

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



**ESTUDIO SEMI EMPIRICO DE MUROS DE PIEDRA TIPO
PIRCA UTILIZADOS COMO CIMENTACION DE VIVIENDAS EN
AA. HH. DE LIMA METROPOLITANA**

TESIS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

BACH. DORA PATRICIA DE LOS RIOS DE LA ROCA

**Lima – Perú
2008**

***A Renzo y Camila,
Mis hijos, mis dos amores,
Que son mi motor y me dieron el
Tiempo para cumplir mi meta.***

Agradecimientos

Toda mi gratitud al

Dr. Arnaldo Carrillo Gil,

por su afán de promover la investigación y que el alumno,
futuro profesional, se vea realmente involucrado en la
necesidad social de nuestro país.

Asimismo, mi reconocimiento a los ingenieros que con su experiencia
contribuyeron con su aporte al presente trabajo, muchas gracias a:

- Ing. Oscar Donayre
- Ing. Hugo Tumialán
- Ing. César Torres

INDICE GENERAL

CAPITULO 1:	INTRODUCCION	11
CAPITULO 2:	CONDICIONES GEOTECNICAS DE CIMENTACION EN LOS ASENTMIENTOS HUMANOS	16
2.1	ANTECEDENTES	16
2.2	UBICACION GEOGRAFICA DE LOS DISTRITOS	21
	2.2.1 Información Básica de cada Distrito	22
2.3	DISTRIBUCION DE LOS ASENTAMIENTOS HUMANOS	34
	2.3.1 Señalización de los Asentamientos Humanos en cada Distrito	35
2.4	CIMENTACIONES EN LOS ASENTAMIENTOS HUMANOS DE LIMA METROPOLITANA	52
	2.4.1 Capacidad Portante de los Suelos	53
	2.4.2 Señalización de los Ensayos de Penetración en los Distritos de Lima Metropolitana	58

CAPITULO 3:	CARACTERISTICAS DE LAS ZONAS CRITICA EN ESTUDIO	69
3.1	ANTECEDENTES	69
3.2	PRESENCIA DE MUROS DE PIEDRA TIPO PIRCA EN LOS DISTRITOS DE LIMA METROPOLITANA	71
3.3	EVALUACION PILOTO EN EL CERRITO LA LIBERTAD	90
3.3.1	Descripción de la Zona de Deslizamiento	94
3.3.2	Descripción de la Vivienda Colapsada	95
3.3.3	Características Geotécnicas de la Zona de Colapso	96
CAPITULO 4:	TEORIAS Y METODOS DE CALCULO	108
4.1	ANTECEDENTES	108
4.2	ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	110
4.2.1	Generalidades	110
4.2.2	Evolución de las Estructuras de Contención	111
4.3	ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN A GRAVEDAD	112
4.3.1	Definición	112

4.3.2	Características	115
4.4	METODOS DE CALCULO – EMPUJES	117
4.4.1	Antecedentes	117
4.4.2	Método de Mononobe – Okabe	124
4.5	METODOS PARA DISEÑO GEOTECNICO	125
4.5.1	Slide 5.0	125
4.5.2	Slope/W	127
4.5.3	MacStar 2000	133
4.5.4	RocLab 1.0	140
4.6	METODO DE RETRO ANALISIS	146
CAPITULO 5: CONDICIONES Y ESTABILIDAD ESTATICA Y DINAMICA		148
5.1	ANTECEDENTES	148
5.2	ESTABILIDAD DEL CONJUNTO DE MUROS	149
5.2.1	Tipos de Falla	152
5.2.2	Presiones Estáticas en Muros de Contención	154
5.2.3	Respuesta Dinámica de los Muros de Contención	155

5.2.4	Presiones Sísmicas en los Muros de Contención	157
5.3	APLICACIÓN DE CALCULOS PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CONTENCION	157
5.3.1	Cálculos bajo Condiciones Estáticas	158
5.3.2	Cálculos bajo Condiciones Dinámicas	159
5.3.3	Análisis de Mononobe – Okabe para Estabilidad de Estructuras de Contención	160
5.4	FACTOR DE SEGURIDAD	167
CAPITULO 6: MODELAJE DEL MURO TIPICO		172
6.1	ANTECEDENTES	172
6.2	ESTIMACION SOBRECARGA EN LA ZONA DE DESLIZAMIENTO	173
6.3	MODELAMIENTO DE LA ZONA DE COLAPSO	174
6.3.1	Modelamiento de la Zona de Deslizamiento con el Método Slide 5.0	176
6.3.2	Modelamiento de la Zona de Deslizamiento con el Método Slope/W	182
6.3.3	Modelamiento de la Zona de Deslizamiento con el Método MacStar 2000	188

CAPITULO 7:	DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE CALCULO	193
7.1	ANTECEDENTES	193
7.2	PESO UNITARIO NATURAL	194
7.2.1	Definición	194
7.2.2	Cálculo Empírico del Peso Unitario del Muro tipo Pirca en el A. H. María de Jesús Espinoza	194
7.2.3	Cálculo del Peso Unitario de la Roca Basal mediante el Método de la Parafina por Sifón	199
7.3	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS	203
7.3.1	Definición	203
7.3.2	Cálculo de los Parámetros de Resistencia al Esfuerzo Cortante de los Suelos para el Muro de Piedra tipo Pirca mediante el Método de Retro Análisis	204
7.3.3	Cálculo de los Parámetros de Resistencia al Esfuerzo Cortante de los Suelos c y Ø para el Muro de Piedra tipo Pirca mediante el Método Slide 5.0	205
7.3.4	Cálculo de los Parámetros de Resistencia al Esfuerzo Cortante c y Ø para la Roca Basal mediante la Teoría Hoek – Brown	210
7.4	COEFICIENTES DE ACELERACIÓN SISMICA	213

7.5	CONDICIONES GEOLOGICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO	215
CAPITULO 8:	CONDICIONES DE ESTABILIDAD ESTATICA Y DINAMICA DE LA PIRCA TIPICA	223
8.1	ANTECEDENTES	223
8.2	ANALISIS BAJO CONDICION ESTATICA Y DINAMICA	224
8.2.1	Análisis con Slide 5.0	224
8.2.2	Análisis con Slope/W	230
8.2.3	Análisis con MacStar 2000	241
8.3	FACTORES DE SEGURIDAD OBTENIDOS	252
CAPITULO 9:	ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS	254
CAPITULO 10:	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	257
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	264

CAPITULO 1

INTRODUCCION

Lima, como toda ciudad en donde se centralizan todos los beneficios que el país ofrece, ha sufrido grandes cambios demográficos en los últimos 50 años los mismos que se pueden notar desde el punto de vista de la Ingeniería Civil por el incremento de la expansión urbana como consecuencia de las reformas sociales y por la presencia encarnizada del terrorismo en el interior del país.

La migración de los pobladores rurales a la ciudad y la falta de planificación urbana han sido algunos de los factores determinantes para que los distritos, especialmente ubicados al Norte de Lima, estén asentados en zonas de alto riesgo los mismos que se encuentran en constante peligro ya que dependen

principalmente del grado de vulnerabilidad en que se encuentra nuestra ciudad frente a los peligros naturales. Estas personas no se limitaron sólo a los terrenos a nivel si no que también, debido a su misma necesidad, invadieron cerros construyendo sus viviendas precarias sobre bases de muros de piedra sin ningún asesoramiento técnico. Con la finalidad de mitigar estas deficiencias se han contado con una serie de organizaciones y planes reguladores del crecimiento urbano a lo largo de todos estos años y a pesar de estas medidas, Lima sigue creciendo caóticamente como se puede apreciar en la figura 1.1.



Figura 1.1: Crecimiento indiscriminado de Lima Metropolitana.

Todos sabemos que la necesidad de vivienda es alarmante en nuestro país aunque en los últimos años la política económica y social aplicadas a contribuido a que se pueda acceder con más facilidad a la tan ansiada vivienda propia pero no es así para los miles de inmigrantes que desde la década de los 60's invadieron diferentes zonas periféricas de nuestra capital.

Esta problemática la hemos podido vivenciar como estudiantes gracias al curso de Cimentaciones dictado por el Dr. Arnaldo Carrillo Gil, en donde los alumnos teníamos que realizar investigaciones de campo para evaluar y discriminar los diferentes tipos de condiciones geotécnicas que presentan los asentamientos humanos en diferentes distritos de la ciudad.

En vista de esta problemática, en el presente trabajo de tesis se realizará una Evaluación de las Cimentaciones con Muros de Piedra tipo Pirca de viviendas precarias que son usadas comúnmente en diferentes asentamientos humanos de Lima Metropolitana.

Se ha tomando como punto de partida piloto un lamentable evento que aconteció el 1^{ro} de mayo del 2007 en el Asentamiento Humano María Jesús Espinoza ubicado en el Cerrito La Libertad en el Distrito de Puente Piedra, oportunidad en que una base de pircas de piedra cedió causando el derrumbe parcial de la misma como se puede apreciar en la figura 1.2 y el consecuente daño material de la viviendas aledañas que se encuentran en las mismas condiciones.



Figura 1.2: Vivienda colapsada en A. H. María Jesús Espinoza, Cerrito La Libertad, Distrito de Puente Piedra.

Para realizar esta investigación, se ha considerado la evaluación de cada uno de los trabajos de campo correspondientes a los distritos de Ate Vitarte, Callao, Carabaylo, Comas, Independencia, Los Olivos, Puente Piedra, San Juan de Lurigancho, San Martín de Porres y Ventanilla que fueron realizados por los alumnos del curso de Cimentaciones de la Carrera de Ingeniería Civil en la Universidad Ricardo Palma en los distintos ciclos académicos comprendidos entre 2003 y 2006, con la colaboración y asesoría del profesor del curso, Dr. Arnaldo Carrillo Gil. De la información proporcionada y por las pruebas fotográficas o filmicas se verifica la recurrencia de este fenómeno en diferentes zonas de Lima Metropolitana para así poder determinar la necesidad de realizar los estudios pertinentes para darle estabilidad a este tipo de construcción.

En vista que esta investigación tiene como antecedente un evento ya acontecido y del cual no se tiene sus parámetros iniciales se utilizará el Método de Retro Análisis con la ayuda del software Slide 5.0, específico para el tratamiento de estabilidad de taludes y afines, realizamos una simulación del muro evaluado y con el cálculo semi empírico del Peso Unitario del material podemos obtener los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo en forma bastante aproximada. Estos valores serán de utilidad en las diferentes fórmulas para la obtención del factor de seguridad requerido para darle estabilidad a los muros.

Para tal efecto, se realizaron las evaluaciones técnicas de la zona de colapso que se llevaron a cabo en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Ricardo Palma.

Finalmente se definieron las conclusiones y recomendaciones respectivas para que este trabajo de investigación sea de utilidad para nuestra ciudad.

CAPITULO 2

CONDICIONES GEOTECNICAS DE CIMENTACION EN LOS ASENTAMIENTOS HUMANOS

2.1 ANTECEDENTES

En los últimos 30 años se ha venido dando el fenómeno de la migración desmedida hacia la ciudad de Lima, sobretodo en la década de los 70's y 80's como consecuencia de las reformas sociales y por la presencia encarnizada del terrorismo en el interior del país. Esto originó que se crearan los ahora llamados Asentamientos Humanos, que se erigieron en la periferia y muchos de ellos sobre los cerros que circundan la ciudad tal y como se muestra en la figura 2.1. Estas zonas se fueron poblando sin ningún criterio técnico y sin el apoyo económico necesario para desarrollar programas de vivienda óptimos, lo que causó que se habilitaran los terrenos,

especialmente los que se encuentran sobre las laderas de los cerros, adecuándolos con muros de piedra tipo pirca como lo solían hacer en sus zonas de origen.



Fig. 2.1: Asentamientos Humanos.

Para poder visualizar mejor esta problemática, dentro de los estudios de formación profesional se realizan trabajos de investigación de campo en donde se puede observar la presencia constante de deficiencia de vivienda desde el punto de vista constructivo. Aquella experiencia hace que nazca el interés de realizar este trabajo de investigación al notar la recurrencia de la presencia de muros de piedra tipo pirca en diferentes asentamientos humanos. No sólo al realizar la inspección físico – visual de diferentes zonas, sino también al revisar informes similares desarrollados en los semestres correspondientes al curso de Cimentaciones dictados por el Dr.

Arnaldo Carrillo Gil, en la Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería de la Universidad Ricardo Palma.

En estas visitas de campo se realizan ensayos de penetración con el método de Penetración de Barra y calicatas de exploración en cada uno de los asentamientos humanos tal y como se puede apreciar en las figuras de la 2.2, 2.3 y 2.4, analizando las características y ensayando luego en el laboratorio cada muestra de suelo extraída. También se debe resaltar el trabajo de los alumnos en vista que el Equipo de Penetración, ver figura 2.5, que se emplea para estas evaluaciones es un equipo que ha sido ensamblado por los mismos alumnos de promociones anteriores bajo la asesoría y supervisión del Dr. Arnaldo Carrillo Gil.

Desde el punto de vista estadístico, se encuesta a una muestra de la población de la zona para evaluar la situación y/o condición de edificación de sus viviendas así como el comportamiento de las personas ante un sismo. También se obtiene las pruebas fotográficas y/o filmográficas de las zonas de estudio con la finalidad de mostrar una realidad muchas veces no tomada en cuenta.



Figura 2.2: Ensayo de Penetración de Barra.
A.H. Los Angeles, Ventanilla.



Figura 2.3: Ensayo de Penetración de Barra.
A.H. Los Angeles, Ventanilla.



Figura 2.4: Calicata y estratigrafía del suelo.
A.H. Los Angeles, Distrito de Ventanilla.

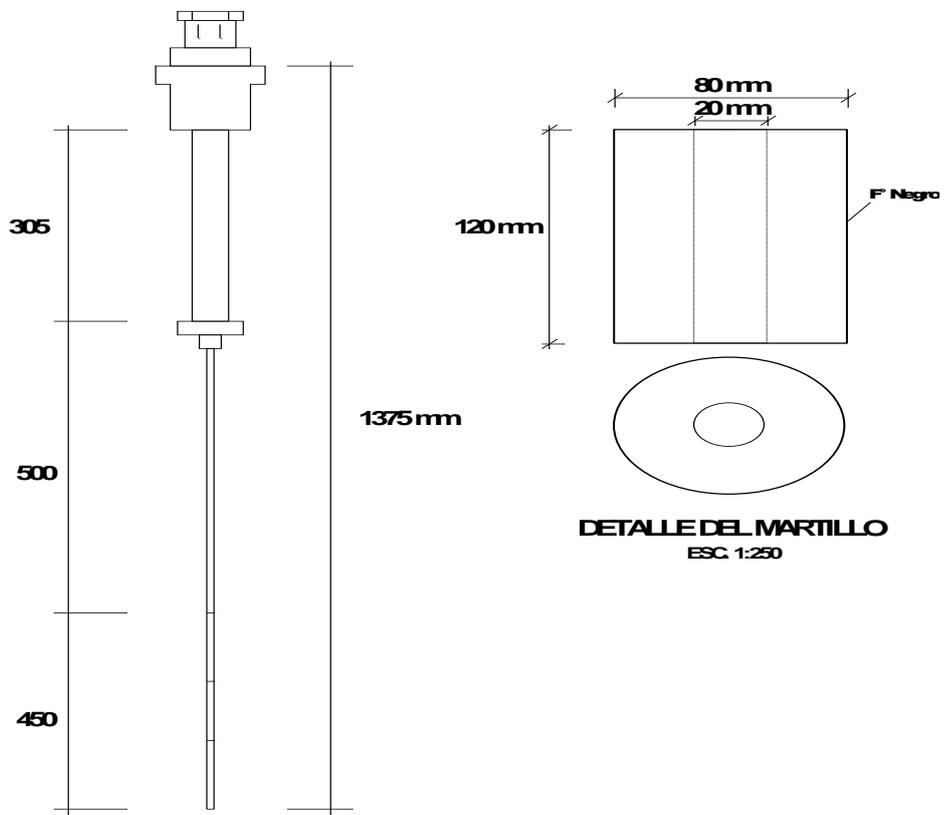


Figura 2.5: Barra de Penetración.

Luego de haber realizado la recopilación de los informes, correspondientes a los años del 2003 al 2006, se pudo verificar de todas estas pruebas fotográficas y fílmicas la recurrencia de construcciones con cimentación con muros de piedra tipo pirca. Se puede observar éste fenómeno en diferentes zonas de Lima Metropolitana para así poder determinar la necesidad de realizar los estudios pertinentes para darle formalidad a este tipo de construcción.

2.2 UBICACION GEOGRAFICA DE LOS DISTRITOS

El área de evaluación en donde se han desarrollado las investigaciones de campo antes mencionados corresponden a 10 distritos ubicados hacia el Norte y Este de la Provincia de Lima tal y como se muestra en la figura 2.6. Los distritos en mención son los siguientes:

- Ate Vitarte
- Callao
- Carabayllo
- Comas
- Independencia
- Los Olivos
- Puente Piedra
- San Juan de Lurigancho

- San Martín de Porres
- Ventanilla

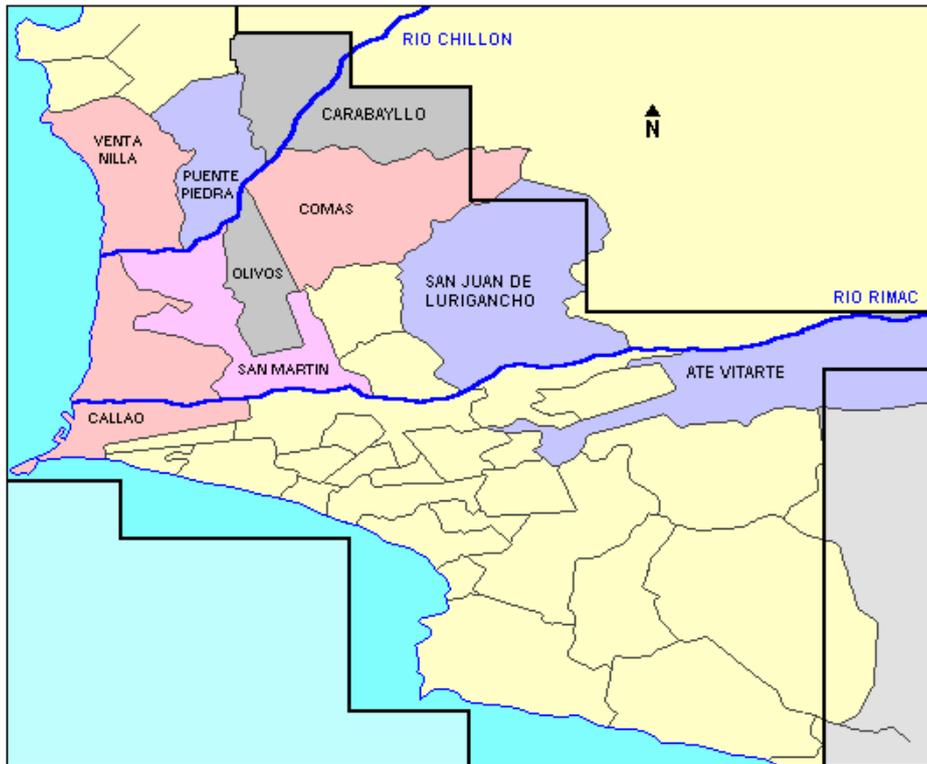


Figura 2.6: Mapa de Ubicación del área de estudio.

2.2.1 Información Básica de cada Distrito

• **Distrito de Ate Vitarte.-** Este distrito se encuentra ubicado a 14 km. al Este de la ciudad de Lima, en la parte baja del valle del Río Rímac, ver figura

2.7. Los límites políticos de este distrito son:

- Por el norte con el Distrito de San Juan de Lurigancho
- Por el este con el Distrito de Chaclacayo
- Por el sur con los Distritos de Cieneguilla y La Molina

- Por el oeste limita en tramos pequeños con los distritos de Santiago de Surco, San Borja, San Luis, El Agustino y Santa Anita



Figura 2.7: Distrito de Ate Vitarte.

Desde la década de 1980, Ate se convierte en uno de los principales focos receptores de la migración provinciana que, a esas alturas, ya había copado el casco tradicional de Lima ocasionando que esta localidad ofrezca una visión caótica y desordena debido a ese crecimiento poblacional que no ha contado con una planificación urbana organizada. Esto trajo como consecuencia la urbanización de Ate y su integración al Aglomerado Urbano

causando la pérdida del territorio agrícola que tenía en un inicio, al ser un distrito ribereño al río Rímac.

De esta forma se instaló en la zona una emergente industria textil que produjo un proletariado que se asentó en el Barrio Obrero. Desde ese entonces se le confirió una característica particular como centro político, cultural, deportivo y gremial. Actualmente, con una economía basada ya no en las actividades fabriles sino en las de comercio y servicios, vive un incremento acelerado de su población.

• **Distrito del Callao.-** Llamado correctamente Callao Cercado y forma parte de los distritos pertenecientes a la Provincia Constitucional del Callao en la costa central del Perú, ver figura 2.8. Tiene como límites políticos los siguientes:

- Por el norte con el Distrito de Ventanilla
- Por el este con la Provincia de Lima y el Distrito de Carmen de la Legua Reynoso
- Por el sur con los Distritos de Bellavista y La Perla
- Por el oeste con el Distrito de La Punta y el Océano Pacífico

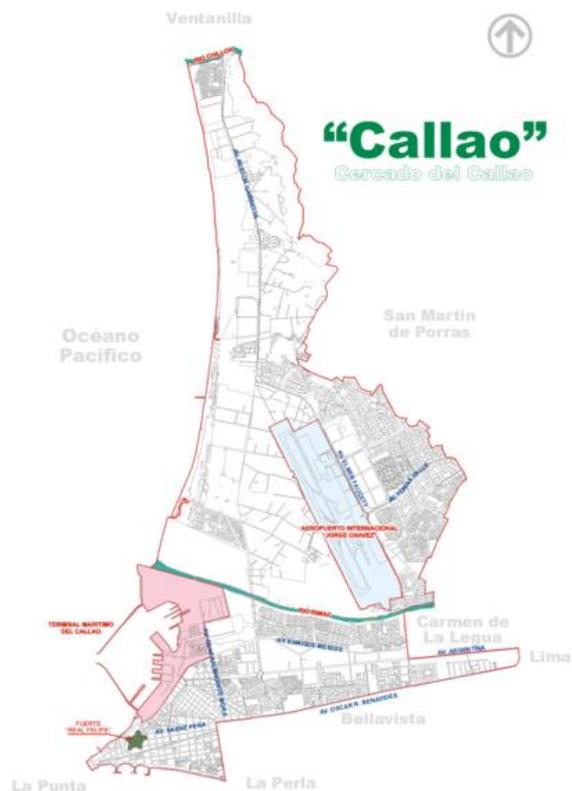


Figura 2.8: Distrito del Callao - Cercado.

• **Distrito de Carabaylo.-** El distrito de Carabaylo se localiza al Norte de la Ciudad de Lima a ambas márgenes del Río Chillón, ver figura 2.9. Tiene como límites políticos los siguientes:

- Por el norte y noreste con el Distrito de Santa Rosa de Quites en la Provincia de Canta.
- Por el este con el Distrito de San Juan de Lurigancho
- Por el sur con el Distrito de Comas
- Por el oeste con los Distritos de Puente Piedra y Ancón



Figura 2.9: Distrito de Carabayllo.

Carabayllo es una zona de reciente expansión de la ciudad. En la República este distrito estaba constituido por grandes haciendas y durante el siglo XX, las masivas migraciones provenientes principalmente de la sierra, poblaron inicialmente la margen derecha de la Av. Túpac Amaru (faldas y laderas de los cerros), originando por consiguiente el desorden urbano por los numerosos asentamientos humanos e invasiones de tierras de cultivo. Actualmente es uno de los distritos con mayor densidad poblacional.

- **Distrito de Comas.-** Está ubicado en el extremo norte de la Provincia. Limita, ver figura 2.10. Sus límites distritales son los siguientes:

- Por el norte con el Distrito de Carabaylo
- Por el este con el Distrito de San Juan de Lurigancho
- Por el sur con el Distrito de Independencia
- Por el oeste con los Distritos de Los Olivos y Puente Piedra



Figura 2.10: Distrito de Comas.

Este distrito fue una de las primeras invasiones organizadas que comenzaron a poblar la periferia de Lima Metropolitana. Por la década del 60, Comas comenzó a formarse mucho antes que el distrito de Villa El Salvador a la par con Villa María del Triunfo, el cual es su antítesis localizado en el extremo sur de Lima. Los primeros pobladores del distrito, fueron emigrantes provincianos acriollados que habían llegado desde 1940 y poblaban viejas quintas de Lima y Callao, y, siguiendo el ejemplo de los

invasores del barrio de Leticia en el Rímac, se organizaron para invadir la Pampa de Comas. Hoy en día la población se ha multiplicado llegando a ser uno de los distritos con mayor cantidad poblacional en Lima.

• **Distrito de Independencia.-** Se encuentra localizado en el área norte de Lima Metropolitana, ver figura 2.11. Sus límites son:



Figura 2.11: Distrito de Independencia

- Por el norte con el Distrito de Comas
- Por el este con el Distrito de San Juan de Lurigancho
- Por el sur con los Distritos del Rímac y San Martín de Porres
- Por el oeste con el Distrito de Los Olivos

El distrito de Independencia se encuentra el constante crecimiento hacia sus partes altas en donde se han instalado una serie de asentamientos humanos.

• **Distrito de Los Olivos.-** El distrito de Los Olivos se encuentra ubicado en la zona Noroeste de la ciudad de Lima. Surgió como una necesidad de atención a los diversos problemas que tenían las zonas pobladas desde la Av. Tomás Valle hasta el límite con el río Chillón, y que no eran atendidos por la municipalidad de San Martín de Porres, a la cual pertenecían, ver figura 2.12. Tiene los siguientes límites políticos:



Figura 2.12: Distrito de Los Olivos

- Por el norte con el Distrito de Puente Piedra
- Por el este con los Distritos de Comas e Independencia
- Por el sur con el Distrito de San Martín de Porres
- Por el oeste con el Distrito de San Martín de Porres

• **Distrito de Puente Piedra.-** Este distrito se encuentra igualmente al norte de la ciudad, ver figura 2.13. Tiene los siguientes límites políticos:



Figura 2.13: Distrito de Puente Piedra.

- Por el norte con el Distrito de Ancón
- Por el este con el Distrito de Carabaylo
- Por el sur con los Distritos de Comas, Los Olivos y San Martín de Porres
- Por el oeste con el Distrito de Ventanilla

Es uno de los distritos más pobres del área metropolitana de Lima. Buena parte de su territorio se encuentra dentro del plan independiente Un Techo para mi País con el fin de proporcionar una vivienda digna a numerosos habitantes de la zona, los cuales actualmente habitan en viviendas extremadamente precarias.

- **Distrito de San Juan de Lurigancho.-** Este distrito se localiza en el extremo nororiental de la ciudad de Lima, en la quebrada que lleva el mismo nombre, formada por las estribaciones andinas en las que penetra la urbe, ver figura 2.14. Sus límites son:



Figura 2.14: Distrito de San Juan de Lurigancho.

- Por el norte con el Distrito de Carabaylo
- Por el este con la Provincia de Huarochirí
- Por el sur con los Distritos de El Agustino y el Cercado de Lima
- Por el oeste con los Distritos del Rímac, Independencia y Comas

San Juan de Lurigancho es el distrito más poblado del Perú, y de América del Sur.

• **Distrito de San Martín de Porres.-** Este distrito también forma parte de los distritos pertenecientes al Cono Norte de Lima. Está situado al noroeste del centro de Lima entre la margen derecha del río Rímac y la margen izquierda del río Chillón, ver figura 2.15. Tiene por límites:



Figura 2.15: San Martín de Porres.

- Por el norte con el Distrito de Puente Piedra
- Por el este con los Distritos de Los Olivos, Independencia y el Rímac
- Por el sur con el Cercado de Lima
- Por el oeste con la Región Callao

Durante los últimos años el crecimiento demográfico del distrito ha sido vertiginoso instalándose gran cantidad de habitantes en los llamados asentamientos humanos.

• **Distrito de Ventanilla.-** Este distrito está ubicado exactamente al noreste de Lima y a 18 km. del Callao, ver figura 2.16. Sus límites son:



Figura 2.16: Distrito de Ventanilla.

- Por el norte con el Distrito de Santa Rosa
- Por el este con el Distrito de Puente Piedra
- Por el sur con el Distrito de San Martín de Porres
- Por el oeste con el Océano Pacífico

Distrito perteneciente a la Provincia Constitucional del Callao, tiene gran cantidad de asentamientos humanos debido a su amplia extensión. Debe su nombre a moradores que llegaron a esta zona buscando tesoros virreinales, quienes quedaron sorprendidos por las grutas y cavernas con apariencia de pequeñas ventanas en las playas a la altura del cerro Salinas. La fundación de Ventanilla se remonta a la mitad de la década del 50, época de agudo proceso migratorio.

2.3 DISTRIBUCION DE LOS ASENTAMIENTOS HUMANOS

Como se ha mencionado anteriormente, se revisaron trabajos de investigación del curso de Cimentaciones de los cuales se ha elaborado una estadística como se puede ver en la Tabla N°2.1 que se muestra a continuación:

TABLA No. 2.1

Informes y Asentamientos Humanos Evaluados

DISTRITO	CANTIDAD INFORMES	CANTIDAD AA. HH.
ATE VITARTE	6	23
CALLAO	3	12
CARABAYLLO	4	15
COMAS	3	13
INDEPENDENCIA	3	13
LOS OLIVOS	2	8
PUENTE PIEDRA	2	12
SAN JUAN DE LURIGANCHO	11	48
SAN MARTIN DE PORRES	2	12
VENTANILLA	14	61
TOTAL	50	217

En la tabla No. 2.2 que ha continuación se presenta, se detallan los nombres de todos los asentamientos humanos evaluados correspondientes a cada distrito.

2.3.1 Señalización de Asentamientos Humanos en cada Distrito

A continuación se adjuntan los mapas correspondientes a cada distrito con la señalización de cada asentamiento humano estudiado, tal y como se detalla en la tabla 2.2 antes mencionada.

TABLA No. 2.2
Asentamientos Humanos Evaluados

ATE VITARTE		
ITEM	CODIGO	ASENTAMIENTO HUMANO
1	1	27 DE ABRIL
2	2	MICAELA BASTIDAS
3	3	25 DE JULIO
4	4	SAN ANTONIO
5	5	FELIX RAUCANA
6	6	SANTA ELENA
7	7	HORACIO ZEBALLOS
8	8	PORTALES DE PARIACHI
9	9	JUVENTUD 30 DE MAYO
10	10	ASOC. VIV. LOS JARDINES DE SALAMANCA
11	11	ASOC. VIV. VIRGEN DE COCHARCAS
12		VILLA LOS PERIODISTAS
13		VILLA LA CAMPIÑA
14		ZONA 1
15		ZONA 2
16		ZONA Z
17		ZONA O (ANDRES A. CACERES)
18		ZONA S (UCU 211 lt. 26)
19		ZONA P (USE B195 CALLE 10)
20		ZONA Q
21		CRUZ DE MAYO
22		ASOC. VIV. 13 DE NOVIEMBRE
23		VILLA JARDIN

CALLAO		
ITEM	CODIGO	ASENTAMIENTO HUMANO
1	1	MARQUEZ
2	2	PIEDRA LIZA
3	3	DANIEL A. CARRION
4	4	ACAPULCO
5	5	SARITA COLONIA
6	6	VICTOR RAUL HAYA DE LA TORRE
7	7	NESTOR GAMBETA
8	8	TODOS UNIDOS
9	9	MANUEL DULANTO
10	11	200 MILLAS
11	12	PLAYA RIMAC
12	13	SANTA ROSA

COMAS		
ITEM	CODIGO	ASENTAMIENTO HUMANO
1	1	2 DE AGOSTO
2	2	DON CARLOS
3	3	SAN JUAN BAUTISTA
4	4	BELEN
5	5	SANTA ROSA DE COLLIQUE
6	6	FRANCISCO BOLOGNESI
7	7	CARMEN BAJO
8	8	LOS ANGELES
9	9	VILLA SEÑOR DE MILAGROS
10	10	NUEVA FLORIDA
11	11	TUPAC AMARU II
12	12	CARMEN ALTO
13	13	COLLIQUE

INDEPENDENCIA		
ITEM	CODIGO	ASENTAMIENTO HUMANO
1	2	VILLA PRIMAVERA
2	3	LOS HERMANOS AYAR
3	4	EL BOSQUE
4	5	LAS AMERICAS
5	6	SAN JUAN DE DIOS
6	7	CRUZ DE MAYO
7	8	SAN CAMILO
8	10	VILLA EL CARMEN
9	11	SANTISIMA CRUZ
10	12	SEÑOR DE LOS MILAGROS
11	13	SOL NACIENTE
12	14	VILLA PRIMAVERA
13		EL MILAGRO

CARABAYLLO		
ITEM	CODIGO	ASENTAMIENTO HUMANO
1	1	VIRGEN DEL CARMEN
2	3	LOS SAUCES
3	4	VELASCO ALVARADO
4	6	EL PROGRESO
5	6	EL PROGRESO
6	8	LAS PRADERAS
7	11	ASOCIACION APAVIC
8	13	RAUL PORRAS BARRENECHEA
9	14	LAS MALVINAS

10	16	1 ^{ro.} DE NOVIEMBRE
11	17	LA MURALLA
12		30 DE MAYO
13		30 DE MAYO
14		KEIKO SOFIA
15		JUAN PABLO II

SAN JUAN DE LURIGANCHO		
ITEM	CODIGO	ASENTAMIENTO HUMANO
1	1	CORAZON DE JESUS
2	2	ZUBIETA
3	3	BAYOVAR
4	4	CRUZ DE MOTUPE
5	4	HUASCAR EL ROSAL
6	5	SAN MARCOS
7	6	SANTA CLARITA
8	7	MIGUEL GRAU
9	8	SAN PABLO II
10	9	HUANTA
11	11	MARISCAL CACERES
12	13	SANTA ROSA DE LIMA
13	14	CAJA DE AGUA
14	15	PROYECTOS ESPECIALES
15	16	ARRIBA PERU
16	17	ANDRES AVELINO CACERES
17	18	EL PORVENIR
18	19	19 DE ABRIL
19	20	LAS TERRAZAS
20	21	20 DE ENERO
21	22	11 DE MAYO
22	23	SAN FERNANCO
23	24	JORGE BASADRE
24	25	MARTIRES DEL PERIODISMO
25	26	LA LIBERTAD
26	27	LOS ANGELES DE CAMPOY
27	28	RIMAC DE CAMPOY
28	29	MANUEL SCORZA
29	30	CHACARILLA DE OTERO
30	31	27 DE MAYO
31	32	CANGALLO
32	33	CRUZ DE CHALPON
33	34	CIUDAD DE LOS CONSTRUCTORES
34	35	EL SAUCE
35	36	LAS CASUARINAS

36	37	JOSE MARIA ARGUEDAS
37	38	LOS ALAMOS
38	39	NUEVA ALIANZA
39	40	9 DE FEBRERO
40	41	SAN HILARION
41	42	HEROES DE BREÑA
42	43	LA MANO DE DIOS
43	44	NACIONES UNIDAS
44	45	CRUZ DEL CALVARIO
45	46	27 DE MARZO
46		7 DE OCTUBRE
47		LAS CALDERAS
48		12 DE OCTUBRE

SAN MARTIN DE PORRES		
ITEM	CODIGO	ASENTAMIENTO HUMANO
1	2	PROYECTO DE VIVIENDA URANIO
2	3	CERRO CANDELA
3	4	CERRO EL CHOCLO
4	6	DANIEL ALCIDES CARRION
5	7	CERRO LA MILLA
6	8	NUEVO AMANECER
7	9	LUIS ALBERTO SANCHEZ
8	10	HUSARES DE JUNIN
9	11	ASOC.VIV. PUENTE DEL EJERCITO 2 ^{da} ETAPA
10	12	3 DE MAYO
11	13	12 DE AGOSTO
12	14	PAN CON LIBERTAD

LOS OLIVOS		
ITEM	CODIGO	ASENTAMIENTO HUMANO
1	1	MUNICIPAL CHILLON
2	2	MILLA OCHOA
3	4	LOS ROSALES DE PRO
4	5	PATRIA NUEVA
5	6	19 DE MAYO
6	7	12 DE AGOSTO
7	9	PROYECTO INTEGRAL CHAVARRIA
8	10	SANTA CRUZ

PUENTE PIEDRA		
ITEM	CODIGO	ASENTAMIENTO HUMANO
1	1	ZAPALLAL ALTO
2	2	PEQUEÑOS AGRICULTORES
3	4	SAN CRISTOBAL
4	5	PUENTEPEDRINOS UNIDOS
5	6	9 DE JUNIO
6	7	ASOC. VIV. SEÑOR DE LA SOLEDAD
7	8	EL OLIVAR
8	9	LAS ANIMAS
9	10	LADERAS DEL CHILLON
10	11	ENSENADA DE CHILLON
11	13	SEÑOR DE LOS MILAGROS
12	14	LOS GIRASOLES

VENTANILLA		
ITEM	CODIGO	ASENTAMIENTO HUMANO
1	1	LA PAZ
2	2	MI PERU
3	3	LUIS BEDOYA REYES
4	4	ALBERTO FUJIMORI
5	5	HIJOS DE VENTANILLA
6	6	KENYI FUJIMORI
7	7	VICTOR RAUL HAYA DE LA TORRE
8	8	HIJOS DE VENTANILLA
9	9	KENYI FUJIMORI MI PERU
10	10	LOS LICENCIADOS
11	11	KUNAMOTO
12	12	LOMAS DEL PARAISO
13	13	MONTE SION
14	14	COLINAS DE LICENCIADOS
15	15	DEFENSORES DE LA PATRIA
16	16	LAS TERRAZAS DE VENTANILLA
17	17	1ro. DE MAYO VILLAMOTO
18	18	SAGRADO CORAZON DE JESUS
19	19	VILLA EMILIA
20	20	EL MIRADOR LAS AMAZONAS
21	21	VILLA DEL MAR
22	22	HIJOS DE MI PERU
23	23	SANTA ROSA
24	24	JESUS NAZARENO
25	25	MOISES WOLF
26	26	1ro. DE MAYO LOS JARDINES
27	27	JOSE CARLOS MARIATEGUI

28	28	RICARDO DURAND FLORES
29	29	EL PROGRESO
30	30	24 DE AGOSTO
31	31	ASOC. POB. DE VENTANILLA ALTO
32	32	LA PLANICIE
33	33	CHAVINILLO
34	34	VILLA ESCUDERO
35	34	VILLA ESCUDERO
36	35	LOMAS DEL PARAISO
37	36	KEIKO SOFIA FUJIMORI
38	37	LOS CEDROS
39	38	LOS ANGELES
40	39	12 DE OCTUBRE
41	40	NUEVA GENERACION
42	41	EL GOLFO DE VENTANILLA
43	42	HIJOS DE VILLA LOS REYES
44	43	VILLA LOS REYES
45	44	NUEVO PROGRESO
46	45	SAN PABLO
47	46	SAN JOSE
48	47	JOSE GABRIEL CONDORCANQUI
49	48	FRANCISCO TUDELA
50		SIMON BOLIVAR
51		2 DE DICIEMBRE
52		VILLA 2000
53		VALLE VERDE
54		SAN PEDRO
55		LUIS FELIPE DE LAS CASAS
56		LOS LAURELES
57		AMPLIACION LAS FLORES
58		LOS JAZMINES
59		INMACULADA CONCEPCION DE MARIA
60		SEÑOR DE LUREN
61		15 DE JULIO

2.4 CIMENTACIONES EN LOS ASENTAMIENTOS HUMANOS DE LIMA METROPOLITANA

La cimentación de una edificación es una de las partes más importantes de todo proceso constructivo. Actualmente se cuenta con una amplia normatividad que busca garantizar el buen comportamiento de una cimentación brindando la seguridad a la edificación que no colapse.

En nuestra ciudad en particular, la construcción de una cimentación adecuada implica una gran inversión económica que, lamentablemente para la mayoría de ciudadanos, muchas veces es casi imposible conseguirla por la precariedad económica de las familias ocupantes de los asentamientos humanos, por lo que se tienen que ver en la necesidad de emplear materiales inadecuados y peor aún materiales de relleno así como una deficiencia en la técnica en vista de no contar con los medios suficientes para contar con la asesoría técnica necesaria.

Este fenómeno es la causa de la recurrencia de cimentaciones con muros de piedra tipo pirca. El material, las piedras, por lo general son obtenidas en el terreno mismo y la construcción de los muros son realizados según su experiencia empírica en sus zonas de origen. En estos casos no se toman en cuenta los parámetros de resistencia a las sollicitaciones, lo que ha ocasionado que muchas estructuras no tengan un comportamiento

adecuado ante la inminencia de un sismo de altas magnitudes o a los daños indirectos que estos pueden ocasionar.

2.4.1 Capacidad Portante de los Suelos

Para poder determinar el diseño de una cimentación apropiada para un suelo determinado es necesario conocer la resistencia o capacidad de carga que este suelo puede tener, esto es conocido como la capacidad portante del suelo. Generalmente, se realizan ensayos del suelo para calcular esta capacidad admisible del suelo, la misma que depende de los siguientes elementos:

- Tipo de terreno.
- Construcción en si y su conjunto.
- Los asentamientos que se puedan producir.
- Las dimensiones de la cimentación.
- El tiempo de carga en la construcción.
- Las vibraciones que puedan afectar a la construcción.

La capacidad admisible depende de los asentamientos, que deben ser compatibles con la capacidad de deformación de la estructura, en este caso, es el cociente entre la carga de última de rotura del terreno y el coeficiente de seguridad.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Donde:

q_{adm} : capacidad admisible del suelo.

q_u : capacidad de carga última.

FS : coeficiente de seguridad.

El coeficiente de seguridad habitualmente utilizado para la capacidad portante es igual a 3. Sin embargo, de acuerdo a los ensayos de campo y de laboratorio realizados en diferentes investigaciones y la seguridad de que se esté haciendo un buen trabajo de ingeniería se puede considerar un factor de seguridad igual hasta 2.

Terzagui (1943), fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales. De acuerdo a la teoría, una cimentación es superficial si la profundidad de la cimentación es menor o igual que el ancho de la misma.

$$D_f \leq B$$

Donde:

D_f : profundidad de la cimentación.

B : Base de la cimentación.

Asimismo, sugirió que para una cimentación corrida es decir, cuando la relación ancho entre longitud de la cimentación tiende a cero, la superficie de falla en el suelo bajo carga última puede suponerse similar a la mostrada en la figura 2.17.

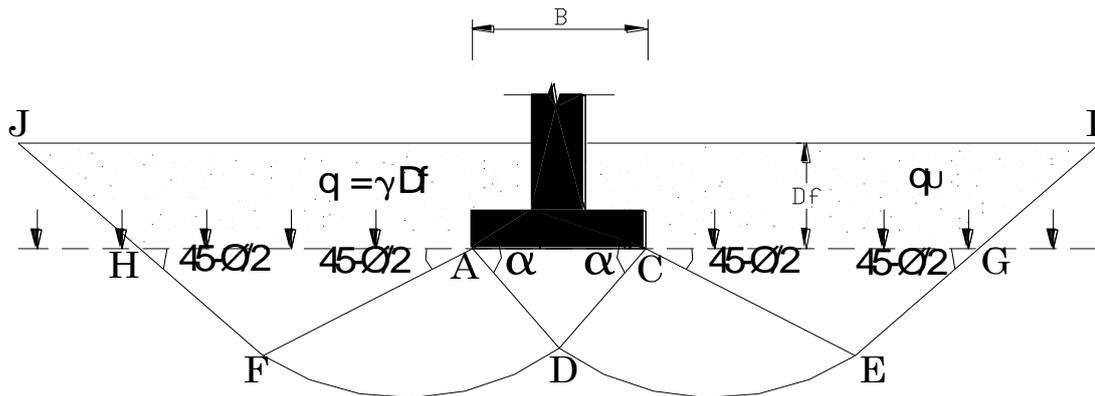


Figura 2.17: Falla por capacidad de carga de un suelo bajo la acción de una cimentación rígida corrida.

Este tipo de cimentación, cimentación superficial, es ampliamente utilizado para todo tipo de construcción domésticas convencionales en donde el peso de la edificación no requiera de una capacidad de carga del suelo mayor, tales como viviendas y edificaciones de menor envergadura. Para este efecto, el peso del suelo sobre el fondo de la cimentación puede ser reemplazado por una sobrecarga equivalente efectiva obtenida mediante la siguiente ecuación, ver figura 2.18.

$$q = \gamma D_f$$

Donde:

q : sobrecarga equivalente.

γ : peso específico del suelo.

D_f : profundidad de la cimentación.

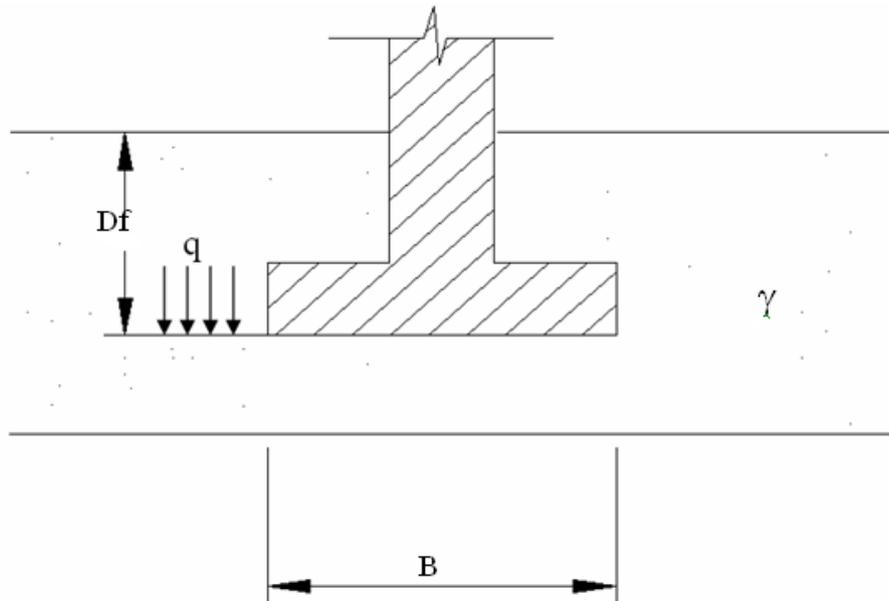


Figura 2.18: Esquema de una cimentación superficial.

La zona de falla debajo de la cimentación puede separarse en tres partes:

1. La zona triangular ACD inmediatamente debajo de la cimentación.
2. Las zonas de corte radiales ADF y CDE, con las curvas DE y DF como arcos de una espiral logarítmica.
3. Dos zonas pasivas de Rankine triangulares AFH y EG.

Se supone que los ángulos CAD y ACD son iguales al ángulo de fricción interna del suelo.

Una vez obtenida la capacidad admisible del terreno y de acuerdo al estado del suelo se puede producir tres tipos de falla por corte según se detallan a continuación:

- **Falla por Corte Generalizada.**- Esta falla suele aparecer en un suelo de estado denso o rígido como en el caso de las arcillas, ver figura 2.19.

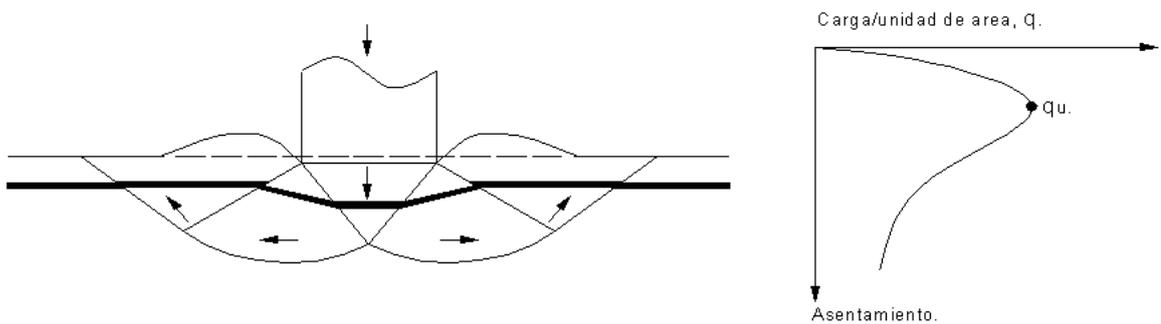


Figura 2.19: Esquema de falla por corte generalizada.

- **Falla por Corte Localizada.**- Esta falla suele ocurrir cuando el suelo es medianamente denso o medianamente rígidos, como es el caso de suelos arenosos medianamente compactados correspondientes a los distritos mencionados en el capítulo anterior, ver figura 2.20.

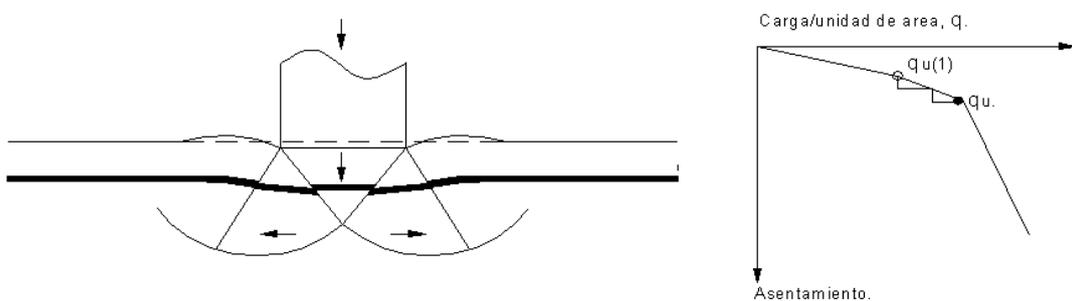


Figura 2.20: Esquema de falla por corte localizada.

CAPITULO 3

CARACTERISTICAS DE LAS ZONAS CRITICAS EN ESTUDIO

3.1 ANTECEDENTES

Debido a la conformación geográfica de la periferia de la ciudad de Lima y a la dramática situación económica de los miles de inmigrantes que necesitaban de una vivienda, éstos se posicionaron en los cerros para poder construir, en forma precaria, sus viviendas y así aliviar sus necesidades a la brevedad. Los diferentes gobiernos con afanes populistas apoyaron dichas medidas con la entrega de, en la mayoría de los casos, títulos de propiedad, alguna acreditación de posesión y hasta apoyaron la autoconstrucción sin ofrecer medidas de soporte técnico. Todos estos antecedentes sólo contribuyeron al desorden y caos urbano de la periferia y sobretodo a la

construcción indiscriminada en forma empírica. Estos ocasionaron diversos tipos de fallas constructivas como las que se pueden observar en las figuras 3.1 y 3.2 que a continuación se muestran.



Figura 3.1: A. H. El Golfo de Ventanilla, Distrito de Ventanilla.



Figura 3.2: A. H. Cruz de Motupe, Distrito de San Juan de Lurigancho.

Para el caso en concreto que compete a este trabajo de investigación, en la mayoría de distritos evaluados se cuenta con la presencia de construcciones sobre laderas utilizando cimentaciones o terraplenes con muros de piedra tipo pirca. La recurrencia de este tipo de construcciones es alarmante en vista de que están realizados sin ningún tipo de asesoría técnica por lo que la vulnerabilidad de las viviendas se incrementa.

3.2 PRESENCIA DE MUROS DE PIEDRA TIPO PIRCA EN LOS DISTRITOS DE LIMA METROPOLITANA

Durante la revisión de los informes estudiantiles antes mencionados también se pudo encontrar información gráfica importante sobre la presencia de este tipo de construcciones en las zonas evaluadas. Como ya se mencionó anteriormente la recurrencia de este tipo de cimentación es masiva y como se puede observar en las imágenes mostradas entre las figuras 3.3 a la 3.33 no cuentan con ningún tipo de asesoría técnica. La construcción indiscriminada de este tipo de cimentación inclusive sobrepasa la imaginación haciendo que estas viviendas sean aún mucho más vulnerables a sufrir un colapso y la consecuente pérdida humana y material que lamentar.



Figura 3.3: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Huaycan, Distrito de Ate Vitarte.



Figura 3.4: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Huaycan, Distrito de Ate Vitarte.



Figura 3.5: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Huaycan, Distrito de Ate Vitarte.



Figura 3.6: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Huaycan, Distrito de Ate Vitarte.



Figura 3.7: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Huaycan, Distrito de Ate Vitarte.



Figura 3.8: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Huaycan, Distrito de Ate Vitarte.



Figura 3.9: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Huaycan, Distrito de Ate.



Figura 3.10: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Huaycan, Distrito de Ate.



Figura 3.11: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. 19 de Abril, Distrito de San Juan de Lurigancho.



Figura 3.12: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. 19 de Abril, Distrito de San Juan de Lurigancho.



Figura 3.13: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Cruz de Chalpón, Distrito de San Juan de Lurigancho.



Figura 3.14: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Cruz de Chalpón, Distrito de San Juan de Lurigancho.



Figura 3.15: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. El Sauce, Distrito de San Juan de Lurigancho.



Figura 3.16: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. El Sauce, Distrito de San Juan de Lurigancho.



Figura 3.17: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Las Terrazas, Distrito de San Juan de Lurigancho.



Figura 3.18: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Las Terrazas, Distrito de San Juan de Lurigancho.



Figura 3.19: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Las Terrazas, Distrito de San Juan de Lurigancho.



Figura 3.20: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Los Alamos, Distrito de San Juan de Lurigancho.



Figura 3.21: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Los Alamos, Distrito de San Juan de Lurigancho.



Figura 3.22: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Andrés Avelino Cáceres, Distrito de San Juan de Lurigancho.



Figura 3.23: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Andrés Avelino Cáceres, Distrito de San Juan de Lurigancho.



Figura 3.24: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Avelino Cáceres, Distrito de San Juan de Lurigancho.



Figura 3.25: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. 3 de Mayo, Distrito de San Martín de Porres.



Figura 3.26: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. 3 de Mayo, Distrito de San Martín de Porres.



Figura 3.27: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. 3 de Mayo, Distrito de San Martín de Porres.



Figura 3.28: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Kenyi Fujimori, Distrito de Ventanilla.



Figura 3.29: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Kenyi Fujimori, Distrito de Ventanilla.



Figura 3.30: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Villa 2000, Distrito de Ventanilla.



Figura 3.31: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Villa 2000, Distrito de Ventanilla.



Figura 3.32: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Villa 2000, Distrito de Ventanilla.



Figura 3.33: Cimentación con muro de piedra tipo pirca
A. H. Villa Los Reyes, Distrito de Ventanilla.

En el Tabla No. 3.1 que a continuación se detalla se pueden encontrar los nombres de todos los asentamientos humanos evaluados por cada distrito en donde se encontró presencia de construcción con muros de piedra tipo pirca.

TABLA No. 3.1

Asentamientos Humanos con Presencia de Muros de Piedra tipo Pirca

ATE VITARTE		
ITEM	CODIGO	ASENTAMIENTO HUMANO
1	9	JUVENTUD 30 DE MAYO
2	10	ASO.VIV. LOS JARDINES DE SALAMANCA
3	11	ASOC. VIV. VIRGEN DE COCHARCAS
4		ZONA 1
5		ZONA 2
6		CRUZ DE MAYO
7		ASOC. DE VIVIENDA 13 DE NOVIEMBRE

COMAS		
ITEM	CODIGO	ASENTAMIENTO HUMANO
1	1	2 DE AGOSTO
2	5	SANTA ROSA DE COLLIQUE
3	6	FRANCISCO BOLOGNESI
4	7	CARMEN BAJO
5	8	LOS ANGELES (*)
6	10	NUEVA FLORIDA
7	11	TUPAC AMARU II

INDEPENDENCIA		
ITEM	CODIGO	ASENTAMIENTO HUMANO
1	2	VILLA PRIMAVERA
2	3	LOS HERMANOS AYAR (*)
3	4	EL BOSQUE
4	7	CRUZ DE MAYO

CARABAYLLO		
ITEM	CODIGO	ASENTAMIENTO HUMANO
1	13	RAUL PORRAS BARRENECHEA
2		KEIKO SOFIA

SAN JUAN DE LURIGANCHO		
ITEM	CODIGO	ASENTAMIENTO HUMANO
1	17	ANDRES AVELINO CACERES (*)
2	18	EL PORVENIR
3	19	19 DE ABRIL
4	20	LAS TERRAZAS
5	21	20 DE ENERO
6	25	MARTIRES DEL PERIODISMO
7	29	MANUEL SCORZA
8	33	CRUZ DE CHALPON
9	34	CIUDAD DE LOS CONSTRUCTORES
10	35	EL SAUCE
11	38	LOS ALAMOS

SAN MARTIN DE PORRAS		
ITEM	CODIGO	ASENTAMIENTO HUMANO
1	4	CERRO EL CHOCLO
2	8	NUEVO AMANECER

VENTANILLA		
ITEM	CODIGO	ASENTAMIENTO HUMANO
1	6	KENYI FUJIMORI
2	28	RICARDO DURAND FLORES
3	29	EL PROGRESO
4	31	ASOC. POB. VENTANILLA ALTO
5	38	LOS ANGELES
6	39	12 DE OCTUBRE
7	40	NUEVA GENERACION
8	41	EL GOLFO DE VENTANILLA
9	42	HIJOS DE VILLA LOS REYES
10	43	VILLA LOS REYES (*)
11	44	NUEVO PROGRESO
12	46	SAN JOSE
13		VILLA 2000 (*)

(*): Asentamientos humanos con mayor presencia de muros de piedra tipo pirca.

CODIGO: Código de ubicación en los planos distritales correspondientes.

3.3 EVALUACION PILOTO EN EL CERRITO LA LIBERTAD

Luego de haber desarrollado la revisión y evaluación de la presencia de muros de piedra tipo pirca en los diferentes distritos del norte y este de la ciudad de Lima, se toma como punto de partida para este trabajo de investigación un lamentable evento que aconteció el 1^{ro} de mayo del 2007, en el Asentamiento Humano María Jesús Espinoza, ubicado en el Cerrito La Libertad en el Distrito de Puente Piedra, oportunidad en que una base de pircas de piedra cedió causando el derrumbe parcial de la misma y el consecuente daño material de la viviendas aledañas que se encuentran en las mismas condiciones tal y como se puede apreciar en la figura 3.34.



Figura 3.34: Vivienda siniestrada, Distrito de Puente Piedra.

El 2 de mayo del año pasado, durante las noticias matutinas se informó que en el transcurso del día anterior se había producido un deslizamiento de suelo en un asentamiento humano del Distrito de Puente Piedra sin que haya existido algún agente externo que hiciera que esto se desencadene. La caída de las piedras ocasionó serios daños a tres viviendas que se encontraban en los niveles inferiores. Se hicieron las llamadas correspondientes a la redacción de noticias del canal respectivo y se pudo obtener la información concerniente a la ubicación y propiedad del inmueble colapsado.

En efecto, al llegar a la zona del desastre se pudo verificar que se trataba de un deslizamiento que sucedió en las primeras horas del 1º de mayo en una vivienda que inclusive no estaba siendo habitada. Cabe mencionar que en dicha fecha no se llevó a cabo ningún sismo ni nada similar que pueda haber provocado el deslizamiento. Igualmente se pudo observar que por las características geotécnicas de la zona, la misma que presenta una pendiente bastante pronunciada, todas las viviendas que se encuentran sobre este cerro están sobre una base de piedras tal y como se puede apreciar en las figuras 3.35, 3.36, 3.37 y 3.38. La presencia de este tipo de construcción en la zona es una constante lo que hace que se incremente el riesgo de un desastre, inclusive sin la presencia de un sismo.



Figura 3.35: A.H: María Jesús Espinoza, Distrito de Puente Piedra.



Figura 3.36: Zona del colapso en el Cerrito La Libertad.



Figura 3.37: Detalle de la zona de colapso.



Figura 3.38: Pendiente pronunciada del Cerrito La Libertad.

3.3.1 Descripción de la Zona de Deslizamiento

El Asentamiento Humano María Jesús Espinoza se encuentra en el Distrito Puente Piedra, en las coordenadas $77^{\circ} 05' 25''$, $11^{\circ} 56' 10''$, al norte de la ciudad de Lima como se puede apreciar en la figura 3.39. El inmueble que colapsó es el ubicado en Mz. C, Lote 3, de propiedad de la Sra. Verónica Cáceres.

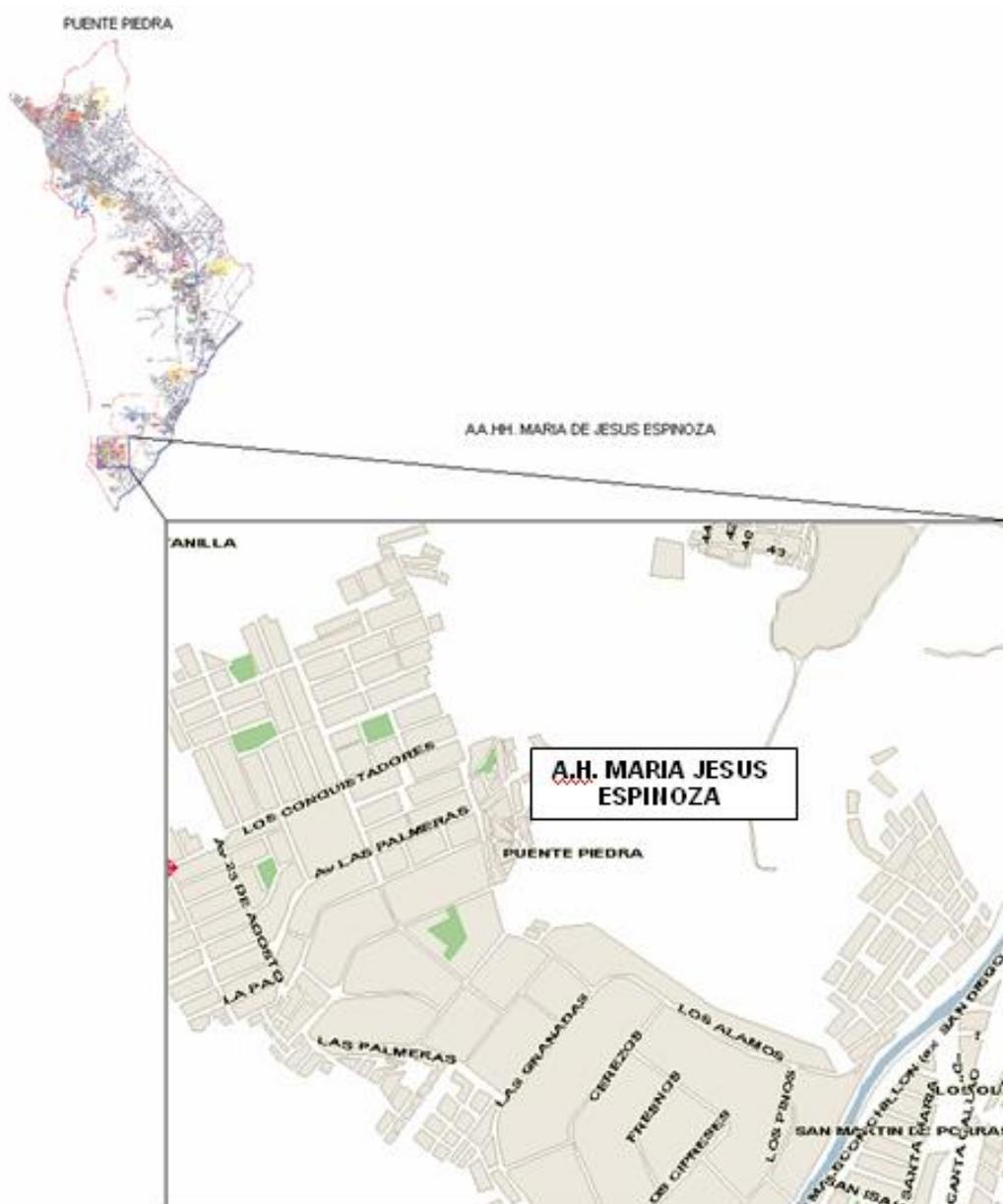


Figura 3.39: Ubicación de la zona de colapso en el Distrito de Puente Piedra.

3.3.2 Descripción de la Vivienda Colapsada

Sobre este lote yacía la construcción de una vivienda de ladrillo king-kong convencional y cobertura de calamina metálica. La distribución de la vivienda era bastante elemental lo que no ejercía una sobrecarga exagerada sobre la base. Tenía un área aproximada de 57 m². Ver figura 3.40 y 3.41.



Figura 3.40: Características de la vivienda colapsada.



Figura 3.41: Frente de la vivienda colapsada.

Para poder darle cierta nivelación al terreno se había construido una base de piedras que cumplía con la función de cimentación en vista de que la edificación no tenía ninguna cimentación adicional, sólo una hilera de ladrillos colocados con aparejo de cabeza tal y como se puede apreciar en la figura 3.42. Asimismo no contaba con ningún tipo de confinamiento como columnas o vigas.

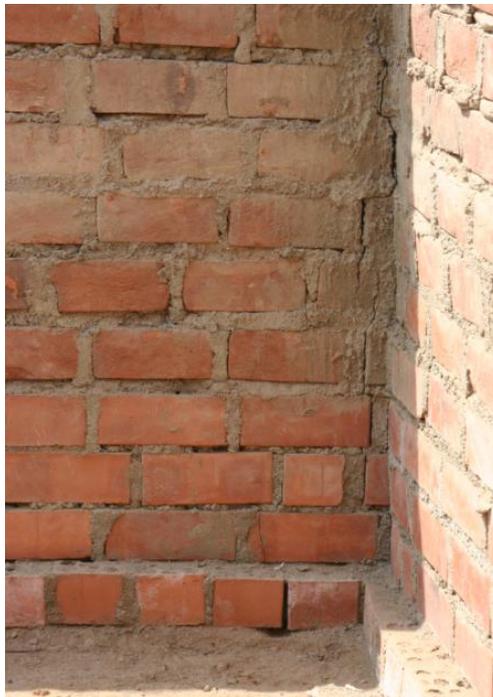


Figura 3.42: Aparejo y falta de confinamiento de los muros.

3.3.3 Características Geotécnicas de la Zona de Colapso

Como ya se mencionó en los acápites anteriores, para este trabajo de investigación se ha realizado una revisión de informes estudiantiles que ya han evaluado diferentes sectores de nuestra capital, muchos de los cuales inclusive ya han formado parte de otros trabajos de tesis en donde se ha

presentado las características geotécnicas de cada sector. Tal es el caso de los asentamientos humanos Laderas de Chillón, Ensenada de Chillón y Simón Bolívar se encuentra sobre las faldas del Cerrito La Libertad colindantes al A. H. María Jesús Espinoza, lugar que tomaremos como zona de trabajo piloto.

En vista de esta cercanía, no más de diez cuadras a la redonda, se considerará como referencia para este caso en particular los mismos valores geotécnicos como la capacidad portante y características propias del suelo de estos asentamientos humanos como se pueden observar en la figura 3.43 y en las tablas 3.2, 3.3, 3.4, 3.5, 3.6, 3.7 y 3.8.

Cabe mencionar que esta información ha sido recopilada de los resultados de los ensayos de laboratorio sustentados en el trabajo de tesis titulado *Evaluación Geotécnica y Sísmica de los Asentamientos Humanos del Norte de Lima Metropolitana* desarrollado en su oportunidad por el Ing. Israel Sergio Sandoval Toledo.

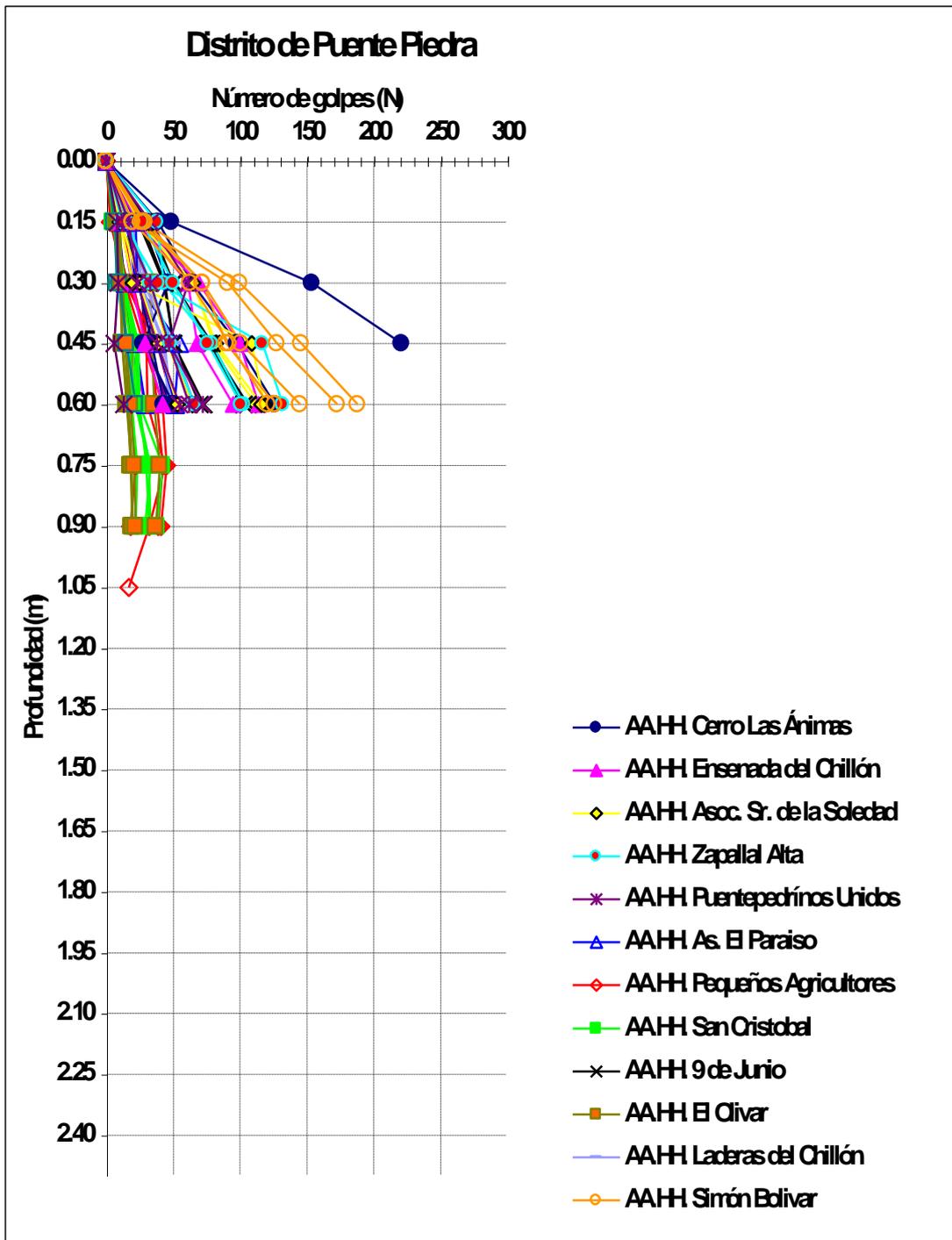


Figura 3.43: Registro de penetraciones en el Distrito de Puente Piedra.

Este diagrama muestra un 52% de penetraciones sobre suelo medianamente denso, observando esto en los asentamientos humanos Cerro las Animas, El Paraíso, Ensenada del Chillón, Puente Piedrinos Unidos, Pequeños Agricultores, San Cristóbal, El Olivar y Laderas del Chillón en los cuales la consistencia del suelo mantiene una resistencia uniforme conforme se aumenta la profundidad de penetración.

El 48% restante de penetraciones en suelos densos a muy densos en los asentamientos humanos Cerro Las Animas, Señor de la Soledad, Zapallal Alto, Puente Piedrinos Unidos, 9 de Junio y Simón Bolívar, donde la resistencia del suelo es alta a poca profundidad, tendiendo a aumentar conforme aumenta la misma.

El diagrama muestra registros con suelos de diferentes características y de consistencias variables, de buen comportamiento geotécnico ya que en su mayoría este suelo presenta arenas mezcladas con gravas o suelos granulares sobre material rocoso, siguiendo las siguientes características:

- **AA. HH. Ensenada del Chillón**

Esta zona se encuentra cercana a cerro y presenta en las partes altas (falda de cerro) un suelo de material rocoso o suelo compacto con un gran porcentaje de cantos angulosos; en las partes bajas presenta un suelo con presencia de cantos angulosos muy denso con promedio de golpes de 50 y

61, donde las viviendas son de material noble encontrándose apoyadas sobre roca; o de madera apoyadas sobre pircas de piedra. En las partes bajas se observa un suelo medianamente denso con promedio de golpes de 14 y 20 las viviendas en esta zona están cimentadas hasta 0.60m sobre este suelo

• **AA. HH. Laderas del Chillón**

Esta zona cercana a cerros presenta en la parte más cercana a la Av. Colectora un suelo con un relleno de hasta 0.5 m. de profundidad, las zonas más alejadas a ésta presentan un suelo arenoso medianamente denso con promedio de golpes de 26 y 27; y denso con promedio de golpes de 31 y 33, las viviendas en esta zona son de ladrillo y adobe, y están cimentadas sobre este suelo.

• **AA. HH. Simón Bolívar**

Esta zona presenta un suelo de arena limosa muy densa con promedio de golpes entre 59, 63, 69, 82 y 92, con cantos angulosos. Las viviendas en esta zona son de material noble y madera de un solo nivel, cimentadas sobre este suelo, el cual ofreció gran resistencia al momento de la ejecución de los ensayos de penetración.

CAPITULO 4

TEORIA Y METODOS DE CALCULO

4.1 ANTECEDENTES

Existen muchos métodos para estimar las presiones del suelo en este tipo de estructuras, y los criterios para su estabilidad son discutidos en la mayoría de textos y manuales de ingeniería geotécnica.

Métodos para analizar la estabilidad de taludes incluyen desde simples ecuaciones hasta tablas, hojas de cálculo y programas de cómputo. En muchos casos se puede utilizar más de un método para evaluar la estabilidad de un talud en particular. Por ejemplo, inicialmente se pueden utilizar simples ecuaciones para realizar estimaciones preliminares de la

estabilidad del talud para luego con la ayuda de programas de cómputo obtener un análisis más detallado.

Sin embargo, pocas, si acaso algunas fallas, pueden ser usadas con procedimientos convencionales en casos en donde el relleno es un material granular limpio y el muro está cimentado en arena, grava o roca. Se han presentado muchos problemas con estructuras de contención de suelo, casi exclusivamente en casos en donde el relleno y/o suelos de cimentación están formados por suelos arcillosos. En estos casos los problemas han acontecido debido a una falla o inapropiada calificación de las propiedades del relleno y/o suelos de cimentación, lo que conlleva a tener más en cuenta los factores que los suelos arcillosos presentan.

Por otro lado, el uso de algunos métodos convencionales también han creado cierta confusión al analizar algunos muros existentes, a pesar de que estos estaban constituidos con rellenos granulares y cimentaciones rocosas apropiados. Luego de llevar a cabo esos análisis los resultados indicaban que los muros deberían ser inestables, a pesar de que ellos han tenido un buen desempeño por muchos años. Estos resultados demuestran que las asunciones que fundamentan a los métodos convencionales son erróneas para muros que tienen rellenos granulares y cimentados en roca y que ellos conducen a resultados excesivamente conservadores.

Como consecuencia de estas y otras incongruencias se han desarrollado mayores investigaciones al respecto con la finalidad de encontrar o mejorar las alternativas de solución con las que se han venido contando a lo largo del tiempo.

Aunque el diseño de estructuras de contención a gravedad han sido considerado por muchos ingenieros geotécnicos como un área que necesita un cambio o mejora, recientes estudios han mostrado que hay importantes efectos de interacción suelo-estructura que no son reflejados en los procedimientos de diseño convencionales. Una mejor evaluación de los efectos de interacción suelo-estructura es la clave para mejorar los métodos de diseño.

Para poder trabajar e interpretar mejor los alcances de este tema es conveniente conocer el comportamiento y características de las estructuras de contención, especialmente de los muros de contención a gravedad.

4.2 ESTRUCTURAS DE CONTENCION

4.2.1 Generalidades

Las estructuras de contención o de relleno son obras civiles construidas con la finalidad de proveer estabilidad contra la rotura de macizos de tierra o roca. Son estructuras que proveen soporte a estos macizos y evitan el deslizamiento causado por su peso propio o por cargas externas. Ejemplos

típicos de estructuras de contención son los muros de contención, los tablestacados y las paredes ancladas. Aunque la geometría, el proceso constructivo y los materiales utilizados en las estructuras citadas sean muy diferentes entre sí, todas ellas son construidas para contener la posible rotura del macizo, soportando las presiones laterales ejercidas por este.

4.2.2 Evolución de las Estructuras de Contención

Las estructuras de contención están entre las más antiguas construcciones humanas, acompañando la civilización desde las primeras construcciones en piedra de la prehistoria. Sin embargo, su dimensionamiento en bases racionales, utilizando modelos teóricos, sólo se desarrolló a partir del siglo XVIII. En 1773, Coulomb presentó su trabajo *“Essai sur une des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l’architecture”*. En uno de los capítulos de este trabajo Coulomb trata acerca de la determinación del empuje lateral aplicado por el suelo sobre una estructura de contención. Esta determinación es el paso más importante en el dimensionamiento de una estructura de este tipo. El trabajo de Coulomb se constituye, aún hoy, en una de las bases principales de los métodos corrientes de dimensionamiento de muros de contención. Inclusive con el desarrollo de la moderna Mecánica de Suelos, el modelo idealizado por Coulomb continua siendo ampliamente aplicado.

El análisis de una estructura de contención consiste en el análisis del equilibrio del conjunto formado por el macizo de suelo y la propia estructura.

Este equilibrio es afectado por las características de resistencia, deformabilidad, permeabilidad y por el peso propio de esos dos elementos, además de las condiciones que rigen la interacción entre ellos. Estas condiciones tornan el sistema bastante complejo y hay, por tanto, la necesidad de adoptar modelos teóricos simplificados que tornen el análisis posible. Estos modelos deben tener en cuenta las características de los materiales que influyen en el comportamiento global, además de la geometría y las condiciones locales.

Del lado del macizo deben ser considerados su peso propio, resistencia, deformabilidad y geometría. Aparte de eso, son necesarios datos sobre las condiciones de drenaje local y cargas externas aplicadas sobre el suelo. Del lado de la estructura deben ser considerados su geometría, material empleado y sistema constructivo adoptado. Finalmente, del punto de vista de la interacción, deben ser consideradas en el análisis las características de las interfaces entre el suelo y la estructura, además de la secuencia constructiva.

4.3 ESTRUCTURAS DE CONTENCION A GRAVEDAD

4.3.1 Definición

Las estructuras de contención a gravedad o comúnmente llamados *muros a gravedad* son los más antiguos y simples tipos de muros de contención y se encuentran consideradas dentro de las estructuras de contención conocidas

tales como los tablestacados y las paredes ancladas. Generalmente, estas últimas estructuras recurren a métodos de soporte auxiliares para mantenerse estables mientras que las estructuras a gravedad utilizan su peso propio y muchas veces el peso de una parte del bloque de suelo incorporado a ella para su estabilidad. Los muros de gravedad son los suficientemente densos y rígidos para no inclinarse o ladearse y esencialmente su movimiento ocurre por traslación y/o rotación de cuerpo rígido. En otras palabras, las estructuras de contención a gravedad son aquellas que con su propio peso resisten las fuerzas ejercidas por el terreno o relleno retenidos por ellas.

Los materiales utilizados y la forma de la estructura de contención a gravedad son muy variados. La estructura, comúnmente llamada "muro" está formada por un cuerpo macizo que puede ser construido en concreto ciclópeo, emboquillado de piedras, gaviones o cilindros de metal corrugado rellenos con suelo, concreto reforzado, masa de concreto, material de relleno o camas de metal rellenas con suelo o piedras, o hasta una combinación de varios tipos de materiales. Algunos de estos casos se puede apreciar en la figura 4.1 que ha continuación se muestra.

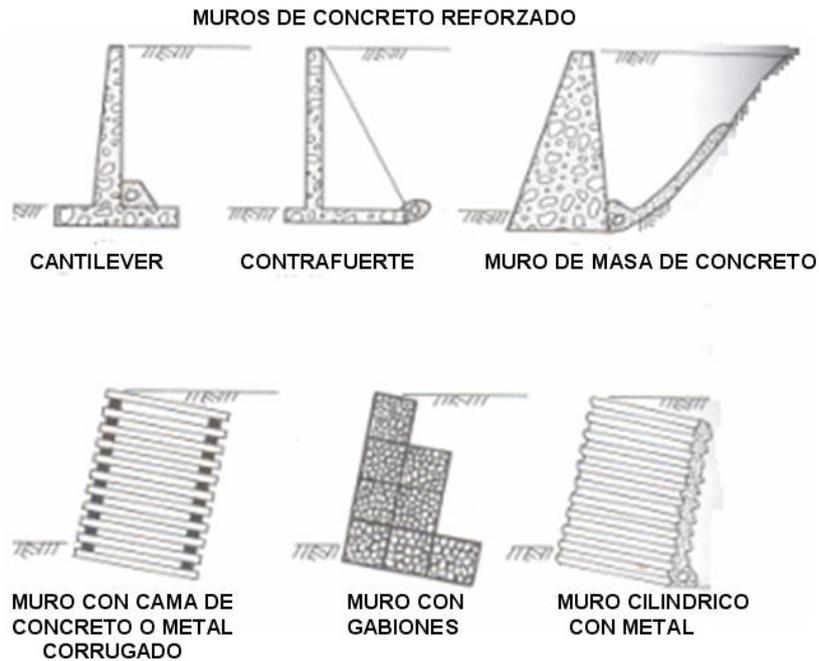


Figura 4.1: Muros de Contención a Gravedad.

Su estabilidad frente al empuje ejercido por el bloque de suelo contenido es provisto por su peso propio, de ahí su nombre. En la figura 4.2 son mostrados los principales elementos que componen este tipo de estructura y sus denominaciones.

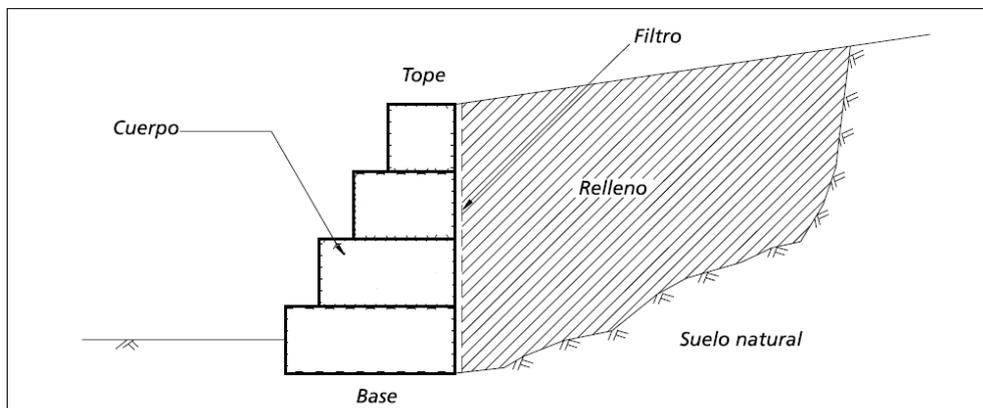


Fig. 4.2: Representación básica de un muro de contención.

Los muros de piedra tipo pirca, materia de esta investigación, están considerados dentro de las estructuras de contención a gravedad, como son conocidas nacional e internacionalmente en el medio geotécnico.

4.3.2 Características

Una de las características más importantes de las estructuras a gravedad es el lanzamiento y compactación del suelo de relleno después o, en el caso de las estructuras en gaviones, durante la construcción del muro, reconstituyendo o formando un nuevo macizo. Esto significa que, para la ejecución de la estructura es muchas veces necesaria la excavación del terreno natural. De esta forma, el bloque de suelo contenido es casi siempre compuesto por una parte de suelo natural y una parte de material de relleno. Esto confiere al bloque de suelo una heterogeneidad inevitable y la superficie de contacto entre el suelo natural y el relleno podrá constituir una posible superficie de deslizamiento.

La principal ventaja de un muro de gravedad es su simplicidad de ejecución. Para su construcción no se requiere, por lo general, mano de obra especializada. Sin embargo, para vencer desniveles muy altos el consumo de material es muy elevado, lo que restringe su utilización a estructuras de pequeña y mediana envergadura.

En función del tipo de material utilizado para su construcción, estas estructuras pueden ser subdivididas en:

- **Estructuras Rígidas.**- Aquellas estructuras construidas con materiales que no aceptan cualquier tipo de deformación como el concreto ciclópeo, emboquillado de piedras, etc. Son muy utilizadas, pero presentan algunas limitaciones técnicas y de aplicación tales como exigir buen terreno de fundación, no aceptan deformaciones o asentamientos, necesitan de un eficiente sistema de drenaje. En general, el relleno no puede ser hecho antes de la total culminación de la estructura.

- **Estructuras Flexibles.**- Aquellas formadas por materiales deformables y que pueden, dentro de límites aceptables, adaptarse a las deformaciones y movimientos del terreno, sin perder su estabilidad y eficiencia. Por ejemplo gaviones, bloques articulados, etc.

La actual velocidad del desarrollo urbano y vial exige de la ingeniería, con frecuencia, soluciones modernas y eficientes para la contención de taludes y laderas. Estas soluciones deben conjugar alta performance de trabajo, simplicidad constructiva y costo atractivo, pues, caso contrario, se transforman en un factor obstaculizador para la viabilización de proyectos.

La elección del tipo de contención ideal es un proceso juicioso e individualizado, en función de diferentes factores, tales como:

- **Físicos.-** Altura de la estructura, espacio disponible para su implantación, dificultad de acceso, sobrecargas etc.
- **Geotécnicos.-** Tipo de suelo a contener, presencia de nivel freático, capacidad de soporte del suelo de apoyo etc.
- **Económicos.-** Disponibilidad de materiales y de mano de obra calificada para la construcción de la estructura, tiempo de ejecución, clima local, costo final de la estructura etc.

4.4 METODOS DE CALCULO – EMPUJES

4.4.1 Antecedentes

Como se ha manifestado anteriormente, muchos son los métodos y cálculos que se han utilizado para poder optimizar el comportamiento de los muros de contención a gravedad. Asimismo, esa variedad de estudios ha hecho que también aparezcan diferentes resultados e interpretaciones que han contrariado los estudios realizados pero que finalmente han contribuido a promover más investigaciones que han ayudado a entender mejor su comportamiento.

Como ejemplo de estos casos que han causado controversia entre los investigadores podemos considerar el Dique Fifteen-Mile Falls, llamado

actualmente Dique Comeford, que está ubicado en el Río Connecticut, en la frontera entre Vermont y New Hampshire, Estados Unidos y que fuera diseñado por Terzaghi aproximadamente en 1928 (1). Aunque el muro debería ser inestable según los métodos comúnmente usados, ha permanecido estable y con un buen desempeño por cerca de 80 años. Otros ejemplos similares también han sido considerados por el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos, quienes luego de realizar las pesquisas necesarias obtuvieron resultados inestables similares para los muros de contención cimentados en roca en Ensworth Lock (2) y Montgomery Lock (3) en el Río Ohio y Troy Lock (4) en el Río Hudson, Estados Unidos, a pesar que su desempeño hasta hace 20 años era óptimo.

Para el diseño de este muro, Terzaghi se planteó tres preguntas fundamentales son de interés concernientes con las presiones del suelo que deberían ser usadas en el diseño del muro:

- (a) ¿Para qué longitud la rigidez del muro afecta la intensidad de la presión del suelo?
- (b) ¿Cuáles son los valores numéricos para los coeficientes de la fricción interna y la fricción del muro en los cuales el diseño del muro debería basarse?
- (c) ¿Cuál de los métodos conocidos deberían ser usados para calcular las fuerzas actuantes en el muro?

De los resultados obtenidos en sus pruebas con muros de contención, Terzaghi determinó la relación entre la presión del suelo y el movimiento del muro. También estimó los valores de los ángulos de fricción interna y de la fricción del muro, y fue capaz de determinar cual de las teorías sobre presión del suelo era la que concordaba mejor con el comportamiento medido.

Basado en esta información el desarrolló las siguientes respuestas para las preguntas planteadas:

- (a) Aunque el muro fuera de una masa de concreto y fuera cimentado sobre roca (asumido por él para ser rígido), Terzaghi concluyó que deflectaría lo suficiente para reducir las presiones del suelo bajo sus valores pasivos. La deflexión calculada por Terzaghi fue concebida para ser suficiente para reducir el coeficiente de presión del suelo a 0.25, comparado con un valor pasivo estimado de alrededor de 0.40. Por comparación el valor de K_a fue estimado para estar alrededor de 0.21.
- (b) Terzaghi recomendó usar valores reducidos de los ángulos de fricción interna y fricción del muro a causa de la arena. Los valores de Φ y δ medido en pruebas de gran presión fueron $\Phi=42.7^\circ$ y $\delta=33^\circ$. Terzaghi usó valores reducidos de $\Phi=38.1^\circ$ y $\delta=12.8^\circ$ para calcular las fuerzas mostradas en la figura 4.3.

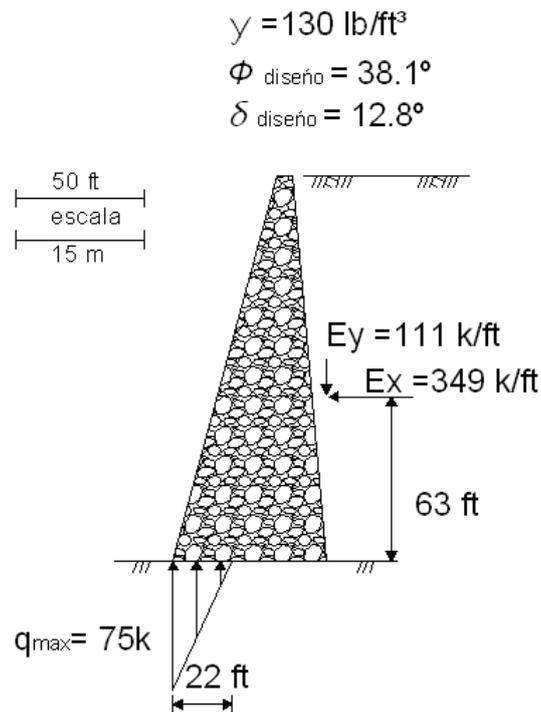


Figura 4.3: Resultados del análisis del muro con el diseño de Terzaghi.

- (c) Las pruebas con muros de contención mostraron que una fuerza de corte de magnitud significativa actuó en la parte posterior de los muros de contención, aún cuando los muros no deflectan. La Teoría Rankine sobre presión del suelo, que indica que la fuerza de corte debería ser cero para un nivel de la superficie del relleno, fue por lo tanto eliminado como una posibilidad de uso para el diseño. La Teoría de Coulomb fue usada, para que los efectos de fricción del muro pudieran ser calculados para la estimación de las fuerzas ejercidas en el muro. La fuerza resultante de corte y normal en la parte posterior del muro fue asumido para actuar a una altura de $0.42 H$, siendo H la altura total del mismo, como mostraron las pruebas del

muro de contención, en vez de 0.33 H como se infirió de la teoría Rankine (5).

Nuevas investigaciones han considerado que los muros de gravedad sobre cimentaciones de roca deberían ser diseñadas por presiones pasivas con $K_o=0.45$ (6).

Para condiciones donde la superficie del terreno no es horizontal o la parte posterior del muro no es vertical, un valor equivalente de Φ (llamado Φ_o) es calculado con la siguiente expresión:

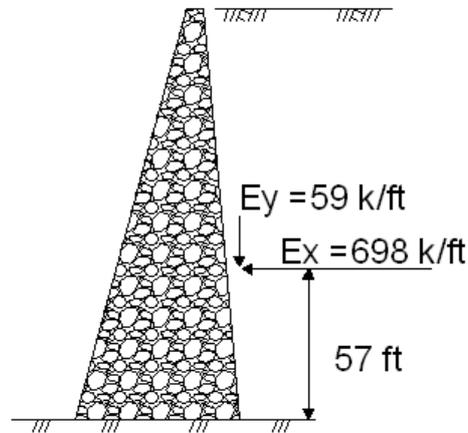
$$K_o = \tan^2 (45 - \Phi_o/2)$$

Basándose en este antecedente se consideró $K_o=0.45$ y $\Phi_o=22.3^\circ$, como se muestra en la figura 4.4. Este valor de Φ_o se usa entonces en la ecuación de Coulomb con $\delta=0$ para determinar las fuerzas horizontales y verticales en el muro. Estas fuerzas son asumidas para actuar a una altura de 0.38 H del muro. Bajo estas fuerzas, el muro del dique en mención fallaría como se muestra en la figura 4.4. Como se refirió anteriormente, el muro aún no falla y ha tenido un buen desempeño por casi 80 años.

$$\gamma = 130 \text{ lb/ft}^3$$

$$K_o = 0.45$$

$$\phi_{\text{equivalente}} = 22.3^\circ, \delta = 0$$



El muro debería ser inestable, la resultante esta fuera de la base.

Figura 4.4: Resultados del análisis del muro con procedimientos simples de diseño.

También se realizaron estudios para el diseño de este dique con análisis de un elemento finito y los resultados obtenidos están mostrados en la figura 4.5. De allí se puede deducir que debido a la poca diferencia entre los valores de la fuerza horizontal y la fuerza de presión del suelo, el análisis no indicó que el muro sería inestable. Como se observa en la figura, la porción de la base en contacto con la cimentación y la presión máxima resistente en el extremo del muro no es muy diferente de lo estimado por Terzaghi. Las fuerzas usadas por Terzaghi corresponden a un ángulo de fricción movilizado entre la base del muro y la cimentación igual a 26.5° , mientras las fuerzas del análisis de elementos finitos corresponden al ángulo de fricción de la base movilizado de 29° .

$$\gamma = 130 \text{ lb/ft}^3$$

$$\phi = 42.7^\circ$$

$$\delta_{\text{diseño}} = 33^\circ, K_o = 0.50$$

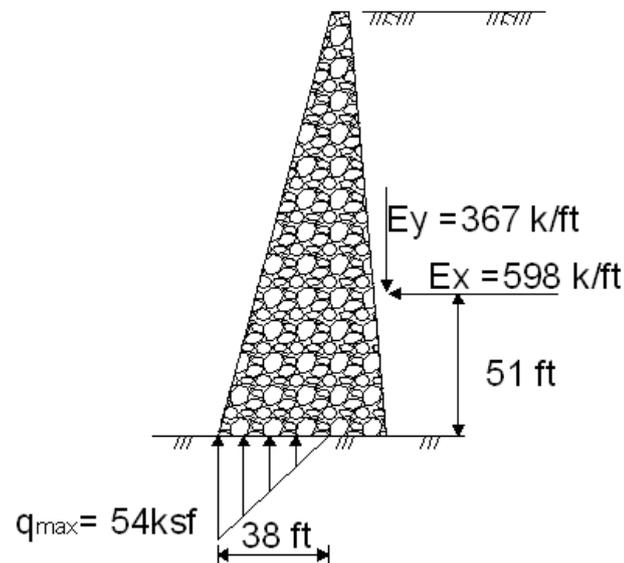


Figura 4.5: Resultados del análisis del muro con análisis de elementos finitos

Existen, sin embargo, dos diferencias significativas entre las fuerzas usadas por Terzaghi y los resultados de los análisis de los elementos finitos: La fuerza horizontal usada por Terzaghi fue mucho más pequeña que la calculada en el análisis de elementos finitos, y la fuerza vertical lo fue también. Estas dos diferencias tienen efectos compensados, sin embargo, los cálculos de Terzaghi y el análisis de elementos finitos indican que el muro debe ser estable. En consecuencia se puede concluir que las fuerzas determinadas por los análisis convencionales mostrados anteriormente en la figura 4.4, pueden dejar de ser considerados como una posible solución real del problema.

Luego de revisar bibliografía referente al tratamiento de teorías convencionales sobre presiones de suelo, como las teorías de Rankine y Coulomb, podemos darnos cuenta que este tipo de métodos son sólo capaces de indicar que las presiones del suelo actuarían en los muros en condiciones límites cuando la resistencia ha sido completamente movilizada en un sentido activo o pasivo. No está demás considerar otras alternativas de evaluación o cálculo con la intención de obtener los resultados esperados.

4.4.2 Método Mononobe - Okabe

En 1970, en la 2da. Conferencia ASCE de Mecánica de Suelos, la ecuación de Mononobe - Okabe fue sugerida como el método estándar para evaluar las fuerzas laterales dinámicas para el diseño de estructuras de contención (Seed y Whitman, 1970, 7). El comportamiento de los muros de gravedad y otras estructuras de contención de suelo es mucho más complicado que prever un simple modelo físico y matemático para elaborar la ecuación Mononobe - Okabe. Sin embargo, cuando es utilizada con el propósito de elegir los parámetros de entrada y factores de seguridad adecuados, puede proveer una base sólida para el diseño de muchas estructuras de contención. En efecto, la ecuación Mononobe- Okabe está al mismo nivel que su ancestral ecuación de Coulomb y la ecuación de consolidación de Terzaghi, como una de las más importantes y exitosas contribuciones de la ingeniería geotécnica.

4.5 METODOS PARA DISEÑO GEOTECNICO

4.5.1 Slide 5.0

Slide 5.0 es un programa 2D de estabilidad de taludes para evaluar la estabilidad de superficies de falla circulares o no circulares en taludes de suelo o roca. Slide es muy fácil de usar, e incluso pueden crearse modelos complejos y analizarlos rápida y fácilmente. Asimismo, se pueden modelar cargas externas, aguas subterráneas y apoyos en una variedad de maneras.

• Análisis de Estabilidad Taludes

SLIDE también analiza la estabilidad de superficies de deslizamiento usando métodos de equilibrio límite en dovelas verticales. Las superficies de deslizamiento individuales pueden ser analizadas o métodos de búsqueda pueden ser aplicados para localizar la superficie de deslizamiento crítica para un talud dado.

Las funciones incluyen:

- Los métodos de búsqueda de superficies críticas para superficies de deslizamiento circulares o no circulares.
- Análisis con los métodos de Bishop, Janbu, Spencer, GLE/Morgenstern - Price y otros métodos de análisis más.
- Materiales múltiples. Materiales anisotrópicos, materiales no lineales de Mohr- Coulomb y otros modelos de esfuerzo.

- Agua subterránea - superficies piezométricas, factores R_u , rejillas de poro presión o análisis de elementos finitos de filtración.
- Análisis probabilístico de la estabilidad del talud.
- Carga externa: lineal, distribuida o sísmica.
- Apoyos - pilotes, tiebacks, geotextiles, pilas. Retro-Análisis de la fuerza de soporte requerida.
- Ver alguna o todas las superficies generadas por búsqueda. Los resultados de los análisis detallados pueden ser trazados para superficies de deslizamiento individuales.

• Análisis de Agua Subterránea

Con el programa Slide se pueden desarrollar correctamente un sistema de elementos finitos completo, el modelamiento permanente del estado de las aguas subterráneas y un programa de análisis e interpretación de datos.

El análisis de aguas subterráneas a través del Slide permite al usuario definir y analizar fácilmente un problema de este tipo, usando el mismo modelo que para el problema de estabilidad de talud. Los límites del problema sólo necesitan ser definidos una vez y serán usados tanto para el análisis de aguas subterráneas como para el análisis de estabilidad de taludes.

• **Análisis de Probabilidad**

El programa Slide también tiene la capacidad de realizar análisis probabilísticos. En un análisis probabilístico de estabilidad de taludes, el usuario puede asignar distribuciones estadísticas para el ingreso de parámetros, tales como propiedades de los materiales, propiedades de apoyo, cargas, ubicación de los niveles freáticos, etc.

Los parámetros resultantes del análisis serán muy confiables luego de asignar una distribución estadística a uno o más parámetros de modelo ingresados. Estos resultados pertenecerán a una distribución de factores de seguridad, desde el punto de vista de la probabilidad de falla (o indicio de confiabilidad) para que el talud pueda ser calculado.

El análisis probabilístico de la estabilidad de un talud debería ser visto como un complemento aproximado al análisis tradicional de cálculo (factor de seguridad).

4.5.2 Slope/W

El software Slope/W es un producto que usa la teoría del equilibrio límite para calcular el factor de seguridad en taludes de tierra y de roca. La formulación de este software hace posible el fácil análisis de problemas de taludes simples y complejos usando una variedad de métodos para calcular el factor de seguridad. Asimismo, Slope/W tiene una aplicación para el análisis y diseño geotécnico, civil y proyectos de ingeniería de minas.

• Aplicaciones

Slope/W es un poderoso programa de análisis de estabilidad de taludes, que usando el equilibrio límite, tiene la habilidad de modelar tipos de suelos heterogéneos, estratigrafías complejas y la geometría de la superficie de deslizamiento y condiciones de poro presión variables usando una amplia selección de modelos. Los análisis pueden ser realizados usando parámetros de entrada determinísticos o probabilísticos. Además, se pueden utilizar esfuerzos calculados mediante el método de análisis por elementos finitos para ser usados en los cálculos del equilibrio límite para un análisis más completo de la estabilidad de taludes. La combinación de todas estas características significa que Slope/W puede ser usado para analizar casi todos los problemas de estabilidad de taludes que se podrían encontrar.

Algunos de los modelos que se pueden analizar en Slope/W son:

a) Talud heterogéneo que descansa sobre un lecho de roca

La figura 4.6 muestra un problema de estabilidad de talud típico. Este caso en específico tiene el problema de un estrato débil ubicado bajo un estrato de arcilla sobre un lecho de roca. La base del talud está por debajo del nivel freático, el agua del terreno fluye a través de la base y la zona de falla se desarrolla en la cresta del talud. La superficie deslizante de este talud está compuesto por un arco circular con porciones a lo largo del lecho de roca y en la zona de falla de tensión. Los factores de seguridad pueden ser

calculados para esta superficie deslizante mediante los métodos Ordinario, Bishop, Janbu simplificado, Spencer y Morgenstern-Price.

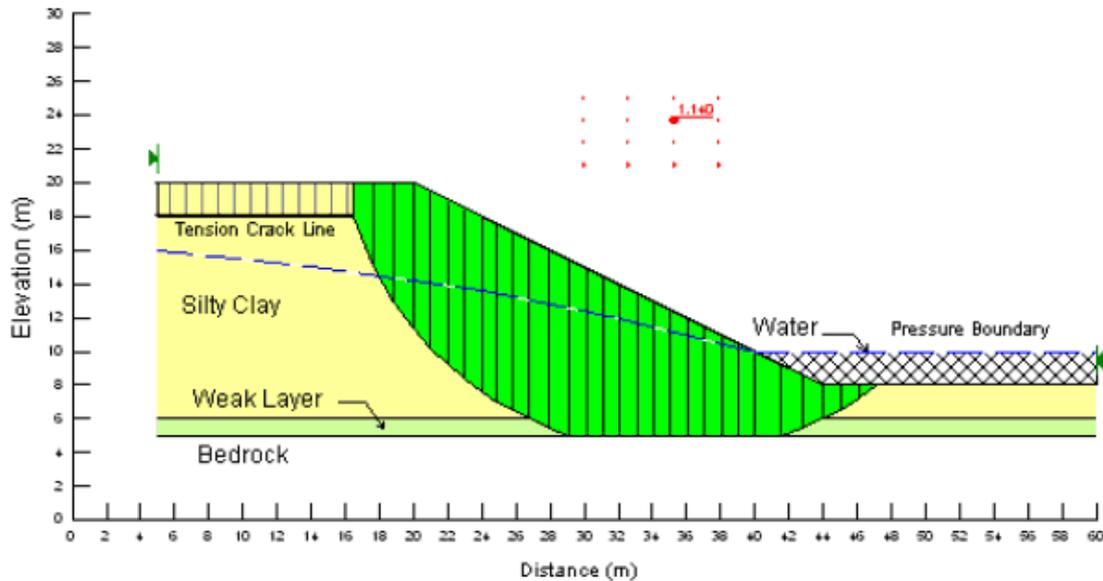


Figura 4.6: Talud heterogéneo que descansa sobre un lecho de roca.

b) Análisis del bloque de falla

La figura 4.7 muestra el problema del análisis de estabilidad de un talud en un sistema con una estratigrafía débil y fuerte. Como se puede ver en la figura, el análisis considera un modo de falla por bloque. Este análisis también tiene la base del talud bajo el nivel freático, el agua fluye a través de la base y la zona de falla de tensión está en la cresta. Un gran número de bloques de superficies de falla pueden ser analizados especificando la malla de puntos de las dos esquinas más bajas del bloque. La superficie de deslizamiento es proyectada más allá de esta malla en un rango especificado por el usuario.

parámetros ingresados. Un análisis probabilístico le permite cuantificar estadísticamente la probabilidad de falla del talud usando el método de Monte Carlo. El resultado de todos los ensayos de Monte Carlo puede ser usado para calcular la probabilidad de falla y generar una densidad de probabilidad del factor de seguridad y funciones de distribuciones. La variabilidad puede ser considerada para los parámetros de los materiales como unidades de peso, la cohesión y el ángulo de fricción, condiciones de poro-presión, aplicación de cargas lineales, y coeficientes sísmicos.

- **Geometría y estratigrafía**

Slope/W puede ser usado para modelar una variedad de geometrías de taludes y estratigrafías como un suelo múltiple, parcialmente sumergido bajo el agua, estratos de espesor irregular y discontinuo, estratos de suelo impermeable y grietas de tensión secas o con agua. Las grietas pueden ser modeladas con una línea definida de grieta o con una inclinación máxima del ángulo de la superficie de deslizamiento.

- **Superficies de Deslizamiento**

Slope/W usa una malla de puntos de centros de rotación y un rango de radios para modelar la superficie circular de deslizamiento. Slope/W también provee un bloque de superficies de deslizamiento y métodos totalmente especificados para modelar superficies deslizantes de manera no circulares. Las siguientes figuras ilustran los tipos de superficies deslizantes que pueden modelarse.

- **Cargas Externas y Refuerzos**

Slope/W puede calcular el factor de seguridad para los taludes que están exteriormente cargados y reforzados con anclajes o geo-membranas.

- **Análisis de Estabilidad Dinámica usando el Esfuerzo de Movimiento - Quake**

Uno de los mayores beneficios de la versión 5 del Slope/W es la habilidad de integrarse con el esfuerzo del Quake/W. Quake/W es otro producto de Geo - Slope para el análisis del esfuerzo de elementos finitos. Una estructura de tierra sujeta a cargas dinámicas o de movimientos sísmicos también puede ser analizada por Quake/W y el cálculo de estado de esfuerzos es integrado al Slope/W. La ventaja de tal aproximación es que el factor de seguridad de la estructura durante el periodo de carga dinámica puede ser calculado y la deformación permanente de la estructura de tierra como resultado de una carga dinámica puede ser estimada.

4.5.3 MacStar 2000

El programa MacStar 2000 se ha desarrollado para verificar la estabilidad de suelos reforzados, que son estructuras que proporcionan estabilidad en un talud usando unidades de refuerzos capaces de absorber esfuerzos de tracción. Además este programa permite que el usuario conduzca las

verificaciones de estabilidad usando el método de equilibrio límite incluso considerando taludes no reforzados.

El tipo de verificación a realizar está relacionado a los mecanismos potenciales de falla del suelo, el comportamiento de las unidades de refuerzo y el tipo de cargas que se considerarán.

• Tipos de Análisis

El MacStar 2000 permite que el usuario realice los siguientes cálculos y verificaciones:

- Análisis de Estabilidad Global ;
- Análisis de Estabilidad Interna ;
- Análisis de Estabilidad como Muro ;
- Análisis de Estabilidad al Deslizamiento ;
- Cálculo de Asentamientos.

• Verificación de la Estabilidad de la Estructura como Muro

Para llevar a cabo este tipo de análisis de estabilidad, la estructura de contención total o parte de ella es considerada como un muro monolítico consistente de bloques, tal y como una misma estructura de contención. Durante el análisis de estabilidad, el muro puede ser considerado como si estuviera formado por bloques estructurales, considerados como terraplenes estructurales, formando la estructura de contención o por todos los bloques sobre el bloque específico.

Para considerar la secuencia de bloques seleccionados como un muro monolítico, se debe satisfacer la condición geométrica del talud medio (inclinación) del bloque de reforzamiento, ver figura 4.8; esta inclinación *debe ser mayor o igual a 70°*. En la figura 4.6, el programa determina el talud medio considerando la línea recta que conecta la esquina inferior derecha del primer bloque, punto A, con la esquina superior derecha del último bloque de la estructura a chequear, punto B.

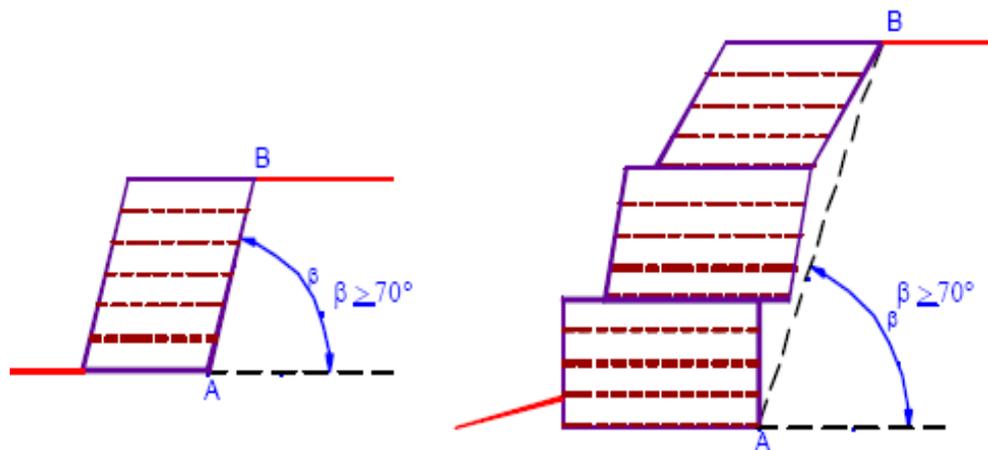


Figura 4.8: Verificación como muro de contención.

El control de la estabilidad de la estructura como un muro de contención consiste de tres análisis clásicos de estabilidad desarrollados en muros de contención, ver figura 4.9. Verificación del volteo (A), verificación del deslizamiento (B), verificación de la falla de la capacidad portante de la fundación (C). Para este último control de estabilidad, el valor último de la presión del suelo en la base del muro puede ser provisto por el usuario o

puede ser calculado automáticamente por el programa como se describe en detalle a continuación.

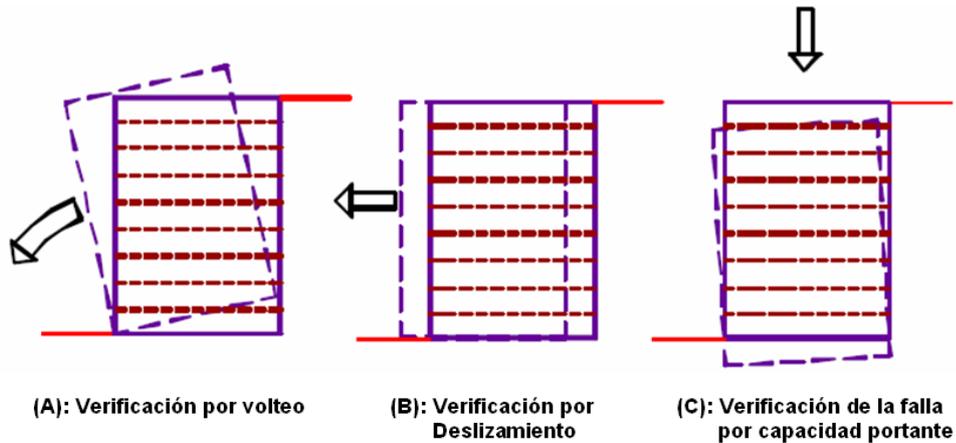


Figura 4.9: Control de estabilidad de la estructura.

• **Análisis de Estabilidad usando el Método de Equilibrio Límite**

Las verificaciones globales e internas de la estabilidad están referidas al método de equilibrio límite.

El bloque de suelo sujeto a fallas se divide en superficies o segmentos. El programa calcula las fuerzas temporales: fuerzas externas, peso, fuerzas que actúan en la base de cada superficie y las fuerzas de corte que actúan a lo largo de la interfase de las superficies.

El número de fuerzas es desconocido y es mayor que el número de las ecuaciones de equilibrio disponibles; por lo tanto el problema es hiperestático. Para obtener una solución, es necesario simplificarlo. Este problema a sido analizado por diferentes autores, que adoptan diversas

asunciones y han obtenido diversas soluciones, tales como Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer, Morgensten and Price, Sarma y otros.

Todos los métodos desarrollados usan comúnmente las siguientes asunciones:

- El talud es analizado en condiciones de deformación plana, es decir, que las dimensiones longitudinales se asumen para ser mayores que las transversales para descuidar el efecto de borde o de frontera.
- El coeficiente de seguridad que actúa a lo largo de una superficie se asume mientras que el factor por el cual los parámetros de resistencia al corte se deben dividir para llevar al talud a una condición de equilibrio límite y se asume para ser constante a lo largo de una superficie potencial de deslizamiento.
- El equilibrio del bloque entero de suelo se analiza como la suma de las condiciones del equilibrio de cada superficie o segmento.

• **Método empleado por el MacStar2000**

El código de cálculo del MacStar2000 emplea los métodos simplificados de Bishop y Janbu. Ambos métodos se refieren al criterio de falla de Morh-Coulomb.

$$\tau = c + (\sigma - \mu) \cdot \tan (\phi')$$

donde:

τ = esfuerzo o tensión máxima tangencial o de corte

c = cohesión

σ = esfuerzo normal total

μ = poro presión del agua

ϕ' = ángulo de fricción

• **Características del Método Simplificado de Bishop**

- Pueden ser solicitadas superficies de falla, circulares o casi circulares, y son superficies que se consideran como superficies circulares de falla que adoptan un centro ficticio de rotación.
- Las fuerzas que interactúan entre las superficies tienen solamente una dirección horizontal.
- El coeficiente de seguridad es calculado por el equilibrio contra la rotación alrededor del centro de la circunferencia.
- No satisface el equilibrio global en la dirección horizontal.

• **Características del Método Simplificado de Janbu**

- Puede ser aplicado a cualquier tipo de superficie.
- Las fuerzas que interactúan entre las superficies tienen solamente una dirección horizontal.
- El coeficiente de seguridad es calculado por el equilibrio vertical y eventuales traslaciones horizontales.

- Permite tomar en consideración las fuerzas de corte verticales de interacción entre las superficies aplicando previamente un coeficiente de seguridad o un factor de corrección que depende del tipo del problema, de la geometría y del suelo.
- No satisface el equilibrio global de la cuña del suelo contra la rotación.

• **Generación de las Superficies de falla**

El usuario puede ejecutar el MacStar 2000 para determinar una superficie de deslizamiento proporcionando las coordenadas superficiales (este procedimiento puede ser adoptado cuando la información esta disponible en la posición de la superficie que desliza) o para buscar aleatoriamente la superficie potencial de deslizamiento, esa es una superficie que tiene el factor de seguridad mínimo y es la superficie más probable que puede inducir a la falla del talud.

Las superficies generadas pueden ser:

- Superficies circulares
- Superficies poligonales al azar

El método de cálculo adoptado es el método de Bishop para las superficies circulares y el método de Janbu para las superficies circulares o al azar. En el caso de una superficie dada, para que los métodos de Bishop o Janbu sean posibles la superficie debe ser próxima al arco de circunferencia, si no el análisis no estará correcto.

Se puede realizar la búsqueda para la superficie crítica proporcionando algunos parámetros geométricos por ejemplo:

- La extensión del segmento donde las superficies se origina.
- La extensión del segmento donde las superficies terminen.
- La magnitud del ángulo donde las superficies se originan.
- La longitud de cada segmento de la superficie que desliza.
- Una elevación mínima debajo de la cual las superficies no se pueden extender.
- Un perfil geométrico dentro del cual las superficies no se pueden introducir (por ejemplo un perfil rocoso).

El resultado final puede depender de tales opciones, por lo tanto es recomendable realizar el cálculo varias veces usando diversos parámetros. El usuario también puede seleccionar cuantas superficies va a generar. Cada superficie es generada considerando los segmentos sucesivos, cuya longitud es proporcionada por el usuario, cuya inclinación se determina al azar, pero controlada parcialmente por los valores impuestos.

• **Sobrecargas**

Las sobrecargas que actúan en el talud son:

- sobrecargas uniformes.
- cargas lineales.
- cargas puntuales repetidas en intervalos regulares

- cargas puntuales aisladas.
- cargas generadas por la presencia de anclajes.
- cargas dinámicas debido a acciones sísmicas.

Otras fuerzas se consideran implícitas como por ejemplo el nivel del agua.

- Presiones que actúan en el bloque del suelo. Cuando el nivel del agua es externo al perfil del suelo.
- La fuerza de filtración actuante en el talud en caso de que el nivel de agua sea inclinado.

4.5.4 RocLab 1.0

RocLab 1.0 es un software para determinar los parámetros de una roca basándose en el criterio de falla generalizado de Hoek – Brown.

Roc Lab 1.0 es un producto de Rocscience Inc. Quienes producen muchos otros softwares de amplia aplicación en ingeniería geotécnica, civil y de minas.

En la figura 4.10 se muestra la pantalla de trabajo en donde se hacen ingreso de datos y luego del procesamiento el programa genera los resultados numéricos y gráficos respectivos

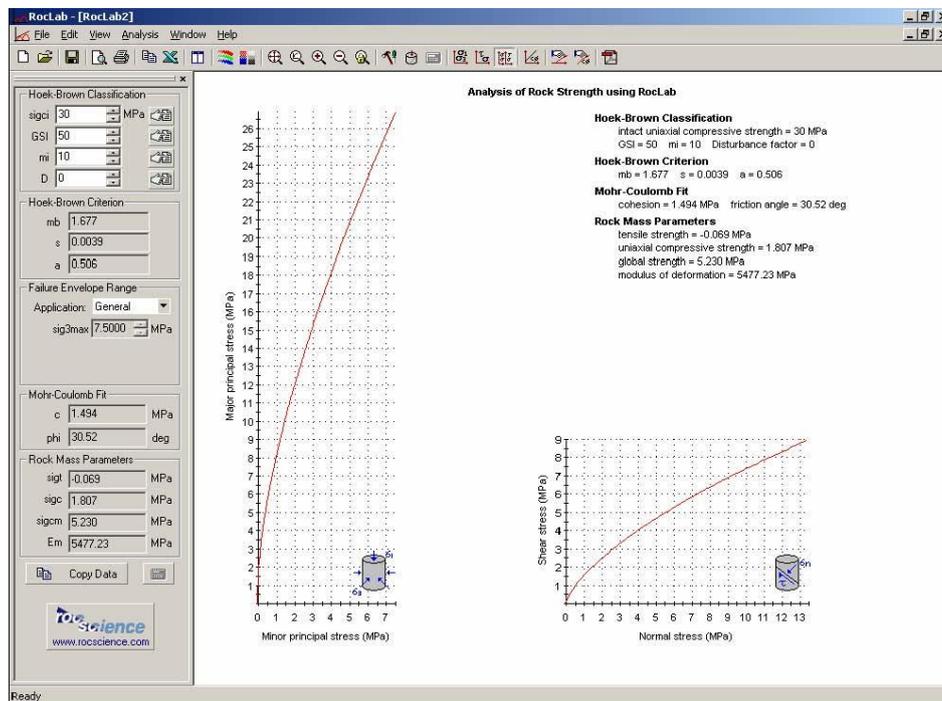


Figura 4.10: Pantalla de trabajo del Software RocLab.

• Aplicaciones del software

Uno de los mayores obstáculos que se encuentra en el campo del modelamiento numérico de la mecánica de rocas es el de obtener los valores numéricos de las propiedades de una roca. La última versión del criterio de falla de Hoek – Brown, en conjunción con su implementación en el software RocLab 1.0, brinda al usuario una gran posibilidad de corregir esta situación ofreciendo un resultado de alta confiabilidad.

Algunos problemas típicos que se presentan dentro de este campo son resueltos incluyendo:

- La aplicación del criterio en rocas muy frágiles.
- El cálculo de los parámetros equivalentes de Mohr – Coulomb, del desarrollo de falla de Hoek – Brown.

El programa RocLab 1.0 ofrece una implementación simple y concreta del criterio de falla de Hoek – Brown, permitiendo a los usuarios obtener estimaciones confiables de las propiedades de la roca y la visualización de los efectos del cambio de los parámetros de la misma en el desarrollo de la falla.

Las propiedades de la roca determinadas por el programa RocLab 1.0 pueden ser usadas como datos valiosos en diferentes programas de análisis numérico tales como Phase 2 o Slide 5.0, ambos programas disponibles dentro del paquete Rocscience.

• **Criterio de Falla Hoek - Brown**

El criterio de falla Hoek-Brown para una masa de roca es ampliamente aceptado y ha sido aplicado en un gran número de proyectos alrededor del mundo, particularmente para resolver la dificultad de encontrar el ángulo de fricción y la cohesión equivalentes para una roca.

Una asociación con el programa Windows llamada RocLab 1.0 ha sido desarrollado un procedimiento que permita resolver y graficar convenientemente ecuaciones consideradas a desarrollar bajo este criterio.

Hoek y Brown introdujeron su criterio de falla en un intento de proveer datos de entrada para el análisis requerido para el diseño de excavaciones de terreno en roca dura. El criterio fue derivado de los resultados de la investigación en la falla de la roca intacta por Hoek y en modelos estudiados por Brown sobre comportamiento de la masa de roca. El criterio tiene como premisas las propiedades de la roca intacta y luego se consideran los factores externos para reducir estas propiedades en las características de una roca.

• Criterio Mohr - Coulomb

En vista que la mayoría de softwares de geotecnia aún están desarrollados en base del criterio de falla Mohr – Coulomb, es necesario determinar el ángulo de fricción y la cohesión equivalentes para cada roca y rango de los menores esfuerzos principales. Esto está hecho mediante una relación lineal promedio apropiada para la curva generada por la solución de la ecuación 4.1 para un rango de valores de esfuerzos principales menores definidos por $\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma_{3\text{máx}}$, como se ilustra en la figura 4.11.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad 4.1$$

El proceso adecuado implica balancear las áreas sobre y debajo del gráfico Mohr – Coulomb. Esto resulta de las siguientes ecuaciones 4.2 y 4.3 para el ángulo de fricción y la cohesión respectivamente.

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad 4.2$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} \left[(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n} \right] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \left(6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1} \right) / ((1+a)(2+a))}} \quad 4.3$$

Donde: $\sigma_{3n} = \sigma'_{3\text{máx}} / \sigma_{ci}$

Nótese que el valor de $\sigma_{3\text{máx}}$, el límite superior del esfuerzo de confinamiento sobre el cual la relación entre el criterio de Hoek – Brown y el criterio Mohr – Coulomb es considerado tiene que ser determinado para cada caso individualmente.

La resistencia al corte de Mohr – Coulomb τ , para un esfuerzo σ , es hallado por sustitución de los valores de c' y ϕ' en la siguiente ecuación:

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi' \quad 4.4$$

El gráfico equivalente en términos del mayor y menor esfuerzos principales está definido por la ecuación 4.5 y se puede apreciar gráficamente en la figura 1:

$$\sigma_1' = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma_3' \quad 4.5$$

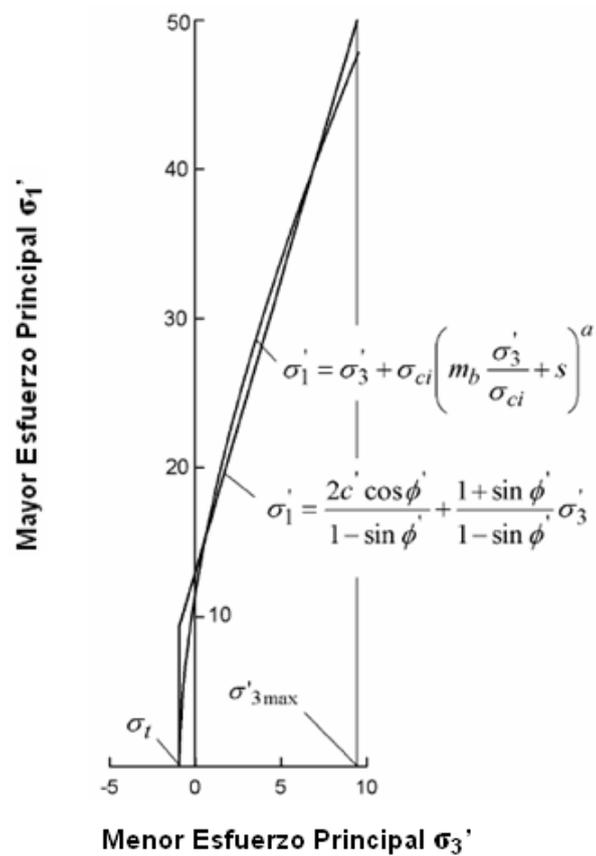


Figura 4.11: Relación entre los mayores y menores esfuerzos principales de Hoek – Brown y su equivalente criterio de Mohr – Coulomb.

4.6 METODO DE RETRO ANALISIS

El método de retro análisis nos permite obtener datos de un acontecimiento anterior de una sección determinada desde la aplicación de datos actuales o posteriores.

Para la evaluación del mecanismo de falla de taludes de suelos no saturados es necesario considerar una serie de variables procurando cuantificar sus efectos, como por ejemplo la variación de la poro presión bajo diferentes condiciones de lluvia y la influencia de la vegetación tanto en la resistencia del suelo como en la posibilidad de retardar e interceptar las aguas de lluvia.

Para poder utilizar este método es necesario contar con algún software que tenga la capacidad de realizar análisis geotécnicos tales como el Slide, Slope, Rockscience, etc.

Este método es ampliamente utilizado para resolver este tipo de problemas geotécnicos. Como referencia mencionaremos el estudio que se realizara en la Pontificia Universidad Católica de Río de Janeiro, para desarrollar un proyecto de investigaciones en ejecución que tiene como objetivo evaluar los mecanismos de ruptura asociados a deslizamientos de taludes de la ciudad de Río de Janeiro provocados por la filtración de agua de lluvia en los suelos no saturados.

Estas investigaciones se desarrollaron en la Ladera de Cactáreo, ubicada en el Jardín Botánico de Río de Janeiro, Brasil y es una de las cinco áreas piloto seleccionadas para el estudio en la región de Macizo de Tijuca. Esta área está compuesta, básicamente, por una capa superficial de suelo de colusión sobre un talud rocoso. El mecanismo de ruptura asociado a este deslizamiento es evaluado en base a datos de investigaciones de campo y laboratorio tales como ensayos de corte convencionales, determinación de la conductividad hidráulica saturada y ensayos de retención de humedad, así como medidas "in situ" de poro presión bajo condiciones de altas precipitaciones. La vegetación es focalizada considerando su influencia en la estabilidad de laderas. Se Sugiere que la saturación y el desarrollo de poro presiones positivas por percolación debido a la infiltración de agua de lluvia, fue el factor principal asociado a la ruptura de la Ladera. Como se puede observar en esta descripción, para este método es necesario contar con todos los agentes intrínsecos y externos de la zona de estudio para poder obtener resultados confiables.

Para este caso en particular, los investigadores utilizaron el método de retro análisis de estabilidad con la ayuda de un programa de cómputo desarrollado en la Pontificia Universidad Católica de Río de Janeiro, basado en el método de análisis de estabilidad de talud de Sarma (Sarma 1973, 1979; Odebrecht et. al, 1988 y Hoek, 1987). Este programa genera automáticamente superficies de falla de cualquier formato, y permite la entrada de la poro presión, positiva o negativa, bajo varias maneras.

CAPITULO 5

CONDICIONES Y ESTABILIDAD ESTATICA Y DINAMICA

5.1 ANTECEDENTES

Para que el análisis de estabilidad de taludes sea útil se debe representar correctamente el problema que se va a afrontar, debe estar bien formulado. Esto requiere dominar los principios de la mecánica de suelos, conocer la geología y condiciones del sitio a evaluar así como conocer las propiedades del suelo del lugar.

Existen diferentes condiciones internas y externas que determinarán las condiciones particulares de un lugar determinado para que por consecuencia genere las condiciones y estado de estabilidad de un muro. Estos pueden

ser el tipo de suelo, su conformación geológica, presencia de nivel freático, esfuerzos, resistencia, fuerzas actuantes, factores de seguridad, etc. Por ejemplo las condiciones de drenaje de una estructura son de fundamental importancia para el comportamiento mecánico de los suelos.

En términos generales, podemos decir que la clave del éxito para un análisis de estabilidad de taludes es medir o estimar la resistencia del suelo. Importantes análisis pueden ser desarrollados sólo si las resistencias de corte usadas son apropiadas para los suelos y para las condiciones particulares analizadas.

5.2 ESTABILIDAD DEL CONJUNTO DEN MUROS

En toda obra de ingeniería se busca que las estructuras tengan un comportamiento adecuado y cubran las expectativas de uso y seguridad para la cual han estado diseñadas. Para poder lograr este objetivo es importante que estas construcciones sean estables, pero esto se logra con la estabilidad de todas las partes integrantes de la estructura, en otras palabras con la estabilidad del conjunto.

El diseño de muros con suelo reforzado consiste en determinar los requerimientos geométricos y de reforzamiento para prevenir las fallas internas y externas. El diseño completo de un muro con suelo reforzado incluye:

1. Selección del suelo para ser utilizado en el relleno y sus condiciones de instalación.
2. Selección del tipo de reforzamiento.
3. Selección del material para el recubrimiento.
4. Determinación de las longitudes y espaciamientos del reforzamiento.
5. Especificación de los procedimientos de construcción.

La evaluación de la estabilidad externa e interna de la estructura reforzada es esencial analizar que forma una parte del proceso de diseño. Desde este punto de vista podemos dividir la estabilidad de la siguiente forma:

- **Estabilidad Externa.-** La estabilidad externa de una masa de suelo estabilizada generalmente determinará la longitud del reforzamiento; por lo tanto, es conveniente desarrollar esta evaluación antes de evaluar los requerimientos de estabilidad interna. La estabilidad externa involucra la estabilidad del conjunto de la masa de suelo estabilizada considerada como un todo y es evaluada usando superficies deslizantes ajenos a la masa de suelo estabilizada. Los factores de seguridad para la estabilidad externa son analizados basados en típicos análisis de concreto reforzado y sistemas del tipo de muros a gravedad. Se puede considerar como fallas externas lo siguiente:

- Deslizamiento de la masa de suelo estabilizada sobre el terreno de fundación.
- Falla de la capacidad portante del terreno de fundación.
- Volteo de la masa de suelo estabilizada.
- Fallas de la superficie de deslizamiento completamente fuera de la masa de suelo estabilizada.

En algunos casos, especialmente para geometrías complejas, la superficie de deslizamiento crítica está parcialmente fuera y dentro de la masa de suelo estabilizada, y un análisis de estabilidad combinada externa/interna puede ser necesario.

• **Estabilidad Interna.-** Para conseguir que una masa de suelo sea estable internamente, el reforzamiento requerido debe permitir que el conjunto resista los esfuerzos horizontales para evitar que se formen grietas, estiramientos excesivos o desprendimientos en la masa. Los requerimientos de reforzamiento son analizados usando las fuerzas lineales de tensión máximas. Esta línea es considerada para ser la superficie de deslizamiento potencialmente más crítica.

• **Estabilidad Sísmica.-** El comportamiento de muros de suelo estabilizado, diseñados y construidos apropiadamente, durante sismos ha sido excelente. Investigaciones para optimizar el comportamiento de diferentes estructuras Permanentemente se realizan actualizaciones en las normas sísmicas en

diferentes naciones con la única finalidad de optimizar y reducir más aún los daños que un sismo puede ocasionar.

El resultado de diversas investigaciones ha mostrado que la línea de las fuerzas de tensión máximas es esencialmente la misma bajo cargas estáticas. Los reforzamientos menores requeridos para resistir el gran incremento dinámico y el uso de un empuje pseudo dinámico P_{AE} como lo propone Seed y Whitman (7) para muros de contención convencionales es apropiado. El diseño toma en cuenta las fuerzas de tensión del sobreesfuerzo vertical debido a P_{AE} y de una fuerza de inercia P_I actuando en la zona activa. Entonces las fuerzas son distribuidas a lo largo de las diferentes capas de los reforzamientos basándose en las áreas tributarias en la zona resistente.

5.2.1 Tipos de Falla

Para diseñar muros de contención es necesario definir y saber como es que los muros fallan. Bajo condiciones estáticas, los muros de contención están actuando bajo fuerzas relacionadas a la masa misma del muro, presiones del suelo y fuerzas externas tales como aquellas transmitidas por posibles refuerzos si es que existen. Un diseño apropiado de un muro de contención logra el equilibrio de estas fuerzas sin generar esfuerzos de corte que se aproximen al esfuerzo de corte del suelo. Sin embargo, durante un sismo, las fuerzas de inercia y los cambios en la resistencia del suelo pueden alterar el equilibrio alcanzado y ocasionar deformaciones permanentes en el

muro. Las fallas, ya sean por deslizamiento, inclinación, ladeamiento o algún otro mecanismo, ocurren cuando estas deformaciones permanentes se tornan excesivas. La pregunta de que nivel de deformación es excesivo depende de muchos factores y es mejor considerarlo para un lugar específico en particular.

Este tipo de muros usualmente fallan por mecanismos de cuerpo rígido tales como deslizamiento y/o volteo y por una gran inestabilidad como se puede ver en la figura 5.1. El deslizamiento ocurre cuando no se mantiene el equilibrio en la fuerza horizontal, es decir, cuando las presiones laterales en la parte posterior del muro produce un empuje en la base del muro que excede a la resistencia al deslizamiento permisible. Las fallas por volteo ocurren cuando no se satisface el equilibrio del momento, frecuentemente en estos casos se consideran las fallas de capacidad portante en la base de los muros. Asimismo, las estructuras de contención también pueden ser dañadas por una gran inestabilidad de los suelos adyacentes a ellos. Tales fallas pueden ser tratadas como fallas de estabilidad de taludes.

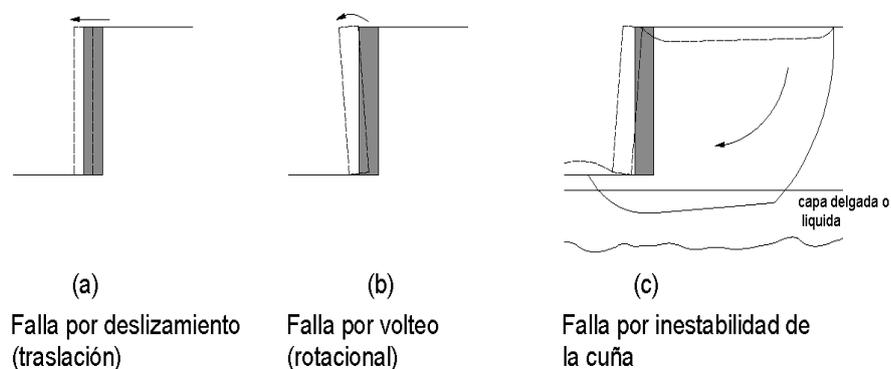


Figura 5.1: Mecanismos de falla típicos en un muro de contención a gravedad.

5.2.2 Presiones Estáticas en Muros de Contención

El comportamiento sísmico de los muros de contención depende del total de presiones laterales del suelo que se desarrollan en el sacudimiento durante un sismo. Este total de presiones incluye las presiones gravitacionales estáticas que existen antes de que el sismo ocurra y las presiones dinámicas transitorias provocadas por el sismo.

- **Presiones Activas del Suelo.-** Las presiones estáticas del suelo en este tipo de estructuras están fuertemente influenciadas por los movimientos del muro y del mismo suelo. Las presiones activas del suelo se desarrollan cuando el muro de contención se aparta del suelo, generando tensiones laterales extensibles en el suelo. Cuando el movimiento del muro es suficiente como para vencer totalmente la resistencia del suelo detrás del muro, las presiones activas mínimas del suelo actúan en el muro.

- **Presiones Pasivas del Suelo.-** Las presiones pasivas del suelo se desarrollan cuando el muro se mueve hacia el suelo, produciendo como consecuencia una tensión lateral compresible en el suelo. Cuando la resistencia del suelo es totalmente vencida, las presiones pasivas máximas del suelo actúan en el muro. La estabilidad de muchos de los muros de contención que no cuentan con ningún otro mecanismo de soporte depende del balance entre las presiones activas actuando predominantemente en un lado del muro y las presiones pasivas actuando en el otro.

Aún bajo condiciones estáticas, es un complicado problema predecir las fuerzas y deformaciones de los muros de contención actuales en la interacción del suelo – estructura. Las deformaciones no son comúnmente consideradas en el diseño; una forma típica es estimar las fuerzas actuantes en un muro y así diseñar el muro para resistir esas fuerzas con un factor de seguridad lo suficientemente mayor para producir pequeñas deformaciones aceptables.

5.2.3 Respuesta Dinámica de los Muros de Contención

La respuesta dinámica de aunque sea el tipo más simple de muro de contención es algo compleja. Los movimientos y presiones del muro dependen de la respuesta del suelo en donde descansa el muro, la respuesta del relleno, la respuesta de inercia y flexión del muro mismo y la naturaleza de los movimientos. Puesto que pocos casos bien documentados en donde se consideran mediciones de campo de la respuesta del muro están disponibles, la mayoría de casos de respuesta dinámica de muros de contención provienen de modelos de prueba y análisis numérico. Estas pruebas y análisis, la mayoría de los cuales corresponden a muros de gravedad, indican lo siguiente:

- Los muros pueden moverse por traslación y/o rotación. Cantidades relativas de traslación y rotación dependen del diseño del muro; uno u

otro puede predominar de algunos muros y ambos pueden ocurrir en otros.

- La magnitud y distribución de las presiones dinámicas del muro están influenciada por el modo del movimiento del muro, por ejemplo traslación, rotación sobre la base, rotación sobre la cima.
- El máximo empuje del suelo actuando sobre el muro generalmente ocurre cuando el muro se ha trasladado o rotado hacia el relleno, es decir cuando la fuerza de inercia en el muro está dirigido hacia el relleno. El mínimo empuje del suelo ocurre cuando el muro se ha trasladado o rotado en sentido contrario al relleno.
- La forma de la distribución de la presión del suelo en la parte posterior del muro cambia tanto como el muro se mueva. El punto de aplicación del empuje del suelo por lo tanto se mueve hacia arriba o hacia abajo a lo largo de la parte posterior del muro. La posición del empuje del suelo es mayor cuando el muro se ha movido hacia el suelo y menor cuando el muro se mueve hacia fuera.
- Las presiones dinámicas del muro están influenciados por la respuesta dinámica del muro y el relleno y puede aumentar significativamente cerca de la natural frecuencia del sistema muro – relleno. Los desplazamientos permanentes del muro también se incrementan en las frecuencias cercanas a la frecuencia natural del sistema muro – relleno. Los efectos de la respuesta dinámica también pueden causar deflexiones de diferentes partes del muro para estar fuera de la fase. Este efecto puede ser particularmente significativo

para muros que penetran en los terrenos de fundación cuando el suelo del relleno se mueve fuera de la fase con los suelos de fundación.

- Presiones residuales incrementadas pueden permanecer en el muro después de que un episodio de fuerte sacudimiento haya concluido.

Dada esta complejidad, el fenómeno interactuando y la variedad inherente e incierta de las propiedades, no es posible analizar exactamente todos los aspectos de la respuesta sísmica de los muros de contención.

5.2.4 Presiones Sísmicas en los Muros de Contención

Un método común para el diseño sísmico de muros de contención involucra estimaciones de cargas aplicadas sobre el muro durante el sacudimiento en un sismo y entonces asegurarse que el muro pueda resistir tales cargas. Debido a las cargas actuantes en los muros de contención durante sismos es extremadamente complicado, las presiones sísmicas en los muros son usualmente estimados usando métodos simplificados.

5.3 APLICACIÓN DE CALCULOS PARA EL DISEÑO DE MUROS DE CONTENCION

Como en todo proceso de construcción, luego que se hallan establecido las propiedades de resistencia, poro presión, geometría y otros parámetros del

suelo y del talud, es necesario desarrollar los cálculos correspondientes para asegurar que las fuerzas de resistencia sean lo suficientemente mayores que las fuerzas que contribuirán a que la estructura falle.

Se tienen que desarrollar varios cálculos para determinar los diferentes componentes que actúan sobre la estructura o que deriva de ésta misma.

Además de todas las consideraciones anteriores y de lo explicado en los acápite previos no se debe dejar de tomar en cuenta que el comportamiento sísmico de los muros de contención depende de las presiones laterales totales del suelo que se desarrollan durante el sacudimiento en la ocurrencia de un sismo. Estas presiones totales incluyen tanto las presiones gravitacionales estáticas que existen desde antes de que un sismo ocurra así como de las presiones dinámicas transitorias inducidas por el sismo. En vista de que la respuesta de un muro está influenciada por ambos casos, se deben de considerar igualmente para los cálculos respectivos.

5.3.1 Cálculos bajo Condiciones Estáticas

Existen una serie de métodos simplificados para evaluar las cargas estáticas en los muros de contención. Entre ellos podemos mencionar la teoría de Coulomb y la teoría de Rankine.

- **Teoría de Coulomb.-** Coulomb fue el primero en estudiar el problema de presiones laterales del suelo en estructuras de contención. De asumir que las fuerzas actuaban en la parte posterior del muro de contención eran resultado del peso de la cuña de suelo sobre una superficie de falla plana. Coulomb utilizó fuerzas de equilibrio para determinar la magnitud del empuje del suelo actuante en el muro para condiciones activas mínimas y condiciones pasivas máximas. Puesto que el problema es indeterminado, se deben de analizar una buena cantidad de superficies de falla para poder identificar la superficie de falla crítica, es decir la superficie que produce el mayor empuje activo o el menor empuje pasivo.

- **Teoría de Rankine.-** Rankine desarrolló el procedimiento más simple para calcular presiones activas mínimas y presiones pasivas máximas. De hacer asunciones sobre condiciones de esfuerzo y resistencia sobre el suelo que está detrás de un muro de contención, el suelo del relleno, Rankine fue capaz de hacer que el problema de presión lateral del suelo se vuelva determinado y así poder calcular directamente las presiones estáticas actuantes en los muros de contención.

5.3.2 Cálculos bajo Condiciones Dinámicas

Los muros de contención que pueden moverse lo suficiente como para desarrollar presiones activas mínimas y presiones pasivas máximas del suelo son los considerados dentro de los muros conocidos como muros flexibles. Las presiones dinámicas actuando en estos muros flexibles son

usualmente calculadas por procedimientos pseudo estáticos que comparten muchas de las características consideradas para el análisis sísmico de estabilidad de taludes.

En estos últimos años se han llevado a cabo una serie de investigaciones y pruebas que buscan dar solución a este tipo de problema bajo estas condiciones y es así como es que se ha desarrollado el conocido Método de Mononobe – Okabe, un procedimiento pseudo dinámico que calcula, en una manera muy aproximada, la respuesta dinámica del relleno.

5.3.3 Análisis de Mononobe – Okabe para Estabilidad de Estructuras de Contención

Okabe, Mononobe y Matsuo desarrollaron las bases de un análisis pseudo estático para presiones sísmicas del suelo para estructuras de contención que son comúnmente conocidas dentro del medio de la mecánica de suelos como el método de Mononobe – Okabe. Este método es directamente una extensión de la teoría estática de Coulomb para calcular las fuerzas de inercia correspondientes a las aceleraciones horizontal y vertical, actuando en todos los puntos de una cuña de falla asumida. En un análisis con este método, las aceleraciones pseudo estáticas son aplicadas para una cuña activa (o pasiva) de Coulomb. De esta forma el empuje pseudo estático del suelo es obtenido de la fuerza de equilibrio de la cuña.

• **Condiciones de Presión Activa del Suelo.**- Las fuerzas actuantes en una cuña activa en un relleno seco y sin cohesión se muestra en las figuras 5.2 y 5.3. Además de las fuerzas que existen bajo condiciones estáticas también están actuando sobre la cuña fuerzas seudo estáticas cuyas magnitudes están relacionadas a la masa de la cuña por las aceleraciones seudo estáticas $a_h=k_h g$ y $a_v=k_v g$

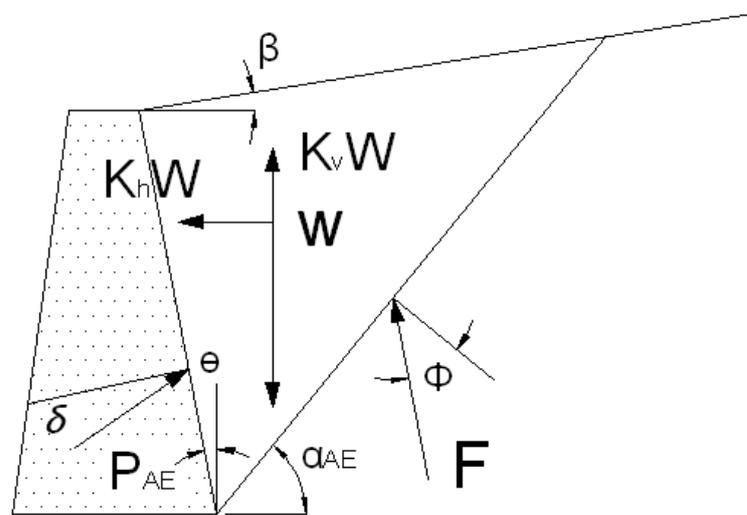


Figura 5.2: Fuerzas actuando en la cuña activa en el análisis de Mononobe – Okabe.

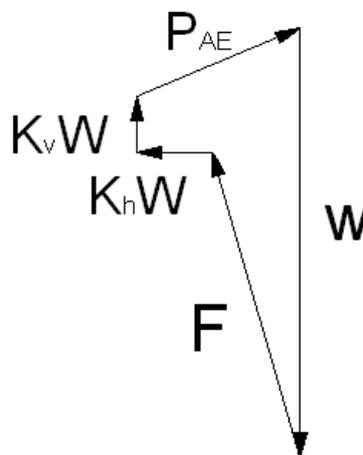


Figura 5.3: Polígono de fuerzas ilustrando el equilibrio de fuerzas actuantes en la cuña activa.

El empuje activo total puede ser expresado en una forma similar a la desarrollada para condiciones estáticas:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (5.1)$$

Donde:

γ : peso unitario del relleno

H : altura total del muro

K_{AE} : coeficiente de esfuerzo activo

Este coeficiente de esfuerzo activo es una función del ángulo de fricción del relleno, el ángulo de fricción entre el relleno y el muro, y de los coeficientes de aceleración. Está dado por la siguiente fórmula:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (5.2)$$

Donde:

$$\phi - \beta \geq \psi \cdot \gamma = \gamma_d$$

Siendo:

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (5.3)$$

La superficie de falla crítica, según Zarrabi – Kazan, 1979 (8), se encuentra inclinado con un ángulo α_{AE} dado por:

$$\alpha_{AE} = \phi - \psi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\phi - \psi - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}} \right] \quad (5.4)$$

Donde:

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\phi - \psi - \beta) [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \beta)] [1 + \tan(\delta + \psi + \theta) \cot(\phi - \psi - \theta)]} \quad (5.5)$$

$$C_{2E} = 1 + \{ \tan(\delta + \psi + \theta) [\tan(\phi - \psi - \beta) + \cot(\phi - \psi - \beta)] \} \quad (5.6)$$

Aunque el análisis de Mononobe – Okabe implica que el empuje total activo debería actuar en un punto a H/3 de la base del muro, resultados experimentales han mostrado que en realidad actúa en un punto más alto bajo condiciones dinámicas de carga. El empuje total activo, P_{AE} , puede ser dividido en una componente estática, P_A , y en una componente dinámica, ΔP_{AE} .

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (5.7)$$

Se sabe que la componente estática actúa a H/3 de la base del muro. Seed y Whitman (7) recomendaron que la componente dinámica estaría actuando aproximadamente a 0.6H. Basándonos en estas afirmaciones podemos afirmar que el empuje total activo actuará a una altura h , por sobre la base del muro, calculada con la siguiente fórmula:

$$h = \frac{P_A(H/3) + \Delta P_{AE}(0.6H)}{P_{AE}} \quad (5.8)$$

El valor de h depende de las magnitudes relativas de P_A y P_{AE} y frecuentemente acaban cerca del punto medio del muro. Seed y Whitman (7) concluyeron que las aceleraciones verticales pueden ser obviadas cuando el método de Mononobe-Okabe es usado para estimar P_{AE} para diseños típicos de muros.

• **Condiciones de Presión Pasiva del Suelo.**- En las figuras 5.4 y 5.5 se muestra un esquema del empuje pasivo total en un muro de contención con un relleno seco y sin cohesión.

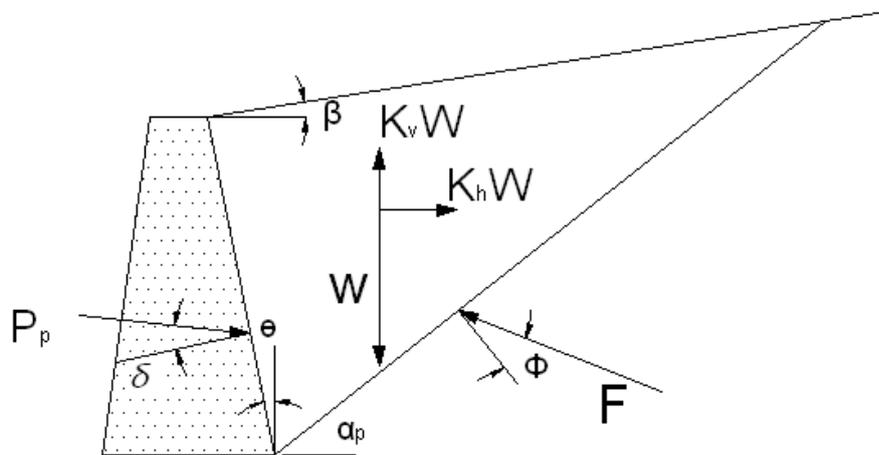


Figura 5.4: Fuerzas actuando en la cuña pasiva en el análisis de Mononobe – Okabe.

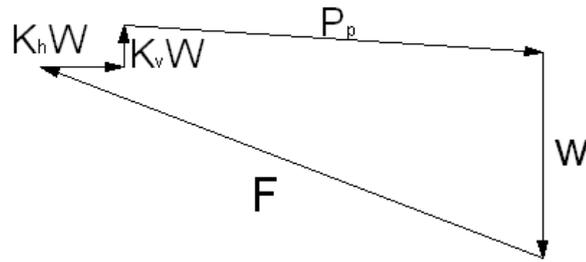


Figura 5.5: Polígono de fuerzas ilustrando el equilibrio de fuerzas actuantes en la cuña pasiva.

Las fuerzas actuantes están dadas por:

$$P_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (5.9)$$

El coeficiente de presión terrestre pasiva K_{PE} está dado por:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta - \theta + \psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (5.10)$$

La superficie de falla crítica para las condiciones pasivas de Mononobe – Okabe está inclinado de la horizontal por un ángulo α_{PE} dado por:

$$\alpha_{PE} = \phi - \psi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan \phi + \psi + \beta + C_{3E}}{C_{4E}} \right] \quad (5.11)$$

Donde:

$$C_{3E} = \sqrt{\tan \phi + \beta - \psi} \left[\tan \phi + \beta - \psi + \cot(\phi + \theta - \psi) \right] \left[1 + \tan(\delta + \psi - \theta) \cot(\phi + \theta - \psi) \right] \quad (5.12)$$

$$C_{4E} = 1 + \left\{ \tan(\delta + \psi - \theta) \left[\tan \phi + \beta - \psi + \cot(\phi + \theta - \psi) \right] \right\} \quad (5.13)$$

Igualmente que para el caso de condiciones de presión activa, según Towhata e Islam, 1987, (9), el empuje total pasivo puede ser dividido en componentes estáticos y dinámicos:

$$P_{PE} = P_P + \Delta P_{PE} \quad (5.14)$$

Donde P_{PE} es calculada de la ecuación (5.9) y P_P de la ecuación (5.15) que se muestra a continuación, la misma que fue considerada por Coulomb para el cálculo del empuje pasivo para condiciones pasivas máximas en rellenos de suelos no cohesibles. Se debe notar que la componente dinámica actúa en dirección opuesta a la componente estática, así se reduce la resistencia pasiva disponible.

$$P_P = \frac{1}{2} K_{PE} H^2 \quad (5.15)$$

Aunque conceptualmente sencillo, el análisis de Mononobe – Okabe brinda un medio útil para estimar las cargas originadas por sismos en muros de contención. Un coeficiente de aceleración horizontal positivo ocasiona que el empuje total activo exceda el empuje estático activo y el empuje total pasivo sea menor que el empuje estático pasivo. Puesto que la estabilidad de un muro en particular es generalmente reducido por un incremento en el empuje activo y/o una disminución en el empuje pasivo, el método de Mononobe – Okabe produce cargas sísmicas que son más críticas que las cargas

estáticas que actúan antes de un sismo. Los efectos de cargas distribuidas y discontinuas en la superficie y la superficie irregular del relleno son considerados al modificar el diagrama de cuerpo libre de la cuña activa o pasiva. En tales casos, las ecuaciones (5.2) y (5.10) no son aplicables, los empujes totales deben ser obtenidos del análisis de un número de planos potenciales de falla.

En vista que el análisis de Mononobe – Okabe es una extensión pseudo estática del análisis de Coulomb, está sujeto a todas las limitaciones del análisis pseudo estático así como a las limitaciones de la teoría de Coulomb. Como en el caso del análisis de estabilidad de taludes pseudo estático, es difícil la determinación del coeficiente pseudo estático apropiado para suelos que experimentan significativa pérdida de la resistencia durante sismos, como por ejemplo licuefacción de suelos. Al igual que la teoría de Coulomb bajo condiciones estáticas, el análisis de Mononobe – Okabe estimará el actual empuje pasivo total para $\delta > \phi/2$. Por estas razones el método de Mononobe – Okabe debe ser usado e interpretado cuidadosamente.

5.4 FACTOR DE SEGURIDAD

El requerimiento básico para desarrollar un análisis de estabilidad de taludes es que el equilibrio debe estar en términos de esfuerzos totales. Todas las fuerzas de la masa en sí (peso) y cargas externas, incluyendo aquellas derivadas de la presencia de agua actuando en los límites externos de la

estructura deben considerarse en el análisis. Teniendo en cuenta estas consideraciones, estos análisis nos pueden dar dos resultantes muy importantes, primero el esfuerzo normal total en la superficie de corte y segundo el esfuerzo de corte requerido para el equilibrio.

El factor de seguridad para una superficie de corte es la razón entre la resistencia de corte del suelo y el esfuerzo de corte requerido para el equilibrio.

$$FS = \frac{\textit{Resistencia al Corte}}{\textit{Esfuerzo al Cortante}}$$

Los esfuerzos normales a lo largo de la superficie de falla son necesarios para evaluar la resistencia de corte, excepto para un suelo con $\phi=0$, la resistencia al corte depende del esfuerzo normal en el plano de falla potencial.

En el análisis de esfuerzo efectivo, la poro presión a lo largo de la superficie de corte es extraída del total de esfuerzos para determinar los esfuerzos efectivos normales, los cuales son usados para evaluar las resistencias de corte. Por lo tanto, es necesario conocer o estimar la poro presión en cada punto a lo largo de la superficie de corte para desarrollar los análisis de esfuerzos efectivos.

En el análisis de esfuerzos totales, la poro presión no es extraída de los esfuerzos totales porque las resistencias de corte están relacionadas a esfuerzos totales. Por lo tanto no es necesario evaluar y extraer la poro presión para el desarrollo de los análisis de esfuerzos totales.

El Sistema de Equilibrio Límite asume que para el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes, a lo largo de la superficie de falla, son iguales a un factor de seguridad equivalente a 1.0. El factor de seguridad es empleado por los ingenieros para conocer cual es el factor de riesgo que la estructura presenta en las peores condiciones del comportamiento para la cual es diseñada.

En 1927, Fellenius definió el factor de seguridad como la relación entre la resistencia de corte real del suelo de fundación y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir el colapso, a lo largo de una superficie de falla posible:

La ley que determina la resistencia al corte del suelo es el criterio de rotura o de plastificación del material. Se trata de un modelo matemático aproximado que relaciona la resistencia al estado de tensión actuante. En el caso de los suelos, el criterio más utilizado es el criterio de Mohr-Coulomb, figura 5.6, que establece una relación entre la resistencia al corte y la tensión normal. Este criterio se basa en el Criterio de Rotura de Mohr y la Ley de Coulomb.

Esta última determina que la resistencia al corte a lo largo de cualquier plano esta dado por:

$$\tau_c = c + (\sigma - u). \tan \varphi$$

donde:

τ_c : Resistencia al corte del suelo (Mohr – Coulomb)

c : Cohesión

φ : Angulo de Fricción Interna

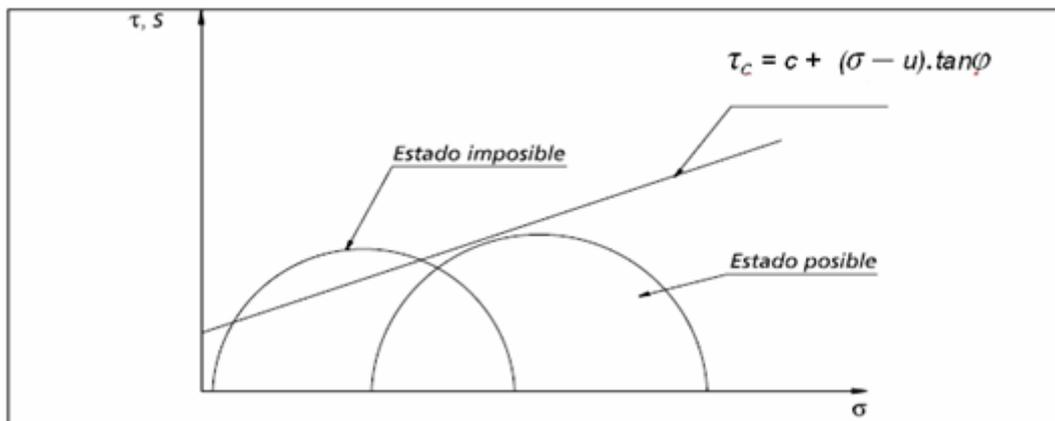


Fig. 5.6: Criterio de Mohr - Coulomb.

Cabe mencionar que este criterio es considerado como fundamento de ejecución de diferentes softwares tal y como se ha señalado en el capítulo anterior.

Usualmente, los cálculos consisten en calcular un factor de seguridad utilizando alguno de los múltiples procedimientos de equilibrio. Todos estos procedimientos de análisis emplean la misma definición de factor de seguridad y lo calculan usando ecuaciones de equilibrio estático.

CAPITULO 6

MODELAJE DEL MURO TIPICO

6.1 ANTECEDENTES

Actualmente en todo campo de la ingeniería se cuenta con diferentes métodos que nos ayudan a obtener información necesaria para el diseño de estructuras y la mayoría de ellos trabajan perfectamente con modernos softwares que facilitan el modelaje de una estructura en particular.

Para el caso de la Mecánica de Suelos y Geotecnia también se cuenta con esta ventaja. Es así que para nuestra investigación se hará uso del método de Retro Análisis y del software Slide 5.1 para la obtención de nuestros parámetros y modelamiento de nuestra estructura.

6.2 ESTIMACION DE LA SOBRECARGA EN LA ZONA DE DESLIZAMIENTO

Para poder analizar una superficie de deslizamiento con cualquiera de los softwares se tiene que hacer el modelamiento considerando las sobrecargas correspondientes. Para nuestro caso se sabe que sobre la zona de colapso existía una construcción precaria de ladrillo king kong, sin tartajeo y techo de calamina metálica como se describió en el capítulo anterior.

Luego de hacer los cálculos respectivos y de la evaluación de la edificación precaria se calcula que el valor de la sobrecarga correspondiente es de:

480 kg x ml.

Cabe mencionar que para trabajar estas dimensiones en el Slide 5.0 y en el Slope/W se deben de considerar las unidades apropiadas por lo que se tiene que convertir las unidades de la sobrecarga de Kilogramos (kg.) a Kilo Newtons (KN). Esta conversión nos da el siguiente resultado:

480 kg \approx 4.71 KN

6.3 MODELAMIENTO DE LA ZONA DE COLAPSO

Durante las múltiples visitas a la zona de colapso se tomaron todas las dimensiones y característica que concernían al evento tal y como se puede apreciar en la figura 6.1.



6.1: Dimensiones de la zona de colapso.

Con toda esta información y con la ayuda del Autocad se procedió a elaborar el plano de la vista del deslizamiento que se está estudiando como se puede ver en la figura 6.2. En la figura 6.3 se puede ver el modelo completo, considerando las dimensiones de la vivienda, pirca y las correspondientes al

suelo de fundación, el mismo que fue importado desde los diferentes softwares utilizados para su evaluación.

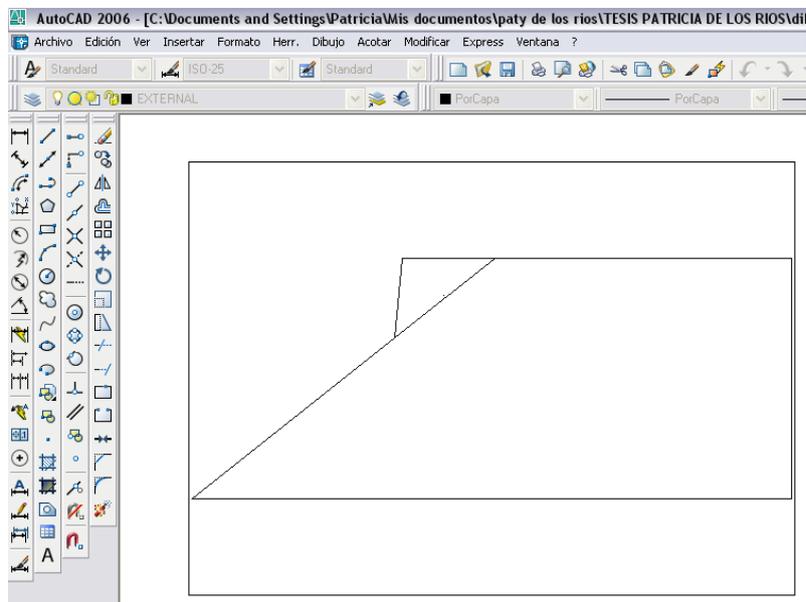


Figura 6.2: Plano de la zona de colapso en Autocad.

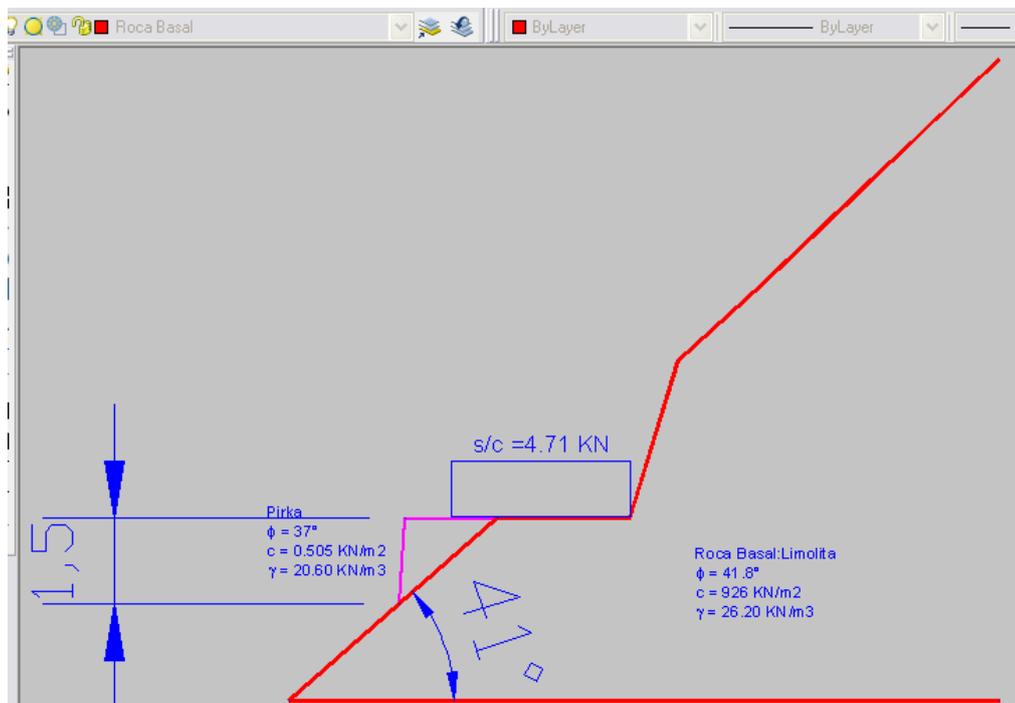


Figura 6.3: Plano en Autocad importado desde los softwares.

Una vez terminado con este paso se llevo el modelo al Software Slide 5.0, Slope/W y Mac Star 2000.

6.3.1 Modelamiento de la Zona de Deslizamiento con el Método Slide 5.0

El modelamiento de una zona se puede realizar en Slide directamente o trasladando el plano antes realizado en Autocad, opción que se seleccionó para esta investigación.

Para tal efecto se requiere guardar el archivo de Autocad en un archivo *.DXF* con la ayuda de *Archivo, Guardar Como* y luego seleccionar el tipo de archivo tal y como se muestra en la figura 6.4.

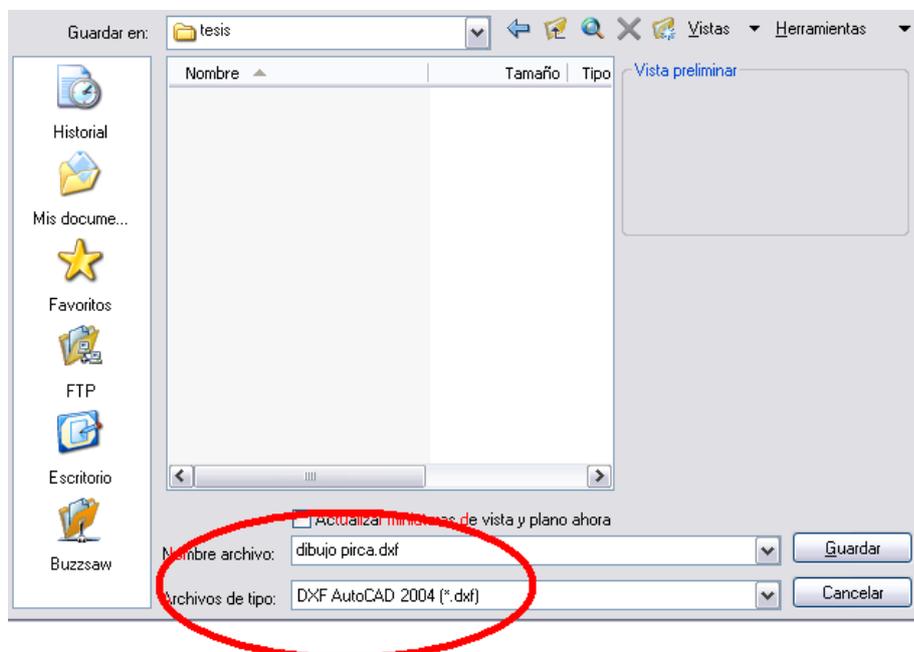


Figura 6.4: Grabación del archivo en tipo DXF.

Hay que tomar en cuenta que los límites del dibujo deben de estar hechos en una capa denominada *EXTERNAL* para que sea compatible con el Slide al momento de la importación del archivo. Concluido este paso el dibujo quedará grabado como se muestra en la figura 6.5.

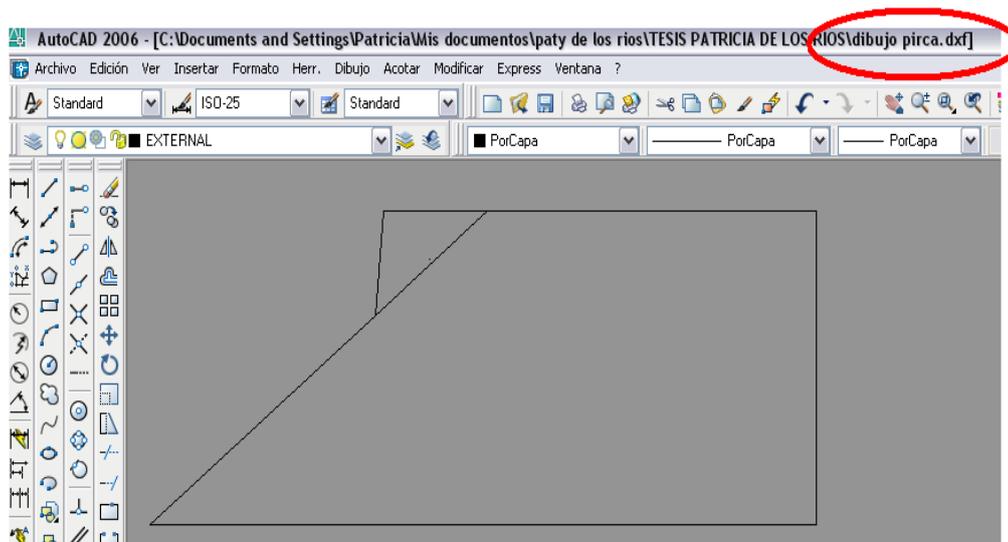


Figura 6.5: Archivo en Autocad con extensión .DXF.

Se cierra el archivo y se abre el software Slide. Desde allí se realizará la importación del dibujo mediante el comando *File, Import, Import DXF* como se puede ver en la figura 6.6. Se acepta y aparecerá la ventana de diálogo que se muestra en la figura 6.7. Hacer clic en *Import*.

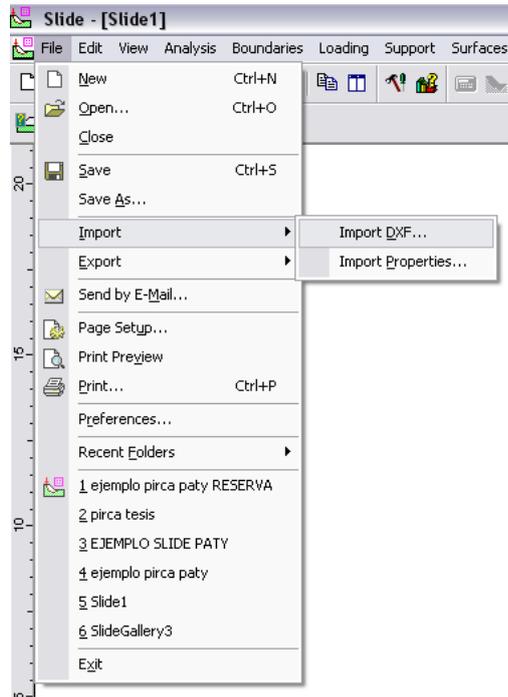


Figura 6.6: Comandos utilizados para importar el archivo de Autocad a Slide

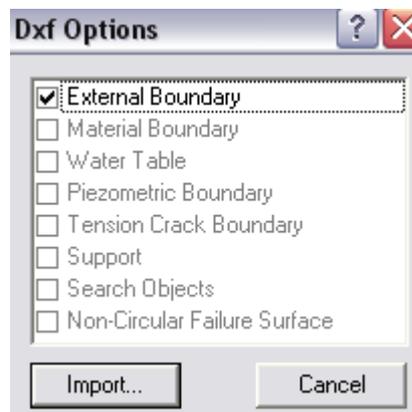


Figura 6.7: Ventana de diálogo para importar archivo.

Una vez concluido este paso aparece la siguiente ventana de diálogo como se ven en la figura 6.8 y se selecciona el archivo correspondiente.

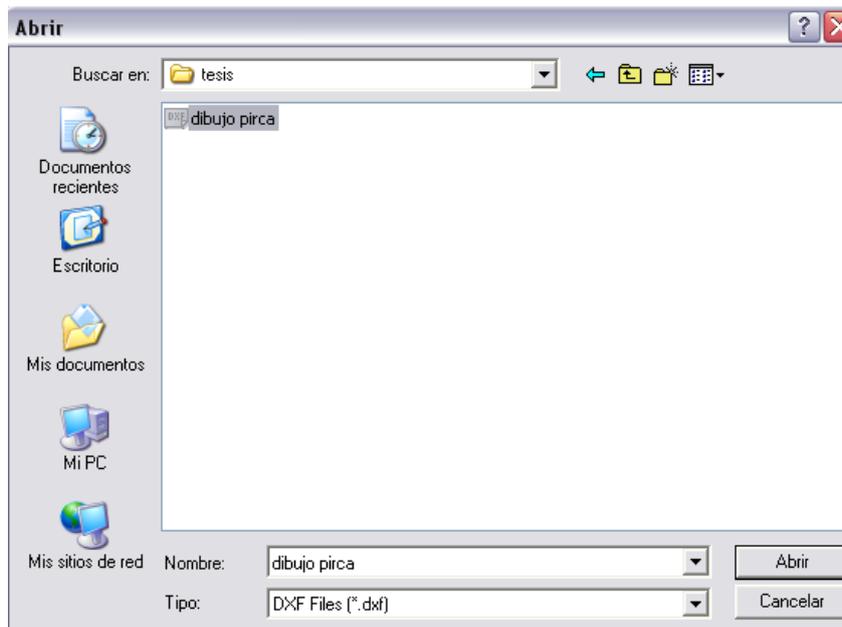


Figura 6.8: Selección del archivo desde Autocad.

Terminado esto se cargará el archivo y aparecerá la pantalla como se ve en la figura 6.9.

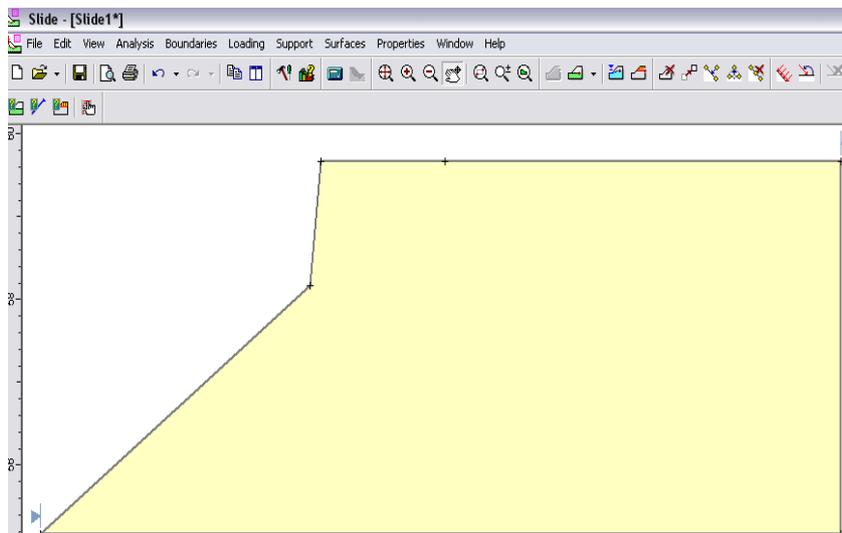


Figura 6.9: Pantalla en Slide con dibujo importado.

Se usan los comandos *Surfaces*, *Focus Search*, *Add Line* se delimita la zona del deslizamiento, ver figura 6.10.

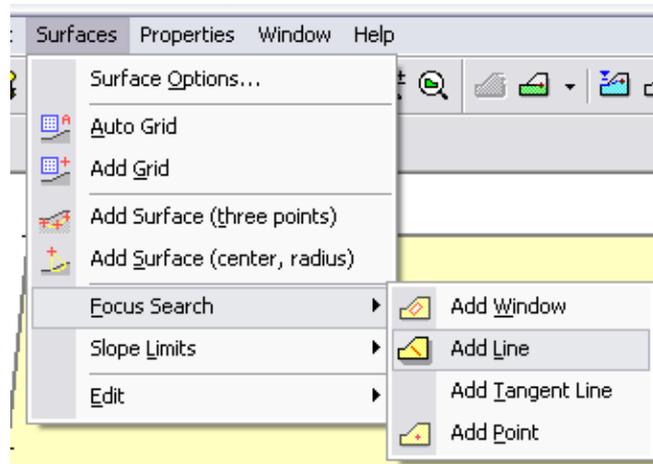


Figura 6.10: Comando para delimitar zona de deslizamiento.

Con la ayuda del cursor se traza la línea correspondiente quedando el dibujo como se muestra en la figura 6.11.

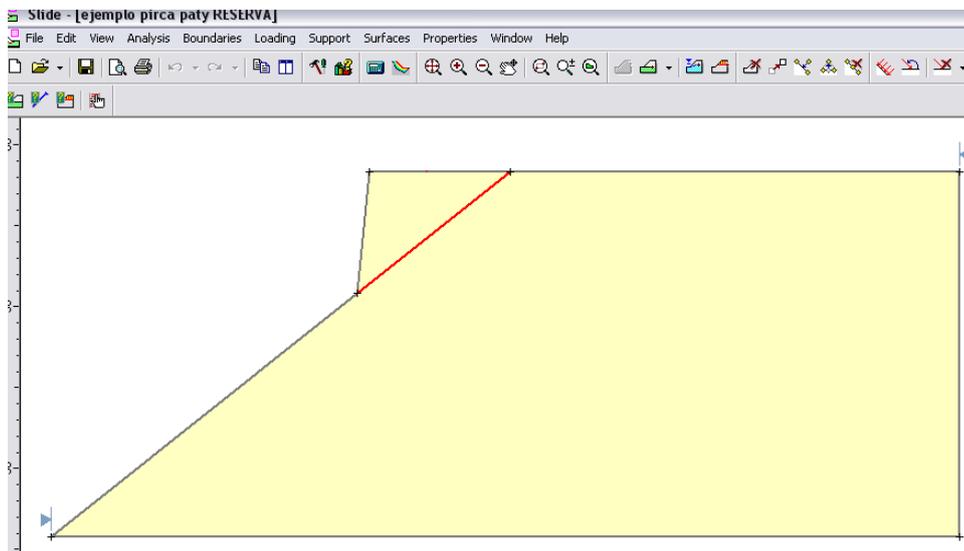


Figura 6.11: Modelamiento de la zona de deslizamiento.

Con la ayuda del comando *Add Line Load* como se puede ver en la figura 6.12 se ingresa el valor de la sobrecarga a considerar y seleccionando la tecla OK se reproduce en el Slide el modelo deseado según se muestra en la figura 6.13.

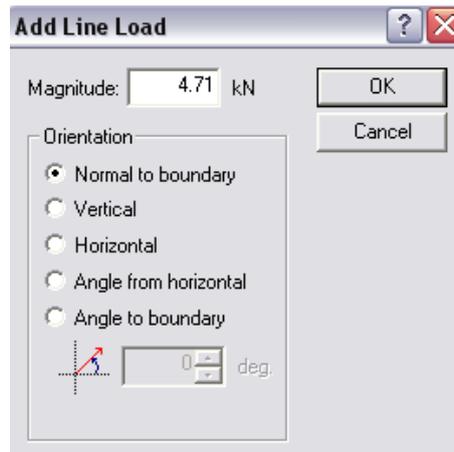


Figura 6.12: Ventana de diálogo para aplicación de sobrecarga.

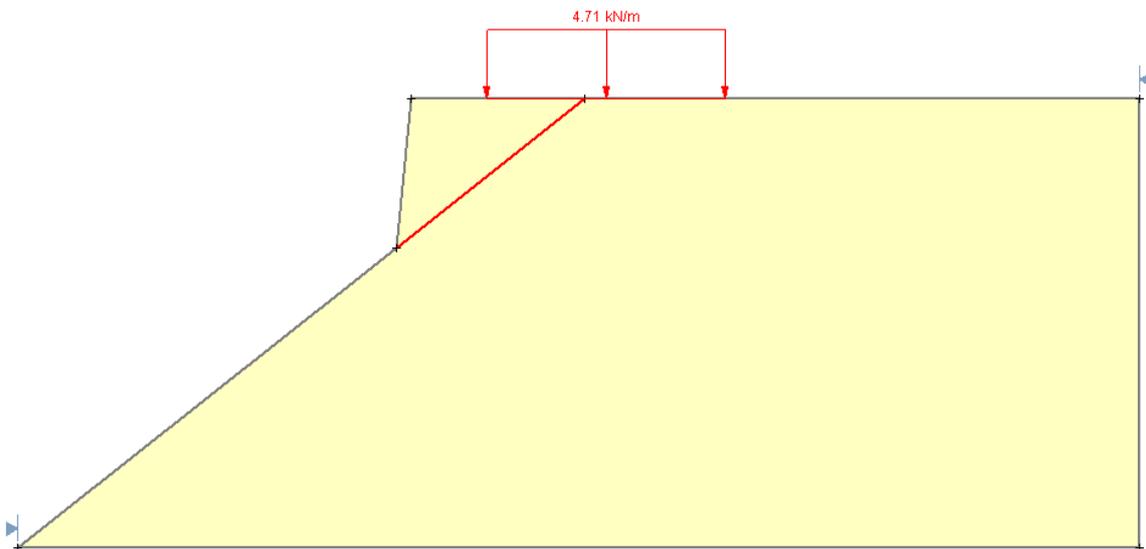


Figura 6.13: Modelo de la zona de deslizamiento en el Programa Slide.

6.3.2 Modelaje de la Zona de Deslizamiento con el Método Slope/W

Al igual que para el caso del Slide 5.0, el modelamiento de una zona puede realizarse directamente o trasladando el plano antes realizado en Autocad, opción que se seleccionó para esta investigación.

Para tal efecto se requiere que el modelo esté dibujado con la opción polilínea. Una vez terminado el dibujo se verifica que el origen esté en un punto específico y se hace *List* con la finalidad de obtener las coordenadas correspondientes del modelo. Estos valores se pueden copiar directamente a Excel para que desde allí puedan ser copiados en el Slope/W. En la Tabla No. 6.1 se muestran las coordenadas respectivas copiadas en Excel.

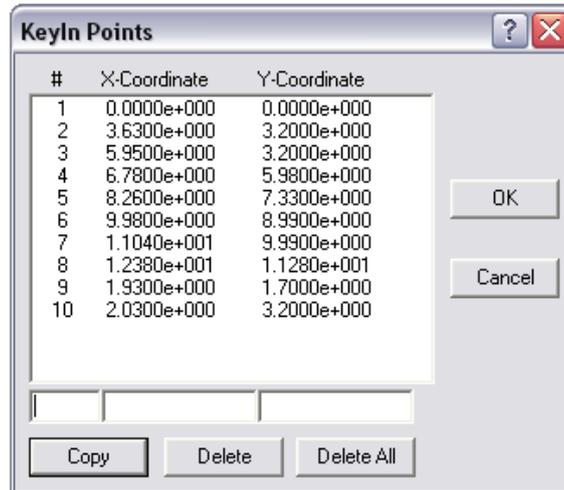
TABLA No. 6.1

Coordenadas del Modelo en Autocad para Slope/W

SUPERFICIE DE FALLA	
X	Y
0.00	0.00
3.63	3.20
5.95	3.20
6.78	5.98
8.26	7.33
9.98	8.99
11.04	9.99
12.38	11.28

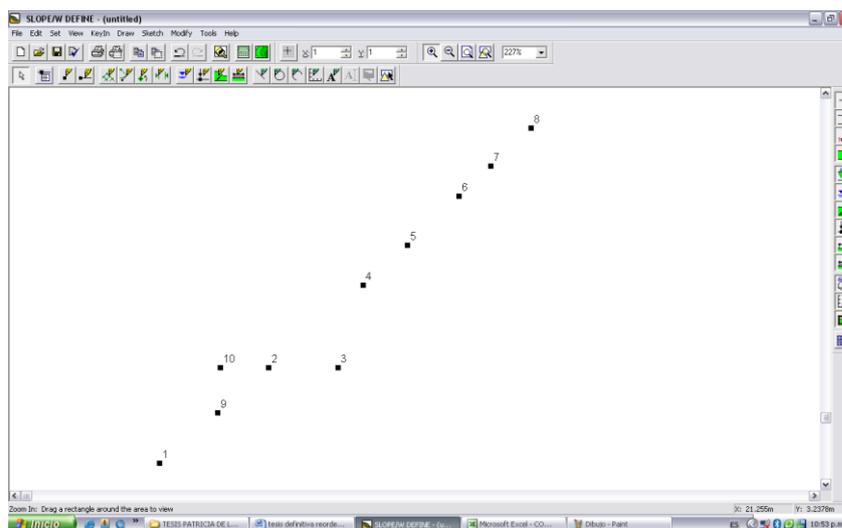
PIRCA	
X	Y
1.93	1.70
2.03	3.20

Para llevar las coordenadas al Slope/W se activa el comando *KeyIn, Points* y se abre la ventana de diálogo que se muestra en la figura 6.14 en donde luego de hacer *Copy* en Excel se hace *Paste* en la ventana de diálogo.



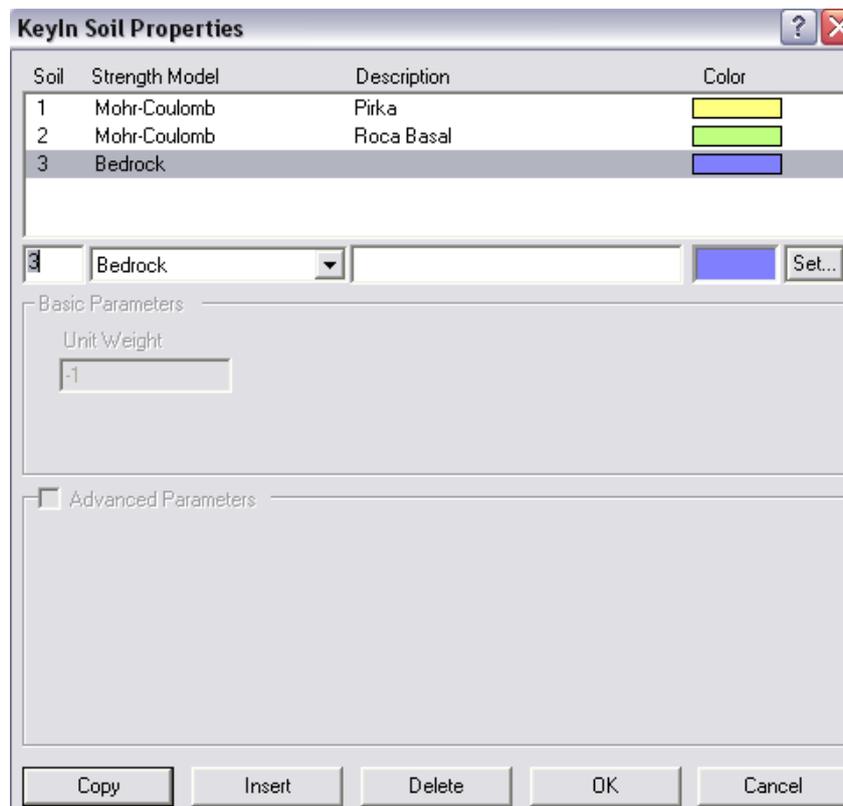
6.14: Ingreso de las coordenadas del modelo en Slope/W.

Una vez concluido con este pase aparecerán los puntos en la hoja del Slope/W como se puede ver en la figura 6.15.



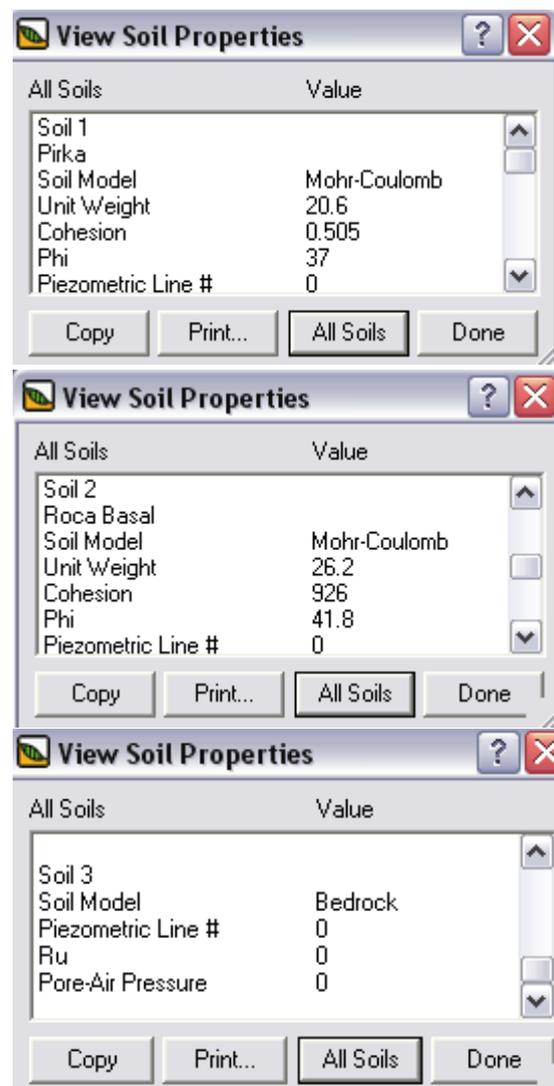
6.15: Puntos del modelo graficados.

Para poder realizar el dibujo propiamente dicho del modelo se tiene que ingresar primero las propiedades del suelo mediante el comando *KeyIn, Soil Properties*. Aparecerá la ventana de diálogo que se muestra en la figura 6.16, en donde se va ingresando el peso específico, ángulo de fricción y cohesión respectivamente de cada uno de los tipos de suelos que para nuestro caso es pirca y roca basal. Cada vez que se termine con un tipo de suelo hacer clic en *Copy* para continuar con el siguiente:



6.16: Ingreso de las propiedades del suelo en Slope/W.

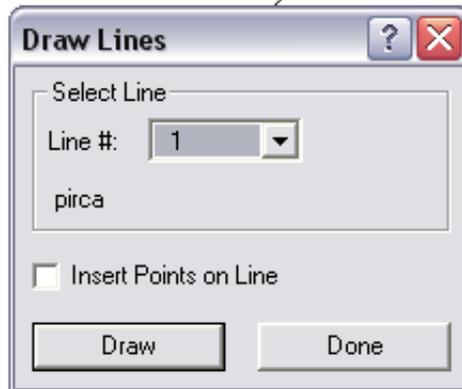
Para verificar que los datos ingresados están correctos se puede utilizar el comando *View, Soil Properties, All Soils* y aparecerán todas las características de suelo tal y como se puede ver en la figura 6.17.



6.17: Listado de las propiedades del suelo en Slope/W.

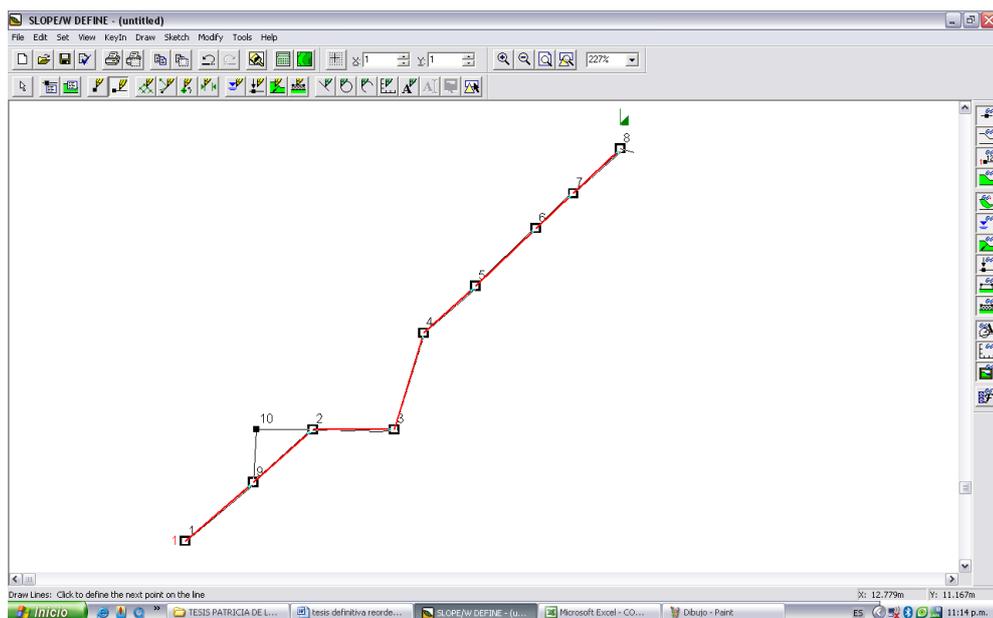
Una vez concluido este paso se realiza el dibujo propiamente dicho mediante el comando *Draw, Lines* entonces aparecerá la ventana de diálogo que se

puede ver en la figura 6.18 y eligiendo el número del suelo se va realizando el dibujo.



6.18: Selección del suelo para su trazado.

Cabe mencionar que el dibujo de cada tipo de suelo debe de empezar en el punto 1 y terminar en el último. Asimismo, se debe considerar un tipo de suelo Bedrock de cierre del modelo. El modelo en mención se va visualizando tal y como se aprecia en la figura 6.19.



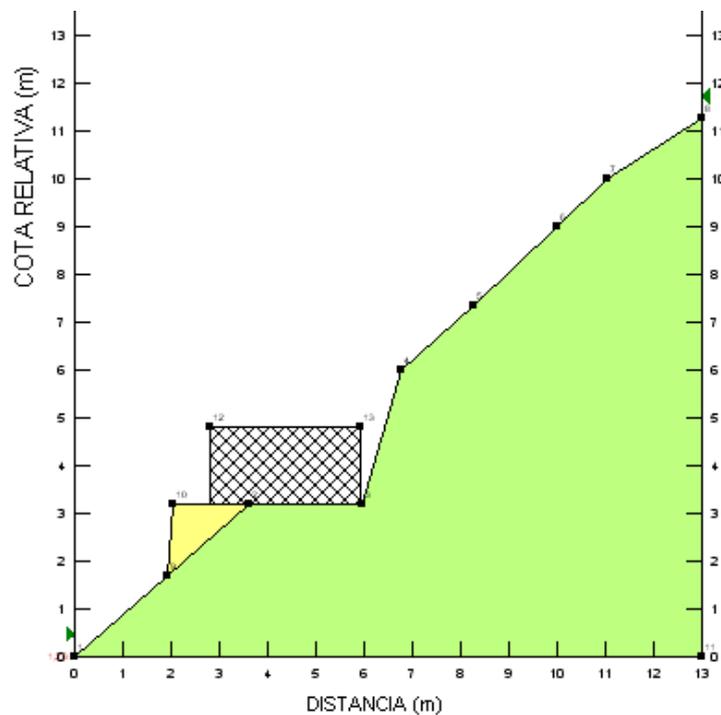
6.19: Dibujo del modelo en Slope/W.

A continuación se realiza el dibujo de la sobrecarga mediante el comando *Draw, Line Loads*, entonces aparecerá la ventana de diálogo de la figura 6.20 y se ingresa el valor de la sobrecarga.



6.20: Ingreso de la sobrecarga del modelo.

Terminado con este paso, el modelo queda concluido para continuar con el análisis correspondiente como se muestra en la figura 6.21.



6.21: Modelo concluido en Slope/W.

6.3.3 Modelamiento de la Zona de Deslizamiento con el Método MacStar 2000

Al igual que para los otros dos softwares, se importa el modelo realizado en Autocad seleccionando las coordenadas del modelo como se puede ver en la Tabla No. 6.2.

TABLA No. 6.2

Coordenadas del modelo en Autocad para MacStar 2000

ROCA BASAL	
X	Y
0.0000	0.0000
1.9320	1.7029
3.6338	3.2029
5.9463	3.2029
6.7792	5.9752
12.3815	11.2780

PIRKA	
X	Y
1.9320	1.7029
2.0273	3.2029
3.6338	3.2029

SUPERFICIE DE FALLA	
X	Y
1.9320	1.7029
2.8391	2.5024
3.6338	3.2029

Luego se procede a realizar la geometría de las camadas mediante el comando *Datos Iniciales, Geometría de las Camadas* como se ve en la figura 6.22.

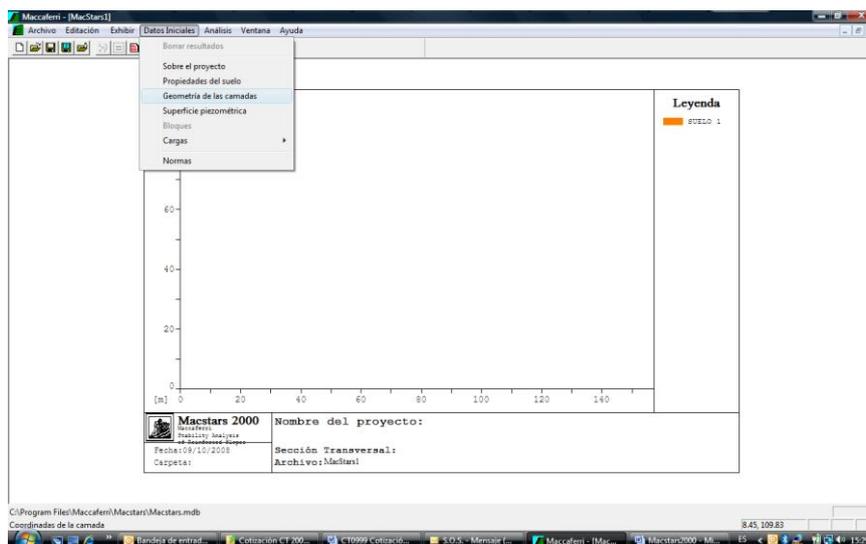


Figura 6.22: Inicio del gráfico del modelo.

Entonces aparece la ventana de diálogo que se muestra en la figura 6.23 en donde se van ingresando las coordenadas de cada uno de los tipos de suelos o camadas como se les ha llamado anteriormente.

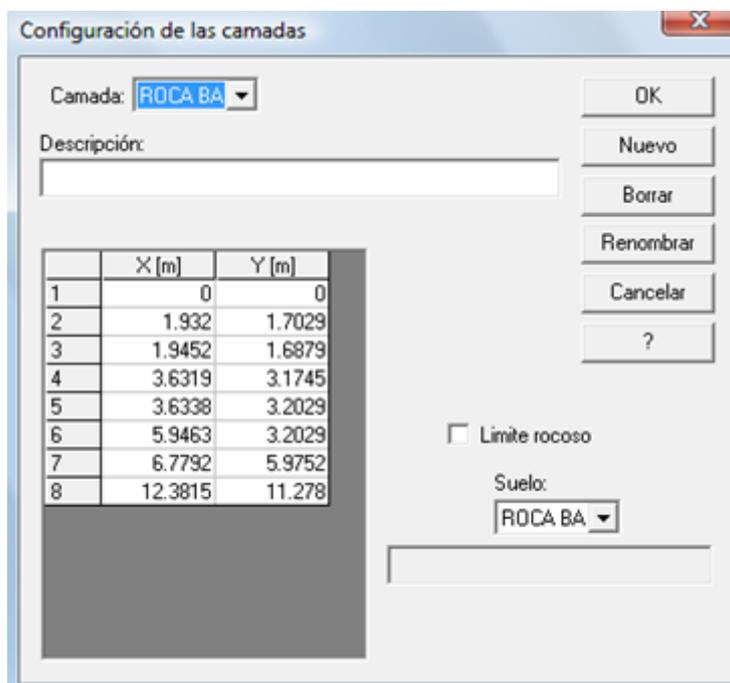


Figura 6.23: Ingreso de las coordenadas de cada camada.

Posteriormente se procede a ingresar las propiedades del suelo mediante el comando *Datos Iniciales, Propiedades del Suelo* como se puede ver en la figura 6.24. Entonces aparecerá la ventana de diálogo que se muestra en la figura 6.25 y se va ingresando los diferentes valores para cada tipo de suelo. Hacer clic en *OK*.

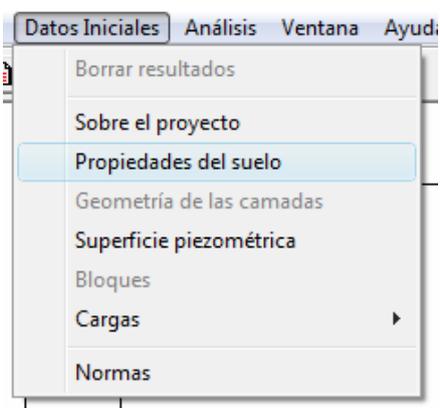
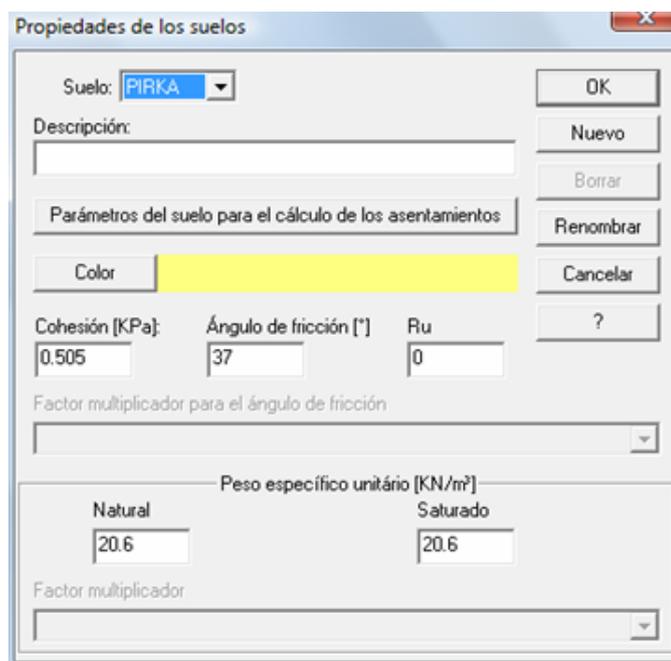


Figura 6.24: Propiedades del suelo.

A screenshot of a dialog box titled 'Propiedades de los suelos'. It contains the following fields and controls:

- 'Suelo:' dropdown menu with 'PIRKA' selected.
- 'Descripción:' text input field.
- 'Parámetros del suelo para el cálculo de los asentamientos' section with a 'Color' button and a yellow color swatch.
- 'Cohesión [KPa]:' input field with value '0.505'.
- 'Ángulo de fricción [°]' input field with value '37'.
- 'Ru' input field with value '0'.
- 'Factor multiplicador para el ángulo de fricción' dropdown menu.
- 'Peso específico unitario [KN/m³]' section with 'Natural' and 'Saturado' sub-sections, both having input fields with value '20.6'.
- 'Factor multiplicador' dropdown menu.
- Buttons on the right: 'OK', 'Nuevo', 'Borrar', 'Renombrar', 'Cancelar', and '?'.

Figura 6.25: Ingreso de datos de los suelos.

Se continúa con el modelamiento y se procede a ingresar la sobrecarga correspondiente equivalente a 4.71 KN/m^2 a través del comando *Datos Iniciales, Cargas, Cargas Distribuidas* como se ve en la figura 6.26.

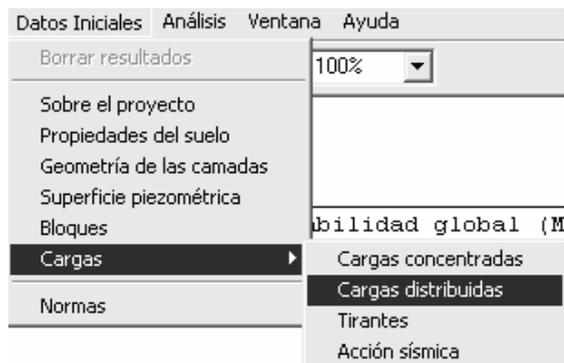


Figura 6.26: Comandos para la aplicación de la sobrecarga.

Entonces aparecerá la ventana de diálogo que a continuación se ve en la figura 6.27 en donde se ingresa el valor de la intensidad de la carga.

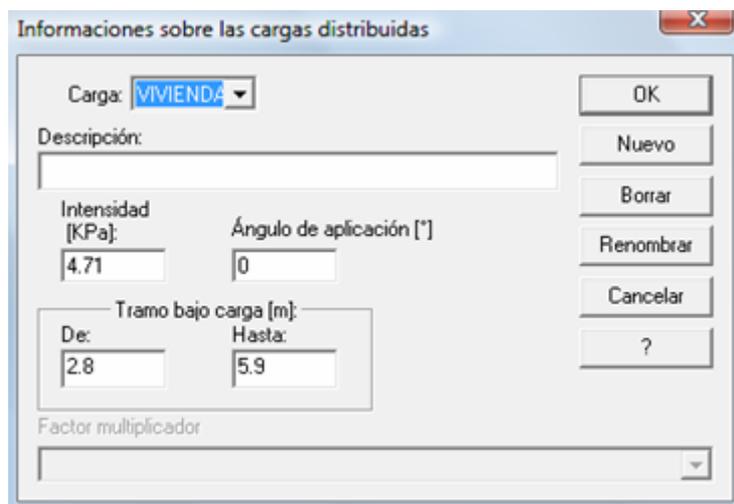


Figura 6.27: Aplicación de la carga distribuida.

Finalmente, el modelo a trabajar en el software MacStar 2000 queda como se puede apreciar en la figura 6.28.

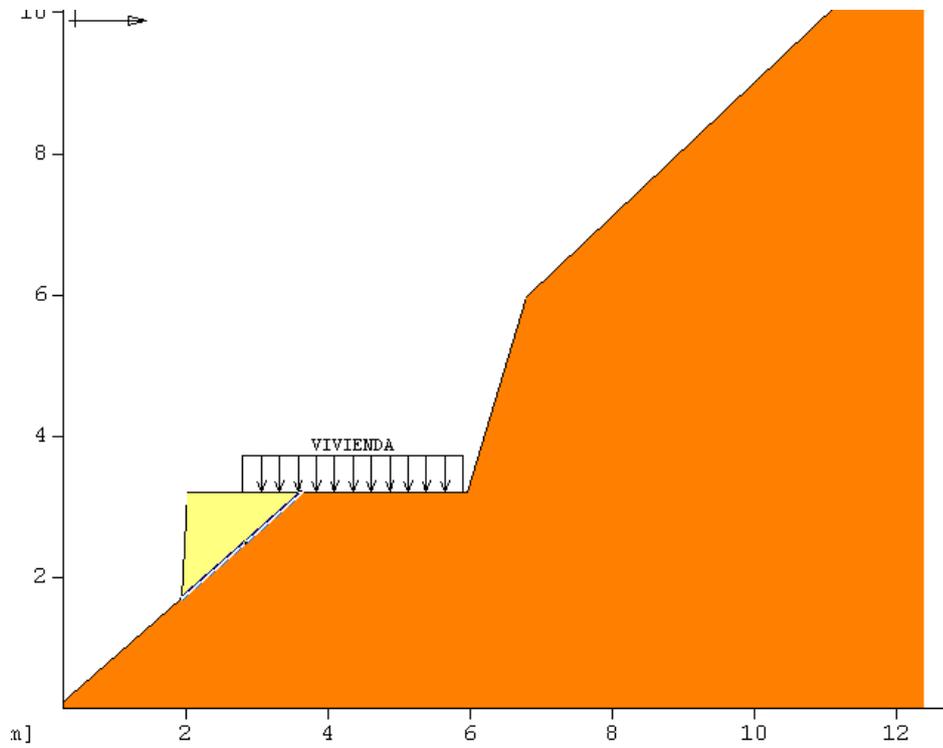


Figura 6.28: Modelo concluido en MacStar 2000.

CAPITULO 7

DETERMINACION DE LOS PARAMETROS DE CALCULO

7.1 ANTECEDENTES

Para poder iniciar con los trabajos de diseño de un muro de piedra tipo pirca es necesario contar con algunos datos importantes referentes a las condiciones del suelo. Entre estos se encuentran los Parámetros de Resistencia al Corte de los suelos que dependiendo del tipo de suelo, arcillas o gravas, tienen diferentes características propias. También se considera un dato importante el Peso Específico del material que cumple una función importante en todo tipo de cálculos.

En vista que no se tienen datos del material y estructuras que formaban parte del lugar del deslizamiento, se obtuvieron estos datos utilizando los diferentes métodos que se han descrito anteriormente.

7.2 PESO UNITARIO NATURAL

7.2.1 Definición

El peso unitario de una sustancia se define como el peso por unidad de volumen. Se calcula al dividir el peso de la sustancia entre el volumen que esta ocupa. En el sistema métrico decimal, se mide en kilos por metro cúbico (kg/m³). En el Sistema Internacional de Unidades, en newton por metro cúbico (N/m³).

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

Donde:

γ = peso unitario

V = volumen

7.2.2 Cálculo Empírico del Peso Unitario del Muro tipo Pirca en el A. H. María Jesús Espinoza

Para poder realizar el cálculo del peso unitario del muro de piedra tipo pirca que colapsó en el A. H. María Jesús Espinoza se tuvo que hacer uso de un

método experimental en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Ricardo Palma.

Con la ayuda de una caja de madera que se encuentra en el laboratorio, el cual tiene medidas específicas se trató de construir dentro de él un muro de piedra tal y como se encuentran levantados en este asentamiento humano. Se recolectaron piedras de la misma zona, en tamaños diversos los que fueron seleccionados siguiendo el modelo que se puede apreciar en todo el sector. Una vez en el laboratorio se determinó una dimensión exacta de la caja de madera para que dentro de ella construyamos un muro en la misma forma que es construido en estos asentamientos humanos y que figura en muchas de las fotografías que sirven de apoyo visual.

Se dividió el cajón en dos quedando cada división con las siguientes dimensiones tal y como se grafican en las figuras 7.1 y 7.2.

MUESTRA “A”

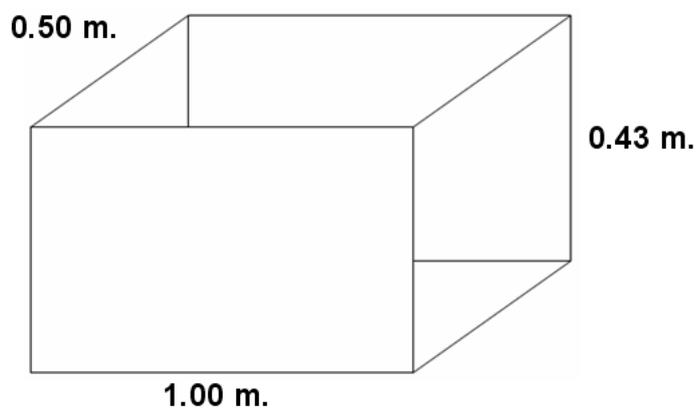


Figura 7.1: Dimensiones de la caja de la Muestra “A” para el cálculo del peso unitario.

MUESTRA "B"

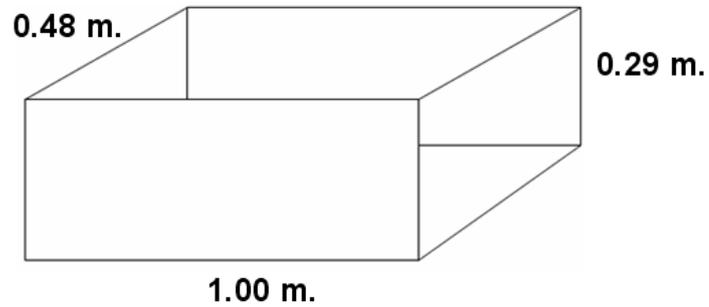


Figura 7.2: Dimensiones de caja de la Muestra "B" para el cálculo de peso unitario en el laboratorio.

Una vez determinadas las dimensiones se procedió a armar el muro con las piedras siguiendo el modelo fotográfico, ver figuras 7.3 y 7.4.



Figura 7.3: Vista en planta de muro empírico en laboratorio de la Universidad Ricardo Palma.



Figura 7.4: Vista de perfil de muro empírico en laboratorio de la Universidad Ricardo Palma.

Cuando se terminaron de hacer las dos muestras se pudo apreciar la siguiente toma de la figura 7.5:



Figura 7.5: Muestra A y B del muro empírico en laboratorio de la Universidad Ricardo Palma.

Una vez concluidos los trabajos de construcción de ambas muestras se procedió a pesar el contenido de cada división para así obtener el peso de cada muestra.

Como se mencionó en el acápite anterior, sabemos que el peso unitario de un material es el cociente del peso mismo del material entre el volumen que éste ocupa. Asimismo, sabemos que este tipo de construcciones tiene un porcentaje de vacíos tal y como se han podido apreciar en las fotografías adjuntas. Para nuestro caso en particular consideramos un porcentaje de vacíos de 15%. Luego de estas consideraciones se realizaron los siguientes cálculos como se muestran en las tablas 7.1 y 7.2 que a continuación se muestran:

TABLA No. 7.1

Cálculo del Peso Unitario para la Muestra A

MUESTRA "A"

Volumen	= 0.50*0.43*1.00	=	0.215 m ³
Vol. Vacíos	15.00%	=	0.032 m ³
Vol. Neto		=	0.183 m ³
Peso		=	337.15 kg
Peso Unitario		=	1844.87 kg/m ³
			1.84 gr/cc
			18.10 KN/m³

TABLA No. 7.2

Calculo del Peso Unitario para la Muestra B

MUESTRA "B"

Volumen	=	0.48*0.29*1.00	=	0.139	m ³
Vol. Vacíos		15.00%	=	0.021	m ³
Vol. Neto			=	0.118	m ³
Peso			=	278.75	kg
Peso Unitario			=	2355.90	kg/m ³
				2.36	gr/cc
				23.10	KN/m³

En vista que se trata de un cálculo experimental, se obtienen diferencias entre uno y otro cálculo, por lo que se cree conveniente obtener el promedio de ambos resultados lo que nos da un valor experimental para el peso unitario de 20.60 KN/m³.

PESO UNITARIO DEL MURO DE PIEDRA TIPO PIRCA

20.60 KN/m³

7.2.3 Cálculo del Peso Unitario de la Roca Basal mediante el Método de la Parafina por Sifón

Con la finalidad de obtener un resultado adicional que nos sirva como referencia para saber si el cálculo empírico obtenido del peso unitario del muro de piedra tipo pirca era prácticamente correcta se procedió a hallar el

valor del peso unitario de una piedra que forma parte del muro colapsado.

Para este caso se trabajó con el método de la Parafina por Sifón.

Se tomaron tres muestras al azar tal y como se ve en la figura 7.6.



Figura 7.6: Muestras de piedra del muro para ensayarlos por el Método de la Parafina por Sifón.

Se procedió a realizar los pesos respectivos. Concluido este paso se envolvieron cada una de las muestras con parafina la misma que se calentó previamente. Se volvieron a tomar los pesos.

Se habilitó el equipo correspondiente y luego se procedió a incorporar cada una de las mezclas. En la figura 7.7 se puede apreciar el equipo instalado con las muestras en el interior cuyo efecto es la expulsión de una cantidad de agua por el pico correspondiente para su posterior pesaje.



Figura 7.7: Equipo para Ensayo del Método de la Parafina por Sifón.

Conforme se hacía este procedimiento se iba pesando cada volumen de agua que se iba evacuando al introducir las muestras tal y como se puede ver en las figuras 7.8 y 7.9.



Figura 7.8: Peso del agua expulsada por la muestra.



Figura 7.9: Pesos de las tres cantidades de agua.

Luego de concluir con cada uno de los pasos que este ensayo requiere, se procedió con los cálculos en gabinete obteniéndose los siguientes resultados mostrados en la Tabla No. 7.3.

TABLA No. 7.3

Resultados del Ensayo por el Método de la Parafina por Sifón para el Cálculo del Peso Unitario de la Roca Basal

PESO ESPECIFICO NATURAL			
densidad PARAFINA	0.87	0.87	0.87
CONSTANTE DEL SIF	1.001534	1.001534	1.001534
W sw	1646.9	1389.54	1015.98
W parafina sw	1714.88	1447.32	1056.33
v parafina swa	732.34	579.94	410.18
W parafina	67.98	57.78	40.35
v parafina swa efectivo	733.46	580.83	410.81
V parafina	78.14	66.41	46.38
V swa	655.33	514.42	364.43
Densidad	2.51	2.70	2.79
Promedio	2.67		

Al obtener este resultado podemos decir que el peso unitario de este material es de 2.67 gr/cc.

PESO UNITARIO DE LA ROCA BASAL

26.20 KN/m³

7.3 PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LOS SUELOS

7.3.1 Definición

Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante son dos factores, adimensionales, que determinaran la capacidad de resistencia a las fallas de los suelos haciendo que varíe el estado de comportamiento geomecánico del suelo. Estos parámetros son la cohesión y el ángulo de fricción.

- **Cohesión (c).**- Es uno de los parámetros importantes para indicar la resistencia del esfuerzo cortante. La cohesión del terreno es la cualidad por la cual las partículas del terreno se mantienen unidas en virtud de fuerzas internas, que dependen, entre otras cosas del número de puntos de contacto que cada partícula tiene con sus vecinas. En consecuencia, la cohesión es mayor cuanto más finas son las partículas del terreno. Este parámetro de cohesión está presente en los suelos tipo arcilla.

- **Angulo de Fricción (ϕ).**- Es uno de los parámetros importantes para indicar la resistencia del esfuerzo cortante de los suelos. El coeficiente de fricción es un coeficiente adimensional que expresa la oposición que ofrecen cada una de las partículas de los suelos especialmente las gravas o arenas.

7.3.2 Cálculo de los Parámetros de Resistencia al Esfuerzo Cortante de los Suelos para el Muro de Piedra tipo Pirca mediante el Método de Retro Análisis

Para poder obtener los valores correspondientes de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante se tuvo que hacer uso del Método de Retro Análisis que ya se describió en el Capítulo 4, acápite 4.6.

Para el caso del colapso del muro de piedra tipo pirca en el A. H. María Jesús Espinoza no se tenían los datos correspondientes a los parámetros propios del material al momento en que se llevaba a cabo el deslizamiento.

Se sabe que para que este deslizamiento haya acontecido, se debió haber presentado un factor de seguridad igual a 1 para que se desencadene el colapso. Es con este criterio que se van utilizando los datos que se han obtenido mediante ensayos de laboratorio del peso específico y las sobrecargas que actúan sobre el área en análisis y así poder obtener los parámetros de resistencia al corte c y ϕ originales.

Con este método podemos obtener la información que al momento del deslizamiento no se tenía. Con el trabajo conjunto con el Software Slide 5.0 se puede simular el evento acontecido y así recuperar la información necesaria para la investigación.

7.3.3 Cálculo de los Parámetros de Resistencia al Esfuerzo Cortante de los Suelos c y ϕ para el Muro de Piedra tipo Pirca mediante el empleo del Método Slide 5.0

Como se mencionó en el acápite anterior, se hizo uso del método Slide conjuntamente con el método de Retro Análisis para obtener los valores correspondientes a la Cohesión y Angulo de Fricción de nuestros materiales.

En vista que ya se obtuvo el Peso Unitario de la Pirca mediante métodos empíricos, ahora se tiene que obtener sus parámetros de resistencia al esfuerzo cortante correspondiente. Como ya se manifestó anteriormente, este deslizamiento no se hubiera llevado a cabo si el factor de seguridad de la estructura hubiera sido diferente a 1, esto quiere decir que en el instante mismo del colapso este valor fue 1. Esta concepción es sumamente importante para la continuación de la investigación porque ahora se debe de buscar en forma aleatoria los valores correspondientes a c y ϕ que al ingresarlo al modelo de Slide de como resultado un factor de seguridad igual a 1.

Una vez que se tiene el modelo listo se procede a ingresar los datos del material con la ayuda del comando *Properties, Define Material Properties*, ver figura 7.10.

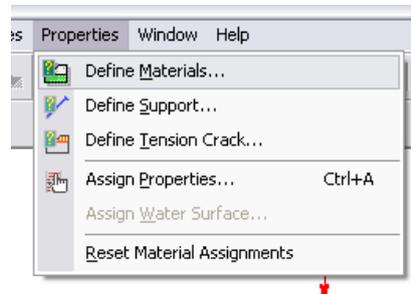


Figura 7.10: Comando para ingresar datos del material.

Luego de esto aparece la ventana correspondiente en donde se ingresan los valores del peso unitario, cohesión y ángulo de fricción tal como se ve en la figura 7.11. Hay que tomar en cuenta las unidades que requiere el programa para que no se cometan errores en el cálculo.

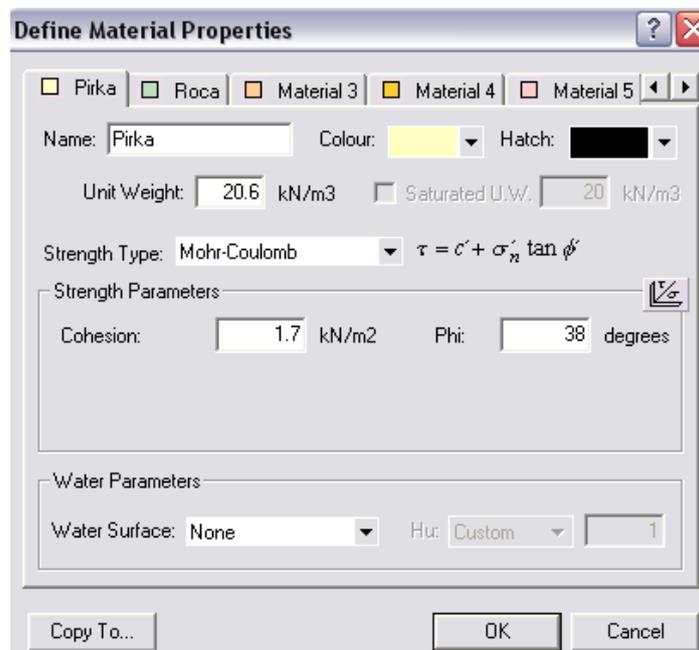


Figura 7.11: Definición de los valores en Slide.

Luego de concluir con este paso se graba, se ejecuta el cálculo y se interpretan los resultados generándose de esta forma el factor de seguridad correspondiente para los datos ingresados y que se ve en la figura 7.12.

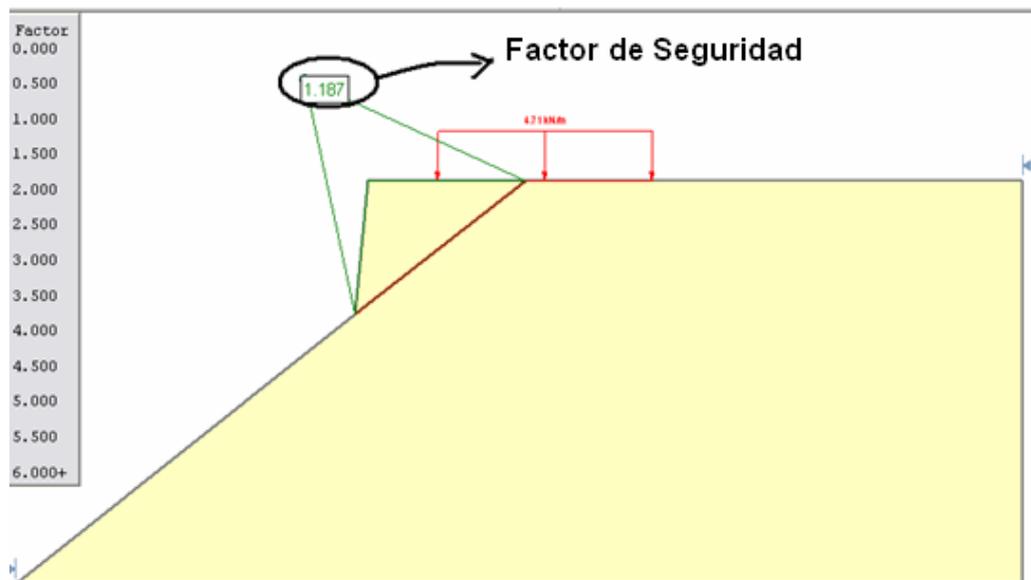


Figura 7.12: Factor de Seguridad generado por el Slide.

Se realizan una serie de modelamientos con diferente valores de c y ϕ en los cuales muchos de ellos no darán como resultado un factor de seguridad igual a 1 tal y como se ha podido en la figura anterior.

Tampoco se debe de dejar de tomar en cuenta que existen muchos valores que harán que el factor de seguridad sea igual a 1. En este caso se debe de considerar las características geotécnicas y geológicas del material y así poder seleccionar la que más se aproxime a la realidad.

A continuación se muestra en la Tabla No. 7.4 algunos cuadros en donde se puede observar una parte de los múltiples valores seleccionados y con los cuales se ha venido probando el modelamiento hasta que de un factor de seguridad de 1.

TABLA No. 7.4

Valores de la Cohesión y Angulo de Fricción obtenidos por el Método de Retro Análisis

Peso Unitario	21.00	KN/m3
c	Ø	FS
0.200	37.00	0.97
0.400	37.00	0.99
0.800	37.00	1.03
0.600	37.00	1.01
0.500	37.00	1.00
0.520	37.00	1.00
0.518	37.00	1.00
0.516	37.00	1.00
0.514	37.00	1.00
0.510	37.00	1.00

Peso Unitario	21.00	KN/m3
c	Ø	FS
1.70	38.00	1.17
1.60	38.00	1.16
1.45	38.00	1.14
1.30	38.00	1.12
1.10	38.00	1.10
0.95	38.00	1.09
0.85	38.00	1.07
0.75	38.00	1.06
0.65	38.00	1.05
0.55	38.00	1.04
0.45	38.00	1.03
0.30	38.00	1.01
0.15	38.00	1.00
0.20	38.00	1.00

Peso Unitario	21.00	KN/m3
c	Ø	FS
0.2000	39.00	1.036
0.1500	39.00	1.030
0.0500	39.00	1.019
0.0100	39.00	1.014
0.0005	39.00	1.014

De todos estos valores hallados se seleccionaron los valores correspondientes para la cohesión y ángulo de fricción como se muestran en la Tabla No. 7.5.

TABLA No. 7.5

Valores seleccionados para la Cohesión y Angulo de Fricción del Muro de Piedra tipo Pirca

COHESION	c	0.505 KN/m²
ANGULO DE FRICCION	Ø	37°

Se procede a realizar la definición de los materiales con los valores seleccionados como se ve en la figura 7.13 según se ha descrito anteriormente, generando la siguiente interpretación de datos, es decir obteniendo un factor de seguridad igual a 1, ver figura 7.14.

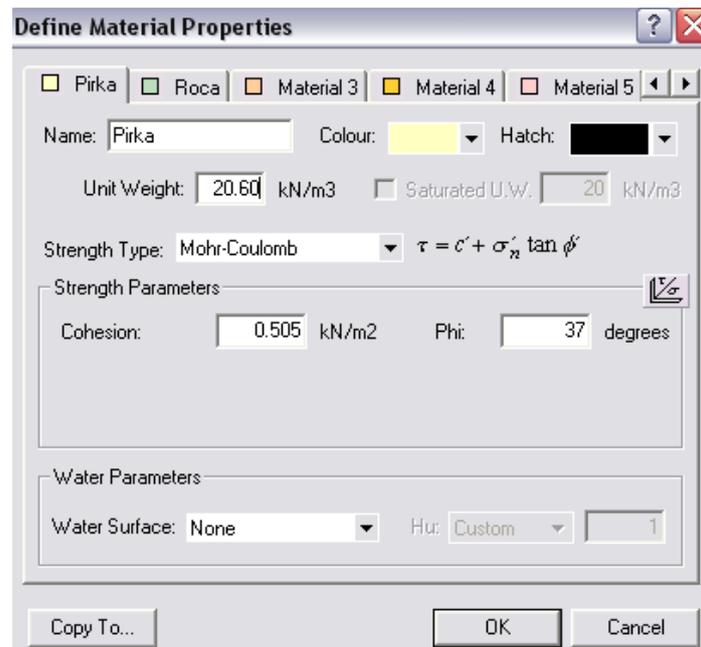
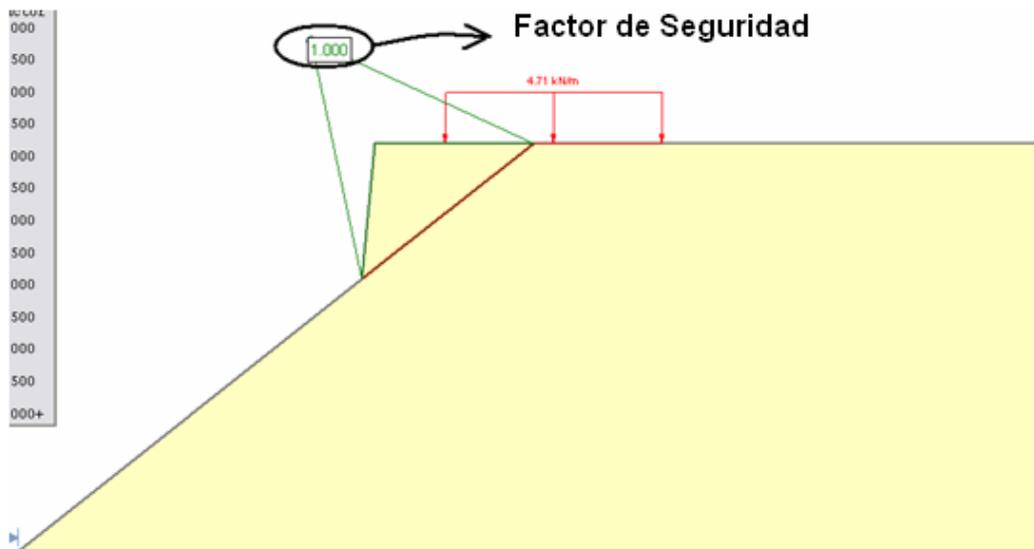


Figura 7.13: Definición del material con los valores seleccionados.



7.14: Obtención del factor de seguridad esperado.

Cabe mencionar que para la selección de estos valores se ha contado con la asesoría del Dr. Arnaldo Carrillo Gil, quien por su experiencia y amplio dominio del tema ha sugerido la selección de estos valores como los óptimos para esta investigación.

7.3.4 Cálculo de los Parámetros de Resistencia al Esfuerzo Cortante c y ϕ para la Roca Basal mediante la Teoría Hoek - Brown

Como ya se explicó anteriormente, esta teoría es el fundamento del software RocLab 1.0, el mismo que es muy versátil para la obtención de los parámetros de la roca basal. Cabe mencionar que se tienen que tomar en cuenta características geológicas muy particulares para cada uno de los requerimientos de información que el software necesita para poder generar los datos requeridos.

Uno de estos casos es el mostrado en la Tabla No. 7.6 en donde se describen algunos de los datos requeridos.

TABLA No. 7.6

Características Geológicas en el Software RocLab 1.0

APARIENCIA DE LA ROCA	DESCRIPCION DE LA ROCA	VALOR SUGERIDO DE D
	Buena calidad de excavación o explosión controlada por una máquina perforadora de túneles. Es mínimo el disturbio para el confinamiento de la roca alrededor del túnel.	D = 0
	Excavación mecánica o manual en una roca de pobre calidad (no con explosivos) ocasiona un mínimo disturbio en las paredes de la roca. Puede aparecer algún disturbio algo severo ante problemas de opresión o esfuerzo a menos sea temporalmente invertido.	D = 0 D = 0.5 No invertido
	Explosivos de muy baja intensidad causan daños severos locales en el túnel de roca, extendiéndose de 2 a 3 m. en la superficie de la roca.	D = 0.8
	Explosivos de menor escala en taludes de obras civiles ocasionan daños superficiales en la roca, particularmente si los explosivos controlados son usados como se muestra en la parte izquierda de la fotografía mostrada. Sin embargo, los esfuerzos resultantes ocasionan algunos disturbios.	D = 0.7 Explosivos de buena calidad D = 1.0 Explosivos de baja calidad
	Taludes y excavaciones sumamente amplios sufren grandes disturbios debido al gran empleo de explosivos pesados y por los esfuerzos generados. En algunas excavaciones en rocas blandas pueden ocasionar grietas o desbarrancamientos y un daño controlado de los taludes.	D = 1.0 Producido por explosivos D = 0.7 Excavación mecánica

Luego de ingresar los datos correspondientes y ejecutar el programa, éste genera la siguiente hoja de resultados en donde se puede apreciar los valores correspondientes para la cohesión y ángulo de fricción de la roca basal en estudio. Ver figura 7.15.

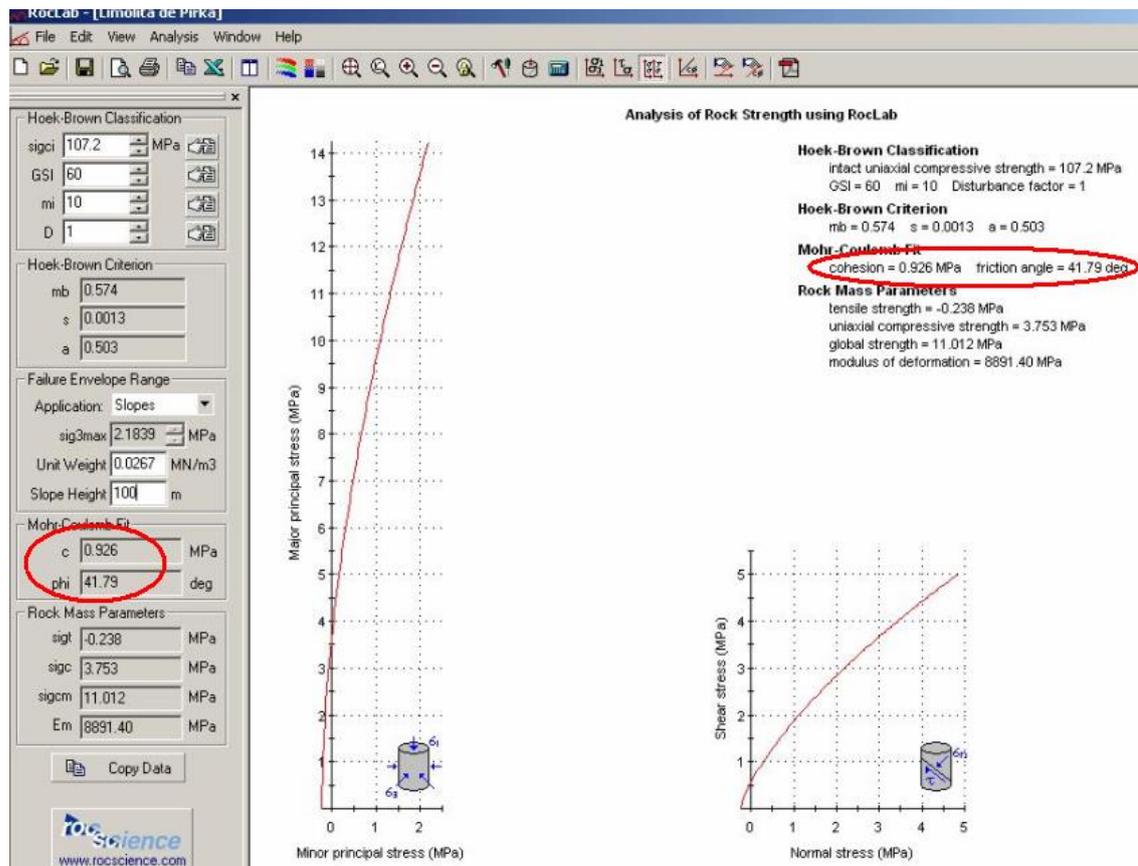


Figura 7.15: Resultados de los parámetros de la roca basal en RocLab 1.0.

Resumiendo los valores generados elaboramos la Tabla N°11 en donde se señalan los parámetros correspondientes a la roca basal – Limonita.

TABLA No. 7.7

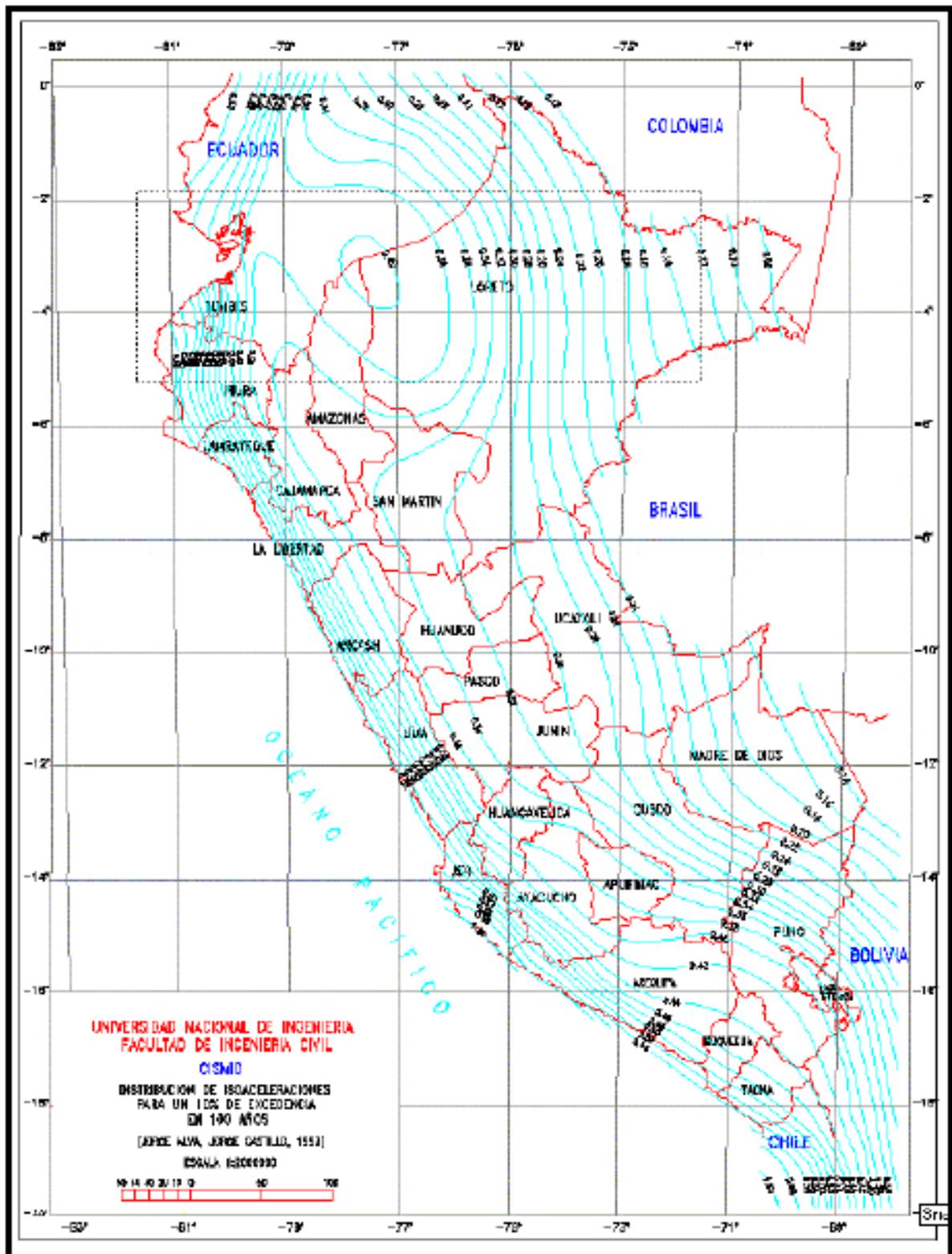
Valores seleccionados para la Cohesión y Angulo de Fricción del Muro de Piedra Tipo Pirca

COHESION	C	0.926 MPa
ANGULO DE FRICCION	Ø	41.8°

COHESION	C	926 KN/m²
ANGULO DE FRICCION	Ø	41.8°

7.4 COEFICIENTES DE ACELERACION SISMICA

Además de toda la información antes mencionada, también se requiere tener como antecedente un dato importante, especialmente para el análisis del modelo bajo condición dinámica. Para el caso particular de los softwares es necesario tener como datos adicionales los coeficientes de aceleración sísmica, horizontal y vertical. En nuestro medio estos valores ya se encuentran definidos para diferentes regiones y zona de nuestro país. En la figura 7.16 se muestra el Mapa de Distribución de Isoaceleraciones emitido por el CISMID.



7.16: Mapa de Isoaceleraciones del Perú – CISMID.

Para desarrollar este análisis se debe de contar con los valores correspondientes a los coeficientes de aceleración sísmica horizontal y vertical. Los valores considerados para ambos casos se muestran en la Tabla N°12 que a continuación se muestra.

TABLA No. 7.8

Coeficientes de Aceleración Sísmica

HORIZONTAL	0.15
VERTICAL	0.072

7.5 CONDICIONES GEOLOGICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

Se vio por conveniente contar con el asesoramiento geológico de un profesional en el área de la geología y así contar con mayores antecedentes concernientes a la calidad y características del terreno de fundación y de los mismos materiales con los que se utilizan en cada zona para la construcción del muro a gravedad tipo pirca.

Para tal efecto se solicitó al Ingeniero Geólogo Pedro Hugo Tumialán que diera su apreciación acerca del material recolectado para poder tener otra opinión al respecto y fundamentar mejor esta investigación. A sugerencia del

Ing. Tumialán se programó una visita a la zona misma del deslizamiento en donde se tuvo la oportunidad de clasificar y evaluar mejor el suelo en su estado natural así como el material utilizado en las pircas, ver figura 7.17.



Figura 7.17: Ing. Tumialán en visita a zona de deslizamiento.

Inicialmente evaluó diferentes muestras de suelo que fueron extraídas de la misma zona de colapso como se puede ver en la figura 7.18 y luego de realizar la limpieza respectiva de las mismas con ácido muriático dio las siguientes apreciaciones:



Figura 7.18: Extracción de muestras de la zona de colapso.

- **Muestra de Roca Gris Estratificada.-** Roca estratificada color grisáceo de granulometría mayor que el tamaño de los granos de lutita y menor del tamaño de los granos de la arenisca. Se trata de un limo compacto, es decir, son estratos de Limonita. Ver figuras 7.19 y 7.20.



Figura 7.19: Roca estratificada natural en la zona de colapso.



Figura 7.20: Roca estratificada limpia para evaluación.

- **Muestra de Cantos Angulosos Medianos.-** Son las mismas rocas de limolita antes evaluadas pero que en este caso están desintegradas por proceso físico, es decir, cambio de temperatura. Esta roca en su estado natural se puede apreciar en la figura 7.21.



Figura 7.21: Roca en su estado natural.

• **Muestra de Gravilla y Limo.-** Es el producto mayor de la desintegración de las limolitas de un menor tamaño, dando como grano de menor tamaño un limo polvorulento. Por lo tanto, la roca madre son estratos de limolita que luego de sufrir una desintegración física pasa a ser un Suelo Eluvial de poca transportación que se formaron en el mismo lugar o un ligero transporte para dar un Suelo Coluvial.

En las figuras 7.22 y 7.23 se puede ver este suelo en su estado natural el mismo que tiene un espesor de casi 0.15 m. de profundidad.



Figura 7.22: Detalle de la superficie externa del suelo.



Figura 7.23: Profundidad del estrato superficial del suelo.

- **Muestra de Tamaño Mayor.-** Los mismos estratos de limolita descritos anteriormente. Ver figura 7.24.



Figura 7.24: Muestras de suelo de mayor tamaño.

A continuación se muestran las figuras 7.25, 7.26, 7.27 y 7.28 en donde se pueden apreciar claramente las características del suelo en su estado natural y las condiciones en las que se encuentra en la misma zona del deslizamiento.



Figura 7.25: Detalle de las características de la roca en la zona de deslizamiento.



Figura 7.26: Corte de la roca en la zona de deslizamiento.



Figura 7.27: Corte de la roca en la zona de deslizamiento.



Figura 7.28: Corte de la roca en la zona de deslizamiento.

CAPITULO 8

CONDICIONES DE ESTABILIDAD ESTATICA Y DINAMICA DE LA PIRCA TIPICA

8.1 ANTECEDENTES

En este capítulo se realizarán los análisis correspondientes a la condición estática y dinámica del modelo en estudio haciendo uso de los diferentes softwares que ya se han descrito ampliamente en los capítulos anteriores.

Asimismo se ha considerado los diferentes parámetros obtenidos para los diferentes tipos de suelo que intervienen en el modelo correspondientes a la pirca y roca basal que fueron obtenidos mediante los softwares de geotecnia y luego de la evaluación geológica realizada por el Ing. Tumialán y cuyos valores se han mostrado en el capítulo anterior.

8.2 ANALISIS BAJO CONDICIONES ESTATICA Y DINAMICA

Uno de los medios más empleados y de fácil acceso es analizar las condiciones de estabilidad estática y dinámica del muro de piedra tipo pirca mediante los diferentes métodos que se han presentado en los capítulos previos. Para tal efecto se ha considerado el análisis estático y dinámico con cada uno de los programas geotécnicos que generaran los factores de seguridad correspondientes para evaluar las condiciones propias de la zona piloto de colapso en el Asentamiento Humano María Jesús Espinoza en el Distrito de Puente Piedra.

8.2.1 Análisis con Slide 5.0

• Condición Estática

Para poder activar el análisis estático se tiene que utilizar el comando *Analysis, Project Settings* y aparecerá la ventana de diálogo que se muestra en la figura 8.1 y se selecciona la pestaña *Statistics*.

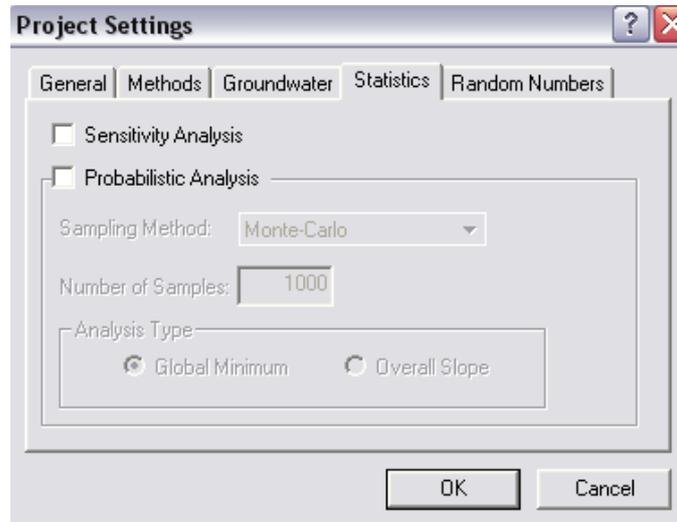


Figura 8.1: Selección de la condición estática.

En la misma ventana se puede apreciar una pestaña con el nombre de *Methods*, en donde se seleccionan los diferentes métodos que se desea utilizar en la análisis que para nuestro caso es *Bishop Simplificado*, *Janbu Simplificado* y *Spencer*. Ver figura 8.2.

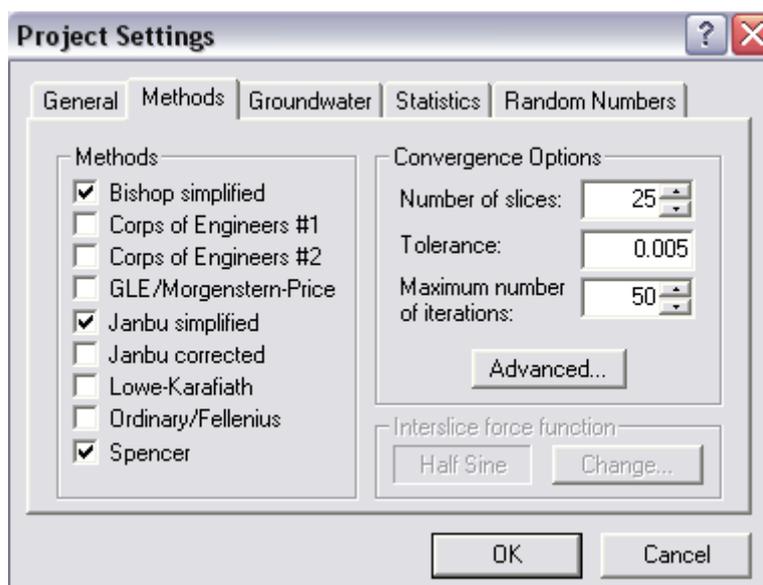


Figura 8.2: Selección de los métodos de análisis.

Se inicia el análisis propiamente dicho haciendo clic en el ícono *Compute* que se encuentra en la barra de herramientas, se graban los cambios realizados y se activa el ícono *Interpret* que esta al lado del anterior tal como se ve en la figura 8.3.

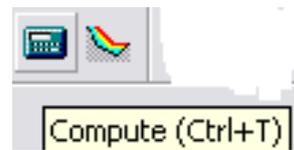


Figura 8.3: Selección para el análisis.

El programa inicia el análisis y se genera automáticamente el factor de seguridad correspondiente como se puede ver en la figura 8.4.

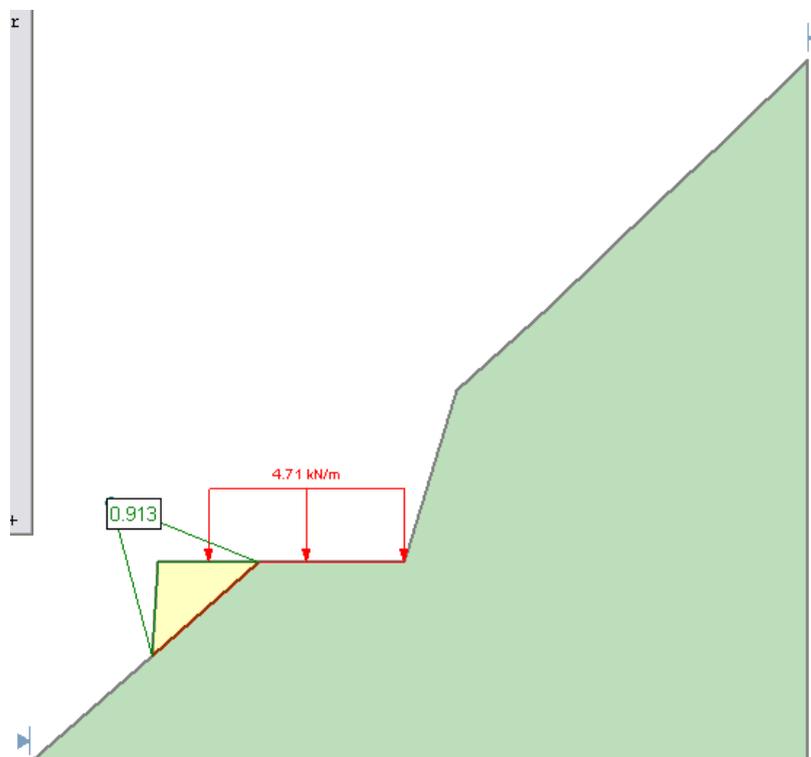


Figura 8.4: Análisis estático de la pirca con Slide 5.0.

Se puede observar que el factor de seguridad generado es:

F. S. = 0.913

Si se desea visualizar los factores de seguridad para los diferentes métodos de análisis, aparece una ventana sobre la barra de herramientas en donde se selecciona el método requerido y conforme se hace eso el factor de seguridad correspondiente va apareciendo en pantalla. Ver la figura 8.5.

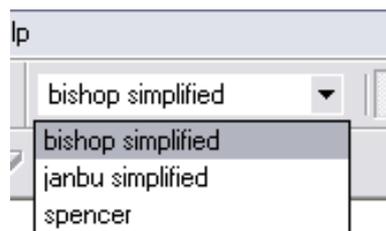


Figura 8.5: Métodos de análisis.

• Condición Dinámica

Para ejecutar el análisis dinámico se selecciona el comando *Loading* y seguidamente se activa la opción *Seismic Load* tal y como se puede apreciar en la figura 8.6.

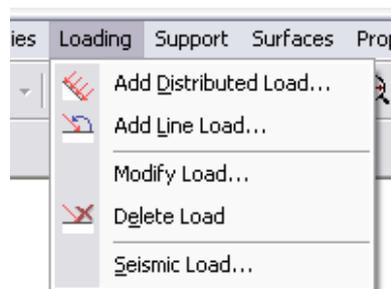


Figura 8.6: Selección de método dinámico en Slide 5.0.

Para el análisis dinámico también es necesario considerar los coeficientes de sismo para cada dirección, tanto horizontal como vertical. Luego de seleccionar la opción *Seismic Load* como se indicó anteriormente, aparecerá una ventana de diálogo en donde se ingresan los valores correspondientes como se ve en la figura 8.7. Se debe de considerar que el sentido de la falla se encuentre en el mismo sentido de la aplicación de los coeficientes para considerar o no el signo correspondiente a cada coeficiente. En esta evaluación los sentidos coinciden quedando los valores como positivos.

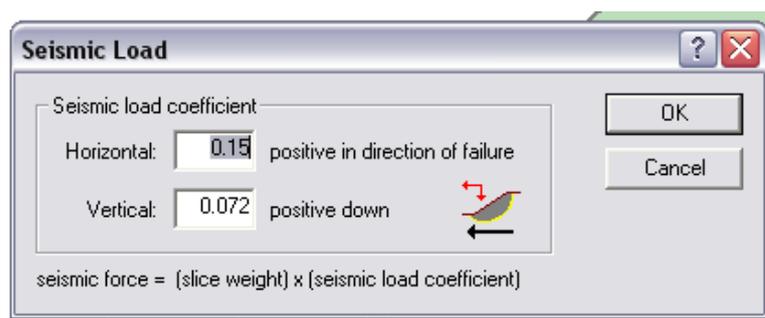


Figura 8.7: Coeficientes de sismo.

Luego de presionar *OK* aparecerá en la parte superior derecha de la pantalla los coeficientes de sismo correspondientes, ver figura 8.8. Esta indicación confirma el registro de estos datos ingresados para el sismo.

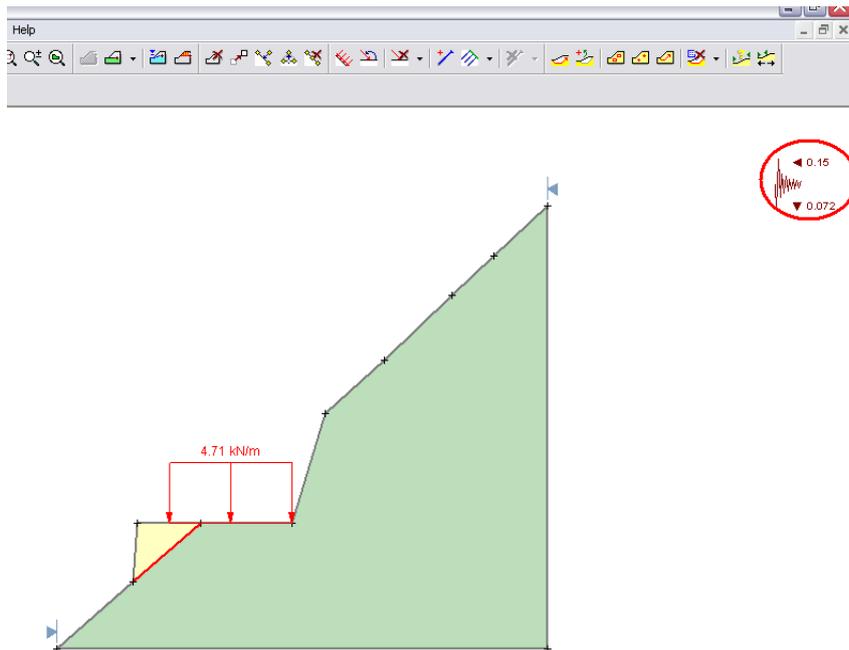


Figura 8.8: Coeficientes de sismo indicados en la pantalla.

Se realiza el análisis a la pirca tal y como se ve en la figura 8.9. Se corre el programa y se genera automáticamente el factor de seguridad correspondiente

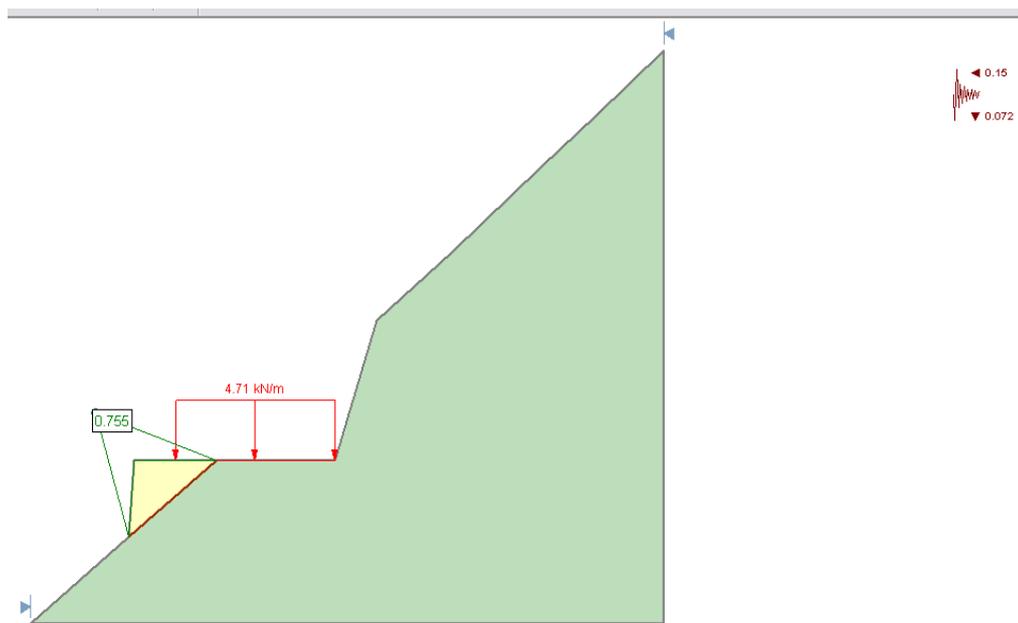


Figura 8.9: Análisis dinámico de la pirca con Slide 5.0.

Se puede observar que el factor de seguridad generado es:

F.S. = 0.755

8.2.2 Análisis con Slope/W

• Condición Estática

Como ya se mencionó en el capítulo anterior, se desarrolló el mismo modelo del muro de piedra tipo pirca para este software con una sobrecarga equivalente a 4.71 KN/m^2 . En este software se debe de especificar el mecanismo de falla que se evaluará siendo para nuestro caso una falla por deslizamiento de bloque que se desliza sobre una superficie de deslizamiento propiamente dicho. Esta indicación se realiza a través del comando *KeyIn, Analysis Settings* como se puede ver en la figura 8.10.

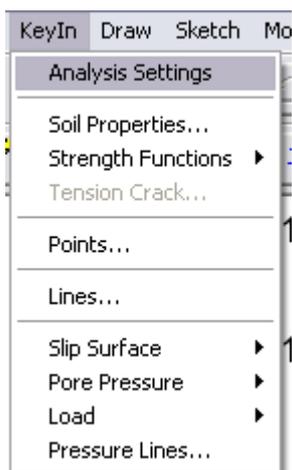


Figura 8.10: Selección del bloque de falla.

Aparecerá una ventana de diálogo en donde se tiene que seleccionar la pestaña *Control*. En este caso se necesita seleccionar en el comando *Slip Surface* la opción *Block Specified*. También se debe de seleccionar la dirección del deslizamiento y lo hacemos haciendo clic en *Right to Left*, de derecha a izquierda. Ver figura 8.11.

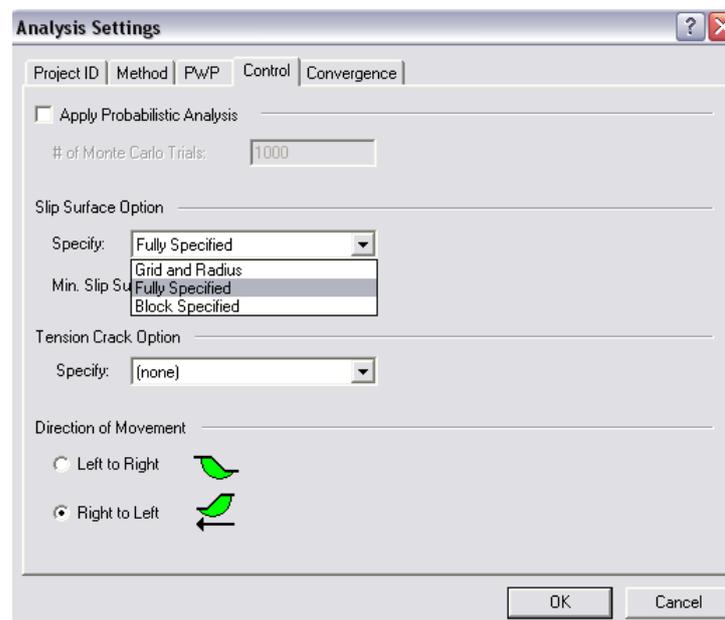


Figura 8.11: Selección del bloque de falla y su sentido.

Al igual que para el Slide 5.0, también se debe seleccionar el método de análisis que se requiere mediante la misma pantalla anterior pero seleccionando la pestaña *Method*, entonces aparecerá la ventana de diálogo que se muestra en la figura 8.12.

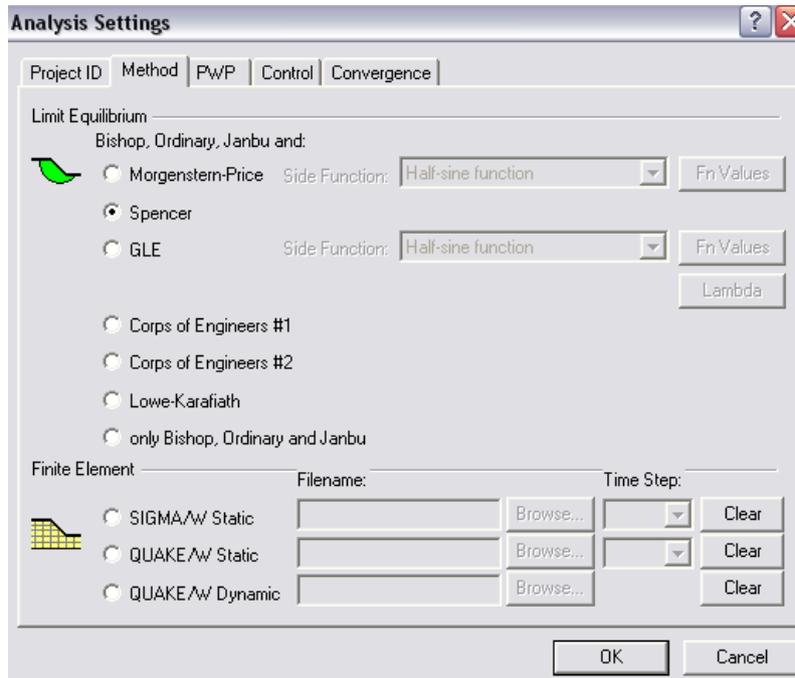


Figura 8.12: Selección del método de análisis.

Una vez que se ha determinado el tipo de falla se deben de crear los ejes y puntos que señalarán la superficie de falla propiamente dicho. Para seleccionar los ejes se activa el comando *KeyIn, Slip Surface, Axis* tal y como se puede apreciar en la figura 8.13.

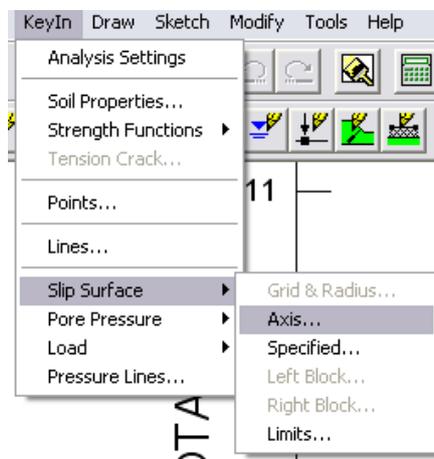


Figura 8.13: Selección de los ejes para el análisis.

Aparece la ventana de diálogo que se muestra en la figura 8.14 y se ingresa la cantidad de ejes que se necesitan crear.

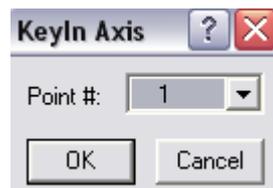


Figura 8.14: Selección de cantidad de ejes.

Luego se procede graficar el eje mediante el comando *Draw, Slip Surface, Axis*. Se hace clic en la zona que se cree conveniente debe de estar el eje que para este caso es sobre la pirca. Entonces aparecerá sobre la pirca el eje representado por un punto verde tal como se ve en la figura 8.15.

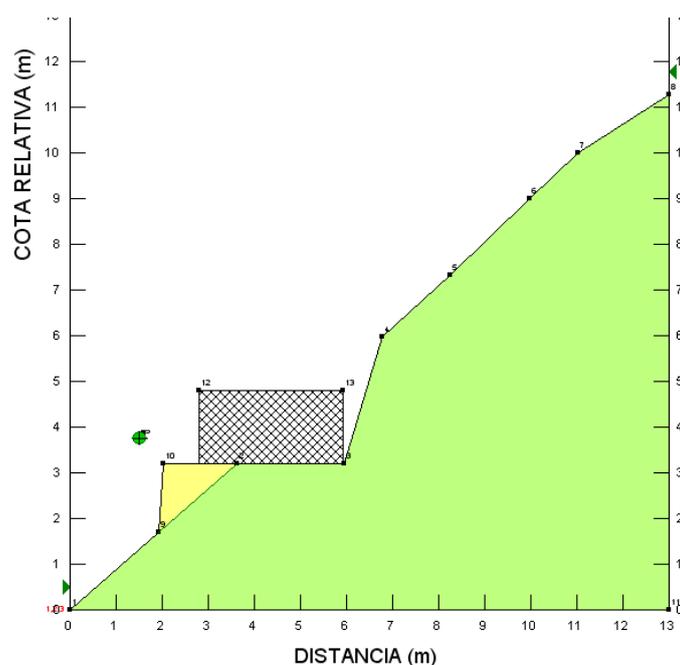


Figura 8.15: Gráfico del eje de la superficie de falla.

Luego se procede a señalar la superficie de falla propiamente dicha y los puntos que se encuentran en esa zona. Se activa el comando *KeyIn, Slip Surface* y aparecerán las dos opciones de falla, izquierda y derecha, *Left Block* y *Right Block*. Ver figura 8.16.

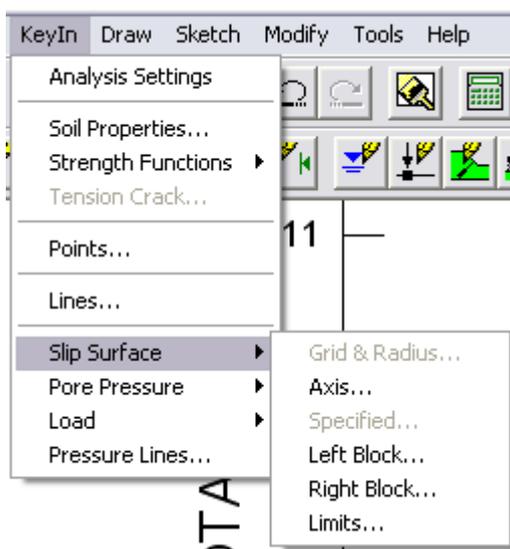


Figura 8.16: Selección del bloque de falla.

Entonces se procede a graficar la zona de falla mediante el comando *Draw, Slip Surface*, y aparecerán las dos opciones de falla, izquierda y derecha, *Left Block* y *Right Block*. Ver figura 8.17

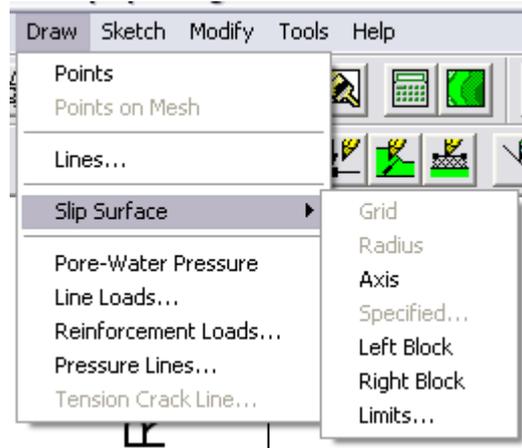


Figura 8.17: Dibujo del bloque de falla.

Una vez que se selecciona uno de los bloques, el cursor se activa para realizar el gráfico propiamente dicho sobre la pantalla, entonces aparecerá la ventana de diálogo que se puede ver en la figura 8.18. Se debe de hacer clic en *Apply*, *OK*.

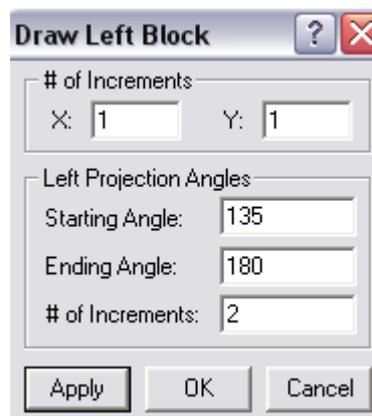


Figura 8.18: Aplicación del bloque de falla.

Una vez que se concluya con estos pasos, el modelo se aparecerá tal y como se ve en la figura 8.19.

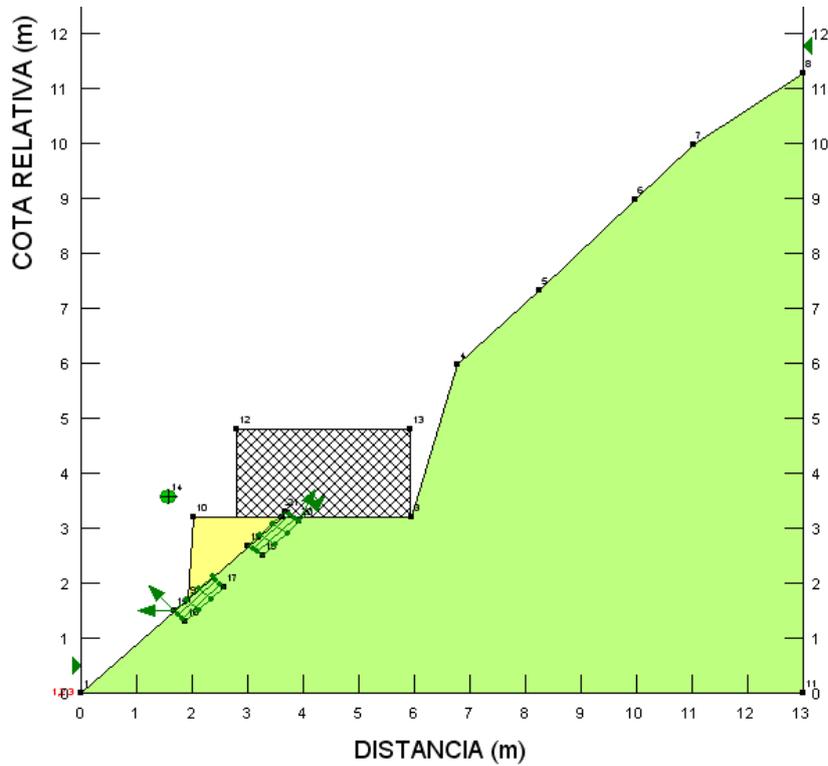


Figura 8.19: Modelo con el bloque de falla seleccionado.

Entonces se procede a realizar el análisis del modelo que se está trabajando. Esto se puede realizar haciendo clic en el ícono *Solve* que se encuentra en la barra de herramientas y que se muestra en la figura 8.20.

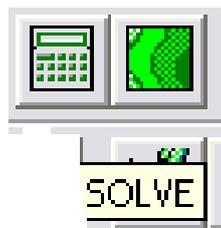


Figura 8.20: Icono para iniciar el análisis.

Entonces aparecerá la ventana de diálogo que se aprecia en la figura 8.21, se hace clic en *Start*.

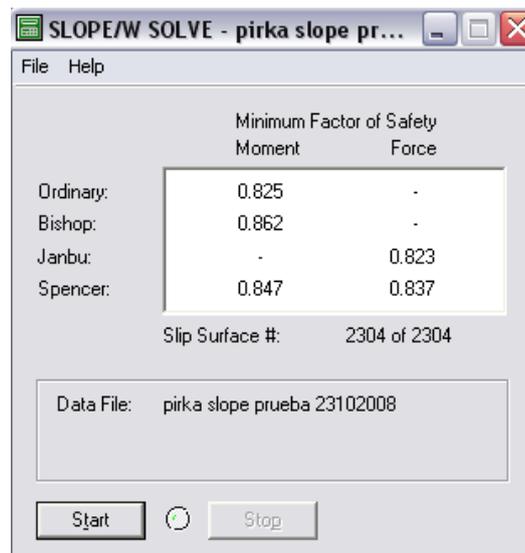


Figura 8.21: Resultado del análisis ejecutado.

Para visualizar claramente la zona de falla se puede hacer clic en el ícono, verde, *Contour* que se encuentra al lado del ícono *Solve* y que ya se ha mostrado en la figura 8.20. Entonces se puede ver en la figura 8.22 el contorno de la zona de falla analizada incluyendo el factor de seguridad generado.

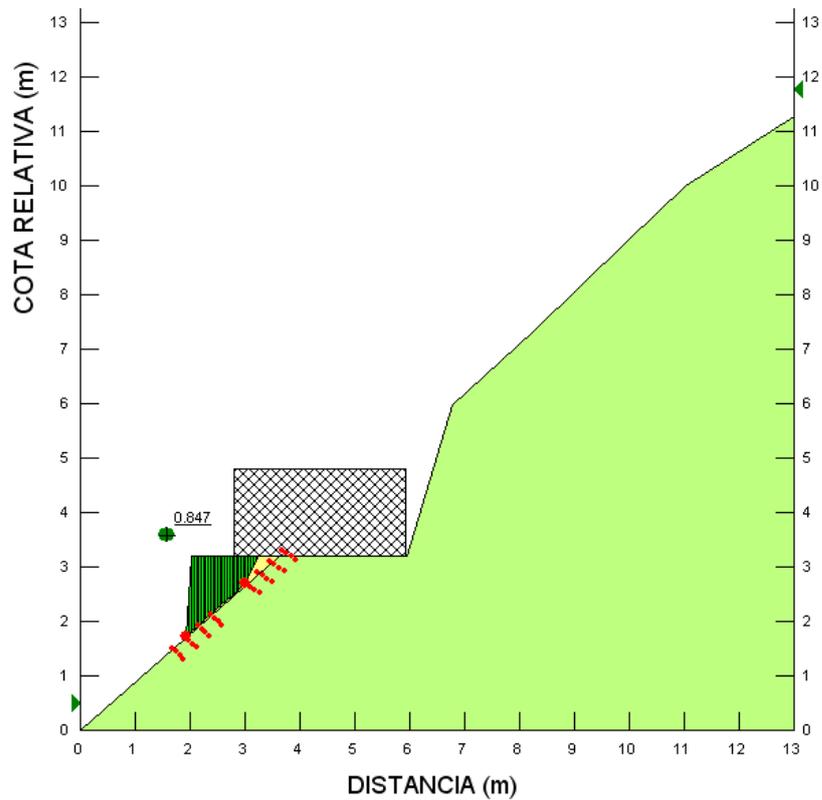


Figura 8.22: Contorno de la zona de falla y factor de seguridad.

Entonces el factor de seguridad correspondiente al análisis estático mediante el software Slope/W es:

$$F. S. = 0.847$$

• **Condición Dinámica**

Para el análisis dinámico se procede al modelamiento del muro en forma similar que para el análisis estático. Sin embargo, al igual que para el software Slide 5.0, para el análisis dinámico se debe de considerar los coeficientes de sismo correspondiente mediante la selección del comando

Key In, Load y posteriormente la opción *Seismic Load* como se puede ver en la figura 8.23.

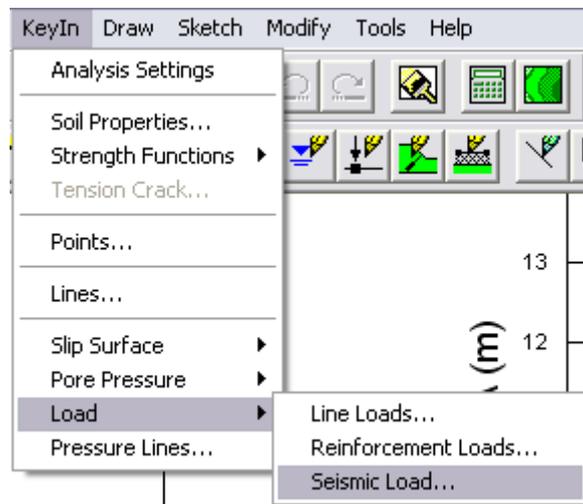


Figura: 8.23: Selección de la condición dinámica.

Entonces, aparece la ventana de diálogo en donde se ingresan los valores correspondientes tal y como se puede ver en la figura 8.24.

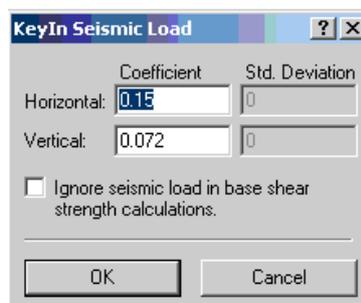


Figura 8.24: Selección de coeficientes de sismo.

Se procede a ejecutar todos los pasos posteriores para la selección y gráfica de los ejes y puntos de la zona de deslizamiento al igual que para el caso estático. Lo mismo que con los pasos correspondientes al análisis y a la

representación del contorno de la superficie de falla. Entonces se puede apreciar la figura 8.25 y 8.26 que a continuación se muestra.

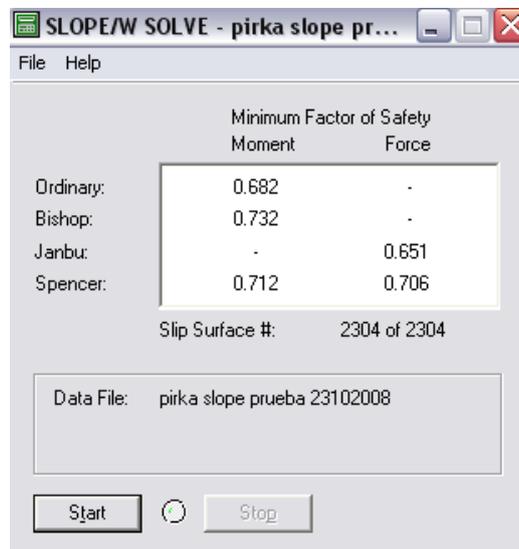


Figura 8.25: Resultado del análisis ejecutado.

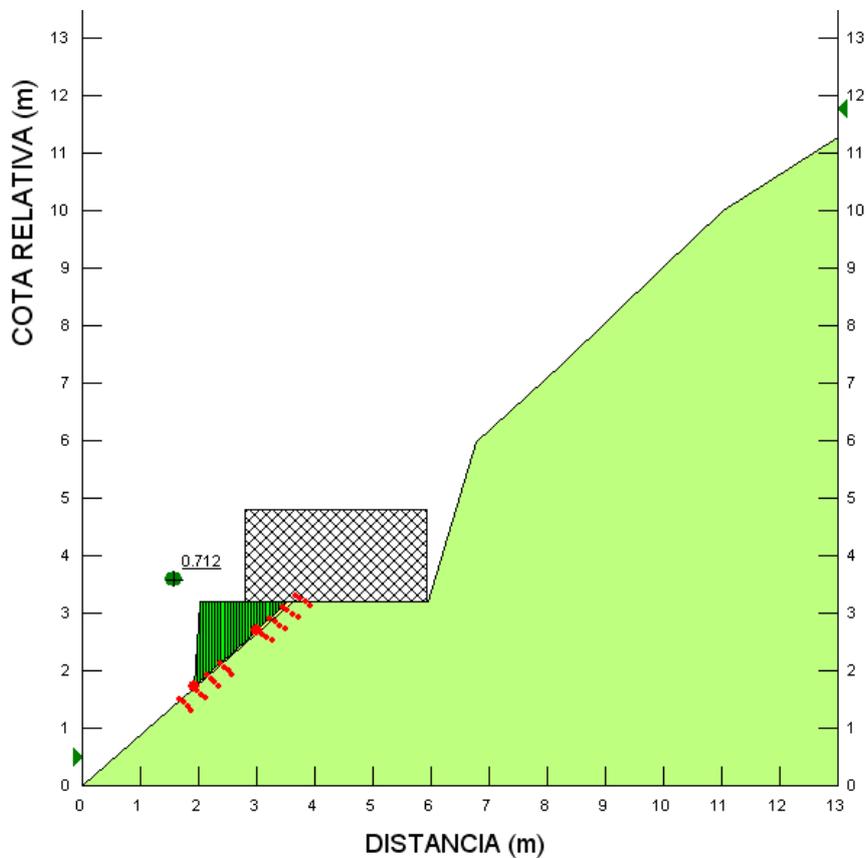


Figura 8.26: Contorno de los puntos seleccionados

Entonces el factor de seguridad correspondiente al análisis dinámico mediante el software Slope/W es:

$$F. S. = 0.712$$

8.2.3 Análisis con MacStar 2000

• Condición Estática

Al igual que en el caso de los dos softwares anteriores, se desarrolló el mismo modelo del muro de piedra tipo pirca.

Se inicia con el análisis estático activando el comando *Análisis, Análisis de Estabilidad* y finalmente la opción *Estabilidad Global* como se muestra en la figura 8.27.

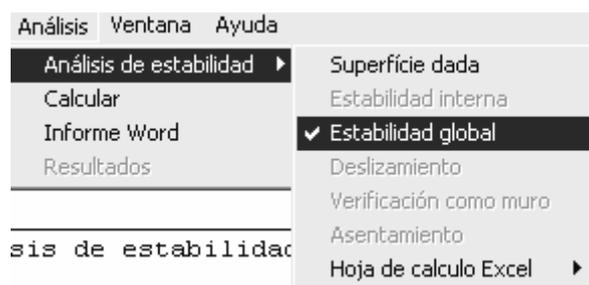


Figura 8.27: Selección del análisis.

Finalmente, volvemos a ingresar a *Análisis* y seleccionamos la opción *Calcular* para que se ejecute el análisis, ver figura 8.28.

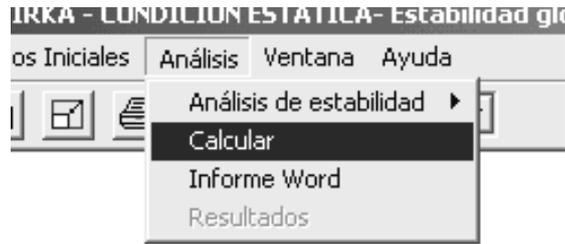


Figura 8.28: Inicio del análisis.

Esperamos que termine el proceso para que se genere el factor de seguridad correspondiente, luego se podrá observar el modelo como se muestra en la siguiente figura 8.29.

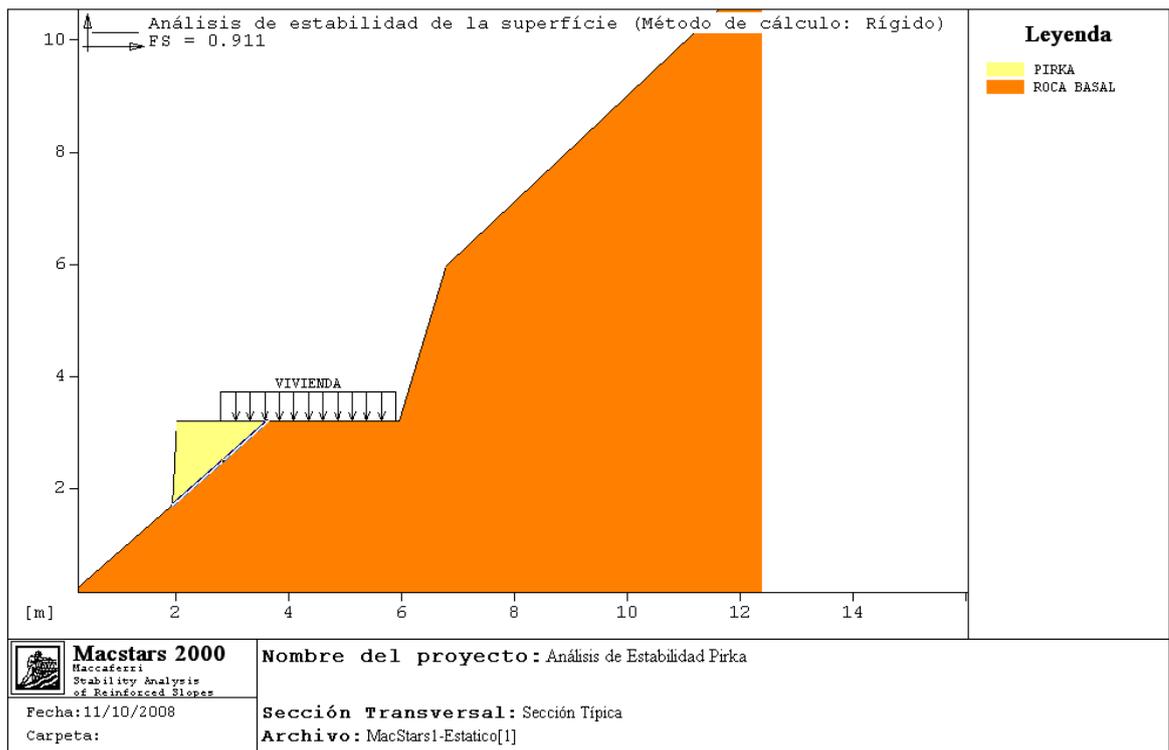


Figura 8.29: Procesamiento del programa.

En la figura anterior se puede apreciar el factor de seguridad generado pero para obtenerlo en forma más detallada podemos generar los reportes en un

documento de *Word* mediante el comando *Análisis, Informe Word* que se muestra en la figura 8.30.

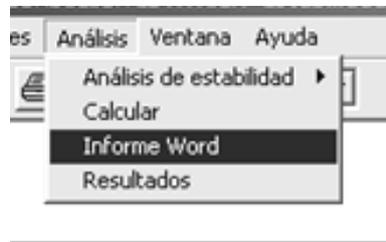


Figura 8.30: Generación de resultados finales.

El software MacStar 2000 tiene la ventaja que emite los resultados del análisis en un archivo de Word que consta de tres hojas detalladas lo que facilita mucho la interpretación y manejo de la información emitida.

Para nuestra evaluación también se generaron los resultados correspondientes que genera el software MacStar 2000, que consta de tres páginas como se puede apreciar en el Anexo No. XVXV que a continuación se muestra.

TABLA No. 8.1

Resultados del Análisis Estático con MacStar 2000

HOJA 1

MAC.ST.A.R.S 2000 – Rel. 2.2

MACcaferri STability Analysis of Reinforced Slopes
Officine Maccaferri S.p.A. Via Agresti 6, 40123 Bologna
Tel. 051.6436000 - Fax 051.236507

Proyecto.....: Análisis de Estabilidad Pirka

Sección Transversal: Sección Típica

Local.....:

Carpeta.....:

Archivo.....:MacStars1-Estático

Fecha.....:11/10/2008

RESUMEN

PROPIEDADES DEL SUELO.....	245
PERFIL DE LA CAMADA.....	245
SOBRECARGAS	245
VERIFICACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	246
Análisis de estabilidad para una superficie predefinida :	246

HOJA 2

PROPIEDADES DEL SUELO

Suelo: PIRKA

Descripción:

Cohesión.....	[kN/m ²]	:	0.50
Ángulo de Fricción.....	[°]	:	37.00
Valor de Ru.....		:	0.00
Peso unitario – arriba del nivel del agua.....	[kN/m ³]	:	20.60
Peso unitario – abajo del nivel del agua.....	[kN/m ³]	:	20.60
Módulo Elástico.....	[kN/m ²]	:	0.00
Módulo de Poisson.....		:	0.30

Suelo: ROCA BASAL

Descripción:

Cohesión.....	[kN/m ²]	:	926.00
Ángulo de Fricción.....	[°]	:	41.80
Valor de Ru.....		:	0.00
Peso unitario – arriba del nivel del agua.....	[kN/m ³]	:	26.20
Peso unitario – abajo del nivel del agua.....	[kN/m ³]	:	26.20
Módulo Elástico.....	[kN/m ²]	:	0.00
Módulo de Poisson.....		:	0.30

PERFIL DE LA CAMADA

Camada: PIRKA

Descripción:

Suelo : PIRKA

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.93	1.70	2.03	3.20	3.63	3.20		

Camada: ROCA BASAL

Descripción:

Suelo : ROCA BASAL

X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]						
0.00	0.00	1.93	1.70	1.95	1.69	3.63	3.17
3.63	3.20	5.95	3.20	6.78	5.98	12.38	11.28

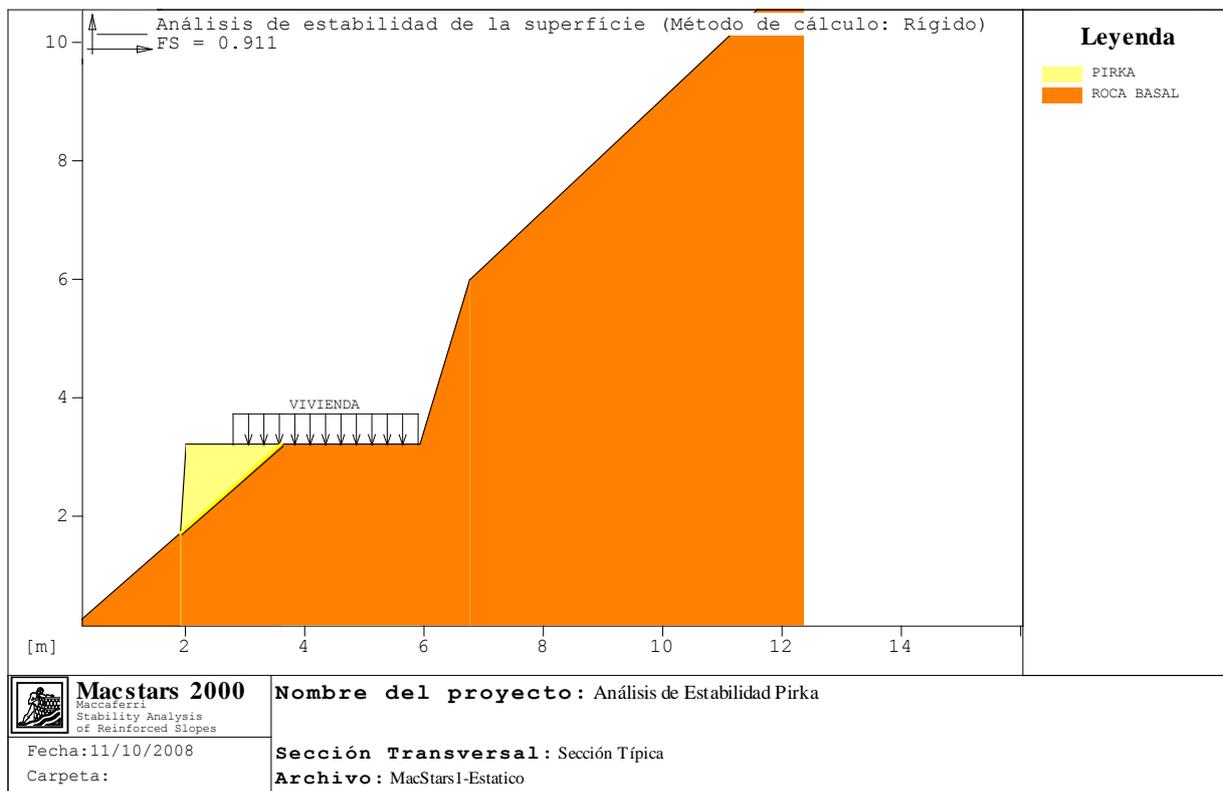
SOBRECARGAS

Cargas Distribuidas: VIVIENDA Descripción:

Intensidad.....[kN/m²] = 4.71 Inclinación.....[°] = 0.00
Abscisa.....[m] : de = 2.80 hasta = 5.90

HOJA 3

VERIFICACIÓN DE LOS RESULTADOS



Análisis de estabilidad para una superficie predefinida:

Fuerza actuante en los Refuerzos de acuerdo con el Método Rígido

Análisis de estabilidad con superficies poligonales

Factor de Seguridad Calculado.....: 0.911

Coordenadas de la superficie							
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.93	1.70	2.84	2.50	3.62	3.20		

Como se puede ver en los resultados, el factor de seguridad correspondiente al análisis estático mediante el software MacStars 2000 es:

F. S. = 0.911

• Condición Dinámica

Para el análisis dinámico se procede a ejecutar todos los pasos tal y como se hizo para el análisis estático sólo que se tiene que considerar el ingreso de los condiciones de sismo que se realiza mediante el comando *Datos Iniciales*, *Cargas* y la opción *Acción Sísmica*, ver figura 8.31.

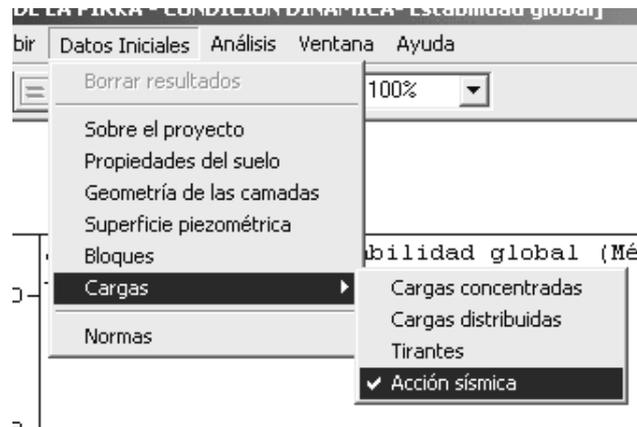


Figura 8.31: Selección de análisis dinámico.

A continuación aparecerá en la pantalla una ventana de diálogo en donde se solicita ingresar los valores correspondientes a los coeficientes sísmicos tanto horizontal como vertical, se ingresan los datos y se hace clic en *OK* tal y como se observa en la figura 8.32.

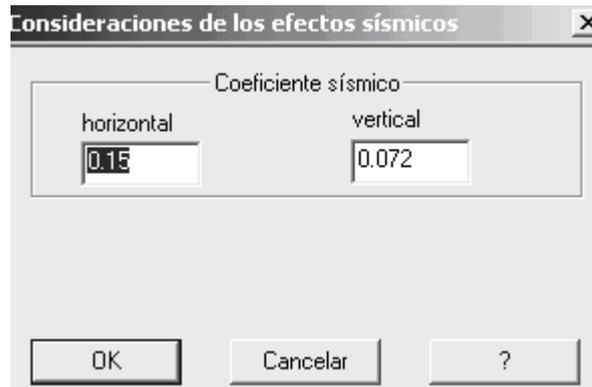


Figura 8.32: Ingreso de los valores de los coeficientes sísmicos.

Finalmente se realiza todos los pasos de cálculo e impresión de los resultados como para el análisis estático y se genera el archivo de Word correspondiente. En el análisis dinámico se generan tres hojas de resultados tal como se pueden observar en la Tabla No. 8.2 que a continuación se muestra.

TABLA No. 8.2

Resultados del Análisis Dinámico con MacStar 2000

HOJA 1

MAC.ST.A.R.S 2000 – Rel. 2.2

MACcaferri STability Analysis of Reinforced Slopes
Officine Maccaferri S.p.A. Via Agresti 6, 40123 Bologna
Tel. 051.6436000 - Fax 051.236507

Proyecto.....: Análisis de Estabilidad Pirka

Sección Transversal: Sección Típica

Local.....:

Carpeta.....:

Archivo.....:MacStars1 - Sísmico

Fecha.....:11/10/2008

RESUMEN

PROPIEDADES DEL SUELO.....	250
PERFIL DE LA CAMADA.....	250
SOBRECARGAS	250
VERIFICACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	251
Análisis de estabilidad para una superficie predefinida :	251

HOJA 2

PROPIEDADES DEL SUELO

Suelo: PIRKA		Descripción:
Cohesión.....	[kN/m ²]	0.50
Ángulo de Fricción.....	[°]	37.00
Valor de Ru.....		0.00
Peso unitario – arriba del nivel del agua.....	[kN/m ³]	20.60
Peso unitario – abajo del nivel del agua.....	[kN/m ³]	20.60
Módulo Elástico.....	[kN/m ²]	0.00
Módulo de Poisson.....		0.30

Suelo: ROCA BASAL		Descripción:
Cohesión.....	[kN/m ²]	926.00
Ángulo de Fricción.....	[°]	41.80
Valor de Ru.....		0.00
Peso unitario – arriba del nivel del agua.....	[kN/m ³]	26.30
Peso unitario – abajo del nivel del agua.....	[kN/m ³]	26.20
Módulo Elástico.....	[kN/m ²]	0.00
Módulo de Poisson.....		0.30

PERFIL DE LA CAMADA

Camada: PIRKA		Descripción:					
Suelo : PIRKA							
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.93	1.70	2.03	3.20	3.63	3.20		

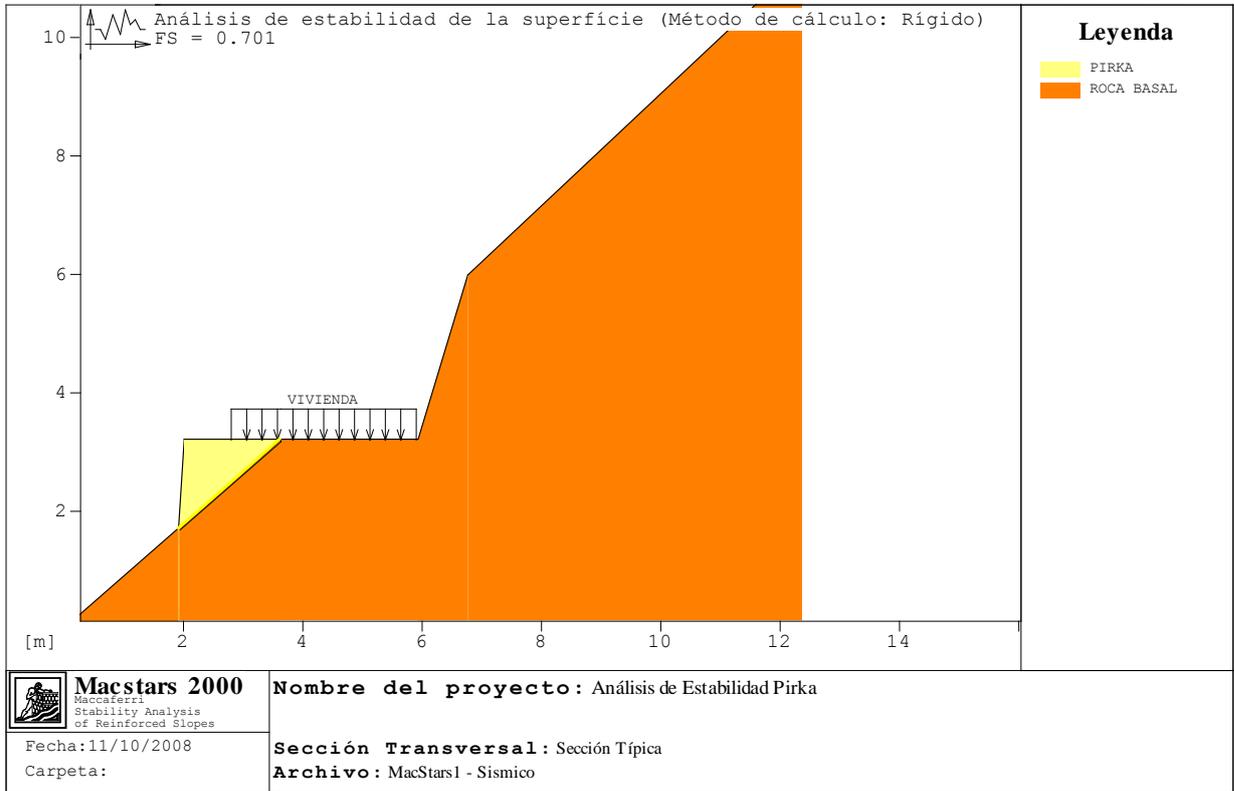
Camada: ROCA BASAL		Descripción:					
Suelo : ROCA BASAL							
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0.00	0.00	1.93	1.70	1.95	1.69	3.63	3.17
3.63	3.20	5.95	3.20	6.78	5.98	12.38	11.28

SOBRECARGAS

Cargas Distribuidas: VIVIENDA		Descripción:
Intensidad.....	[kN/m ²]	= 4.71 Inclinación.....[°]..... = 0.00
Abscisa.....	[m]	: de = 2.80 hasta = 5.90
Efectos Sísmicos :		
Aceleración.....	[m/s ²]	: Horizontal..... = 1.47 Vertical..... = 0.74

HOJA 3

VERIFICACIÓN DE LOS RESULTADOS



Análisis de estabilidad para una superficie predefinida:

Fuerza actuante en los Refuerzos de acuerdo con el Método Rígido

Análisis de estabilidad con superficies poligonales

Factor de Seguridad Calculado.....: 0.701

Coordenadas de la superficie							
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1.93	1.70	2.84	2.50	3.62	3.20		

Como se puede ver en los resultados generados por el documento de Word y en el mismo desarrollo del programa, el factor de seguridad correspondiente al análisis dinámico mediante el software MacStars 2000 es:

$$F. S. = 0.701$$

8.3 FACTORES DE SEGURIDAD OBTENIDOS

Una vez concluido con los análisis en los diferentes softwares y bajo ambas condiciones de evaluación, estática y dinámica, se obtienen los resultados correspondientes. A continuación se muestra, en la Tabla N° 8.3, un cuadro resumen de los factores de seguridad obtenidos con los softwares desarrollados a lo largo de este trabajo de investigación.

TABLA No. 8.3

Resumen de los Factores de Seguridad

SOFTWARES	FACTOR DE SEGURIDAD	
	ESTATICA	DINAMICA
SLIDE 5.0	0.913	0.755
SLOPE/W	0.847	0.712
MACSTAR 2000	0.911	0.701

Como se puede apreciar en el cuadro, los valores obtenidos son bastante cercanos uno del otro.

CAPITULO 9

ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS

De los factores de seguridad que se han mostrado en el cuadro anterior, los mismos que han sido obtenidos mediante diferentes softwares de cómputo, se puede observar que para las condiciones presentadas de la pirca piloto del A. H. María Jesús Espinoza, el factor de seguridad no satisface con el valor mínimo de 1.5, todos ellos se encuentran por debajo del límite permisible.

Como se puede ver en la Tabla N° 8.3, los factores de seguridad están por debajo de 1.00 siendo más dramático para el caso de la condición dinámica.

Este cuadro comparativo también nos ayuda a evaluar la exigencia de cada uno de los softwares. Podemos notar que el software Slope/W es más exigente, es decir, los valores se ajustan mejor a las verdaderas características del modelo simulado propiamente dicho de cada método.

Otra deducción que se puede sacar es que en realidad el muro de piedra tipo pirca que se encontraba en el asentamiento humano piloto y que colapsó estaba definitivamente mal estructurada, prueba de ello son los factores de seguridad por debajo de 1.00 que hizo que ésta colapse sin siquiera existir algún agente externo que desencadene este siniestro. Entonces podemos deducir del gran daño que se generaría en el supuesto caso que se desencadene un sismo en nuestra ciudad.

Como se ha mostrado a lo largo de la presente investigación y sustentada por una gran cantidad de información gráfica, se ha podido observar que los muros de piedra tipo pirca que son utilizados en diferentes asentamientos humanos de los distritos de Lima Metropolitana son sumamente vulnerables y ponen en peligro la integridad física y material de sus ocupantes.

Esto nos lleva a concluir que es imperativo continuar con este tipo de investigación y sobretodo tratar de difundirlo entre la población con la finalidad que se trate de tecnificar la construcción de estos muros de piedra tipo pirca, contribuir con el mejoramiento de este tipo de estructuras y especialmente que brinde la seguridad requerida para sus usuarios.

Asimismo, se puede decir que podría ser una buena alternativa de solución que se continúen con las visitas de investigación que realizan los alumnos del curso de Cimentaciones a los asentamientos humanos, en donde realizan charlas informativas. Durante estas charlas pueden incidir en la recomendación de tecnificar sus construcciones.

CAPITULO 10

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Al finalizar el desarrollo del presente trabajo de investigación se ha podido llegar a las siguientes conclusiones y elaborar las recomendaciones pertinentes en base al análisis de la información recopilada y evaluada.

1. La ciudad de Lima como capital del país tiene centralizada la mayor cantidad de beneficios que ésta ofrece y como consecuencia de ello es sumamente atractiva para que sea el centro de vida de muchas familias.

2. El porcentaje de fallas constructivas en las viviendas de estos asentamientos humanos es realmente alarmante debido a la falta de supervisión o criterio técnico.
3. Asimismo, las encuestas técnicas que se encuentran en cada trabajo de campo del curso de Cimentaciones demuestran la falta de información que los pobladores de estos sectores tienen acerca de los daños directos o indirectos que produciría un colpaso.
4. La vulnerabilidad de las viviendas en la mayoría de asentamientos humanos se debe a que se encuentran localizadas sobre laderas de cerro, con una cimentación inapropiada, una pendiente muy pronunciada y con materiales que no garantizan la estabilidad estática y dinámica de la construcción.
5. Esta vulnerabilidad se encuentra directamente relacionada con los factores de seguridad calculados por los diferentes métodos que se han presentado, los mismos que determinan si una zona es confiable o no.
6. De la evaluación integral de la información con la que se contó se puede concluir que los asentamientos humanos que presentan mayor vulnerabilidad debido a la gran recurrencia del uso de muros de

pedra tipo pirca por estar ubicados íntegramente en cerros con una pendiente pronunciada, son :

TABLA No. 10.1

Asentamientos Humanos con Mayor Recurrencia de Presencia de Muros de Piedra tipo Pirca

ASENTAMIENTOS HUMANOS	DISTRITO
LOS ANGELES	COMAS
HERMANOS AYAR	INDEPENDENCIA
MARIA JESUS ESPINOZA	PUENTE PIEDRA
ANDRES AVELINO CACERES	SAN JUAN DE LURIGANCHO
LAS TERRAZAS	SAN JUAN DE LURIGANCHO
3 DE MAYO (CERRO EL CHOCLO)	SAN MARTIN DE PORRES
KENYI FUJIMORI	VENTANILLA
VILLA 2000	VENTANILLA
NUEVA GENERACION	VENTANILLA
VILLA LOS REYES	VENTANILLA

7. Por el deslizamiento acontecido en el Asentamiento Humano María Jesús Espinoza en el Cerrito La Libertad, Distrito de Puente Piedra, se estima que no es necesario que ocurra un sismo para demostrar

que este tipo de cimentación existente con muros de piedra tipo pirca sea sumamente vulnerable. Continuar con la construcción de este tipo de estructura en forma indiscriminada y sin supervisión alguna es poner en riesgo la integridad física y económica de la población.

8. Se recomienda continuar con los trabajos de la Unidad de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Ricardo Palma, especialmente con las charlas informativas que los alumnos brindan a la comunidad porque contribuyen con propagar información técnica de gran utilidad para estos pobladores.
9. Se recomienda desarrollar un plan de desarrollo urbano, para evitar el crecimiento desordenado de las áreas pobladas en cada uno de los distritos materia de estudio.
10. Este trabajo de investigación ha cumplido con su compromiso de demostrar la vulnerabilidad de este tipo de cimentaciones existentes y crear conciencia entre los profesionales del rubro de la Ingeniería Civil para tomar medidas que corrijan lo existente pero sobretodo controlen la construcción indiscriminada de cimentaciones con muros de piedra tipo pirca.
11. Finalmente se espera que esta tesis sirva de aliciente para que futuros profesionales sigan evaluando este problema y quizá desde su

perspectiva puedan ofrecer mayor información u otras alternativas de solución en beneficio de nuestro país.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- **Blondet, Vargas**, "Investigaciones sobre Vivienda Rural", Pontificia Universidad Católica de Lima, 1978.
- **Bolt, B.**, "Earthequakes", University of California, Berkeley, 1981.
- **Bowles, Joseph E.**, "Propiedades Geofísicas de los Suelos", Mc Graw Hill, 1982.
- **Braja M. Das**, "Principles of Foundation Engineering", Fourth Edition.
- **Carrillo Gil, Arnaldo**, "Geotecnia de los Suelos Peruanos".
- **Carrillo Gil, Arnaldo**, "Peligro sísmico en los Barrios Marginales del Sur", Conferencia Instituto Peruano de Ingeniería Geotécnica y Geoambiental, CIP, CDL, Lima, Perú, 1996.

- **David G. Elms, Rowland Richards**, “Seismic Design of Retaining Walls”, Design and Performance of Earth Retaining Structures, 1990, pags. 854-871.
- **Donayre, Oscar**, “Evaluación del Comportamiento de los Suelos Granulares Finos del Sur de Lima Metropolitana”, Universidad Ricardo Palma, 2003.
- **Flores Berrones, Raúl**, “Comments about Predictions of Permanent Soil Displacement on Earth Dams due to Eartquakes”, Sixth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Lima - Perú, 1979, Vol. 3, pags. 178 -182.
- **Hoek, Evert**, “Hoek – Brown Failure Criterion”, Edición 2002, pags. 1 – 7.
- **J. Michael Duncan, G. Wayne Clough, Robert M. Ebeling**, “Behavior and Design of Gravity Earth Retaining Structures”, Design and Performance of Herat Retaining Structures, 1990, pags. 251-277.
- **J. Michael Duncan, Stephen G Wright**, "Mechanics of Limit Equilibrium Procedures”, Soil Strength and Slope Stability, Chapter 6, pags. 55-102.
- **J. Michael Duncan, Stephen G Wright**, “Methods of Analyzing Slope Stability”, Soil Strength and Slope Stability, Chapter 7, pags. 103-136.
- **James K. Mitchell, Barry R. Christopher**, “North American Practice in Reinforced Soil Systems”, Design and Performance of Earth Retaining Structures, 1990, pags. 322-346.

- **Juárez Badillo, Rico Rodríguez**, “Mecánica de Suelos”, Tomo 1 Editorial Limusa S.A., 1999.
- **Kramer, Steven L.**, “Geotechnical Earthquake Engineering”, University of Washington, Prentice Hall, New Jersey, Cap. 10, pags. 423 – 465, 1996.
- **Kramer, Steven L.**, “Geotechnical Earthquake Engineering”, University of Washington, Prentice Hall, New Jersey, Cap. 11, pags. 466 – 505, 1996.
- **Maccaferri**, “Esquemas de Cálculo”, Manual Técnico de Muros de Contención, pags. 84-109.
- **Maccaferri**, “Muros de Contención”, Manual Técnico de Muros de Contención, pags. 6-9.
- **Maccaferri**, “Teoría y Cálculos de Estabilidad”, Manual Técnico de Muros de Contención, pags. 30-74.
- **MacStar 2000**, Manual de Usuario, Maccaferri, 2004.
- **Márcia de Noronha A., Tácio Pereira, Eurípedes do Amaral**, “Retroanálise do Escorregamento da Encosta do Cactáreo”, 1^{ra}. Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas – 1^{er}. COBRAE, Rio de Janeiro, Noviembre 1992.
- **Maskrey, Romero**, “Vulnerabilidad Sísmica de las Construcciones de Lima”, 1986.
- **Norma peruana de Diseño Sismo Resistente – E- 030.**
- **RocLab**, User’s Guide, 2002, pags. 1 – 27.

- **Sandoval, Israel**, “Evaluación Geotécnica y Sísmica de los Asentamientos Humanos del Norte de Lima Metropolitana”, Universidad Ricardo Palma, 2005.
- **Slide 5.0**, “2D Limit Equilibrium Slope Stability for Soil and Rock Slopes”, Manual de Usuario, Cap. 1 y 2, Rocscience Inc., 1989 -2003.
- **Slope/W**, User’s Guide.
- **T. D. O’Rourke, C. J. F. P. Jonest**, “Overview of Earth Retention Systems: 1970 - 1990”, Design and Performance of Herat Retaining Structures, 1990, pags. 22-51.
- **Torres, César**, “Valoración del Riesgo en Deslizamientos”, Universidad Ricardo Palma, 2007.
- **Tumialán, Hugo**, Informe Geológico Técnico de Visita al Cerrito La Libertad, Abril 2008, 6 pags.
- **Whitman, Robert V.**, “Dynamic Behavior of Soils and its Application to Civil Engineering Projects”, Sixth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Lima - Perú, 1979, Vol. 1, pags. 59-106.
- **Whitman, Robert V.**, “Limiting Cases for Distribution of Lateral Stress – Figure 7”, Sixth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Lima - Perú, 1979, Vol. 3, pags. 163 -164.
- **Whitman, Robert V.**, “Seismic Design and Behavior of Gravity Retaining Walls”, Design and Performance of Earth Retaining Structures, 1990, pags. 817-842.