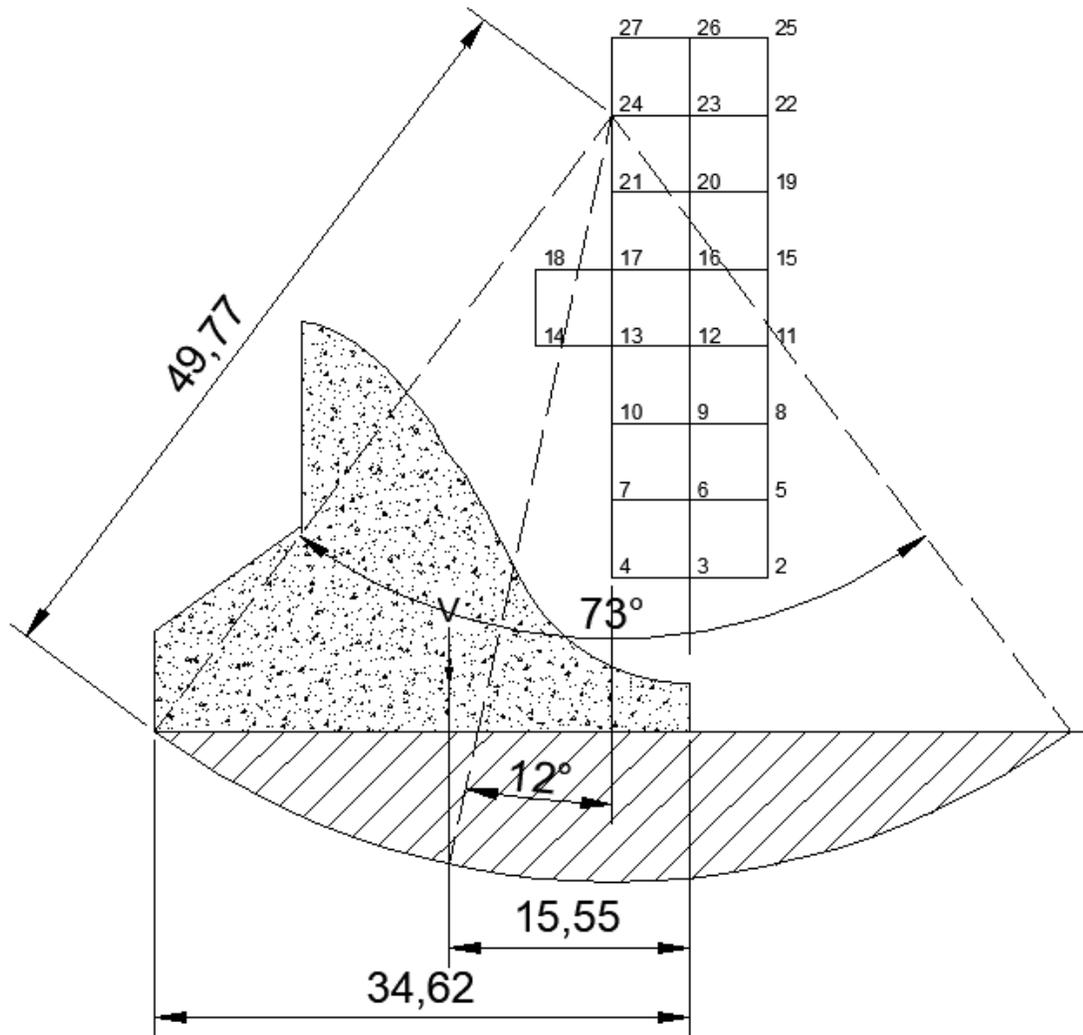
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=20m$; CE1; ESQ2



Elaborado por: Los autores

Figura 78

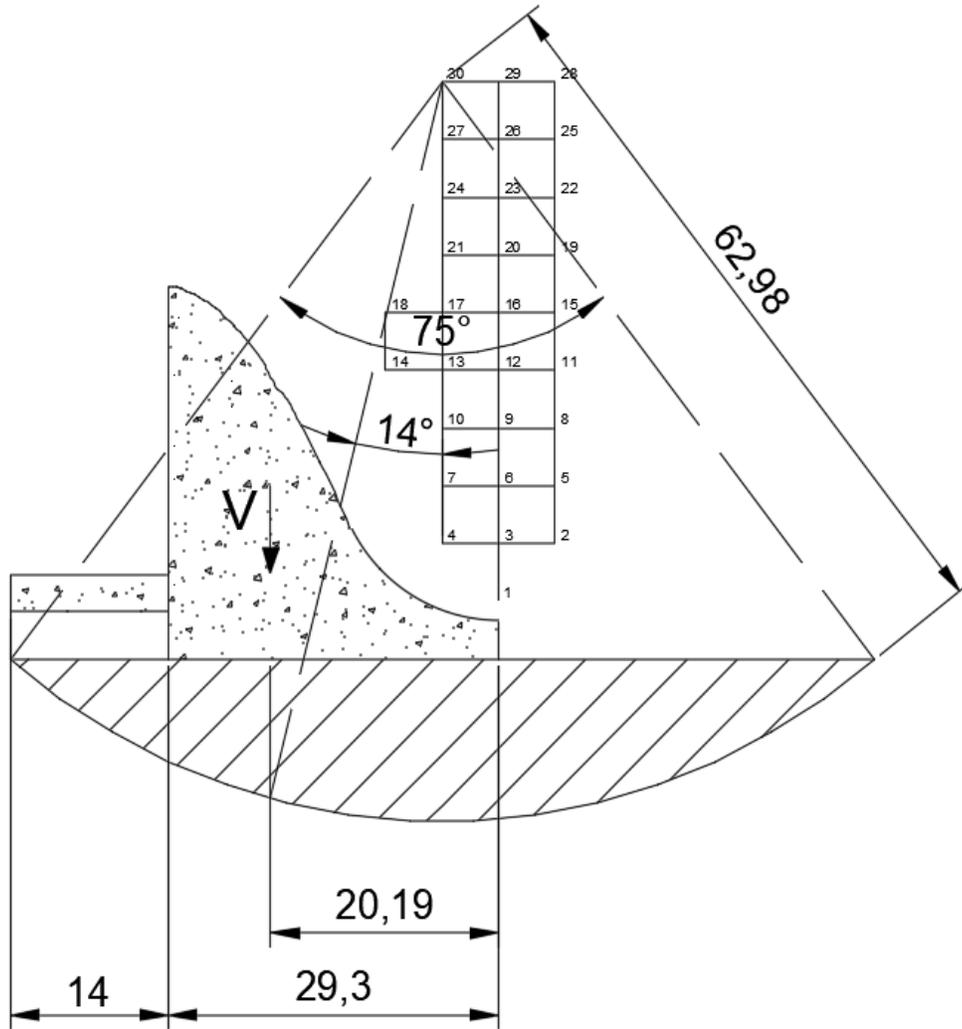
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=20m; CE1; ESQ3



Elaborado por: Los autores

Figura 79

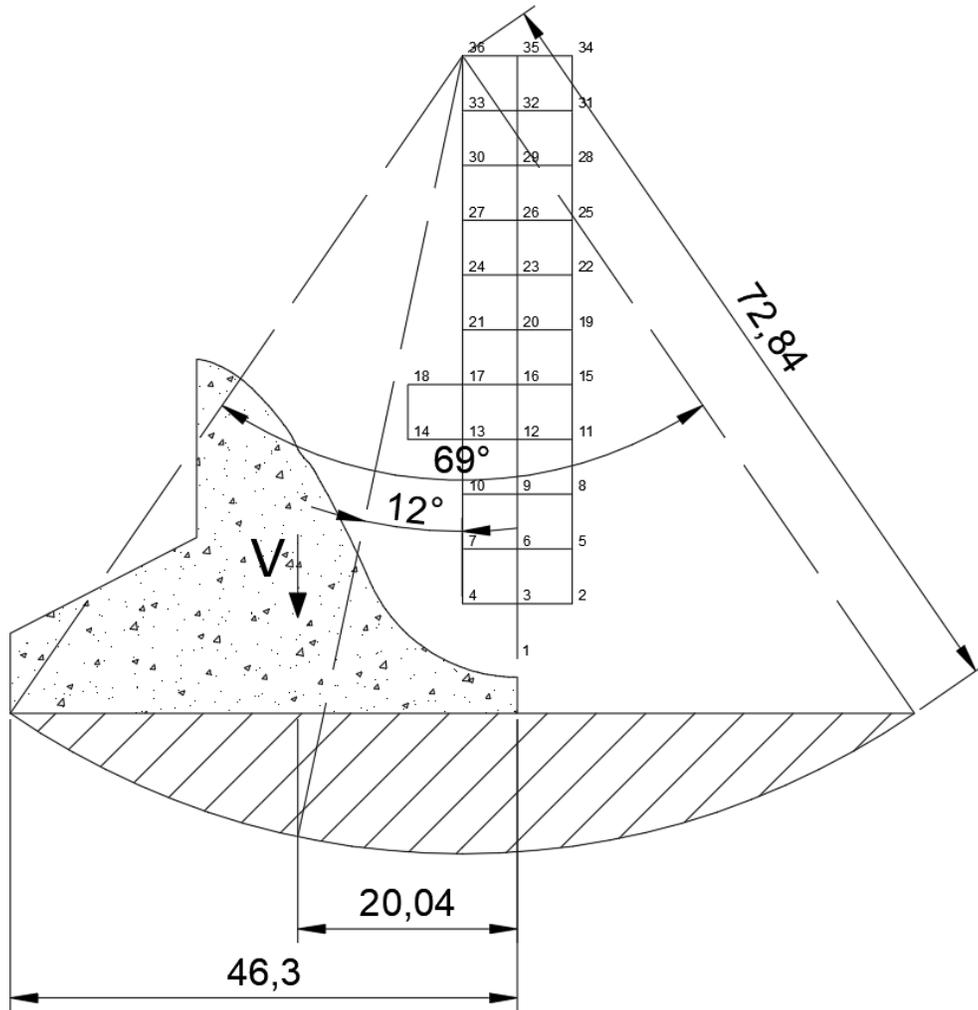
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=25m; CE1; ESQ2



Elaborado por: Los autores

Figura 80

Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=25m; CE1; ESQ3



Elaborado por: Los autores

Tabla 35

Tabla de resultados del análisis al deslizamiento profundo para combinación especial

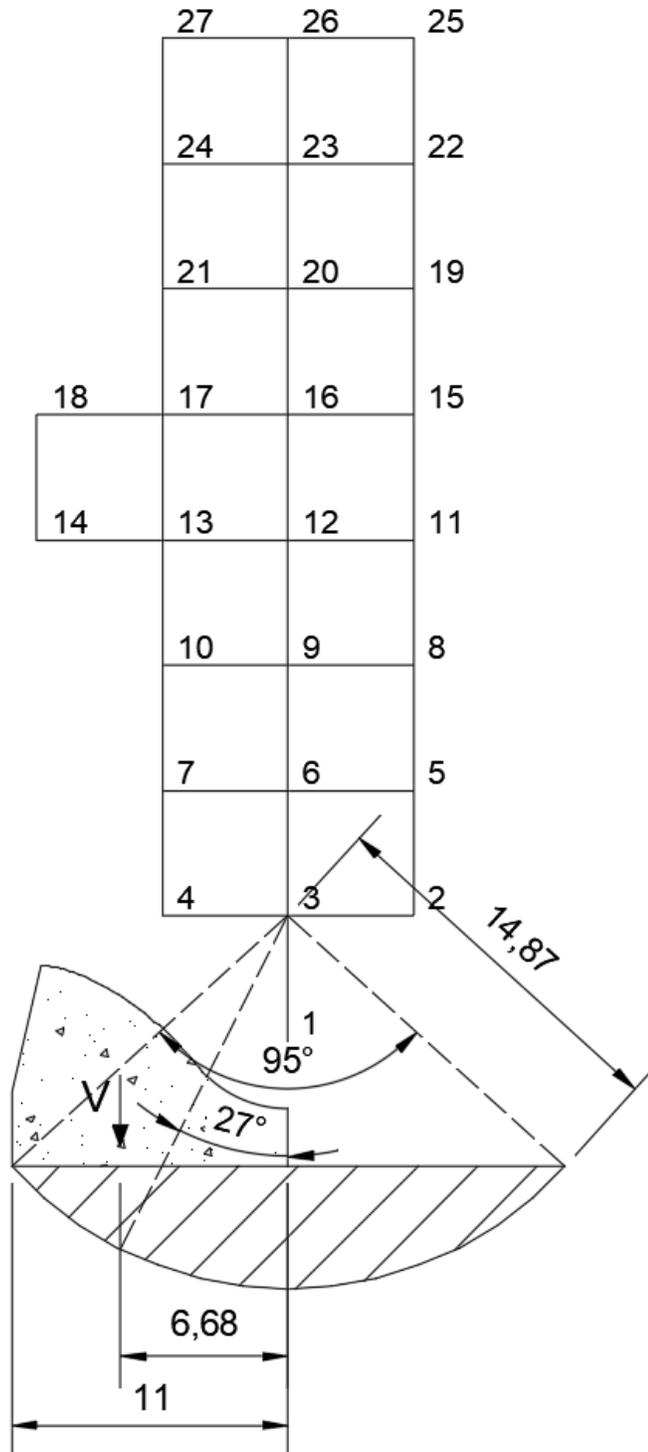
(CE2)

Hp (m)	ESQ	Punto	V (KN)	Q (KN)	a (m)	G (KN)	N1 (KN)	T1 (KN)	N2 (KN)	T2 (KN)	Wθ (KN)	S1 (KN)	S2 (KN)	SG (KN)	C (KN)	Ks
5	1	4	1431.60	500.80	6.68	894.05	1186.85	800.54	455.71	207.68	202.31	237.37	91.14	178.81	690.49	1.05
						1603.47	1128.12	881.38	424.70	265.38	262.32	225.62	84.94	320.69	955.10	1.19
						585.40	1275.57	649.93	369.23	338.34	148.40	255.11	73.85	117.08	616.38	0.96
						108.31	1417.67	199.24	257.93	429.27	53.65	283.53	51.59	21.66	315.43	0.99
						1237.03	1214.07	758.63	366.26	341.54	214.89	242.81	73.25	247.41	899.46	1.15
						439.76	1336.51	513.04	297.89	402.57	115.98	267.30	59.58	87.95	592.45	0.99
						76.55	1423.76	149.64	187.60	464.33	38.55	284.75	37.52	15.31	310.25	1.00
5	2	4	1327.49	456.70	6.33	854.16	1125.77	703.46	413.91	193.01	197.39	225.15	82.78	170.83	676.14	1.12
						1543.08	1060.18	798.90	385.17	245.38	256.68	212.04	77.03	308.62	939.34	1.25
						574.43	1203.11	561.02	336.71	308.54	147.00	240.62	67.34	114.89	610.58	1.04
						97.01	1317.59	161.78	228.35	395.51	50.04	263.52	45.67	19.40	302.90	1.05
						1187.20	1137.88	683.71	331.28	314.37	209.69	227.58	66.26	237.44	884.62	1.21
						418.34	1247.43	454.03	268.44	369.47	112.47	249.49	53.69	83.67	581.19	1.05
						66.18	1322.43	115.70	163.66	426.36	35.07	264.49	32.73	13.24	294.86	1.05
5	3	4	1306.44	456.02	6.26	854.16	1107.93	692.31	413.29	192.72	197.39	221.59	82.66	170.83	676.14	1.13
						1214.86	1043.37	786.24	361.79	277.61	221.33	208.67	72.36	242.97	857.65	1.12
						574.43	1184.04	552.13	336.21	308.08	147.00	236.81	67.24	114.89	610.58	1.05
						97.01	1299.28	136.56	228.01	394.93	50.04	259.86	45.60	19.40	302.90	1.09
						1187.20	1119.84	672.87	330.79	313.90	209.69	223.97	66.16	237.44	884.62	1.22
						418.34	1227.65	446.83	268.04	368.93	112.47	245.53	53.61	83.67	581.19	1.05
						66.18	1303.26	91.13	163.42	425.73	35.07	260.65	32.68	13.24	294.86	1.09
8	1	9	5225.17	1487.69	14.49	4870.58	4382.20	2845.83	1379.36	557.30	761.95	876.44	275.87	974.12	1598.06	0.96
						3998.93	4525.13	2612.58	1275.20	766.22	666.11	905.03	255.04	799.79	1500.85	0.90
						2221.97	4844.69	1957.38	1188.12	895.31	480.41	968.94	237.62	444.39	1156.28	0.87
						3376.53	4655.66	2372.18	1164.28	926.11	586.59	931.13	232.86	675.31	1439.05	0.87
						1826.00	4910.05	1787.11	1051.96	1051.96	411.06	982.01	210.39	365.20	1110.55	0.84
						825.70	5145.79	907.34	895.31	1188.12	255.73	1029.16	179.06	165.14	807.21	0.94
						1515.50	4996.85	1527.69	926.11	1164.28	352.18	999.37	185.22	303.10	1075.79	0.85
8	2	9	2822.32	998.66	9.30	1767.56	2468.45	1368.29	856.02	514.35	442.85	493.69	171.20	353.51	997.82	0.92
						493.31	2749.98	634.88	607.94	792.29	198.77	550.00	121.59	98.66	620.46	0.87
						1364.34	2557.89	1192.76	742.15	668.23	363.84	511.58	148.43	272.87	937.45	0.87
						1073.16	2634.86	1011.43	635.22	770.59	299.47	526.97	127.04	214.63	895.88	0.86
						387.37	2770.46	538.52	499.33	864.86	160.00	554.09	99.87	77.47	605.28	0.86
						222.51	2806.86	295.01	429.93	901.37	112.65	561.37	85.99	44.50	493.79	0.91
						323.93	2787.57	441.51	422.05	905.09	134.69	557.51	84.41	64.79	601.27	0.89
8	3	9	2785.93	1006.65	9.26	1798.71	2459.83	1307.92	862.87	518.46	446.74	491.97	172.57	359.74	1006.58	0.95
						1382.69	2545.08	1133.14	748.09	673.58	366.28	509.02	149.62	276.54	943.73	0.89
						1122.87	2600.89	998.39	647.06	771.14	307.89	520.18	129.41	224.57	911.76	0.88
						519.17	2714.53	626.70	619.76	793.25	205.03	542.91	123.95	103.83	633.05	0.88
						409.84	2734.75	531.58	510.91	867.36	165.78	546.95	102.18	81.97	618.03	0.87
						237.19	2770.67	291.21	441.29	904.77	117.35	554.13	88.26	47.44	505.29	0.92
						345.48	2751.64	435.82	433.37	908.59	140.37	550.33	86.67	69.10	615.29	0.90
10	2	9	4032.11	1434.27	11.21	2988.34	3491.91	2016.06	1289.11	628.74	735.62	698.38	257.82	597.67	1269.48	0.90
						2338.53	3624.04	1767.56	1152.95	853.14	617.95	724.81	230.59	467.71	1182.60	0.84
						1122.11	3855.93	1178.88	1031.73	996.33	406.11	771.19	206.35	224.42	863.47	0.82
						1922.47	3711.58	1575.47	1022.99	1005.29	529.40	742.32	204.60	384.49	1134.80	0.82
						874.92	3912.34	975.46	873.13	1137.88	330.88	782.47	174.63	174.98	826.30	0.81
						483.68	3992.87	561.16	760.05	1216.33	229.94	798.57	152.01	96.74	657.36	0.86
						719.58	3944.00	838.32	749.40	1222.92	278.53	788.80	149.88	143.92	807.35	0.82
10	3	9	4013.29	-82.08	9.24	5439.26	3440.07	2067.00	-76.63	-29.41	1009.62	688.01	-15.33	1087.85	1683.58	1.29
						3218.10	3694.26	1568.12	-74.08	-35.34	764.84	738.85	-14.82	643.62	1314.86	1.31
						1618.80	3910.43	902.79	-69.61	-43.49	527.14	782.09	-13.92	323.76	959.65	1.65
						4454.62	3543.53	1884.13	-71.08	-41.04	882.98	708.71	-14.22	890.92	1576.56	1.28
						2567.57	3746.73	1438.24	-66.82	-47.66	651.37	749.35	-13.36	513.51	1231.81	1.32
						1246.07	3939.56	765.77	-60.03	-55.98	431.35	787.91	-12.01	249.21	902.75	1.81
						3750.09	3607.13	1759.31	-65.12	-49.97	777.72	721.43	-13.02	750.02	1506.85	1.28
13	2	13	6436.68	2257.40	14.48	2817.36	6009.15	2306.70	1860.38	1278.61	892.10	1201.83	372.08	563.47	1282.99	0.80
						2321.18	6086.00	2095.58	1664.33	1525.08	768.28	1217.20	332.87	464.24	1227.38	0.76
						3458.78	5924.99	2515.01	1650.96	1539.54	934.24	1185.00	330.19	691.76	1504.03	0.77
						1942.75	6155.42	1881.90	1480.99	1703.68	664.62	1231.08	296.20	388.55	1187.51	0.75
						943.45	6357.43	1006.92	1262.32	1871.47	428.59	1271.49	252.46	188.69	894.27	0.80
						1682.42	6217.35	1665.93	1326.87	1826.28	586.41	1243.47	265.37	336.48	1165.53	0.75
						9790.02	5594.04	3229.72	-12.30	-3.64	1781.82	1118.81	-2.46	1958.00	2232.10	1.24
13	3	8	6459.44	-12.83	12.38	8339.72	5703.35	3032.52	-11.72	-5.22	1609.41	1140.67	-2.34	1667.94	2105.13	1.20
						10189.92	5536.82	3326.86	-11.38	-5.92	1755.30	1107.36	-2.28	2037.98	2358.38	1.21
						7110.43	5755.40	2932.52	-10.99	-6.61	1443.36	1151.08	-2.20	1422.09	2001.31	1.15
						4715.41	6030.41	2314.86	-10.51	-7.36	1150.86	1206.08	-2.10	943.08	1664.52	1.20
						6173.12	5854.24	2729.88	-10.24	-7.72	1301.22	1170.85	-2.05	1234.62	1927.29	1.16
						10105.21	6863.10	4629.22	2657.67	1100.84	2054.54	1372.62	531.53	2021.04	2305.54	0.88
						7051.87	7240.45	4013.45	2596.42	1238.43	1698.30	1448.09	519.28	1410.37	1946.40	0.83
4445.75	7620.30	3234.63	2491.25	1438.32	1323.15	1524.06	498.25	889.15	1574.99	0.80						
15	2	8	8278.40	2876.64	16.69	8750.15	7020.48	4386.88	2515.97	1394.63	1864.75	1404.10	503.19	1750.03	2199.57	0.83
						6034.61	7376.10	3758.31	2426.14	1545.62	1522.79	1475.22	485.23	1206.92	1857.60	0.78
						2793.63	7957.70	2281.84	1887.25	2171.03	919.59	1591.54	377.45	558.73	1424.01	0.75
						2517.17	8032.49	2002.73	1731.21	2297.39	837.18	1606.50	346.24	503.43	1409.40	0.77
						9710.27	7319.45	3729.45	80.22	42.65	1972.95	1463.89	16.04	1942.05	2307.05	1.11
						6750.20	7616.64	3077.32	77.46	47.47	1618.71	1523.33	15.49	1350.04	1954.74	1.13
						4351.44	7896.58	2264.31	73.50	53.40	1268.23	1579.32	14.70	870.29	1608.34	1.24
15	3	11	8214.81	90.85	14.39	8594.80	7445.15	3471.73	75.76	50.14	1807.77	1489.03	15.15	1718.96	2228.61	1.12
						7632.03	7504.60	3341.26	71.10	56.56	1653.56	1500.92	14.22	1526.41	2163.52	1.11
						5205.02	7767.26	2674.48	66.98	61.38	1327.48	1553.45	13.40	1041.00	1837.96	1.17
						6798.25	7616.64	3077.32	66.45	61.96	1511.28	1523.33	13.29	1359.65	2108.59	1.14

Elaborado por: Los autores

Figura 81

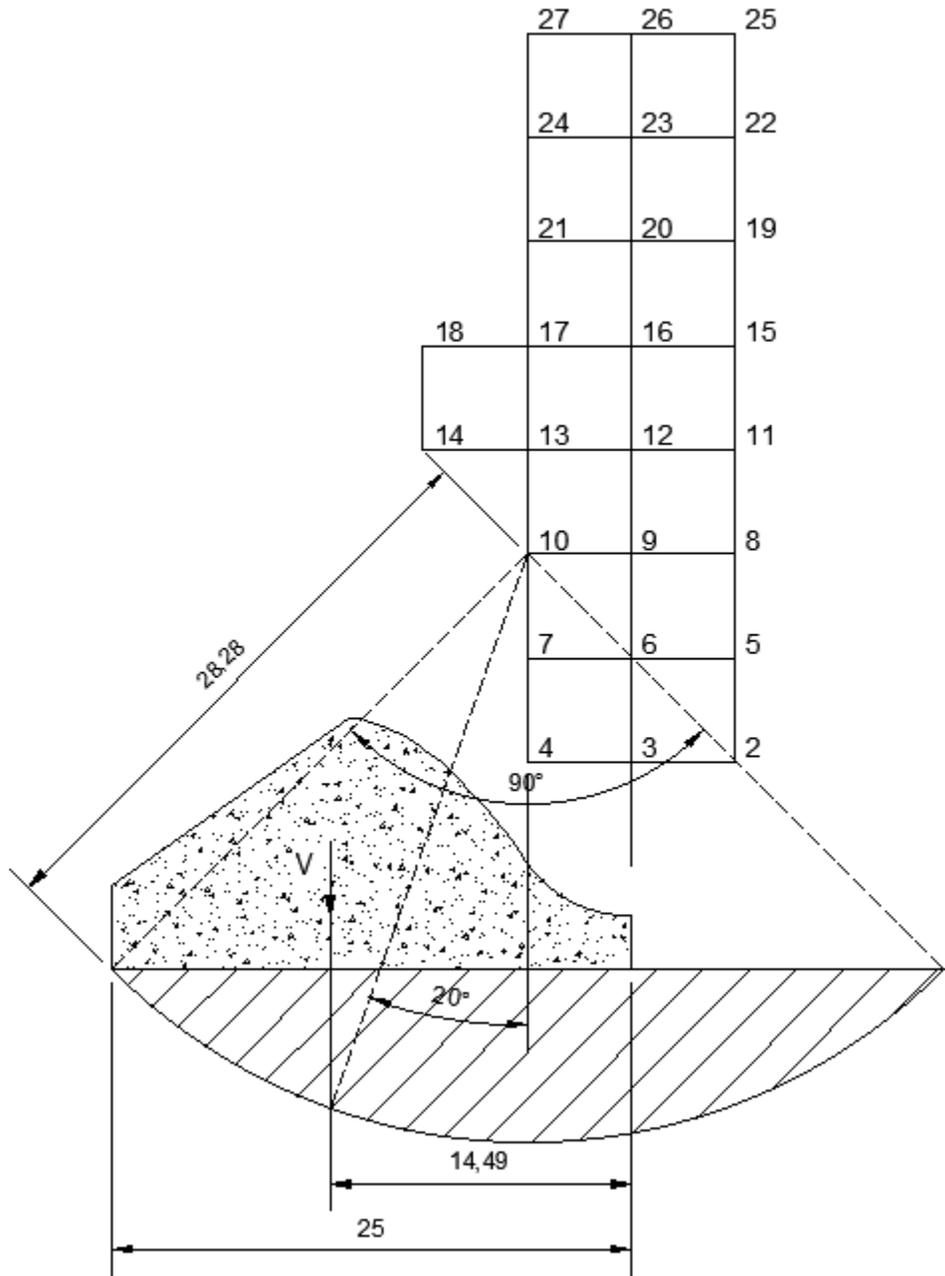
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=5m$; CE2; ESQ1



Elaborado por: Los autores

Figura 84

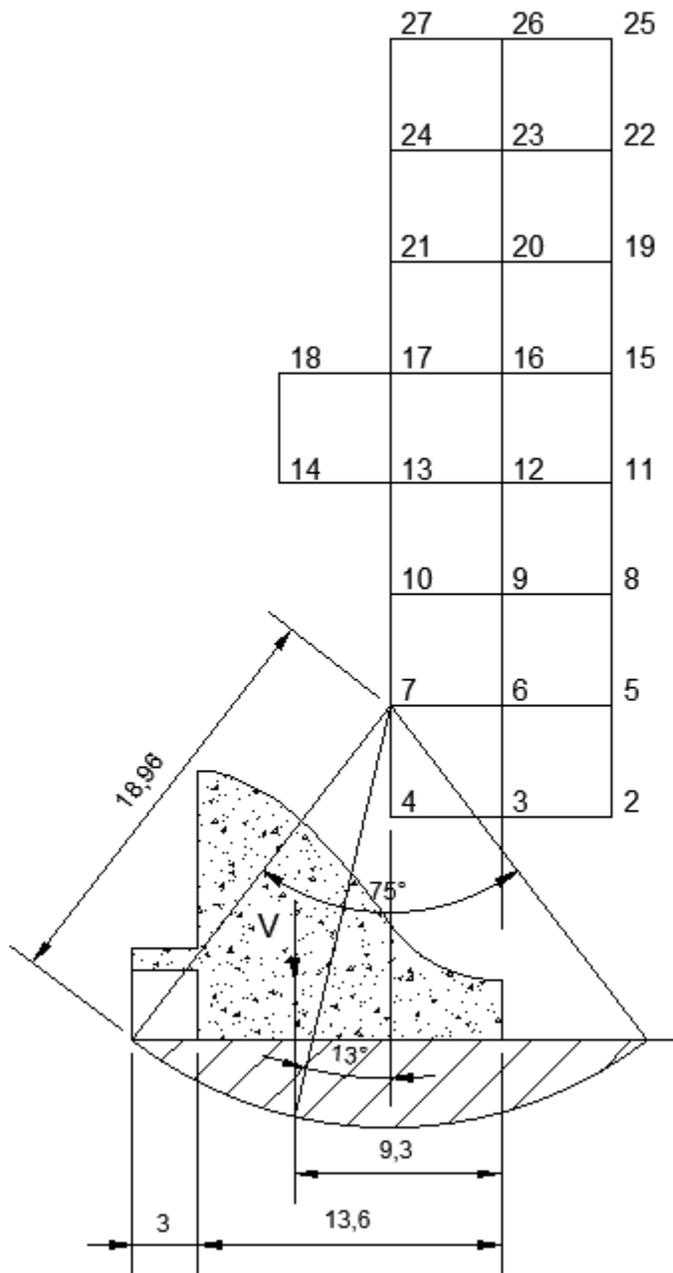
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=8m$; CE2; ESQ1



Elaborado por: Los autores

Figura 85

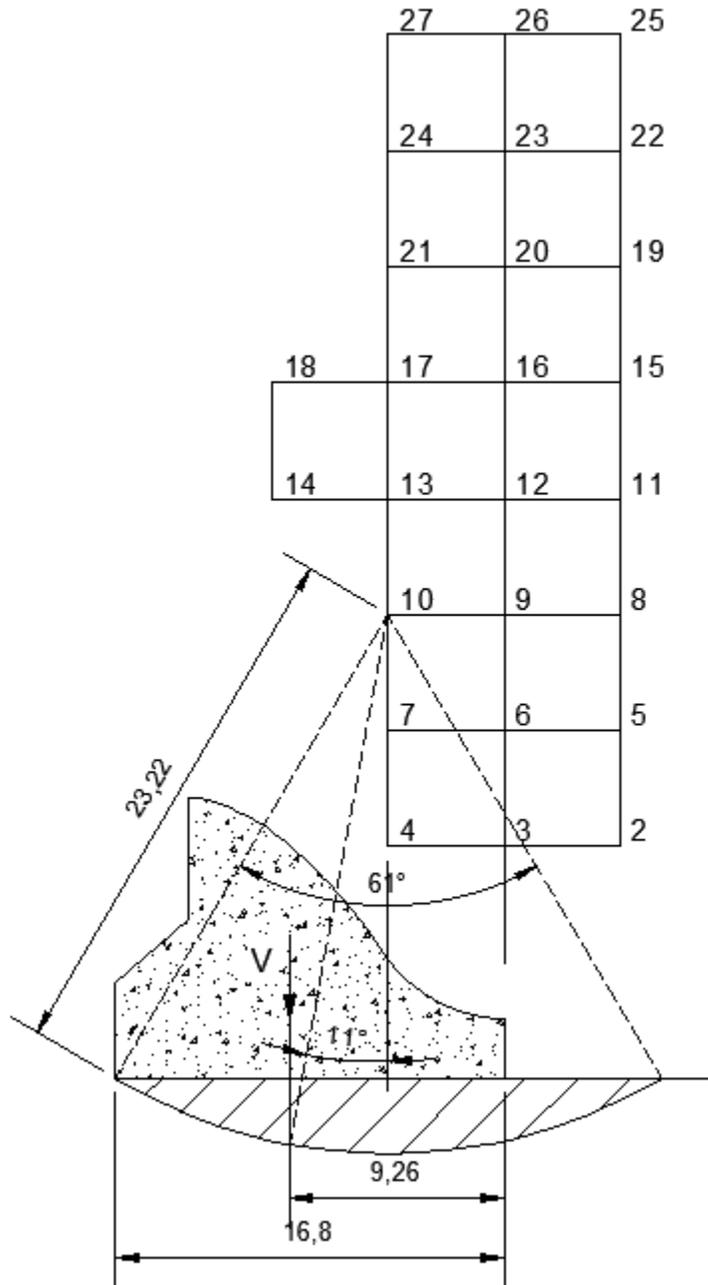
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=8m$; CE2; ESQ2



Elaborado por: Los autores

Figura 86

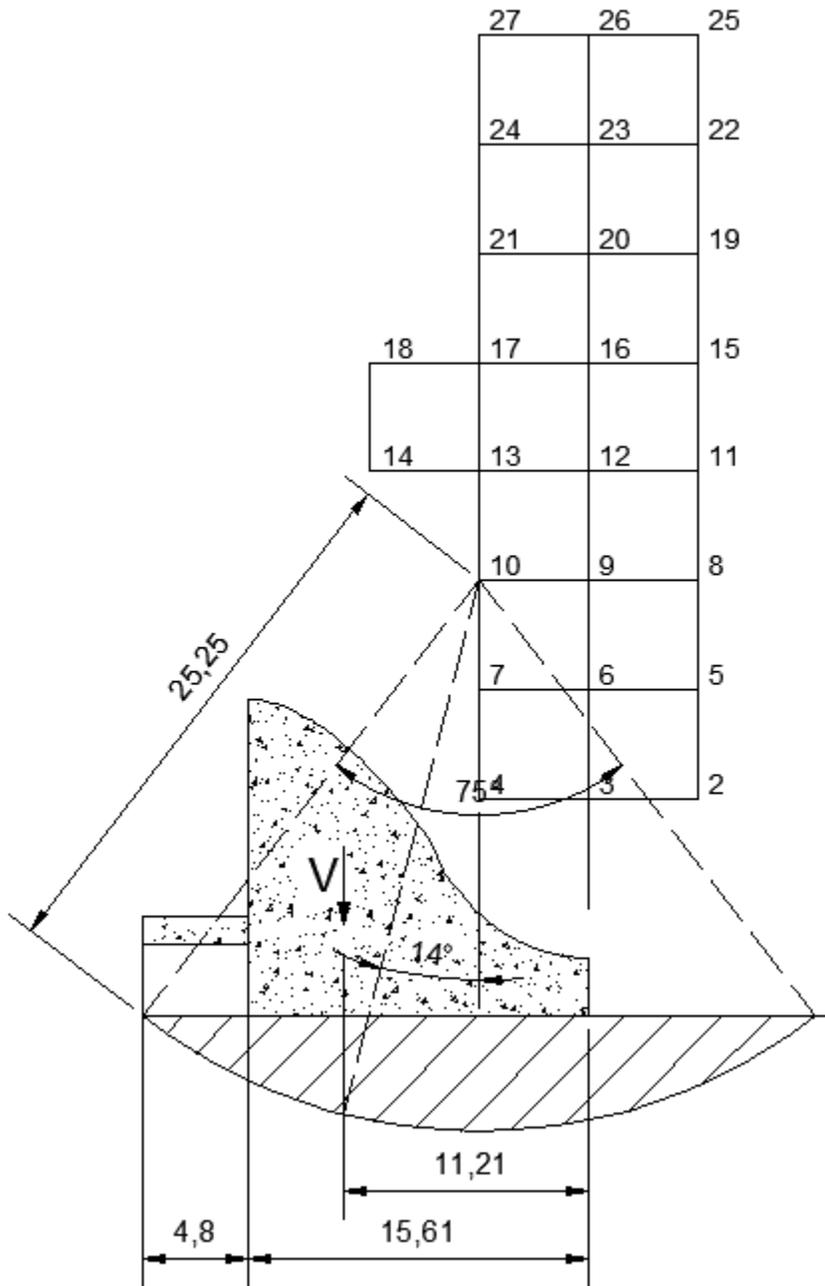
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=8m$; CE2; ESQ3



Elaborado por: Los autores

Figura 87

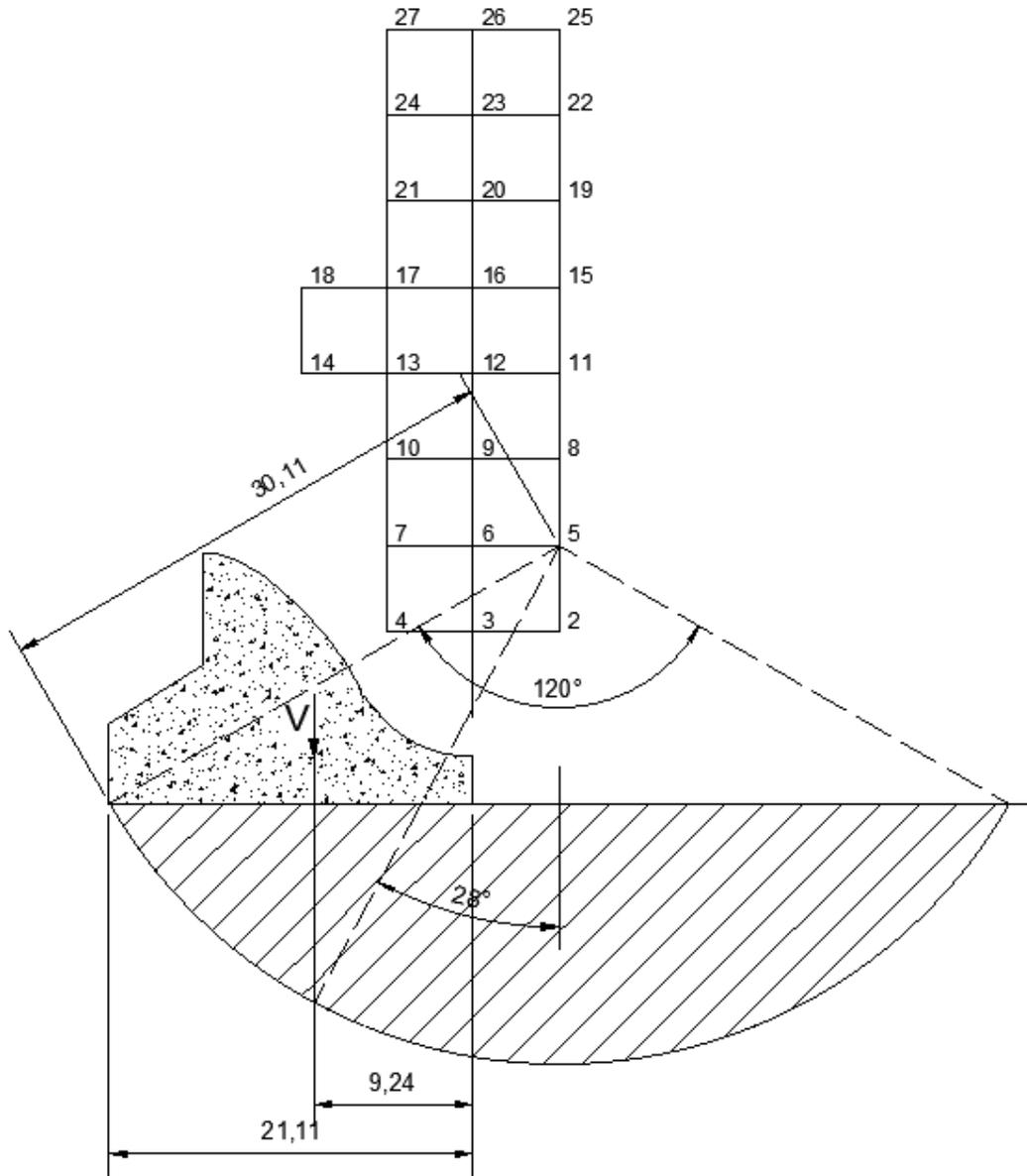
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=10m$; CE2; ESQ2



Elaborado por: Los autores

Figura 88

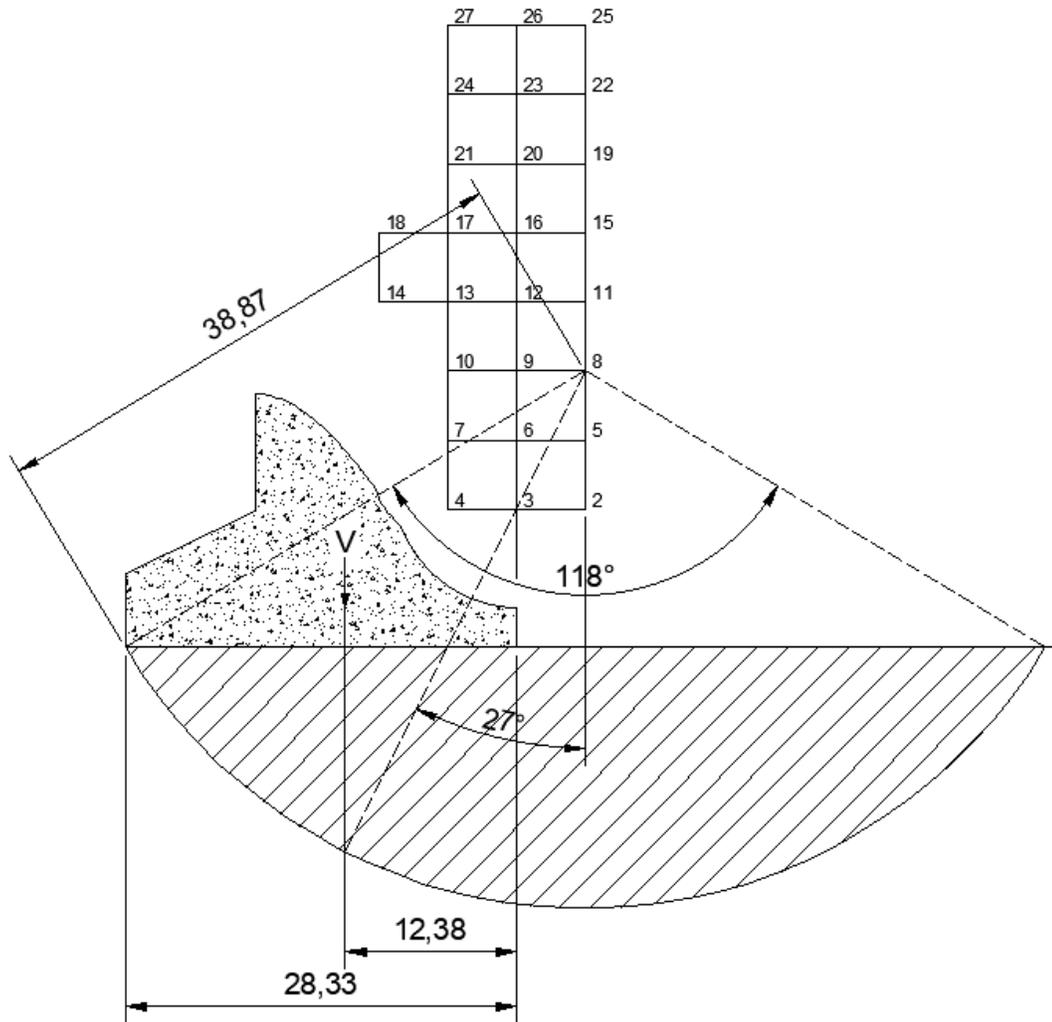
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=10m$; CE2; ESQ3



Elaborado por: Los autores

Figura 90

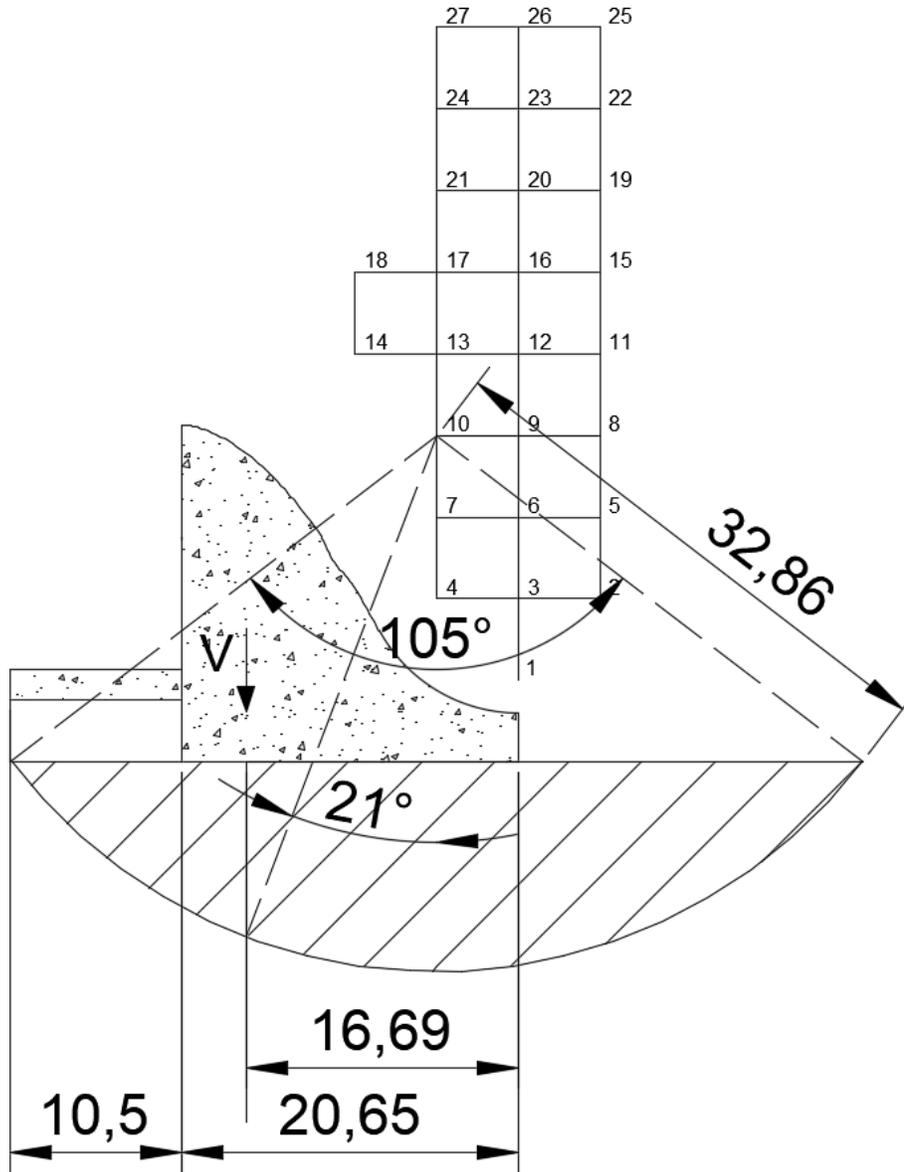
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=13m; CE2; ESQ3



Elaborado por: Los autores

Figura 91

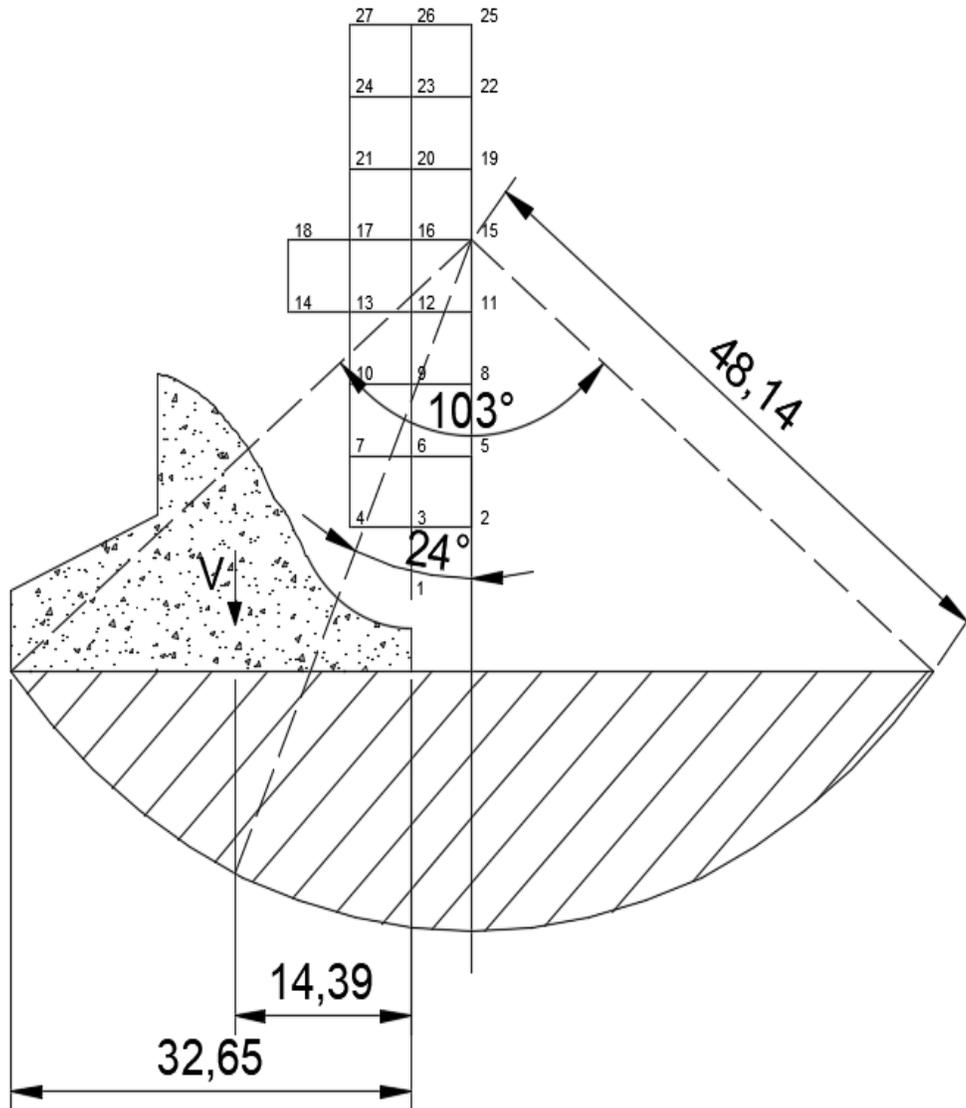
Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, Hp=15m; CE2; ESQ2



Elaborado por: Los autores

Figura 92

Centro crítico del análisis al deslizamiento profundo, $H_p=15m$; CE2; ESQ3

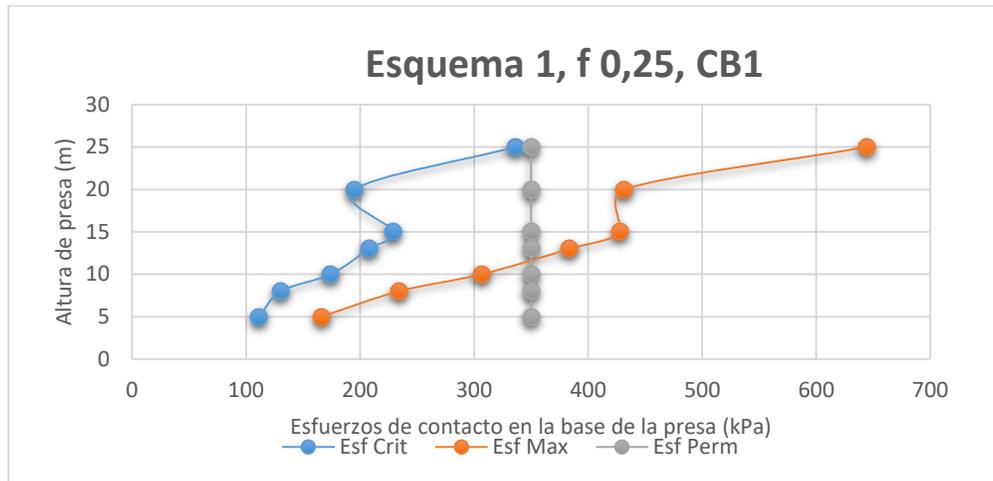


Elaborado por: Los autores

GRÁFICAS DE RESULTADOS

Figura 93

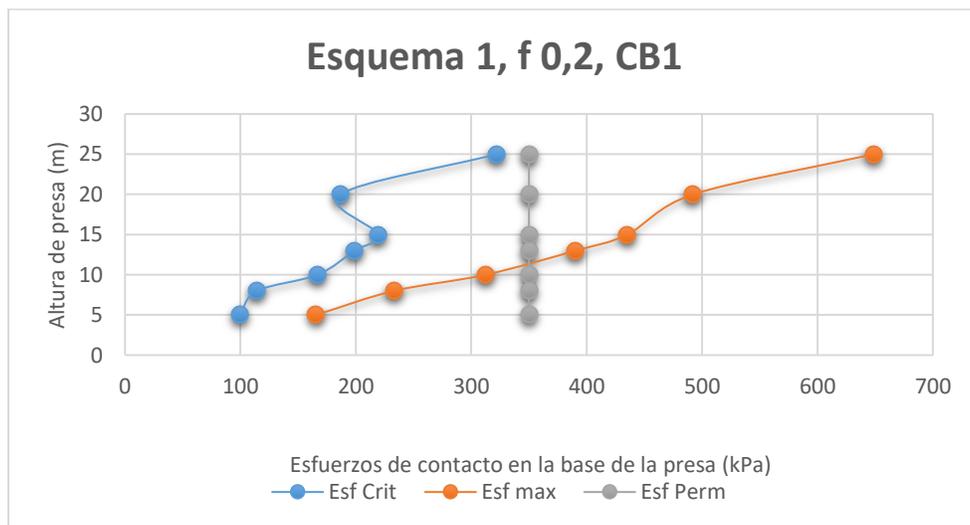
Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación básica (CB1), $f=0.20$, con respecto al esquema 1



Elaborado por: Los autores

Figura 94

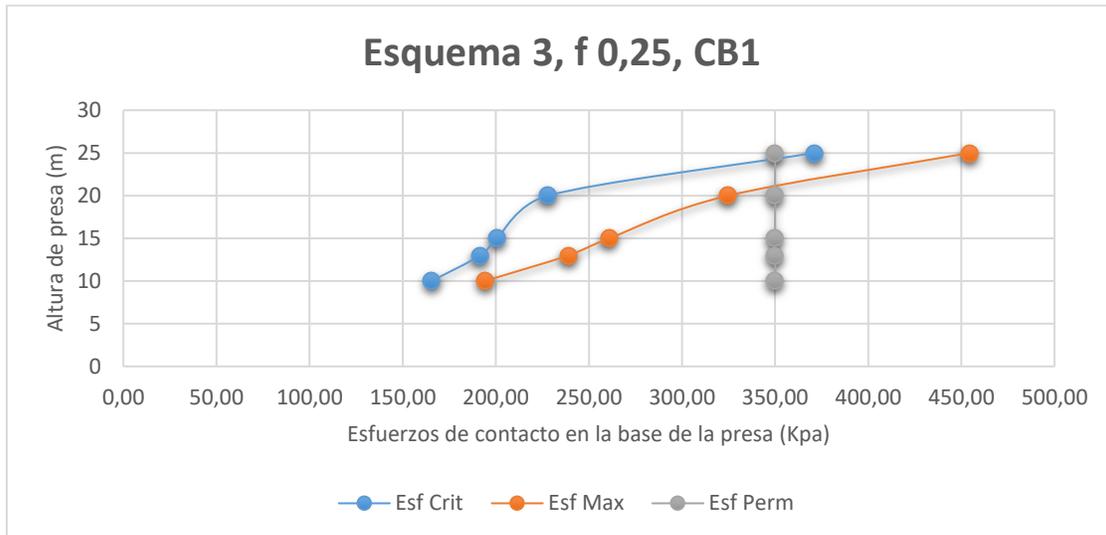
Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación básica (CB1), $f=0.20$, con respecto al esquema 1



Elaborado por: Los autores

Figura 97

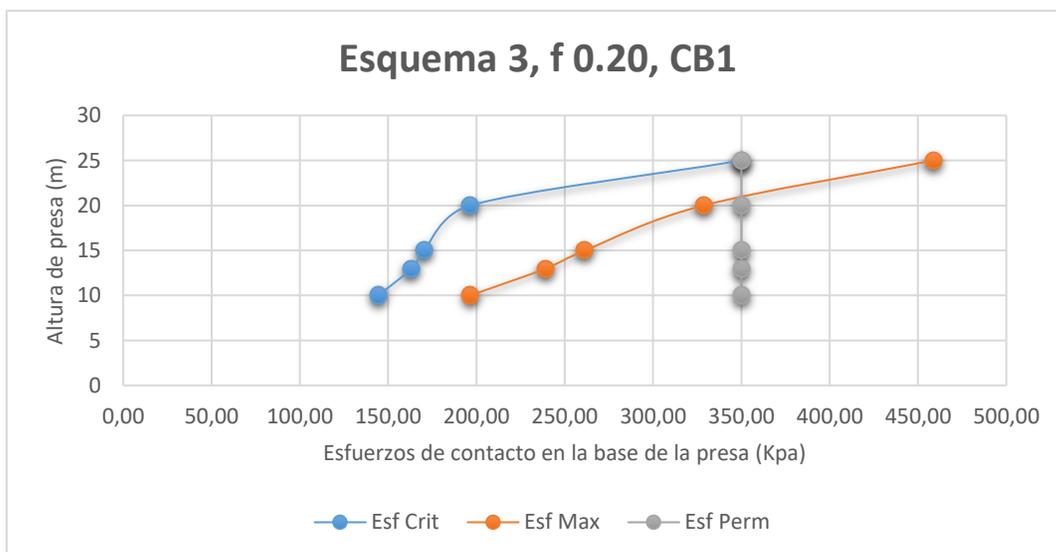
Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación básica (CB1), $f=0.25$, con respecto al esquema 3



Elaborado por: Los autores

Figura 98

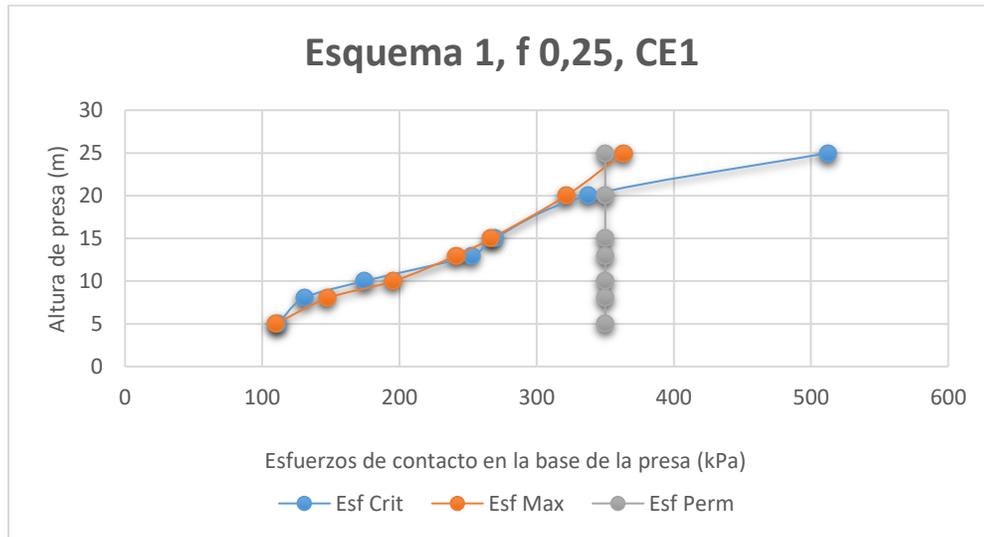
Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación básica (CB1), $f=0.20$, con respecto al esquema 3



Elaborado por: Los autores

Figura 99

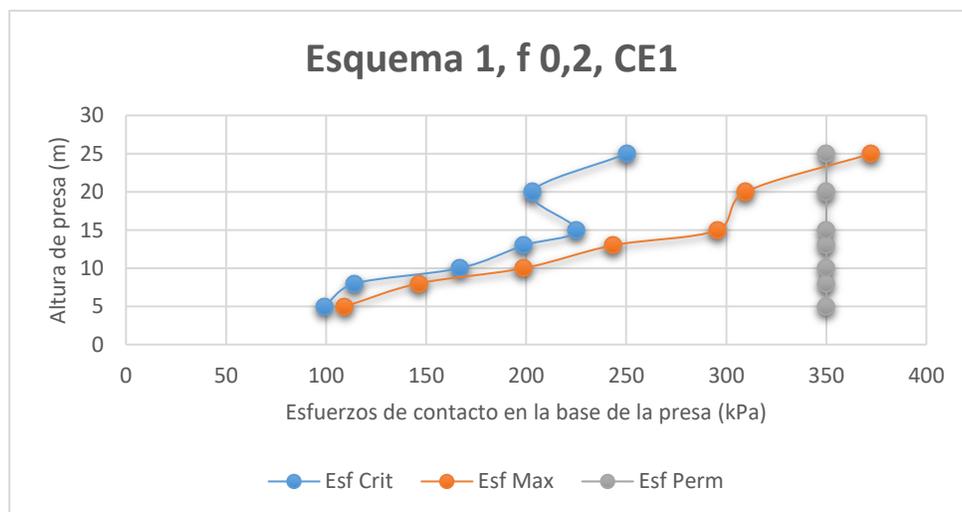
Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE1), $f=0.25$, con respecto al esquema 1



Elaborado por: Los autores

Figura 100

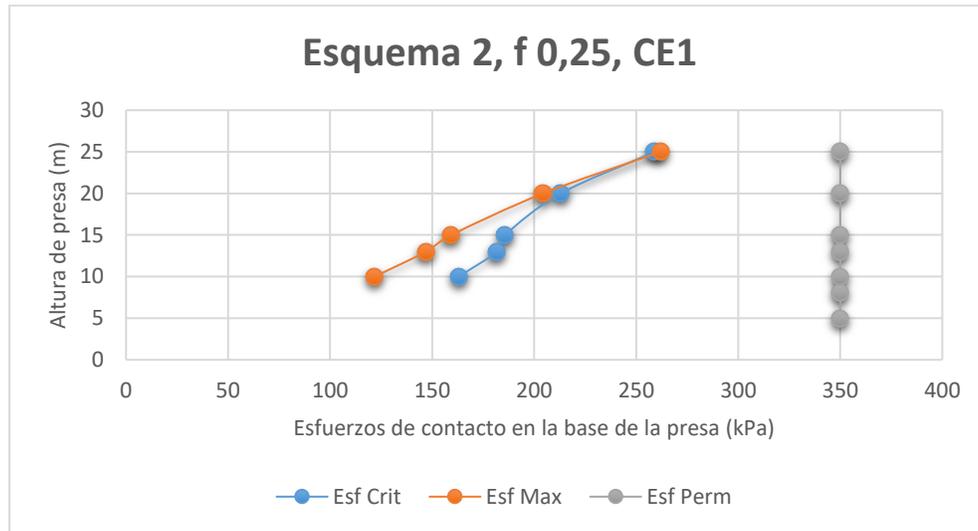
Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE1), $f=0.20$, con respecto al esquema 1



Elaborado por: Los autores

Figura 101

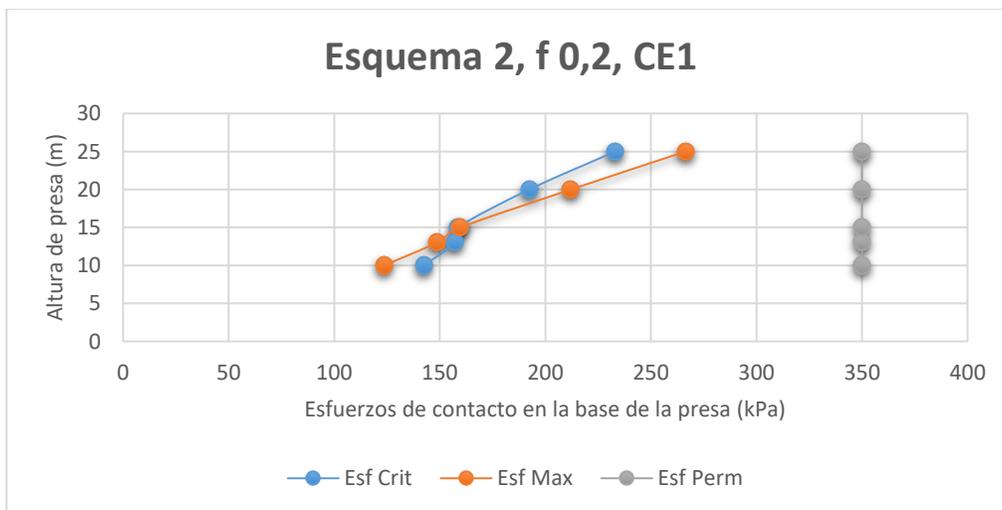
Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE1), $f=0.25$, con respecto al esquema 2



Elaborado por: Los autores

Figura 102

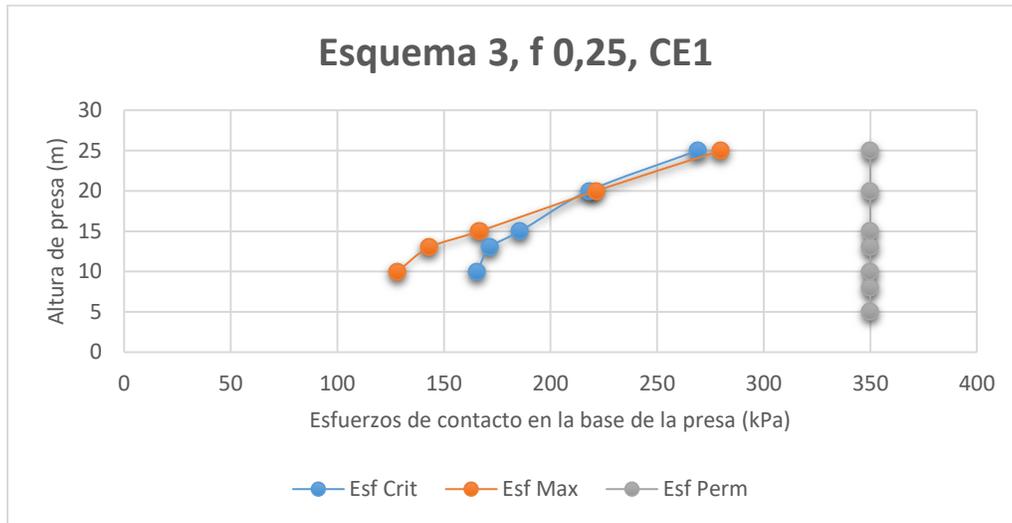
Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE1), $f=0.2$, con respecto al esquema 2



Elaborado por: Los autores

Figura 103

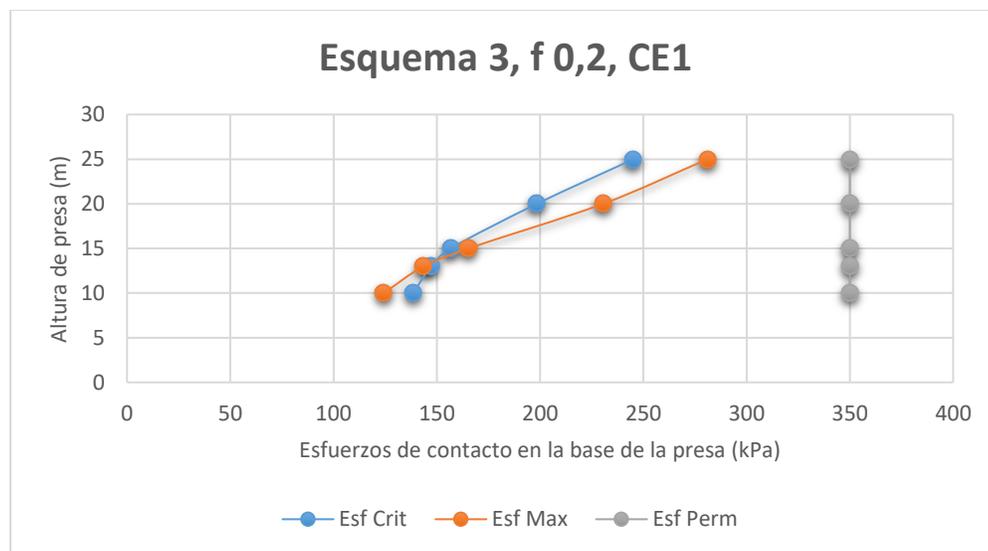
Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE1), $f=0.25$, con respecto al esquema 3



Elaborado por: Los autores

Figura 104

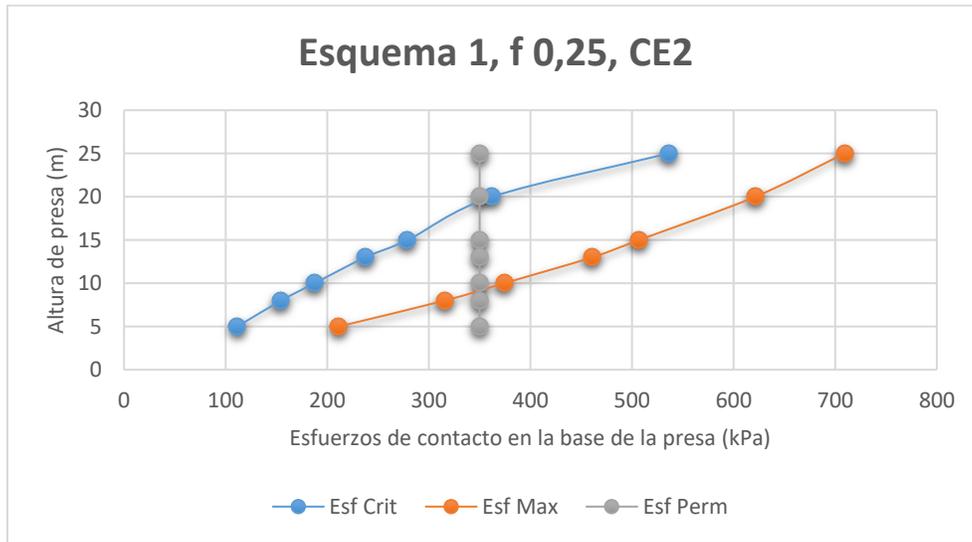
Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE1), $f=0.2$, con respecto al esquema 3



Elaborado por: Los autores

Figura 105

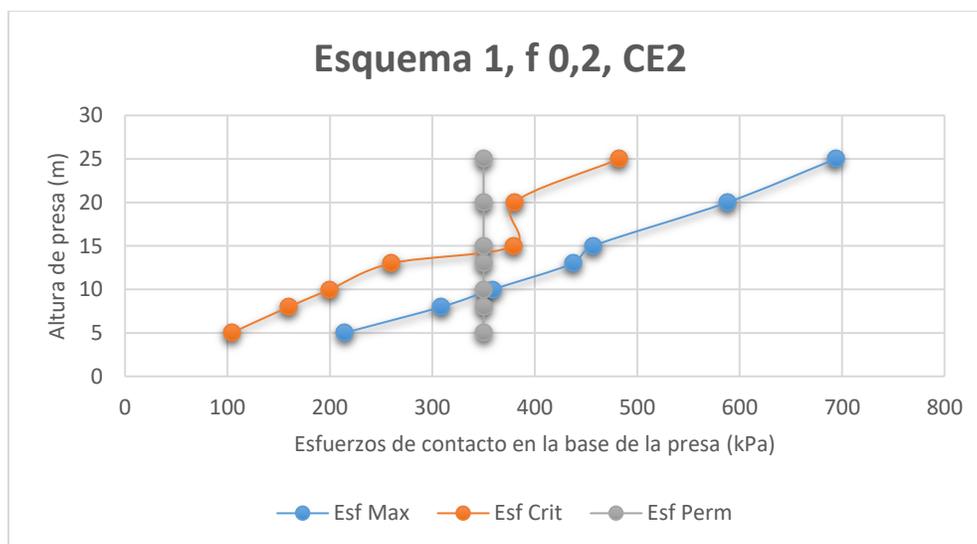
Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE2), $f=0.25$, con respecto al esquema 1



Elaborado por: Los autores

Figura 106

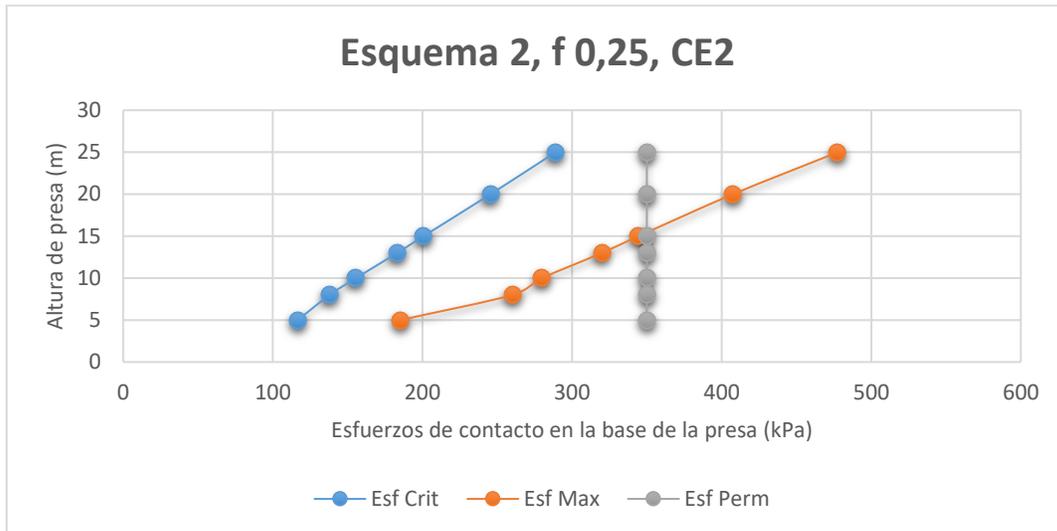
Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE2), $f=0.2$, con respecto al esquema 1



Elaborado por: Los autores

Figura 107

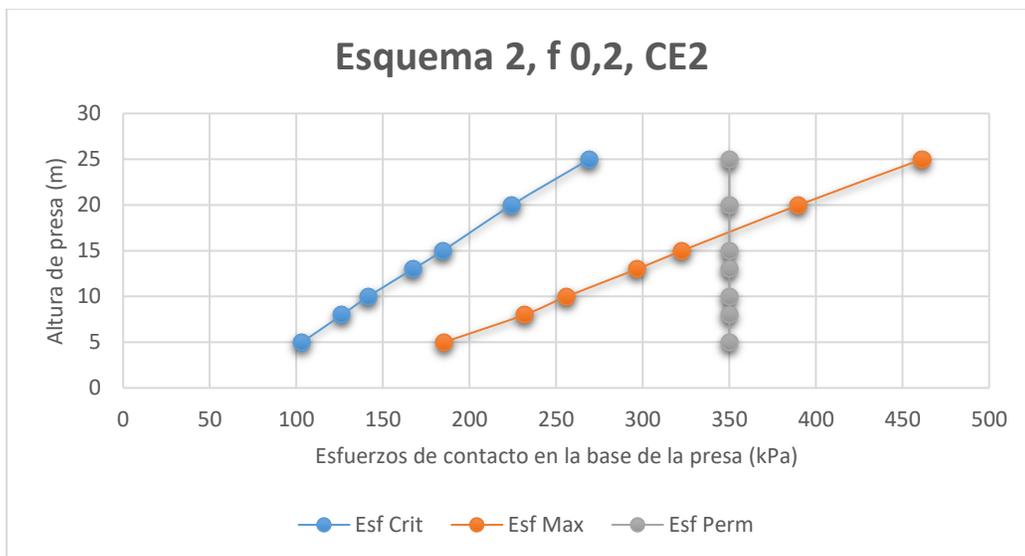
Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE2), $f=0.25$, con respecto al esquema 2



Elaborado por: Los autores

Figura 108

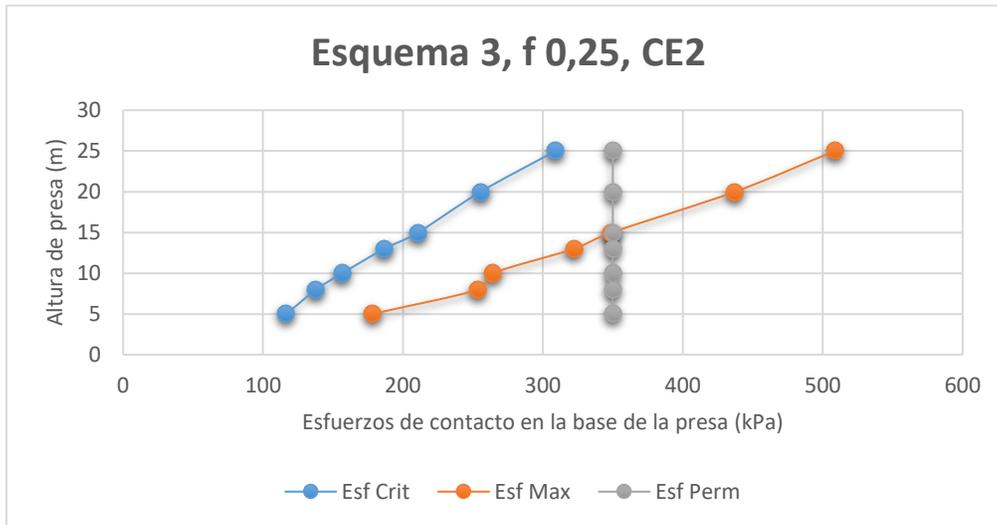
Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE2), $f=0.2$, con respecto al esquema 2



Elaborado por: Los autores

Figura 109

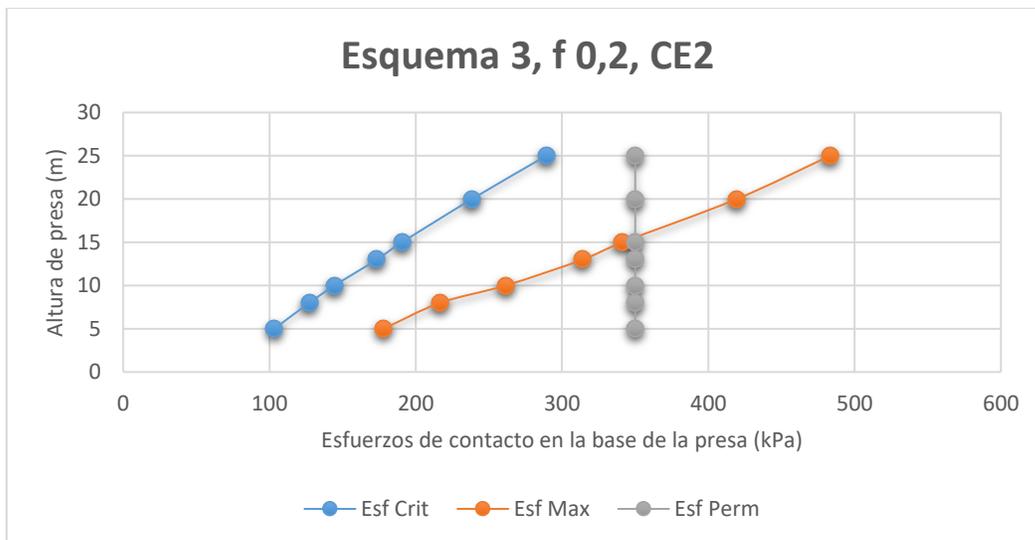
Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE2), $f=0.25$, con respecto al esquema 3



Elaborado por: Los autores

Figura 110

Análisis de resultados de forma gráfica de los esfuerzos de contacto en la base de la presa en combinación especial (CE2), $f=0.2$, con respecto al esquema 3



Elaborado por: Los autores