



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos,
Canales y Puertos e Ingeniería de Minas

Presiones de tierra en muros rígidos sometidos a cargas sísmicas

TRABAJO FIN DE MÁSTER

MÁSTER EN INGENIERIA DE CAMINOS, CANALES
Y PUERTOS

Autor: Robert Nina Santana
Director: Rafael Blázquez Martínez

Cartagena, 31 de Mayo de 2017



Universidad
Politécnica
de Cartagena



ÍNDICE

<i>Dedicatoria</i>	6
<i>Agradecimientos</i>	7
1.- Introducción, objetivos y conceptos previos	8
1.1. Introducción	8
1.2. Objetivos	9
1.3. Descripción del problema	10
1.3.1. Fuerzas que intervienen en el cálculo de un muro de retención	11
1.3.2. Modos de fallo	13
1.3.3. Notación	15
1.3.4. Descripción formal.....	16
2.- Estado del arte y el conocimiento	17
2.1. Introducción	17
2.2. Presiones de origen estático	17
2.2.1. Teoría de Rankine (1857).....	17
2.2.2. Teoría de Coulomb (1776)	17
2.3. Presiones de origen dinámico	18
2.3.1. Métodos basados en el equilibrio límite: Métodos pseudoestáticos	18
2.3.2. Métodos basados en el equilibrio límite: Métodos pseudodinámicos	23
2.3.3. Métodos basados en las Teorías elásticas	25
2.3.4. Métodos basados en soluciones elastoplásticas	28
2.3.5. Métodos basados en la teoría del análisis límite.....	29
2.3.6. Método de las características	31
3.- Presiones de tierra en muros de gravedad sometidos a cargas sísmicas	33
3.1. Introducción	33
3.2. Método de Mononobe – Okabe (1929)	34
3.3. Método de Dubrova (1963)	40
3.4. Método de Steedman - Zeng (1990)	42
3.5. Método de Richards - Elms (1979)	45
3.6. Método de Whitman - Liao (1985)	48
3.7. Método de Newmark (1965)	50
3.8. Resultados de pruebas de laboratorio	56
4.- Estudio paramétrico de algunas metodologías	61
4.1. Introducción	61
4.2. Método de Mononobe – Okabe (1929)	62



4.3. Método de Dubrova (1963)	71
5.- Conclusiones	80
6.- Bibliografía	84
Anejo 1	87



ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.3.1. (DIFERENTES TIPOLOGÍAS DE MUROS DE RETENCIÓN DE TIERRAS)	10
FIGURA 1.3.2. (FALLO POR DESLIZAMIENTO DE UN MURO DE CONTENCIÓN)	13
FIGURA 1.3.3. (FALLO POR INESTABILIDAD GLOBAL DEL SUELO BAJO UN MURO DE CONTENCIÓN).....	14
FIGURA 1.3.4. (FALLO POR VUELCO DE UN MURO DE CONTENCIÓN)	14
FIGURA 1.3.5. (FALLO POR HUNDIMIENTO DE UN MURO DE CONTENCIÓN)	15
FIGURA 1.3.3.1. (FIGURA IDENTIFICATIVA DE NOMENCLATURA)	15
FIGURA 2.2.1. (CUÑA DE FALLA SUPUESTA POR COULOMB)	18
FIGURA 3.2.1. (CUÑA DE ROTURA DE COULOMB Y POLÍGONO DE FUERZAS ACTUANTES)	35
FIGURA 3.2.2. (CUÑA DE ROTURA POR EMPUJE ACTIVO DE MONONOBE Y OKABE)	36
FIGURA 3.2.3. (CUÑA DE ROTURA POR EMPUJE PASIVO DE MONONOBE Y OKABE).....	38
FIGURA 3.3.1. (MODELO DE MURO UTILIZADO POR DUBROVA, 1963)	40
FIGURA 3.4.1. GEOMETRÍA DEL MURO Y NOTACIÓN PARA EL MÉTODO DE STEEDMAN Y ZENG, (1990) .	42
FIGURA 3.4.2. COMPARACIÓN DE MÉTODOS DE MONONOBE-OKABE Y STEEDMAN-ZENG	44
FIGURA 3.5.1. (MURO DE GRAVEDAD BAJO LA ACCIÓN DE FUERZAS PSEUDOESTÁTICAS)	46
FIGURA 3.7.1. (ANALOGÍA UTILIZADA EN EL MÉTODO DE NEWMARK).....	50
FIGURA 3.7.2. (MODELO DE BLOQUE DESLIZANTE)	51
FIGURA 3.7.3. (MODELO DE BLOQUE DESLIZANTE PARA LOS CASOS ESTÁTICO Y DINÁMICO)	51
FIGURA 3.7.4. (VARIACIÓN DE LA VELOCIDAD RELATIVA Y DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE EL BLOQUE DESLIZANTE Y EL PLANO DEBIDA A UN PULSO RECTANGULAR QUE EXCEDE LA ACELERACIÓN DE FLUENCIA)	53
FIGURA 3.7.5. (ACELERACIÓN, VELOCIDAD Y DESPLAZAMIENTO; WILSON Y KEEFER, 1985).....	54
FIGURA 3.8.1. (FALLOS CAUSADOS POR UNA CONDICIÓN ACTIVA: A) ROTACIÓN EN LA BASE, B) TRASLACIÓN Y C) ROTACIÓN EN CORONACIÓN)	56
FIGURA 3.8.2. (COMPARACIÓN ENTRE EL MODELO TEÓRICO Y EL MODELO EXPERIMENTAL DE ROTACIÓN EN LA BASE)	57
FIGURA 3.8.3. (COMPARACIÓN ENTRE EL MODELO TEÓRICO Y EL MODELO EXPERIMENTAL DE TRASLACIÓN DEL MURO)	59
FIGURA 3.8.4. (COMPARACIÓN ENTRE EL MODELO TEÓRICO Y EL MODELO EXPERIMENTAL DE ROTACIÓN EN CORONACIÓN).....	60
FIGURA 4.1.1. (EJEMPLO UTILIZADO EN LOS ESTUDIOS PARAMÉTRICOS REALIZADOS)	61
A) FIGURA 4.2.1. (INFLUENCIA DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL SUELO EN EL VALOR DEL EMPUJE DINÁMICO ACTIVO)	65
B) FIGURA 4.2.2. (INFLUENCIA DE LA PENDIENTE DEL RELLENO EN EL VALOR DEL EMPUJE DINÁMICO ACTIVO).....	65
C) FIGURA 4.2.3. (INFLUENCIA DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN SUELO-MURO EN EL VALOR DEL EMPUJE DINÁMICO ACTIVO).....	66
D) FIGURA 4.2.4. (INFLUENCIA DEL COEFICIENTE DE ACELERACIÓN VERTICAL EN EL VALOR DEL EMPUJE DINÁMICO ACTIVO)	66
E) FIGURA 4.2.5. (INFLUENCIA DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL SUELO EN EL VALOR DEL EMPUJE DINÁMICO PASIVO)	67
F) FIGURA 4.2.6. (INFLUENCIA DE LA PENDIENTE DEL RELLENO EN EL VALOR DEL EMPUJE DINÁMICO PASIVO).....	67
G) FIGURA 4.2.7. (INFLUENCIA DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN SUELO-MURO EN EL VALOR DEL EMPUJE DINÁMICO PASIVO)	68
H) FIGURA 4.2.8. (INFLUENCIA DEL COEFICIENTE DE ACELERACIÓN VERTICAL EN EL VALOR DEL EMPUJE DINÁMICO PASIVO)	68



I)	FIGURA 4.2.9. (INFLUENCIA DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL SUELO EN EL VALOR DE LA ACELERACIÓN LÍMITE)	69
J)	FIGURA 4.2.10. (INFLUENCIA DE LA PENDIENTE DEL RELLENO EN EL VALOR DE LA ACELERACIÓN LÍMITE)	69
K)	FIGURA 4.2.11. (INFLUENCIA DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN SUELO-MURO EN EL VALOR DE LA ACELERACIÓN LÍMITE)	70
L)	FIGURA 4.2.12 (INFLUENCIA DEL COEFICIENTE DE ACELERACIÓN VERTICAL EN EL VALOR DE LA ACELERACIÓN LÍMITE)	70
	FIGURA 4.3.1. (PLANOS DE FALLA SUPUESTOS EN EL MÉTODO DE DUBROVA)	72
A)	FIGURA 4.3.2. (INFLUENCIA DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL SUELO EN EL VALOR DEL EMPUJE DINÁMICO ACTIVO)	73
B)	FIGURA 4.3.3. (INFLUENCIA DE LA PENDIENTE DEL RELLENO EN EL VALOR DEL EMPUJE DINÁMICO ACTIVO).....	73
C)	FIGURA 4.3.4. (INFLUENCIA DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN SUELO-MURO EN EL VALOR DEL EMPUJE DINÁMICO ACTIVO)	74
D)	FIGURA 4.3.5. (INFLUENCIA DEL COEFICIENTE DE ACELERACIÓN VERTICAL CON EL VALOR DEL EMPUJE DINÁMICO ACTIVO)	74
E)	FIGURA 4.3.6. (INFLUENCIA DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL SUELO EN EL VALOR DEL EMPUJE DINÁMICO ACTIVO)	75
F)	FIGURA 4.3.7. (INFLUENCIA DE LA PENDIENTE DEL RELLENO EN EL VALOR DEL EMPUJE DINÁMICO ACTIVO).....	75
G)	FIGURA 4.3.8. (INFLUENCIA DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN SUELO-MURO EN EL VALOR DEL EMPUJE DINÁMICO ACTIVO).....	76
H)	FIGURA 4.3.9. (INFLUENCIA DEL COEFICIENTE DE ACELERACIÓN VERTICAL EN EL VALOR DEL EMPUJE DINÁMICO ACTIVO)	76
I)	FIGURA 4.3.10. (INFLUENCIA DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL SUELO EN EL VALOR DE LA ACELERACIÓN LÍMITE)	77
J)	FIGURA 4.3.11. (INFLUENCIA DE LA PENDIENTE DEL RELLENO EN EL VALOR DE LA ACELERACIÓN LÍMITE)	77
K)	FIGURA 4.3.12. (INFLUENCIA DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN SUELO-MURO EN EL VALOR DE LA ACELERACIÓN LÍMITE)	78
L)	FIGURA 4.3.13. (INFLUENCIA DEL COEFICIENTE DE ACELERACIÓN VERTICAL EN EL VALOR DE LA ACELERACIÓN LÍMITE)	78
M)	FIGURA 4.3.14. (LEY DE DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES DE M-O Y DUBROVA PARA ROTACIÓN EN BASE Y CORONACIÓN)	79
N)	FIGURA 4.3.15. (EVOLUCIÓN DE LOS PUNTOS DE APLICACIÓN DE EMPUJES DINÁMICOS PARA M-O Y DUBROVA).....	79



Dedicatoria

A mi madre **Lucía** por su amor incondicional, apoyo constante y ser un pilar importantísimo en todo el desarrollo de mi carrera universitaria y en la realización de este texto. (Te quiero Mami).

A mi padre **José** por su ayuda y sus consejos persuasivos.

A mi novia **Sol** por animarme y siempre recordarme que a pesar de lo duro y arduo que sea el camino al final la recompensa siempre nos llena de una inmensa satisfacción.

A mis Hermanos **Wagner y Morena** por sus contribuciones tan loables y necesarias en todo el trayecto recorrido.

A Todos Mis Amigos y Compañeros de Clases por estar a mi lado y prestarme siempre la ayuda necesaria.



Agradecimientos

A Dios en primera instancia, por darme la vida, ayudarme con su inmensa bondad a realizar este sueño y darme la paciencia necesaria para soportar y vencer todos los obstáculos. (Gracias Dios)

A mi asesor de tesis, **Prof. Rafael Blázquez Martínez** por confiar en mí, agradezco la paciencia que ha tenido conmigo, y el empeño que ha puesto en esta investigación.

A la **Prof. María Hausen** por ser un importante medio para lograr los objetivos de este trabajo.

A mis compañeros de máster (**Elizabeth, Melissa, Aysha, Marveline y Pamela**) por todo el apoyo y la ayuda recibida de su parte.



1.- Introducción, objetivos y conceptos previos

1.1. Introducción

La determinación del empuje del terreno sobre una estructura de contención ha sido uno de los problemas ingenieriles más estudiados en el campo de la Geotecnia. Esta cuestión es relativamente fácil de tratar desde el punto de vista de cálculo aunque todavía existen incertidumbres en aspectos tales como la distribución de la ley de presiones con la profundidad o el punto de aplicación de la resultante. Dichas incertidumbres se incrementan cuando en la estructura de contención se introducen cargas dinámicas, que es el caso de los sismos. La respuesta dinámica de incluso el tipo más simple de muro de retención de tierras es compleja. Dicha respuesta dinámica depende de la masa y la rigidez del muro, de las tierras contenidas y, del suelo base donde se apoya el muro, de la interacción entre todos estos factores y del tipo de movimiento que solicite al muro.

El efecto devastador de los terremotos hace que el problema del comportamiento sísmico de muros sea de gran importancia. A pesar del gran número de estudios que se han hecho al respecto a lo largo de los años, la respuesta dinámica de estructuras de sostenimiento de tierras está lejos de ser bien entendida. Como resultado de esto la práctica ingenieril de hoy en día carece de información concluyente que pueda ser usada en los diseños.

Los métodos comúnmente empleados en la práctica profesional para el diseño de estructuras de sostenimiento de tierras bajo condiciones sísmicas son: **a) Análisis Pseudo-Estático** basado en el equilibrio de fuerzas (Mononobe – Okabe 1926, 1929). Este método presenta limitaciones importantes, pero a pesar de eso es el más utilizado en la práctica profesional; **b) Análisis Pseudo-Dinámico** (Steedman and Zeng, 1990) que incluye el efecto de la frecuencia y **c) Método de los desplazamientos de bloques deslizantes** (Richard y Elms, 1979), que tiene en cuenta el movimiento permanente del muro por efecto del sismo.

Las estructuras de contención de tierras, aunque responden a usos y tipologías muy variadas (muros de hormigón, muros de muelles, tablestacados ect.), se pueden clasificar en una primera aproximación en rígidas y flexibles. El alcance de este trabajo únicamente abarcará los muros considerados rígidos. Estos



muros rígidos suelen fallar por vuelco o deslizamiento en la base, jugando el peso un papel estabilizador, ya que el colapso viene dado por el movimiento de la estructura.

Los casos reportados de colapsos de muros rígidos debidos a fenómenos sísmicos son escasos. Este hecho se puede atribuir a dos causas (*Seed y Whitman, 1970*)

1. Los daños producidos no son muy considerables por lo que se infravaloran y muchas veces no son inventariados.
2. Se concede mucha mayor importancia a los daños en estribos de puentes (por su repercusión económica) que se detallan con más interés.

De acuerdo con los datos disponibles, los terremotos producen deslizamientos y vuelcos de muros de gravedad, o ambas cosas a la vez. Sin embargo, como han señalado diversos investigadores (Peck et al., 1948, Casagrande, 1973), los daños son muchas veces atribuibles a deficiencias de proyecto de la estructura, comprobándose en muchas ocasiones que este es inadecuado incluso para resistir las cargas estáticas de servicio.

Todo esto implica que al diseñar una estructura de contención se debe cuidar no solo el diseño sino también el proceso constructivo haciendo que coincida el diseño con la estructura final.

1.2. Objetivos

Los objetivos de este trabajo se desglosan a continuación:

1. Establecer las principales diferencias que hay entre las metodologías para el cálculo sísmico de muros.
2. Analizar cada método para determinar los puntos fuertes y puntos débiles que se pueden encontrar en los mismos.
3. Realizar un estudio paramétrico con algunas de las diferentes metodologías utilizadas.
4. Calibrar los métodos analizados comparando los datos obtenidos mediante su aplicación con mediciones in situ o de laboratorio de presiones de tierra sobre muros de gravedad en emplazamientos sísmicos.



1.3. Descripción del problema

El principal problema que se trata en este trabajo es el de la determinación de las presiones que los rellenos de tierra ejercen sobre estructuras de retención encargadas de sostenerlos, así como también los desplazamientos a los que se ven sometidas dichas estructuras, para de esta forma saber el tipo de diseño de muro que se podría utilizar. Estas presiones y desplazamientos suelen calcularse de varias formas basadas bien en métodos pseudoestáticos y pseudodinámicos, en la teoría elástica, en soluciones elastoplásticas, en la teoría de análisis límite o en el método de las características.

En la ingeniería actual se utilizan en general dos tipos de muros de retención: **los rígidos** y **los flexibles**. Los elementos de retención *rígidos* son básicamente los muros que proporcionan la estabilidad por gravedad (o como comúnmente se dice: por peso propio) pudiendo ser de mampostería, de piedra, concreto en masa, etc. Los elementos de retención *flexibles*, son elementos de poco espesor (como los tablestacados) sometidos a momentos flexionantes y que estructuralmente se diseñan de concreto armado, acero, etc. Las tipologías de muros más frecuentes se muestran en la figura 1.3.1.

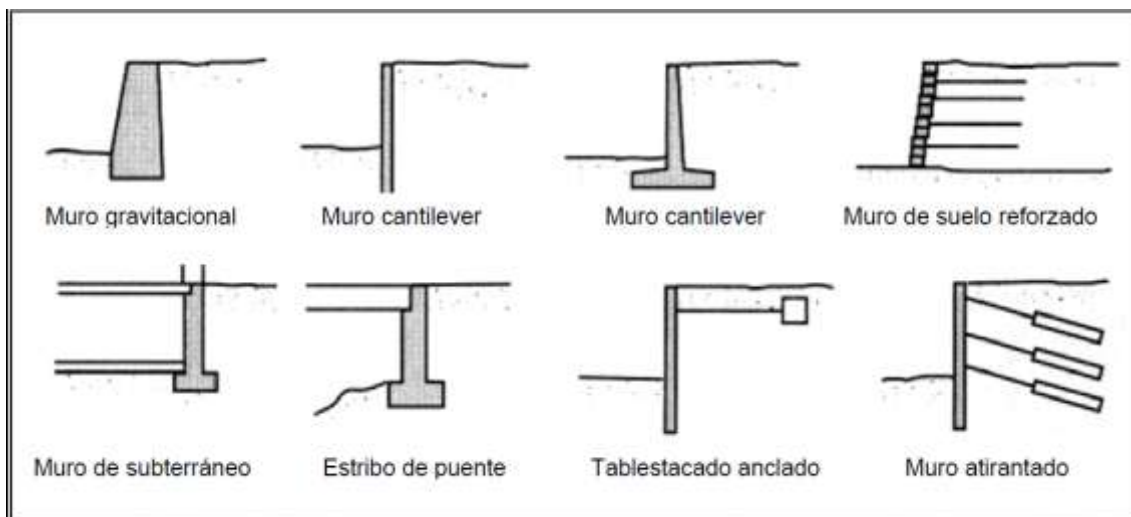


Figura 1.3.1. (Diferentes tipologías de muros de retención de tierras)



1.3.1. Fuerzas que intervienen en el cálculo de un muro de retención

En general las fuerzas actuantes sobre un muro de retención en el cual la sección estructural se mantenga constante a lo largo de un trecho considerable, pueden calcularse para una sección de muro en la dirección normal al eje longitudinal del mismo de un metro (1.00m) de longitud. A continuación se presentan las diferentes fuerzas que deben tomarse en cuenta en el cálculo de un muro de retención ya sean estas fuerzas estáticas o dinámicas.

a) *El peso propio del muro.*

Esta fuerza actúa en el centro de gravedad del muro.

b) *La presión o empuje del relleno contra el trasdós del muro con su correspondiente intensidad dependiendo del tipo de suelo que se trate.*

c) *La componente normal de las presiones en la cimentación.*

Generalmente se considera la presión en la cimentación linealmente distribuida a lo largo de la base, dando lugar a un diagrama trapecial de esfuerzos.

d) *La componente horizontal de las presiones en la cimentación.*

e) *La presión o empuje del relleno contra el intradós del muro, en caso de que exista.*

El nivel de desplante de un muro de retención debe colocarse bajo la zona de influencia de las heladas y a una cota que garantice la adecuada capacidad de carga del terreno. Esta fuerza es generalmente despreciada por la incertidumbre que causa a la hora de los casos prácticos.

f) *Fuerzas de puente.*

Estas fuerzas se consideran solo en el caso de que el muro de contención sea un estribo de puente. Se incluyen aquí las fuerzas de peso propio del puente, la fuerza del frenado, fuerzas centrífugas, en caso de puentes curvos, etc.

g) *Las sobrecargas actuantes sobre el relleno, usualmente uniformemente distribuidas o lineales.*

h) *Las fuerzas de filtración u otras debidas al agua.*

Si se permite la acumulación de agua tras el muro generará presiones hidrostáticas sobre él, independientemente de la calidad del relleno, pero en este caso se reduce además la presión de tierras por efecto del peso específico sumergido. Esta condición debe ser siempre evitada instalando en el muro un drenaje adecuado para evacuar el agua que se acumule en el relleno.



i) La subpresión.

Cuando el drenaje bajo el muro no es correcto o ha sufrido desperfecto, puede almacenarse agua en esta zona, lo que origina una presión hacia arriba en la cimentación del muro, haciendo que el muro “flote” y por consiguiente se produzca su falla. Esto se puede evitar colocando un adecuado drenaje bajo la cimentación.

j) Las vibraciones

Las vibraciones producidas por el tráfico, ferrocarriles o maquinaria pueden incrementar las presiones totales sobre muros cercanos. Sin embargo, no es frecuente introducir estos factores en los cálculos por ser relativamente pequeños.

k) Las fuerzas de impacto.

Estas fuerzas y sus efectos suelen ser rápidamente amortiguadas por el relleno y por tanto no son tomados en cuenta para el cálculo.

l) Los temblores o cargas debidas a sismos (cargas pseudoestaticas).

Los efectos de las cargas sísmicas lo que hacen es aumentar momentáneamente el empuje que se produce sobre el muro, pudiendo causar el fallo del mismo.

m) La acción de las heladas.

Cuando el drenaje de los rellenos no es adecuado, la parte superior del mismo puede saturarse y en condiciones climáticas apropiadas el agua puede helarse. Esto puede producir una expansión de cierta importancia del relleno y consiguientemente una mayor presión sobre el muro.

n) Las expansiones debidas a cambios de humedad en el relleno.

Estos problemas son frecuentes en rellenos arcillosos en los que la expansión produce un aumento en las presiones laterales sobre el muro. Cuando el suelo se seca se contrae, disminuyendo consecuentemente las presiones. Este efecto suele presentarse más intensamente en la superficie del relleno, decreciendo con la profundidad.



1.3.2. Modos de fallo

Para diseñar muros de retención es necesario definir lo que significa "fallo" y comprender cómo los muros pueden fallar. En condiciones estáticas los muros de retención actúan por fuerzas relacionadas a la masa del muro, el empuje del suelo y por fuerzas externas tales como las transmitidas por anclajes al terreno. Un diseño apropiado de un muro de retención conseguirá el equilibrio de estas fuerzas sin la introducción de esfuerzos cortantes que se aproxime a la máxima fuerza cortante que puede soportar el suelo. Sin embargo durante un sismo fuerzas inerciales y cambios en el suelo pueden causar un desequilibrio de estas fuerzas y causar una deformación permanente del muro. La falla, ya sea por deslizamiento, vuelco, flexión o cualquier otro mecanismo ocurre cuando estas deformaciones se vuelven excesivas. La cuestión es determinar qué nivel de deformación es excesivo. Esta deformación depende de muchos factores y deben establecerse in situ según el muro de que se trate.

Las tipologías de muros rígidos tienen diferentes modos de fallo los cuales, que se detallan a continuación, y que pueden ocurrir individualmente o conjuntamente.

Deslizamiento

Es el modo de fallo más común en muros de gravedad. Corresponden a un corrimiento de la estructura según el plano de cimentación, cuando ésta es superficial. (Figura 1.3.2.)

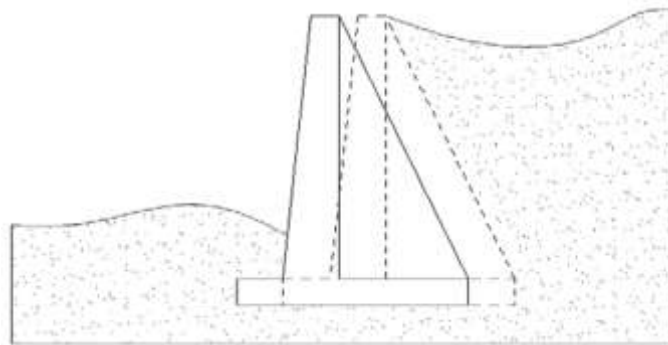


Figura 1.3.2. (Fallo por deslizamiento de un muro de contención)



Estabilidad global

El fallo de muros por este mecanismo se produce cuando se origina un deslizamiento profundo en el terreno que afecta globalmente tanto a la propia estructura de contención como al suelo que la soporta ya sea éste el correspondiente a la cimentación de la obra o incluso el suelo de los alrededores ajeno a la propia obra. (Figura 1.3.3.)

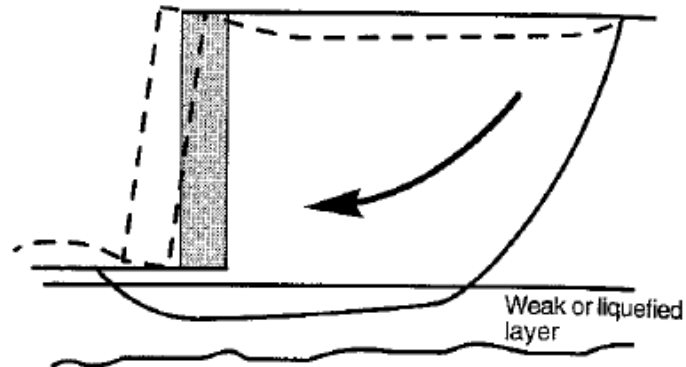


Figura 1.3.3. (Fallo por inestabilidad global del suelo bajo un muro de contención)

Vuelco

En el caso de muros de gravedad rígidos, estos vuelcan al pivotar sobre un suelo firme, cuando la cimentación es superficial (muro no enterrado) y los empujes dinámicos en el trasdós del muro son excesivamente altos. (Figura 1.3.4.)

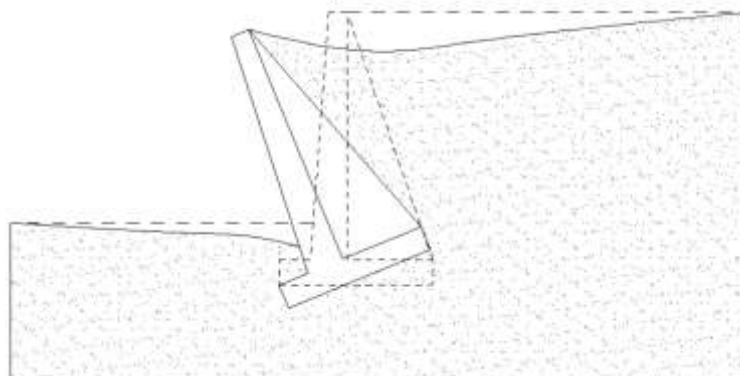


Figura 1.3.4. (Fallo por vuelco de un muro de contención)



Hundimiento

Éste es un mecanismo de colapso complicado, ya que el hundimiento se traduce en un asiento, un desplazamiento y un giro del muro, simultáneamente. Se produce cuando actúan cargas verticales (excéntricas) importantes sobre la zapata de la cimentación del muro, la cual está empotrada en un suelo blando. (Figura 1.3.5.)

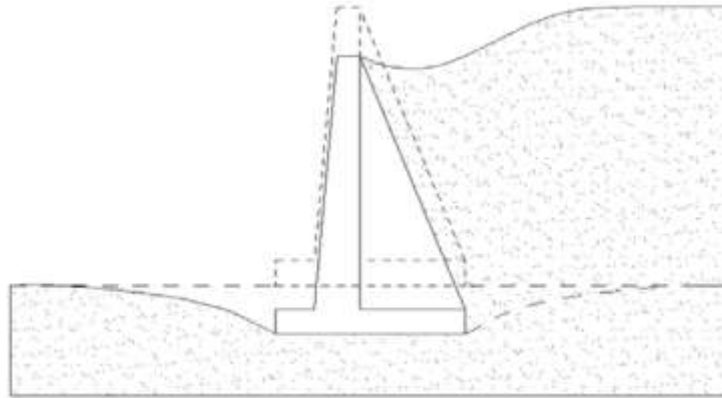


Figura 1.3.5. (Fallo por hundimiento de un muro de contención)

Además de los modos de fallo ya descritos, pueden producirse otros tipos de fallo, ya sean estáticos (por ejemplo: sifonamientos, erosiones o socavaciones en el pie del muro o en la zona de intradós) o dinámicos (licuefacción del suelo, por ejemplo).

1.3.3. Notación

Habiendo ya definido los modos de fallo más generales y las fuerzas que intervienen en el problema ahora se asignarán los nombres a las constantes y variables que se utilizarán durante todo este trabajo y que se muestran en la siguiente figura.

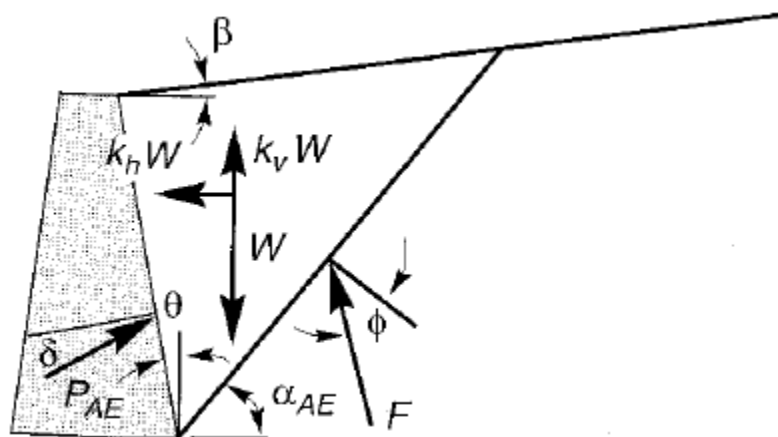


Figura 1.3.3.1. (Figura identificativa de nomenclatura)



Parámetros geométricos.

- (H) altura del muro.
- (B) anchura del muro.
- (θ) ángulo de inclinación del trasdós del muro,
- (β) ángulo de inclinación de la superficie del relleno respecto a la horizontal.
- (α_{ae}) inclinación de la superficie de rotura.

Parámetros del relleno.

- (φ) ángulo de fricción o rozamiento interno del suelo.
- (δ) ángulo de fricción muro – terreno en la parte del trasdós del muro.
- (γ) peso específico del suelo.
- (γ_{HA}) peso específico del hormigón armado.
- (c) cohesión del suelo.
- (c_w) adhesión muro-relleno en el trasdós del muro.

Fuerzas, Empujes y coeficientes.

- (W) peso propio de la cuña de rotura.
- (W_M) peso propio del muro.
- (F) resultante de la reacción del suelo.
- (P_{ae}) empuje dinámico activo sobre el muro.
- (P_{pe}) empuje dinámico pasivo sobre el muro.
- (k_h) coeficiente de aceleración sísmica horizontal.
- (k_v) coeficiente de aceleración sísmica vertical.
- (q) sobrecarga distribuida aplicada sobre el relleno.
- (K_{ae}) coeficiente de empuje dinámico activo de tierras.
- (K_{pe}) coeficiente de empuje dinámico pasivo de tierras.
- (h_d) punto de aplicación de la resultante del empuje respecto a la base del muro.

1.3.4. Descripción formal

El problema que pretendemos resolver consiste en el cálculo de un muro de gravedad que es sometido a una acción sísmica, tanto desde el punto de vista del diseño como del análisis del mismo. Este análisis trata de obtener los empujes a los que se verá sometida la estructura debido a los efectos de un sismo, así como también la posible superficie de falla más crítica que tendrá el relleno dependiendo del tipo este. Los cálculos empleados a estos efectos son los más comúnmente utilizados, pero tienen la limitación de que solo ofrecen datos de los empujes a los que se ve sometida la estructura. Sin embargo estos cálculos no consideran las deformaciones que se producen en los muros, debido a que las deformaciones (propiaemente: movimientos) son escasamente utilizadas para el diseño de muros. En este trabajo se presenta un estudio paramétrico basado en los empujes dinámicos activos principalmente, así como también basado en la aceleración límite que puede soportar un relleno.



2.- Estado del arte y el conocimiento

2.1. Introducción

Existe un gran número de estudios sobre el comportamiento de estructuras de retención de tierras y estribos de puentes contra terremotos de magnitud importante. Dichos estudios previos se resumen en este capítulo de manera sucinta.

2.2. Presiones de origen estático

2.2.1. Teoría de Rankine (1857)

Éste es uno de los procedimientos pioneros y más sencillos utilizado para el cálculo de los empujes activo y pasivo que causa un suelo de relleno sobre un muro de retención que lo sostiene. Esta teoría se basa en suponer que el trasdós del muro es vertical, la superficie del terreno es horizontal, el nivel freático es horizontal y estacionario no hay rozamiento entre el muro y el terreno. Se plantean entonces dos estados en los cuales la estructura de contención de tierras puede fallar, a saber: Estado Activo del suelo y Estado Pasivo. En el Estado Activo lo que ocurre es que el elemento de contención de tierras se aleja del suelo y por lo tanto éste puede llegar a una falla incipiente. En el Estado Pasivo lo que ocurre es que el muro empuja al suelo, rompiendo a éste a compresión.

2.2.2. Teoría de Coulomb (1776)

Hace más de 200 años, Coulomb (1776) presentó una teoría para las presiones activa y pasiva de tierra en muros de retención, en la cual supuso que la superficie de falla era un plano y que existía fricción suelo-muro. Coulomb observó que si se retiraba el muro de retención de un suelo granular, en el relleno se formaba una cuña de falla delimitada por la superficie del suelo, el límite con el trasdós del muro y una superficie de falla curva que para fines prácticos consideró como plana, como se muestra en la figura 2.2.1.

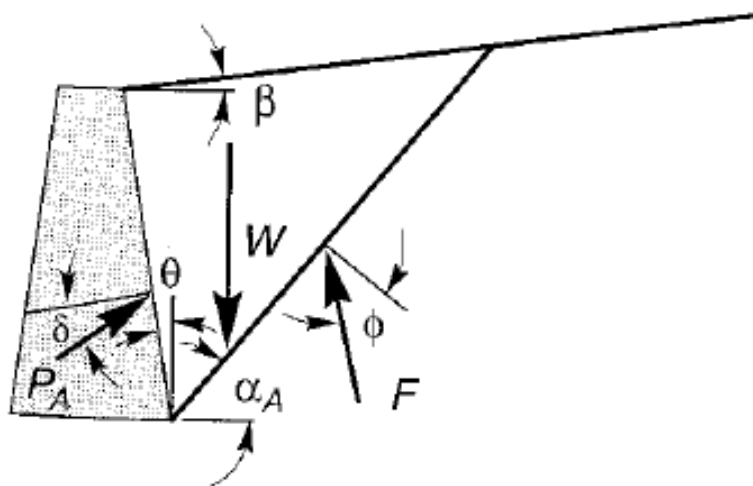


Figura 2.2.1. (Cuña de falla supuesta por Coulomb)

En dicha figura (W) es el peso propio de la cuña de rotura, (F) es la resultante de la reacción del suelo, (P_a) es el empuje sobre el muro, (θ) es el ángulo de inclinación del trasdós del muro, (β) es el ángulo de inclinación de la superficie del relleno respecto a la horizontal, (ϕ) es el ángulo de fricción interna del suelo y (δ) es el ángulo de fricción muro – terreno.

El empuje (P_a) que ejerce el suelo contra el muro se puede determinar conociendo la cuña crítica y resolviendo gráficamente el polígono de fuerzas del diagrama de cuerpo libre de la cuña a través de una suma vectorial, debido a que conocemos la magnitud, dirección y sentido del peso (W), y las magnitudes y direcciones de (P_a) y (F).

2.3. Presiones de origen dinámico

2.3.1. Métodos basados en el equilibrio límite: Métodos pseudoestáticos

Los métodos pseudoestáticos definen primero una superficie de rotura antes de iniciar los análisis. Se pueden establecer dos grupos métodos: aquellos que utilizan superficies de rotura planas y los que las utilizan superficies de rotura curvas.¹

Uno de los primeros métodos de este tipo para el cálculo de las presiones de tierras laterales debidas a efectos dinámicos se debe a *Okabe (1926)* y *Mononobe y Matsuo (1929)*, que desarrollaron las bases del análisis pseudoestático para el cálculo de presiones de tierra sobre muros debidas a sismos. Este método se ha

¹ Principalmente orientados al cálculo de empujes pasivos.



popularizado bastante entre los profesionales de la ingeniería civil ya que constituye una extensión de la Teoría de *Coulomb* (1776) para el caso de condiciones pseudoestáticas de carga dinámica. En el Método de Mononobe y Okabe (M-O) se aplican aceleraciones pseudoestáticas, activas o pasivas, a la cuña de falla de la teoría de *Coulomb*, calculando el empuje total de tierras mediante el equilibrio de fuerzas en dicha cuña. El método de Mononobe – Okabe ha sido analizado por numerosos autores entre los que se puede destacar una serie de trabajos que se resumen a continuación.

- *Seed y Whitman (1970)* realizaron un estudio paramétrico del método de M-O, concluyendo que el coeficiente de empuje dinámico activo de tierras (K_{ae}) aumenta cuando aumenta el valor del ángulo de inclinación de la superficie del relleno (β) o cuando disminuye el ángulo de fricción interna del suelo (φ), mientras que los parámetros de ángulo de rozamiento muro – terreno (δ) y el coeficiente de aceleración sísmica vertical (k_v) influyen poco en el resultado.
- *Richards y Elms (1979)* analizaron el efecto de la inercia del muro, no considerada en el método de M-O, de cara a la estabilidad del muro frente a deslizamiento. Comprobaron que para muros de gravedad, el efecto de la inercia es del mismo orden que la presión dinámica del suelo obtenida por M-O, por lo que había que tenerlo en cuenta en los cálculos.
- *Davies, Richards y Chen (1986)* al igual que *Seed y Whitman (1970)* también realizaron un estudio paramétrico sobre el coeficiente de empuje activo (K_{ae}) y pasivo (K_{pe}) de tierras, deducidos del método de (M-O). En dicho estudio comprobaron que la inclinación del plano de rotura con respecto al terreno (α_{ae}) tiende a cero a medida que aumenta el coeficiente de aceleración sísmica horizontal (k_h). También comprobaron que para sismos moderados, la superficie de fallo en el caso pasivo no difiere de manera significativa de la predicha para el caso estático, lo que no sucede en el caso activo.
- *Fang y Chen (1995)* investigaron la influencia de la dirección de las aceleraciones sísmicas en el método de Mononobe y Okabe. Comprobaron que el máximo empuje dinámico activo (P_{ae}) se produce cuando el coeficiente de aceleración sísmica horizontal (k_h) se dirige hacia el muro y coeficiente de aceleración sísmica vertical (k_v) hacia abajo. Por el contrario el mínimo empuje pasivo (P_{pe}) se obtiene cuando (k_h) se dirige hacia el muro



mientras que (k_v) se dirige hacia arriba. Por todo ello, para fines de diseño, proponen que se considere $k_v \leq k_h/2$.

- *Kim et al (2010)* mas recientemente, han extendido el procedimiento de M-O obteniendo una expresión analítica para el cálculo del empuje activo donde se incluye la cohesión del suelo, la adhesión con el trasdós del muro y la aplicación de una carga puntual y/o distribuida sobre el relleno. Para demostrar la validez de esta expresión, contrastaron su resultado con las soluciones obtenidas por M-O y con soluciones gráficas. Arango (1969) propone un método simplificado para obtener K_{ae} a partir de valores tabulados de K_a obtenidos por el método de Coulomb en condiciones estáticas, pero empleando valores modificados de las inclinaciones del muro y el relleno, θ y β .
- *Saran y Prakash (1970), Yakovlev y Shkola (1978) y Michalowski (1984)* propusieron metodologías similares basadas en establecer el equilibrio de un elemento diferencial de suelo situado dentro de una cuña de rotura definida previamente en lugar de buscar el equilibrio de la cuña completa, lo que permite obtener la ley de presiones sobre el trasdós del muro y no solamente la resultante.
- *Dewaikar y Halkude (2002)* desarrollaron una metodología distinta a la propuesta por *Mononobe y Okabe* la cual consiste en calcular el punto de aplicación del empuje activo y pasivo basadas en las ecuaciones de *Kotter*² en superficies de rotura plana.
- *Prakash y Basavanna (1969)* plantearon, para un suelo sin cohesión, un método analítico basado en cuñas planas y en el principio de superposición. Estos investigadores establecieron el equilibrio de acciones horizontales y momentos, (nótese que la teoría de Coulomb que no garantiza el equilibrio de momentos), para obtener la distribución de presiones en el trasdós del muro. Sus análisis demostraron que no existen grandes diferencias en cuanto a la magnitud del empuje activo respecto al método de M-O, aunque sí en cuanto al punto de aplicación de la resultante, obteniendo valores superiores a 1/3 de la altura del muro (H).

² Kotter desarrolló unas ecuaciones (que llevan su nombre) que deben satisfacer los esfuerzos generados a lo largo de una superficie de deslizamiento cualquiera en una condición de fallo incipiente.



- *Shukla et al (2009)* para el caso activo y *Shukla y Habibi (2011)* para el caso pasivo, desarrollaron sendas expresiones analíticas para el empuje de tierras en un muro de contención con trasdós vertical, sin rozamiento ($\delta = 0$), con relleno horizontal de tipo cohesión ($c - \varphi$) sin sobrecarga ($q=0$), basándose en la cuña de rotura de Coulomb y considerando tanto la aceleración horizontal como la vertical. Para ello buscan la cuña de rotura que maximiza o minimiza, según corresponda, la expresión completa de la resultante del empuje.

Hasta ahora solo se han definido métodos basados en cuñas de rotura plana. A continuación se presentan varios métodos que utilizan superficies de rotura curvas.

- *Morrison y Ebeling (1995)*, calcularon el empuje de tierras pasivo para distintos valores del rozamiento muro-relleno (δ) en un muro vertical con relleno horizontal, sin cohesión ni sobrecarga y con una superficie de fallo compuesta únicamente por un arco de espiral logarítmica. Para lo que tantearon distintas cuñas estableciendo el equilibrio de cada una de ellas hasta obtener la que proporciona el menor valor del empuje pasivo (P_{pe}). Se asume que toda la cuña de suelo se comporta como un bloque rígido y que los movimientos que sufra deben ser suficientes para movilizar toda la resistencia a cortante del suelo. Posteriormente, *Kumar (2001)* calculó nuevamente el empuje de tierras pasivo pero considerando una superficie de fallo compuesta por un arco de espiral logarítmica en las proximidades del muro y una superficie plana cerca de la superficie del terreno, uniendo ambas de forma tangencial.
- *Subba Rao y Choudhury (2005)*, basándose en la superficie de rotura empleada por Kumar determinaron los coeficientes de empuje pasivo asociados al peso del terreno, a la sobrecarga y a la cohesión, de forma análoga al método utilizado por Saran y Prakash para el caso activo con superficie de rotura plana. Para cada coeficiente, establecieron el equilibrio de momentos, anulando los términos correspondientes a los otros dos y buscaron la superficie de rotura que minimiza cada coeficiente de forma individual posteriormente aplicaron el principio de superposición. A los tres coeficientes, pero el problema surge al minimizar cada componente por separado, ya que se obtienen tres superficies de fallo distintas siendo difícil determinar cuál es la verdadera.



- *Hazarika (2009)*, plantea una investigación basadas en la teoría del equilibrio límite aplicada a cuñas de rotura compuestas. Este autor adopta una superficie de fallo formada por un arco de espiral logarítmica partiendo del muro seguida de un tramo plano más próximo a la superficie. En este estudio se propone una formulación analítica que permite calcular el empuje activo sobre el muro considerando además un fallo progresivo del material de relleno. Para ello *Hazarika* emplea una estimación del ángulo de rozamiento interno movilizado del suelo, que adopta diferentes valores en los distintos puntos del plano de rotura en función de los estados de deformación alcanzados, a diferencia del método de M-O que solo considera un valor fijo del ángulo de fricción interna del suelo (φ). El método se contrasta con los resultados obtenidos experimentalmente por *Ichichara y Matsuzama e Ishibashi y Fang*, haciendo la observación de que el método propuesto sigue la tendencia de dichos resultados experimentales, mientras que M-O solo predice los valores más bajos, subestimando el empuje activo, especialmente para las aceleraciones más altas.
- *Jakovlec (1977)* propone dos métodos para el estudio de una sobrecarga no uniforme sobre un área finita distanciada de la coronación del muro. El primer método se basa en la teoría de Coulomb y en él se deducen varias expresiones para determinar el ángulo de inclinación de la superficie de fallo (plana) y el empuje activo de tierras en presencia de una sobrecarga de cualquier tipo (no uniforme, inclinada o alejada una cierta distancia de la coronación del muro) actuando sobre un muro rugoso con un relleno horizontal y trasdós inclinado.
- *Motta (1994)* propuso unas expresiones para ese mismo tipo de muros con terreno inclinado, válidas tanto para empuje activo como pasivo, cuando actúa una sobrecarga uniforme sobre el relleno. Estas expresiones están basadas en la teoría de “Safe – Stress State” desarrollada años atrás por *Sokolovsky (1960)*.
- *Greco (2006)* siguiendo esta misma línea propuso una solución analítica para el empuje activo basándose en la teoría de Coulomb aplicada a un relleno sin cohesión sobre el que actúa una sobrecarga vertical finita, pudiendo tanto el relleno como el trasdós del muro estar inclinados. También analizó el efecto que tiene la posición de la sobrecarga tanto en el empuje activo,



como en la modificación del plano de falla y además propuso un procedimiento analítico simple para evaluar la posición del punto de aplicación del empuje.

- *Caltablanco et al. (2000)* usando también un método pseudoestático analizaron la influencia de una sobrecarga aplicada en un muro vertical y relleno horizontal situada a cierta distancia de la coronación del muro. También consideraron la influencia en la respuesta sísmica del sistema relleno-estructura del propio muro a través de las fuerzas normales y de cortante que se desarrollan en la base del mismo. Analizaron el equilibrio frente al deslizamiento y obtuvieron expresiones analíticas para la aceleración crítica y la inclinación de la cuña de rotura. Concluyeron que se obtienen distintas cuñas de rotura en los casos con y sin sobrecarga y que el colapso del muro se puede presentar para valores de aceleración crítica menores cuando hay sobrecarga.

2.3.2. Métodos basados en el equilibrio límite: Métodos pseudodinámicos

- El trabajo desarrollado por *Steedman y Zeng (1990)* es pionero dentro de los métodos pseudodinámicos para el cálculo de presiones y constituye la base de numerosas investigaciones posteriores. A partir de ensayos en centrífugas, Steedman y Zeng observaron que se producía una distribución de presiones no lineal con la profundidad, además de un cambio de fase en las aceleraciones del relleno a medida que las ondas de corte se propagan desde la base a la superficie del terreno. Estos aspectos no son recogidos por los métodos pseudoestáticos puesto que asumen que las aceleraciones son uniformes en magnitud y fase en todo el relleno³. Debido al hecho de que el módulo a cortante (G) de un relleno sin cohesión se va reduciendo para las cotas más próximas a la superficie y que la velocidad de las ondas de corte (v_s) tiene un valor finito, se produce un cambio de fase y una amplificación entre el movimiento en la base y el movimiento en la superficie del terreno, siendo éstos los principales aspectos que los métodos pseudodinámicos son capaces de reflejar.

³ La aceleración sería uniforme en magnitud y fase en el caso de suelo rígido y cuando la velocidad de las ondas de corte fuese infinita.



- Posteriormente *Choudhury y Nimbalkar (2006)* realizaron una extensión del método pseudodinámico de Steedman y Zeng en el caso activo, donde incluyen la velocidad de las ondas longitudinales (v_p) y una fuerza de inercia vertical (k_v). Del estudio paramétrico realizado sobre el modelo concluyen que, a medida que (k_h) aumenta también lo hace (P_{ae}) destacando la no linealidad de la distribución de presiones y la variación del punto de aplicación de la resultante. Observan una importante influencia en el empuje activo de (k_v) y (φ), mientras que el ángulo de rozamiento muro – terreno (δ) afecta poco. Dicho estudio paramétrico refleja los mismos comportamientos de (φ), (δ) y (k_h), que los observados en los estudios paramétricos de Seed y Whitman sobre M-O a excepción de (k_v), parámetro este que tenía poca influencia en M-O mientras que su influencia sí es notable en los métodos pseudodinámicos. Por último, contrastan los resultados obtenidos por el método pseudodinámico propuesto con los del método pseudoestático de M-O, obteniendo una distribución de presiones no lineal, más realista y de menor magnitud que en el caso de M-O.
- *Nimbalkar y Choudhury (2007)* aplicaron el enfoque pseudodinámico para analizar la estabilidad frente al deslizamiento de un muro en la condición de empuje pasivo y considerando la inercia del relleno y la inercia del muro, aspecto que hasta el momento había sido poco estudiado destacando solamente el trabajo desarrollado por Richards y Elms⁴. Nimbalkar y Choudhury asumieron para su estudio una superficie de rotura plana, por lo que los valores del mismo se limitan al rango $\delta/\varphi \leq 0.5$. Del estudio numérico desarrollado dedujeron que la estabilidad del muro frente a deslizamiento aumenta cuando aumenta (φ), mientras disminuye cuando aumenta k_v , el periodo de la sollicitación o la amplificación del movimiento, observando nuevamente que la influencia del ángulo de rozamiento muro – terreno (δ) es poco destacable. Continuando con el modelo pseudodinámico propuesto por Steedman y Zeng y modificado por Nimbalkar y Choudhury, *P Ghosh (2008)* lo generaliza para un muro con el trasdós inclinado, tanto en caso activo como en el pasivo, y también para el caso donde el trasdós del muro presente doble inclinaciones.
- También *Azad et al. (2008)* utilizaron el método pseudodinámico de Steedman y Zeng junto con el método de las rebanadas –empleado

⁴ Este método se mencionó en la sección 2.3.1 y se volverá a tratar más en detalle en la sección 3.4



previamente para el caso estático por autores como *Rahardjo y Fredlund* para obtener la distribución de presiones activas sobre el muro. Para ello calculan la estabilidad (equilibrio de acciones horizontales, verticales y momentos) de cada rebanada, considerando una superficie de rotura plana junto con un criterio Mohr-Coulomb, aplicado a un muro vertical con relleno horizontal y sin sobrecarga en la condición activa, el cual maximizan para encontrar la superficie crítica. De los resultados obtenidos comprueban que la resultante coincide con la resultante calculada por M-O, pero con una distribución de presiones totalmente distinta. A su vez, comparan sus resultados con los resultados experimentales de Seed y Whitman encontrando un ajuste razonable para el punto de aplicación de la resultante.

2.3.3. Métodos basados en las Teorías elásticas

- En esta sección enumeraremos brevemente algunos de los diferentes métodos existentes para el cálculo de muros basados en soluciones de la teoría de la elasticidad. En esta línea trabajaron a *Matsuo y Ohara (1960)* quienes propusieron una nueva formulación para evaluar las presiones de tierra sobre un muro fijo, considerando que el relleno es un medio bidimensional elástico y uniforme. Las soluciones obtenidas derivan de las ecuaciones de la elastodinámica, asumiendo que la onda viaja a través del medio elástico hasta alcanzar el muro donde se desarrollan las correspondientes presiones. Matsuo y Ohara deducen sendas expresiones analíticas para un muro fijo, tanto con parámetros elásticos constantes como variables con la profundidad, y para un muro con rotación respecto a su base. Contrastan sus soluciones teóricas con resultados experimentales, obteniendo un mejor ajuste para el caso de un muro fijo frente a un muro con rotación.
- *Tajimi (1973)* realizó un análisis teórico de las presiones dinámicas de tierras sobre muros enterrados cuando se someten a vibraciones periódicas de traslación horizontal o rotación respecto a su base. Para ello, se basan la teoría de propagación de ondas en dos dimensiones para un medio elástico y homogéneo. En el modelo matemático propuesto adopta un cuarto del espacio infinito sobre cuyo borde vertical están impuestas las deformaciones laterales que acompañan el muro. Finalmente, comprueba que sus resultados teóricos reproducen las tendencias obtenidas en diversos



resultados experimentales tanto para el caso de rotación como el de traslación.

- *Scott (1974)* propuso un modelo para reproducir el comportamiento dinámico del sistema muro-relleno donde considera el suelo como una viga a cortante unidimensional conectada al muro por una serie continua de muelles de constante elástica K . Dichos muelles representan la interacción suelo-muro, obteniendo así las presiones desarrolladas a cada cota del muro, que son proporcionales a los desplazamientos laterales a ese nivel. Scott considera un relleno horizontal y un sismo conocido en la base del muro. Para simplificar asume que predomina el primer modo de vibración frente a los demás, obteniendo la expresión para la deflexión de la viga a cortante y por tanto la distribución de presiones asociada y el empuje resultante sobre el muro y el momento en la base.
- Posteriormente *Yeh (1978)* adopta el modelo de Scott pero considerando movimientos tanto de traslación horizontal como de rotación del muro, a efectos de analizar la influencia que los movimientos del muro tienen sobre las presiones y momentos. A partir de los estudios numéricos desarrollados comprueba que el punto de aplicación de la resultante es similar al obtenido por Scott, pero que la magnitud de dicha resultante y los momentos producidos son mucho más altos.
- *Wood (1973)* propuso soluciones analíticas tanto para la condición estática del muro como dinámica usando la teoría elástica lineal para un muro liso que retiene un relleno homogéneo y elástico limitado por bordes rígidos. Resuelve tanto el caso de muro rígido como el cálculo de las presiones debidas a los desplazamientos del muro inducidos por el terremoto, para posteriormente combinar ambas soluciones en el dominio de la frecuencia (principio de superposición) y obtener una solución general para las presiones inducidas en una estructura deformable y sometida a un sismo horizontal en su base. Wood concluye que en el caso de muros rígidos sobre cimentaciones firmes el comportamiento durante el terremoto puede ser principalmente elástico, mientras que cuando existen grandes desplazamientos⁵ se puede desarrollar un estado plástico completo.

⁵ Se suele asumir que la condición plástica se alcanza cuando el desplazamiento de la coronación del muro es superior al 0.5% de la altura del muro.



- *Arias et al. (1981)* propusieron un modelo elástico donde analizan la interacción estática y dinámica entre el muro y el relleno en el rango de los pequeños desplazamientos. El modelo del relleno consiste en una modificación de la viga a cortante donde las tensiones verticales son nulas y solamente actúan tensiones horizontales, obteniendo soluciones analíticas tanto para una sollicitación sísmica cualquiera como para un impulso. Su modelo se puede generalizar a un caso tridimensional, a rellenos no homogéneos o rellenos con amortiguamiento línea.
- *Veletsos y Younan (1994)* reivindicaron la validez de las teorías elásticas frente al excesivo uso del método de Mononobe y Okabe. Observan que, dependiendo de las características del terremoto, el modelo propuesto por Scott puede presentar imprecisiones importantes debido a dos razones fundamentales. En primer lugar a que el modelo de Scott no incluye amortiguamiento geométrico del medio, y en segundo lugar a que no tiene capacidad para transmitir fuerzas verticales por medio de acciones de corte horizontal. En base a esto proponen un modelo para un estrato semi-infinito y uniforme de material viscoelástico lineal, con amortiguamiento de tipo histerético, limitado por una capa rígida inferior, libre en superficie y contenido en uno de sus contornos laterales por un muro rígido, fijo o con restricciones elásticas frente a la rotación. Este medio se modeliza por una serie de barras horizontales semi-infinitas, elásticas y de masa distribuida, junto con un grupo de muelles horizontales y lineales que representan la capacidad de transmitir acciones de cortante horizontal. La forma de proceder consiste en obtener la respuesta de cada barra y componer la respuesta total aplicando el principio de superposición para los m modos considerados, teniendo en cuenta que los modos más altos son poco significativos.
- *Psarropoulos et al (2005)* verificaron la solución analítica desarrollada por Veletsos y Younan a través de un modelo en elementos finitos implementando en el programa comercial ABAQUS. Por medio de este modelo analizaron problemas más realistas que no podían ser estudiados por medio de la solución analítica. En particular consideraron un relleno no homogéneo y la flexibilidad de la cimentación frente a la traslación.



- *Jung et al (2010)* ampliaron la solución analítica propuesta por Veletsos y Younan incluyendo el desplazamiento horizontal del muro. Contrastan sus resultados con las soluciones obtenidas de un modelo en elementos finitos donde además estudian la influencia de otros parámetros, tales como el desplazamiento vertical, la existencia de una interfaz friccionante muro-relleno y las características de la sollicitación sísmica. En la solución analítica asumen que no existen tensiones de cortante en la interfaz y que el muro y el relleno están siempre unidos, por lo que se pueden desarrollar tracciones, mientras que en el modelo numérico la interfaz se modela como friccional, de forma que el suelo se puede separar del muro si se produjeran tracciones. En ambos casos asumen que el muro y el suelo se mantienen en régimen elástico.
- *Wu y Finn (1996; 1999)* desarrollaron un conjunto de ábacos que permiten el cálculo del empuje sísmico sobre muros rígidos, con rellenos uniformes y no uniformes, de extensión finita o semi-infinita ($L/H > 5$) debido a una acción horizontal, sollicitación armónica o registro sísmico. Para ello emplean un método aproximado que se basa en una modificación del modelo de viga a cortante, trabajando sobre tres perfiles de suelo (G uniforme y G con variación lineal o parabólica con la profundidad), 25 valores de G y 10 acelerogramas y utilizando un modelo en elementos finitos derivaron envolventes de empujes máximos para el caso de relleno elástico no homogéneo y no lineal. En su investigación concluyen que el empuje sobre el muro es función de la frecuencia fundamental del sistema muro-relleno⁶. Obtienen las mayores presiones sísmicas en los casos en que el módulo a cortante elástico (G) es uniforme y las menores cuando el modulo a cortante elástico (G) es lineal, mientras que el punto de aplicación de la resultante varía entre $0.5H$, en el caso de G lineal y $0.64H$ cuando G es uniforme.

2.3.4. Métodos basados en soluciones elastoplásticas

Los trabajos que se relacionan a continuación están basados en soluciones elastoplásticas para el cálculo del empuje sobre muros.

- *Richards Jr. et al. (1991)* obtuvieron una solución elastoplástica para el análisis en campo libre (sin presencia de estructuras) de una capa de suelo homogéneo de material granular cuando se encuentra sometida a

⁶ Proponen un método aproximado para calcular la frecuencia fundamental del sistema muro-relleno.



aceleraciones horizontal y vertical uniformes. Estos autores presentaron su investigación desde un nuevo punto de vista, ya que asumen que al imponer al suelo una aceleración sísmica superior a un cierto valor crítico, el estado del suelo cambiará por completo. De tal modo que cuando se alcance la plastificación general del suelo, éste tendrá un comportamiento más próximo a un “fluido anisótropo” que es aquél cuyo flujo presenta restricciones sobre las direcciones en las cuales se puede desarrollar. Esto es lo que Richards et al. definen como fluidificación del material (“seismic shear fluidization”). Para ello, establecieron el equilibrio de un elemento diferencial de suelo junto con un criterio de rotura Mohr-Coulomb obteniendo ecuaciones simples que pueden reflejar varios estados de fluidificación y que permiten relacionar la fluidificación y la licuefacción⁷.

- En la misma línea de soluciones elastoplásticas, *Evangelista et al (2010)* desarrollaron una nueva solución definida como NSPPS (New Stress Pseudostatic Plasticity Solution) para evaluar el empuje de tierras activo, prestando especial atención al valor obtenido de la inclinación de la resultante respecto a la normal. Aplican esta metodología a muros flexibles (muros ménsula), con relleno horizontal o inclinado y sin cohesión. Para ello realizan el análisis del estado tensional de una masa de suelo sometida a una acción sísmica horizontal ($k_h \neq 0$, $k_v = 0$) cuando se encuentra en una situación de fallo bajo el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Este planteamiento es análogo al establecido en la teoría de Rankine, pero introduciendo en este caso una acción de cortante debida a la aplicación de la acción sísmica horizontal (k_h). Contrastan sus soluciones con el resultado de M-O obteniendo buenos ajustes cuando emplean los mismos valores de la inclinación de la resultante respecto a la normal.

2.3.5. Métodos basados en la teoría del análisis límite

La teoría del análisis límite ha sido ampliamente empleada en el campo de la geotecnia para la resolución de diferentes tipos de problemas, como la estabilidad de taludes, la capacidad de carga de cimentaciones o el empuje de tierras sobre un muro de contención. Esta teoría se apoya en dos teoremas, el teorema de la cota superior y el teorema de la cota inferior, que permiten acotar

⁷ La fluidificación se desarrolla con un flujo a cortante que tiene lugar a valores finitos de tensiones efectivas, produciéndose desplazamientos finitos e incrementales, mientras que en la licuefacción el flujo a cortante tiene lugar para valores nulos de tensión efectiva y los desplazamientos son limitados, entendiéndose por tanto la licuefacción como un caso limite de fluidificación.



superior e inferiormente el valor de la carga límite en estudio, de tal modo que cuando coinciden las soluciones aportadas por ambos teoremas se llega a una solución exacta.

En cuanto al cálculo del empuje sobre un muro en condiciones sísmicas a través de la teoría del análisis límite, se pueden encontrar en la bibliografía importantes estudios como se expondrá brevemente a continuación, aunque las referencias bibliográficas son mucho más extensas cuando se trata del caso estático. Por otra parte, es necesario indicar que la teoría del análisis límite solo proporciona resultados del valor límite de la resultante sobre el muro, pero no da información ni de la distribución de presiones ni del punto de aplicación de dicha resultante.

- Uno de los trabajos más relevantes en esta materia fue realizado por *Chen y Rosenfarb (1973)* que si bien fué desarrollado para un problema estático, sirvió de base para que posteriores autores lo aplicaran al caso dinámico. *Chen y Rosenfarb* emplearon el teorema de la cota superior para obtener el empuje límite, tanto en la condición activa como en la condición pasiva, en un caso general, es decir un suelo con cohesión, sobrecarga y un relleno con pendiente. Para ello estudiaron seis mecanismos traslacionales de fallo distintos, destacando favorablemente dos frente al resto. Uno de ellos estaba definido por dos bloques triangulares y el otro estaba compuesto por dos bloques triangulares intercalados por un tramo curvo definido por una espiral logarítmica, obteniendo aún mejores resultados con este último. *Soubra (1999)* propuso para el empuje pasivo un mecanismo de fallo traslacional conformado por n-bloques triangulares rígidos sometidos a una traslación horizontal. Este mecanismo permite una superficie de deslizamiento más libre respecto al mecanismo de espiral logarítmica propuesto por *Chen y Rosenfarb*, y también permite introducir cohesión, sobrecarga y relleno con pendiente inclinada.
- Posteriormente *Yang y Ying (2006)* basándose en el teorema de la cota superior y empleando el mecanismo traslacional de n-triángulos de *Soubra*, calcularon el empuje sísmico pasivo ($k_v=0$) con un criterio de rotura no lineal, a diferencia de los métodos anteriores que están basados en el método de Mohr-Coulomb. El criterio no lineal empleado está formado por una superficie de rotura curva y convexa definida por tres parámetros que se obtienen de forma experimental. Sin embargo, para simplificar el cálculo del



trabajo exterior y la disipación de energía interna emplean una recta tangente a dicha superficie curva por el punto de rotura, procedimiento que da resultados muy similares a las investigaciones donde se adopta un criterio Mohr-Coulomb. El criterio no lineal fue también empleado para el cálculo del empuje activo por Yang (2007), tanto para el caso estático donde empleó un mecanismo traslacional definido por dos bloques triangulares rígidos, como para el dinámico donde empleó un mecanismo rotacional formado por un único bloque rígido curvo definido por una espiral logarítmica. También se pueden encontrar métodos basados en la cota límite inferior, aunque en menor proporción que las de cota superior. Entre ellos se puede mencionar la investigación de Lancellotta (2002, 2007) para el empuje pasivo, primero para el caso estático y posteriormente para el dinámico+ (pseudo – estático), donde llega a obtener una solución analítica para el cálculo de la presión normal sobre el muro, mientras que las presiones tangenciales se pueden calcular como $\sigma_{xz} = (\sigma_{xx}) * (\tan \delta)$. Debido al empleo del teorema de cota inferior, Lancellotta obtiene una solución conservadora, que en ausencia de sismo (problemas estáticos) coincide las soluciones obtenidas por Sokolovskii y por Rankine.

- Coincidiendo con las publicaciones de Lacellotta también se publicó el trabajo desarrollado por Mylonakis *et al.* (2007), donde ambos mantienen importantes similitudes, aunque este último se puede aplicar a un caso más general, ya que permite tanto el cálculo del empuje activo como el pasivo y además la aplicación de una sobrecarga. Mylonakis y sus colaboradores, basándose en el teorema de la cota inferior, introducen el cálculo sísmico de forma pseudoestática, gracias a la rotación de los ejes del problema respecto al caso estático, al igual que lo hizo Lacellotta.

2.3.6. Método de las características

La gran mayoría de los métodos propuestos para calcular el empuje de tierras sobre un muro, fundamentalmente los basados en las teorías de equilibrio límite y análisis límite, pasan por definir previamente una geometría para la superficie de rotura. La hipótesis más sencilla es la de asumir una superficie de rotura plana. Sin embargo, el método de las características (“Method of Characteristics” o también “Slip line method”), desarrollado por Sokolovskii en 1960 para la plastificación de medios coulombianos bidimensionales, permite obtener una superficie de rotura de forma automática para un problema



bidimensional en deformación plana. Las ecuaciones de equilibrio y la condición de fallo, definida por el criterio de Morh-Coulomb, se satisfacen para cada punto de la masa de suelo involucrada. El cálculo se inicia a partir de dos puntos conocidos que se encuentran situados en el contorno, calculando para cada uno de ellos las dos familias de líneas de rotura y obteniendo un nuevo punto de cálculo como resultado de la intersección de dichas familias.

- *Kumar y Chitikela (2002)* emplearon el método de las características propuesto inicialmente por Sokolovskii para determinar el empuje pasivo de un suelo sin cohesión en un muro de trasdós inclinado y relleno horizontal, sometido a carga sísmica pseudo-estáticas. Obtuvieron así, usando el principio de superposición, dos coeficientes analíticos (K_{py}) debido al peso propio y (K_{pq}) debido a la sobrecarga. Kumar y Chitikela definieron tres posibles casos de cálculo en función de (θ_g) y (θ_w), que representan el ángulo entre la tensión principal primera y el eje vertical a lo largo de la superficie del relleno (θ_g) y a lo largo del muro (θ_w), respectivamente.
- Posteriormente, *Cheng (2003)* amplía el trabajo desarrollado por Kumar y Chintikela al caso de un muro con relleno inclinado y suelo tipo $c - \varphi$, tanto en la condición activa como pasiva. Usan para ello tres coeficientes, uno asociado al peso propio, otro a la sobrecarga y otro a la cohesión, aunque a diferencia de Kumar y Chintikela, Cheng no propone expresiones analíticas para dichos coeficientes sino que describe la metodología a seguir. Tanto Kumar y Chintikela como Cheng compararon sus resultados con los obtenidos por M-O (superficie de rotura plana), Morrison y Ebeling (superficie de rotura espiral logarítmica), Soubra (teorema de la cota superior en el análisis límite) y Kumar (superficie de rotura compuesta).



3.- Presiones de tierra en muros de gravedad sometidos a cargas sísmicas

3.1. Introducción

El comportamiento sísmico de muros de retención depende de la presión lateral de tierras que se desarrolla durante la excitación. Esta presión incluye la presión gravitacional estática que existe antes de que el sismo ocurra, y la presión gravitacional dinámica producida por el sismo.

La presión estática de tierras en estructuras de retención es influenciada por los movimientos del muro y del suelo. *La presión activa de tierras* se desarrolla como un movimiento del muro de retención “hacia afuera” del suelo que retiene, produciendo una tensión lateral del suelo del trasdós. Cuando el movimiento del muro de retención es suficiente para movilizar el terreno retenido se dice que se ha alcanzado la *presión activa mínima del terreno*. Un pequeño movimiento del muro de retención basta para desarrollar la presión activa mínima (para el caso de un suelo sin cohesión), por lo que los muros de gravedad se diseñan para que puedan producir este pequeño movimiento. En el caso de los muros restringidos⁸ la presión estática puede llegar a ser mayor que la presión activa mínima.

La presión pasiva se desarrolla como un movimiento del muro de retención “hacia dentro” del suelo retenido, produciendo una tensión de compresión lateral en éste. Cuando el movimiento del muro es suficiente para movilizar el suelo, entonces se dice que se ha alcanzado la *Máxima presión pasiva de tierras*. La estabilidad de muchos muros de retención depende predominantemente del balance entre la presión activa de un lado (trasdós) y la presión pasiva del otro lado (intradós).

Incluso en condiciones estáticas, la predicción de los movimientos y las fuerzas que se producen en muros de contención de tierras es una tarea complicada. Los desplazamientos son raramente considerados en los diseños; lo que se hace es estimar las fuerzas que actuarán sobre el muro de retención y hacer el diseño de los muros para que resistan dichas fuerzas con un factor de seguridad lo suficientemente alto como para que se produzcan deformaciones aceptables desde el punto de vista de la estabilidad de la estructura. Un sin número de

⁸ Este tipo de muro pueden ser: Muros Anclados, Estribos de puentes etc.



métodos simplificados se han desarrollado para evaluar las cargas en los muros de retención parte de los cuales se describen a continuación:

3.2. Método de Mononobe – Okabe (1929)

Debido a la compleja interacción suelo – estructura durante sismos, las presiones laterales de tierras basadas en las soluciones plásticas (también conocidas como pseudoestáticas) son ampliamente utilizadas para el diseño de muros de retención. Okabe (1926) y Mononobe y Matsuo (1929) desarrollaron las bases del análisis pseudoestático de los empujes producidos por un sismo en una estructura de retención de tierras, lo que se conoce popularmente como el método de Mononobe y Okabe (M-O). Este método, simple y directo, ha sido ampliamente utilizado por los diseñadores debido a que estudios experimentales y teóricos han mostrado que da resultados satisfactorios. Es el método más antiguo utilizado para determinar la presión lateral dinámica de tierras (activa y pasiva) sobre una estructura de retención y a su vez es una derivación del método de Coulomb en donde se le agregan a éste una fuerza vertical y una fuerza horizontal de inercia debidas a la carga sísmica pseudoestática El análisis se basa en las siguientes hipótesis:

- a) El desplazamiento del muro es suficiente como para producir un estado de equilibrio plástico del suelo del trasdós, con un empuje activo mínimo.
- b) La superficie de rotura del terreno es plana, pasa por el pie del muro y a lo largo de ella se moviliza la máxima resistencia a esfuerzo cortante.
- c) La cuña de rotura se comporta como un sólido rígido, de forma que las aceleraciones horizontales y verticales son uniformes en la masa de suelo y de valor igual a las componentes de la aceleración del terremoto en la base del muro.
- d) El empuje lateral sobre el muro actúa a $H/3$ de la base de éste, siendo H la altura del muro.
- e) Se desprecia la acción de las fuerzas de inercia de la propia estructura sobre la cuña de rotura.
- f) El tipo del suelo del relleno es granular sin cohesión y no saturado.



En 1776, Coulomb dedujo la siguiente ecuación⁹ para la presión activa de tierras en un muro de retención suponiendo relleno sin cohesión:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (3.2.1)$$

Donde:

$P_a \rightarrow$ Empuje activo por unidad de longitud del muro.

$\gamma \rightarrow$ Peso específico del suelo.

$H \rightarrow$ Altura del muro.

$K_a \rightarrow$ Coeficiente de empuje activo de tierras, definido por la ecuación:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2(\beta) \cos(\delta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - i)}{\cos(\delta + \beta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (3.2.2)$$

donde:

$\varphi \rightarrow$ Ángulo de fricción interna del suelo.

$\beta \rightarrow$ Ángulo que forma la superficie del trasdós con la vertical

$\delta \rightarrow$ Ángulo de fricción entre el muro y el terreno

$i \rightarrow$ Ángulo que forma la superficie del terreno con la horizontal

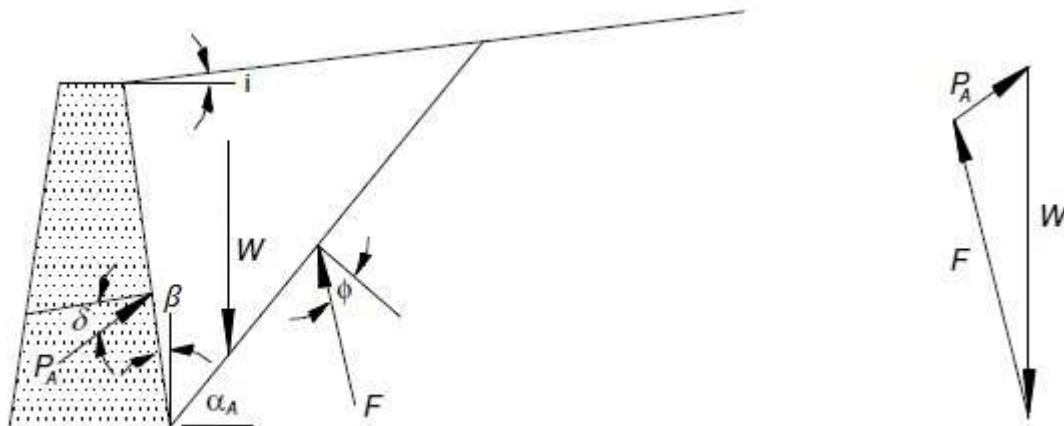


Figura 3.2.1. (Cuña de rotura de Coulomb y polígono de fuerzas actuantes)

La ecuación de Coulomb fue modificada por Mononobe (1929) y Okabe (1926) mediante la inclusión en la misma, en adición a las fuerzas estáticas, de dos fuerzas, una vertical y otra horizontal, que representan los efectos dinámicos que produciría un sismo sobre la masa de suelo soportada por el muro.

⁹ La deducción de esta ecuación 3.2.2 se puede encontrar en el libro Mecánica de Suelos II de Juárez Badillo y Rico Rodríguez, pág. 177.



La formulación consiste en introducir sendas fuerzas de inercia en la cuña deslizante a través de los coeficientes sísmico horizontal (k_h) y vertical (k_v), representativos del terremoto. Dichos coeficientes multiplicados por el peso de la cuña (W) dan como resultado dos acciones adicionales a las consideradas por la teoría estática de Coulomb.

La siguiente figura muestra las fuerzas que intervienen en la solución de Mononobe y Okabe. Línea AB es el parámetro del trasdós del muro y ABC es la cuña de rotura, considerada en el análisis como un sólido rígido.

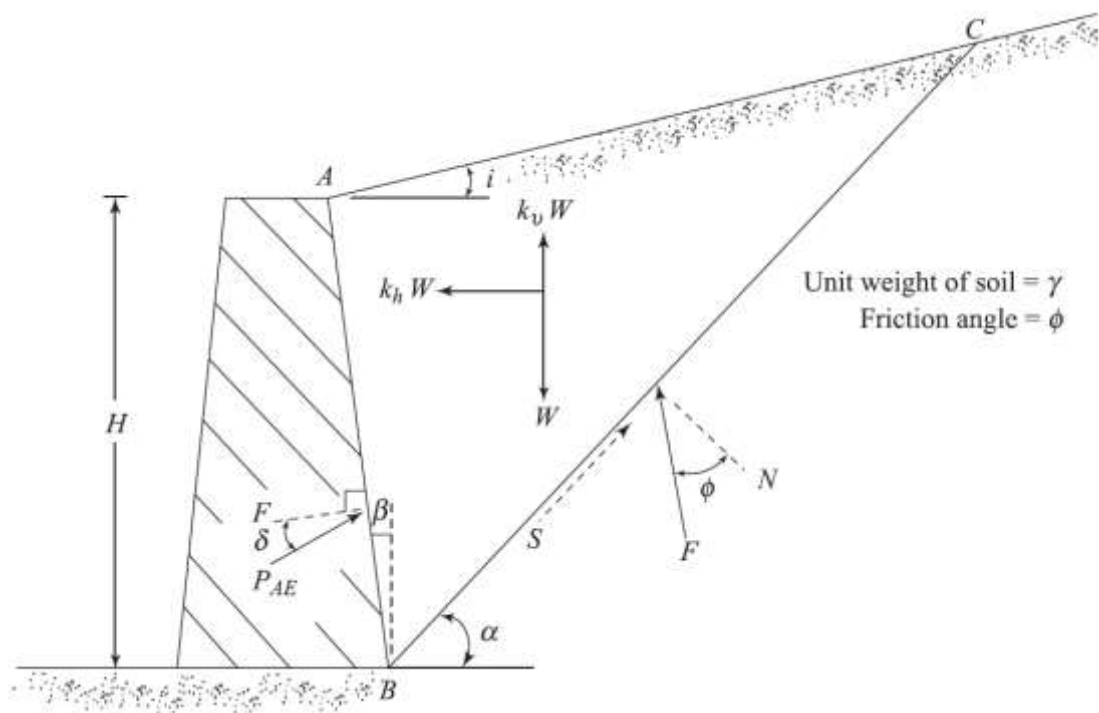


Figura 3.2.2. (Cuña de rotura por empuje activo de Mononobe y Okabe)

Las fuerzas que intervienen en este método son:

- Peso (W) de la cuña de rotura.
- Empuje dinámico activo de tierras. (P_{ae})
- Resultante de las fuerzas cortantes y normales a lo largo del plano BC de rotura (F).
- $k_h \cdot W$ y $k_v \cdot W$, fuerzas de inercia en las direcciones vertical y horizontal respectivamente, siendo k_h y k_v los coeficientes sísmicos respectivos;



$$k_h = \frac{\text{Componente horizontal de la aceleración}}{g} \quad (3.2.3)$$

$$k_v = \frac{\text{Componente vertical de la aceleración}}{g} \quad (3.2.4)$$

Y g la aceleración de a la gravedad.

Así pues, si se considera un muro de sostenimiento sometido a un movimiento sísmico, cuando la aceleración del suelo está dirigida hacia el relleno, las fuerzas de inercia en la cuña de rotura del suelo actúan hacia afuera tendiendo a desplazar al muro en este sentido. Para un cierto valor de la aceleración, se alcanza el estado límite de las fuerzas friccionales en la base de la estructura y el muro se desplaza hacia afuera con relación a la base, en la situación de empuje dinámico activo. Por el contrario, si la aceleración del suelo está dirigida hacia afuera, las fuerzas de inercia iniciales están dirigidas hacia el relleno, y la situación es de empuje dinámico pasivo, lo que requiere unas fuerzas de empuje muy elevadas para que se produzca la falla del suelo.

El **empuje dinámico activo** que resulta del análisis realizado por Mononobe y Okabe puede ser expresado como sigue:

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad (3.2.5)$$

donde K_{ae} es el coeficiente sísmico de empuje activo que se calcula con la siguiente expresión.

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \psi)}{\cos \psi \cos^2(\beta) \cos(\delta + \beta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - i - \psi)}{\cos(\delta + \beta + \psi) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (3.2.6)$$

donde:

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (3.2.7)$$

es el denominado “ángulo sísmico”

Respecto al ángulo que forma la superficie de falla crítica con la horizontal, *Zarrabi y Kashani (1979)* desarrollaron una expresión para determinar dicho ángulo de inclinación para el caso activo.



Esta expresión es la siguiente:

$$\alpha_{ae} = \varphi - \psi + \tan^{-1} \left(\frac{-\tan(\varphi - \psi - i) + C1E}{C2E} \right) \quad (3.2.8)$$

Siendo:

$$C1E = \sqrt{\tan(\varphi - \psi - i) [\tan(\varphi - \psi - i) + \cot(\varphi - \psi - \beta)] [1 + \tan(\delta + \psi + \beta) \cot(\varphi - \psi - \beta)]} \quad (3.2.9)$$

$$C2E = 1 + \{\tan(\delta + \psi + \beta) [\tan(\varphi - \psi - i) + \cot(\varphi - \psi - \beta)]\} \quad (3.2.10)$$

Todo lo anteriormente expuesto aplica únicamente al caso de empuje sísmico activo. A continuación trataremos la versión del método de Mononobe y Okabe para el caso de **empuje dinámico pasivo**.

Si sobre el muro se ejerce una fuerza que empuje hacia la masa del suelo, en un cierto instante, el relleno granular que sostiene este muro fallará a lo largo del plano de rotura BC que se muestra en la figura 3.1.3. En la falla, la fuerza (P_{pe}) de la figura representa la **fuerza dinámica pasiva**. Las fuerzas por unidad de longitud del muro que son necesarias para que éste alcance el equilibrio se muestran en la figura 3.2.3 y tienen la misma notación utilizada en figura 3.2.2.

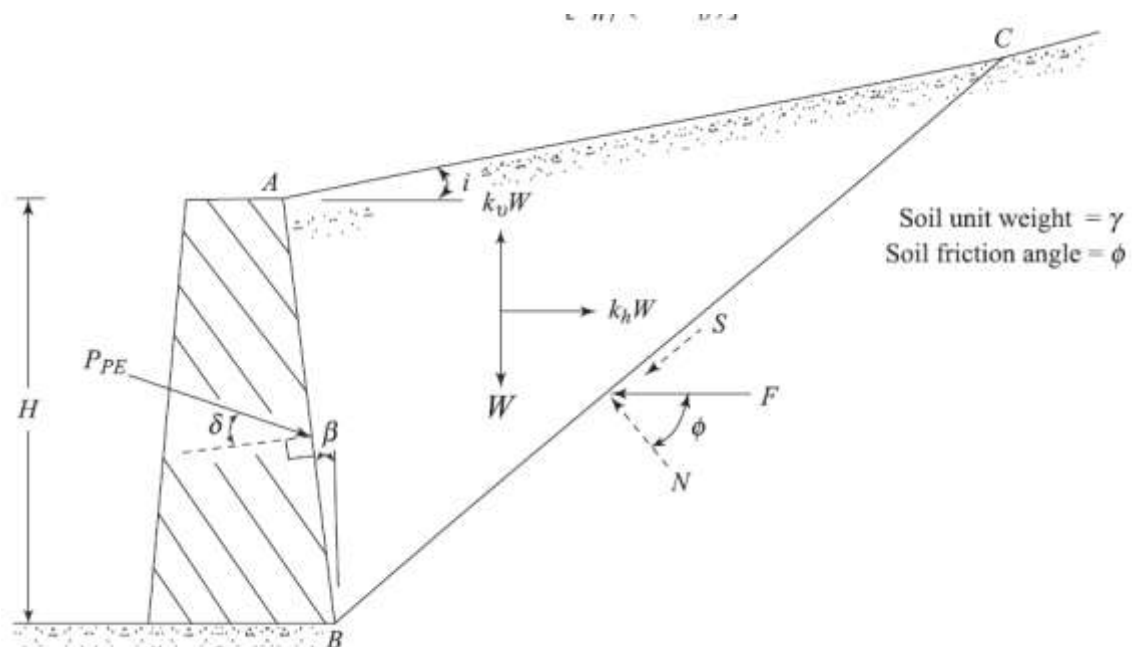


Figura 3.2.3. (Cuña de rotura por empuje pasivo de Mononobe y Okabe)



El **empuje dinámico pasivo** que resulta del análisis de Mononobe y Okabe puede expresarse como sigue:

$$P_{pe} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{pe} \quad (3.2.11)$$

donde K_{pe} es el coeficiente sísmico de empuje pasivo que se calcula con la siguiente expresión:

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\varphi + \beta - \psi)}{\cos \psi \cos^2(\beta) \cos(\delta - \beta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + i - \psi)}{\cos(\delta - \beta + \psi) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (3.2.12)$$

donde ψ es el "ángulo sísmico":

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (3.2.13)$$

Para el caso pasivo de Mononobe y Okabe, Zarrabi y Kashani (1979) también desarrollaron unas expresiones para determinar la inclinación de la superficie crítica de rotura con la horizontal.

$$\alpha_{pe} = \psi - \varphi + \tan^{-1} \left(\frac{\tan(\varphi + \psi + i) + C3E}{C4E} \right) \quad (3.2.14)$$

$$C3E = \sqrt{\tan(\varphi + i - \psi) [\tan(\varphi + i - \psi) + \cot(\varphi + \beta - \psi)] [1 + \tan(\delta + \psi - \beta) \cot(\varphi + \beta - \psi)]} \quad (3.2.15)$$

$$C4E = 1 + \{\tan(\delta + \psi - \beta) [\tan(\varphi + i - \psi) + \cot(\varphi + \beta - \psi)]\} \quad (3.2.16)$$



3.3. Método de Dubrova (1963)

Este procedimiento se denomina “Método de redistribución de presiones” y fue desarrollado por Dubrova (1963). El método permite calcular las presiones sísmicas que actúan sobre un muro rígido, con relleno granular en estado activo, bajo dos tipos de movimientos:

- 1) Rotación en base
- 2) Rotación en coronación

Para el primer caso el procedimiento de análisis se esquematiza en la Fig. 3.3.1 para un muro con trasdós vertical y relleno granular con una inclinación (i) respecto a la horizontal.

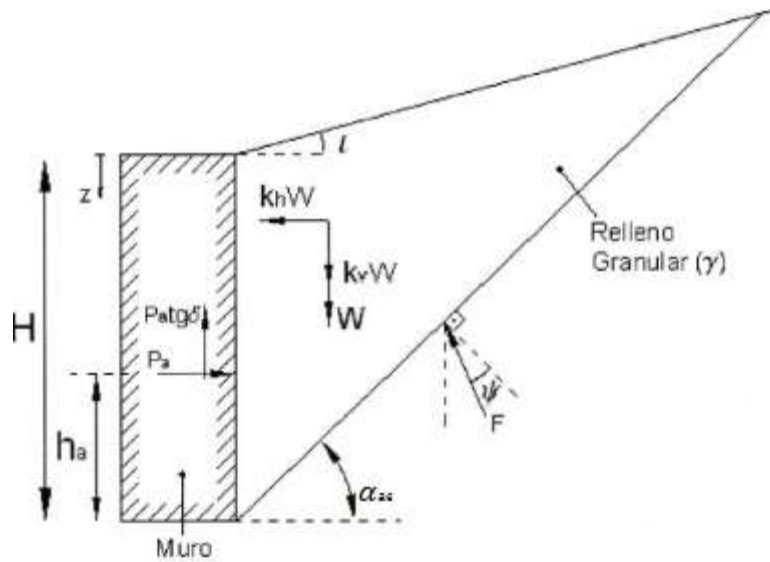


Figura 3.3.1. (Modelo de muro utilizado por Dubrova, 1963)

Si a este muro le aplicamos las condiciones de equilibrio dinámico para obtener el empuje sísmico a una cota z , se obtiene:

$$P_{ae} = W * \frac{\alpha^* \sin(\alpha_{ae} - \psi^*) + k_h \cos(\alpha_{ae} - \psi^*)}{\cos(\alpha_{ae} - \psi^*) + \tan \delta * \sin(\alpha_{ae} - \psi^*)} \quad (3.3.1)$$

En donde:

$$\alpha^* = 1 + k_v$$

(W) es el peso de la cuña de rotura

(α_{ae}) Es el ángulo de inclinación de la línea de rotura de la cuña de rotura con la horizontal



(ψ^*) Es el ángulo formado por la fuerza total resultante, F , en el plano de inclinación con la normal a éste.

(k_h) Es el coeficiente de aceleración sísmica horizontal

(δ) Es el ángulo de rozamiento entre el relleno y el muro

El peso de la cuña de rotura se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$W = \frac{1}{2} * \gamma * z^2 * \cos(i) \frac{\cos(\alpha_{ae})}{\sin(\alpha_{ae} - i)} \quad (3.3.2)$$

en donde:

(γ) Es el peso específico del relleno granular

(z) Es la profundidad a la que se calcula el empuje sísmico

(i) Es el ángulo de inclinación de la superficie del relleno con la horizontal

El ángulo de inclinación del plano de rotura con la horizontal (θ) se calcula, según Dimarogona (1983), de la siguiente manera:

$$\alpha_{ae} = \frac{\pi}{4} + \frac{\psi^*}{4} \quad (3.3.3)$$

mientras que el valor de el ángulo formado por la fuerza total resultante, F , con la normal al plano de inclinación (ψ) se obtiene dependiendo del tipo de rotación del muro:

$$\psi^* = \varphi - \varphi \frac{z}{H} \quad (\text{Rotación en Base}) \quad (3.3.4)$$

$$\psi^* = \varphi \frac{z}{H} \quad (\text{Rotación en Coronación}) \quad (3.3.5)$$

siendo:

(φ) Ángulo de rozamiento interno del relleno granular

(H) Altura total del muro



3.4. Método de Steedman - Zeng (1990)

Steedman y Zeng (1990) propusieron un método pseudodinámico para el cálculo de empujes, que tiene como finalidad incorporar de manera simplificada los efectos de amplificación y desfase producidos en el relleno tras un muro de contención por efecto de cargas sísmicas.

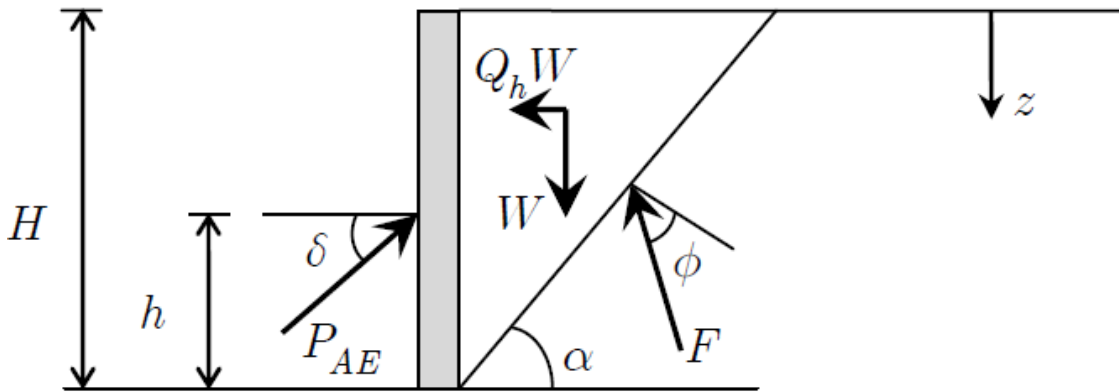


Figura 3.4.1. Geometría del muro y notación para el Método de Steedman y Zeng, (1990)

Para un muro ménsula (figura 3.4.1) de base fija y ($\theta = \beta = k_v = 0$), sometido en su base a una sollicitación sinusoidal o armónica de periodo T y amplitud (a_h), asumiendo una superficie de rotura plana y estableciendo el equilibrio de fuerzas horizontales, con un módulo de rigidez a cortante (G) constante, se tiene (Steedman y Zeng, 1990):

$$a(z, t) = a_h * \sin \left[\omega \left(t - \frac{H - z}{v_s} \right) \right] \quad (3.4.1)$$

en donde:

$a(z, t) \rightarrow$ Aceleración a una profundidad (z) desde la superficie del terreno

$a_h \rightarrow$ Componente horizontal de la amplitud del movimiento

$\omega \rightarrow$ Frecuencia angular del movimiento

$t \rightarrow$ Tiempo

$H \rightarrow$ Altura del muro

$z \rightarrow$ Profundidad

$v_s \rightarrow$ Velocidad de las ondas de corte en el terreno



La masa de un elemento diferencial de la cuña triangular de falla (Inclinada un ángulo α respecto a la horizontal) a la profundidad z viene dada por:

$$m(z) = \frac{\gamma H - z}{g v_s} dz \quad (3.4.2)$$

En esta ecuación:

$\gamma \rightarrow$ Es el peso específico del relleno.

$g \rightarrow$ Es la aceleración de la gravedad.

La fuerza inercial que actúa sobre el muro se obtiene integrando:

$$Q(t) = \int_0^H m(z) * a(z, t) dt = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \omega \zeta + \lambda(\sin \omega \zeta - \sin \omega t)] \quad (3.4.3)$$

En la ecuación 3.4.3 (λ) es la longitud de onda de la onda de corte que se propaga verticalmente:

$$\lambda = \frac{2\pi v_s}{\omega} \quad (3.4.4)$$

y

$$\zeta = t - \frac{H}{v_s} \quad (3.4.5)$$

Es importante notar que, para el caso de una cuña de falla rígida, los métodos de Mononobe-Okabe y de Steedman-Zeng coinciden, ya que:

$$\lim_{v_s \rightarrow \infty} (Q_h)_{max} = \frac{\gamma H^2 a_h}{2g \tan \alpha} = \frac{a_h}{g} W = k_h W \quad (3.4.6)$$

El empuje total del relleno (dinámico + estático) puede ser obtenido aplicando equilibrio de fuerzas en la cuña de la figura 3.4.1 de lo que resulta la siguiente expresión:

$$P_{ae}(t) = \frac{Q_h(t) \cos(\alpha - \varphi) + W \sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \quad (3.4.7)$$

Por consiguiente, la distribución de empujes se consigue derivando la ecuación (3.3.7) respecto de z . Así, se tiene que:



$$P_{ae} = \frac{\gamma z}{\tan \alpha} \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} + \frac{k_h * \gamma * z}{\tan \alpha} \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \sin \left[\omega \left(t - \frac{z}{v_s} \right) \right] \quad (3.4.8)$$

El primer término de la ecuación (3.4.8) corresponde al empuje estático que actúa sobre el muro, el cual varía linealmente con la profundidad y no depende del tiempo. La resultante de este empuje se ubica a una altura $H/3$ medida desde la base del muro. Por su parte, el segundo término constituye el empuje dinámico, el cual varía de forma no-lineal con la profundidad, en función de la razón H/λ . Por este motivo, el punto de aplicación del empuje dinámico no es constante como sugieren los métodos tradicionales, y varía con el tiempo según la ecuación:

$$h_d = H - \frac{2\pi^2 H^2 \cos \omega \zeta + 2\pi \lambda H \sin \omega \zeta - \lambda^2 (\cos \omega \zeta - \cos \omega t)}{2\pi H \cos \omega \zeta + \pi \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t)} \quad (3.4.9)$$

La Figura 3.4.2 muestra la comparación de los métodos de Mononobe-Okabe y Steedman-Zeng para un coeficiente de aceleración horizontal de 0.2 y una razón $H/\lambda = 0.3$. Se puede apreciar que ambos métodos dan valores bastante similares, siendo la estimación de Mononobe-Okabe algo más conservadora. Por este motivo y por su simpleza, suele preferirse en la práctica el uso de este último método.

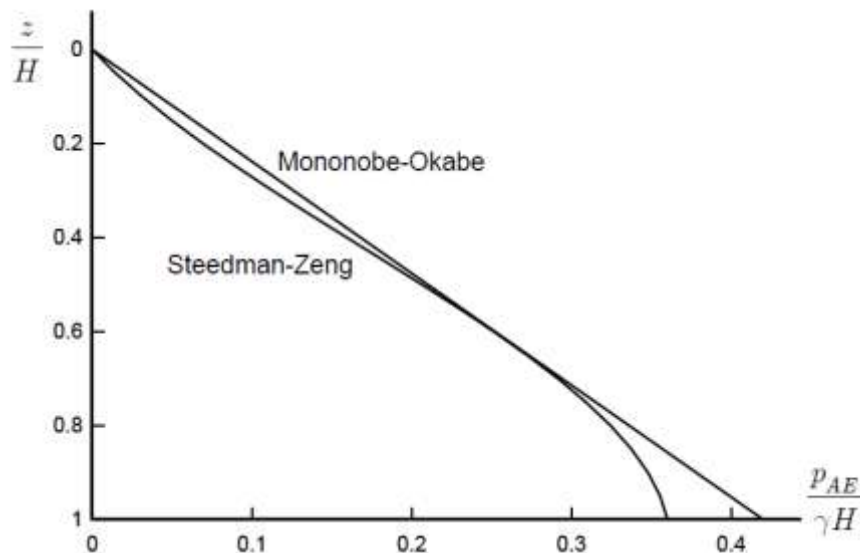


Figura 3.4.2. Comparación de métodos de Mononobe-Okabe y Steedman-Zeng



3.5. Método de Richards - Elms (1979)

Las estructuras de contención deben presentar estabilidad cuando están sometidas a cargas dinámicas y, adicionalmente, no deben sufrir desplazamientos permanentes excesivos después del final de la excitación, que puedan comprometer su utilidad.

Richards y Elms (1979) propusieron un método simplificado para el análisis sísmico de muros de gravedad asumiendo que estas estructuras constituyen un sistema dúctil (rígido-plástico) que puede aceptar desplazamientos permanentes de algunos centímetros. Se basaron para ello en el cálculo de los desplazamientos permanentes por el método tradicional de bloques deslizantes de Newmark (1965) combinado con los datos de Franklin y Chang (1977) para el cálculo de los desplazamientos permanentes del suelo. En este estudio se tomaron en consideración los efectos de inercia concluyendo que siempre se producen pequeños movimientos laterales del muro incluso para sismos moderados.

Las hipótesis de cálculo del método de Richards-Elms son las siguientes:

1. El muro de retención es rígido.
2. Las fuerzas de inercia debidas a la masa del muro se incluyen en el cálculo.
3. Solo se considera el deslizamiento traslacional del muro con relleno seco.
4. Una vez que la aceleración horizontal del suelo excede la aceleración admisible para éste, el muro se mueve alejándose del relleno hasta que la dirección del movimiento del muro cambie.
5. La cuña de falla del relleno se mueve como un cuerpo rígido con el muro de retención.

Cuando la cuña activa de suelo se someta a una aceleración suficientemente grande como para causar el desplazamiento del muro sobre su base, se dice que el muro ha llegado a la aceleración de fluencia o cedencia. Cuando la aceleración del sismo sea igual a la aceleración de fluencia o cedencia (a_y) se requiere que se cumplan las ecuaciones de equilibrio dinámico del muro. Estas expresiones se deducen de la figura 3.5.1 que ilustra el equilibrio dinámico de un muro rígido de gravedad con las fuerzas correspondientes.



$$T = F_h + (P_{ae})_h \quad (3.5.1)$$

$$N = W + (P_{ae})_v \quad (3.5.2)$$

En las ecuaciones anteriores: ϕ_b

$$T = N \tan \phi_b \quad (3.5.3)$$

$$F_h = \frac{a_y * W}{g} \quad (3.5.4)$$

$$(P_{ae})_h = P_{ae} \cos(\delta + \beta) \quad (3.5.5)$$

$$(P_{ae})_v = P_{ae} \sin(\delta + \beta) \quad (3.5.6)$$

donde:

$\phi_b \rightarrow$ Ángulo de fricción interna del suelo donde se va a cimentar el muro.

$N \rightarrow$ Componente vertical de la reacción de la base del muro.

$W \rightarrow$ Peso del muro.

$T \rightarrow$ Componente horizontal de la reacción de la base del muro.

$a_y \rightarrow$ Aceleración de fluencia o cedencia del suelo.

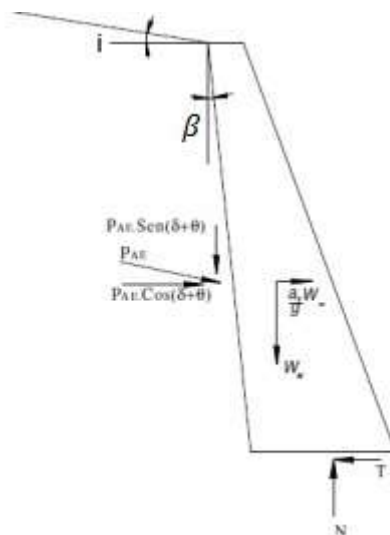


Figura 3.5.1. (Muro de gravedad bajo la acción de fuerzas pseudoestáticas)



La aplicación del método de Richards y Elms necesita estimar la aceleración de fluencia o aceleración límite (a_y) de la estructura para el muro de gravedad con peso (W_w) de la Figura 3.5.1. Para lograr esto se procede a hacer un artificio matemático con las ecuaciones anteriores. Si se sustituyen las ecuaciones 3.5.1 y 3.5.2 en la ecuación 3.5.3, al despejar la aceleración límite (a_y) nos queda que:

$$a_y = \left[\tan \varphi_b - \frac{P_{ae} \cos(\delta + \beta) - P_{ae} \sin(\delta + \beta) \tan \varphi_b}{W_w} \right] g \quad (3.5.7)$$

Richards y Elms (1979) recomiendan que el empuje de tierras (P_{ae}) sea calculado por el método de Mononobe-Okabe que, a su vez también necesita previamente del valor de (a_y) para ser aplicado. La solución de la ecuación 3.5.7 debe por tanto, ser realizada de forma iterativa.

Utilizando el método de la doble integración en el tiempo, Richards y Elms (1979) propusieron la siguiente correlación para determinar los desplazamientos permanentes del muro de gravedad usando los resultados del análisis de los bloques deslizantes (Newmark, 1965) ; Franklin y Chang, 1977):

$$d_{perm} = 0.087 \frac{v_{max}^2 \cdot a_{max}^3}{a_y^4} \quad \frac{a_y}{a_{max}} \geq 0.3 \quad (3.5.8)$$

donde (v_{max}) es la velocidad pico o máxima del suelo y (a_{max}) es la aceleración pico o máxima del suelo producidas por el sismo y (a_y) es la aceleración de fluencia del sistema muro-relleno.

Resulta interesante destacar que el valor del desplazamiento permanente total depende de los parámetros característicos del movimiento del suelo y de las características del muro, que están implícitamente contenidas en el valor de a_y . De esta manera a partir de la posibilidad de predecir el desplazamiento permanente, se pueden desarrollar procedimientos de diseño basados en la adopción de un desplazamiento aceptable para el movimiento del muro.



3.6. Método de Whitman - Liao (1985)

El método de Richard y Elms anteriormente descrito ofrece una aproximación determinista a la estimación de los desplazamientos ocurridos en muros de gravedad debido a fuerzas dinámicas. Su simplicidad viene, en parte, por considerar despreciables ciertos aspectos de los problemas de presiones dinámicas de tierras. *Whitman y Liao (1985)* identificaron varios errores de modelado en las hipótesis de Richard y Elms (1979). Estos errores eran fundamentalmente despreciar la respuesta dinámica del relleno, despreciar factores cinemáticos, despreciar mecanismos de vuelco y despreciar las aceleraciones verticales. Así por ejemplo, los análisis de elementos finitos del efecto de la respuesta dinámica del relleno debidas a desplazamientos de muros (Nadim, 1982), muestran que se produce una amplificación cuando la excitación del relleno coincide con su periodo natural, debido a que se producen desplazamientos permanentes considerablemente mayores que los que resultan del modelo de bloque rígido de Richard y Elms. Los estudios realizados con análisis en donde la cuña de falla y el muro considerados como bloques separados (Zarrabi – Kashani, 1979) muestran asimismo que los requerimientos cinemáticos de los desplazamientos horizontales y verticales de la cuña de falla causan desplazamientos mucho menores que el modelo de Richard y Elms. En esta misma línea, los estudios que combinan deslizamiento y vuelco (Nadim, 1980; Siddharthan et al 1992) indican que los mecanismos de vuelco generalmente incrementan el desplazamiento del muro con respecto a las predicciones del método de Richard y Elms. Lo mismo sucede con los métodos que consideran no nulas las aceleraciones verticales, que dan desplazamientos permanentes ligeramente más altos que los que la desprecian, por lo menos para muros con movimientos con picos altos (a_{\max} mayor de 0.5g) y $a_y/a_{\max} \geq 0.4$ (Whitman y Liao, 1985). Whitman y Liao cuantificaron y combinaron los efectos de cada uno de estos errores para describir el error total del modelo mediante una distribución lognormal de variables aleatorias con valor promedio, (M), y desviación estándar ($\sigma_{\ln M}$).

Utilizando los resultados de análisis de desplazamientos permanentes en catorce casos históricos publicados por Wong (1982), propusieron la siguiente expresión para estimar el valor medio de los desplazamientos permanentes del muro de gravedad:

$$\bar{d}_{\text{perm}} = 495 \frac{v_{\max}^2}{a_{\max}} \exp\left(\frac{-9.4 * a_y}{a_{\max}}\right) \quad (3.6.1)$$



donde d_{perm} viene dado en pulgadas, v_{max} se mide en pulg/seg y a_{max} se expresa en pulg/seg²

Las incertidumbres debidas a la variabilidad de los movimientos del suelo fueron caracterizadas por *Whitman y Liao (1985)* mediante una distribución lognormal de la variable aleatoria (d_{perm}), de valor promedio (d_{perm}) y desviación estándar ($\sigma_{\ln d_{perm}}$).

El efecto de la incertidumbre en las propiedades del suelo (específicamente los ángulos de fricción) sobre los desplazamientos permanentes fue también investigado. Usando desviaciones estándar de ($\sigma_{\phi} = 2^{\circ}-3^{\circ}$ para ángulos de rozamiento interno del suelo y $\sigma_{\delta} = 5^{\circ}$ para la interacción muro-relleno y Combinando todos los parámetros de incertidumbre se obtuvo la siguiente expresión para la varianza de la variable aleatoria lognormal \bar{d}_{per} : el desplazamiento permanente puede ser caracterizado como una variable aleatoria de distribución lognormal de valor promedio:

$$\sigma_{\ln d_{perm}}^2 = \left(\frac{9.4 * g}{a_{max}} \right)^2 \sigma_{ay}^2 + \sigma_{\ln M}^2 + \sigma_{\ln Q}^2 \quad (3.6.2)$$

donde:

$\sigma_{\ln Q} \rightarrow$ Desviación estándar de la variable aleatoria lognormal Q (incertidumbre en el movimiento sísmico del terreno)

$\sigma_{ay} \rightarrow$ Desviación estándar de la variable aleatoria lognormal a_y (resistencia del suelo)

$\sigma_{\ln M} \rightarrow$ Desviación estándar de la variable aleatoria lognormal M (error de modelado)



3.7. Método de Newmark (1965)

En la V Rankine Lecture, Nathan Newmark (1965) presentó un modelo sencillo de comportamiento de presas y terraplenes sometidos a acciones sísmicas.

El modelo expuesto suponía un bloque de presa o terraplén apoyado sobre un plano horizontal, sometido a un terremoto en una sola dirección, en el que el bloque deslizaría si la aceleración superaba al rozamiento entre el plano y el bloque. Newmark consideró dos hipótesis:

1. El bloque es libre de deslizar en cualquier dirección
2. El bloque está obligado a deslizar en una sola dirección.

Esta última hipótesis es la que se ha utilizado en la mayoría de las aplicaciones.

Este modelo ha sido utilizado para el estudio del movimiento de muros de contención de tierras en el caso de carga sísmica, determinando el desplazamiento permanente de un muro sometido a la acción de un terremoto.

Newmark propuso su método para la determinación del deslizamiento permanente de un terraplén producido por la acción de un sismo, para lo que simuló el terraplén que se mueve como un bloque rígido – plástico deslizando sobre un plano inclinado.

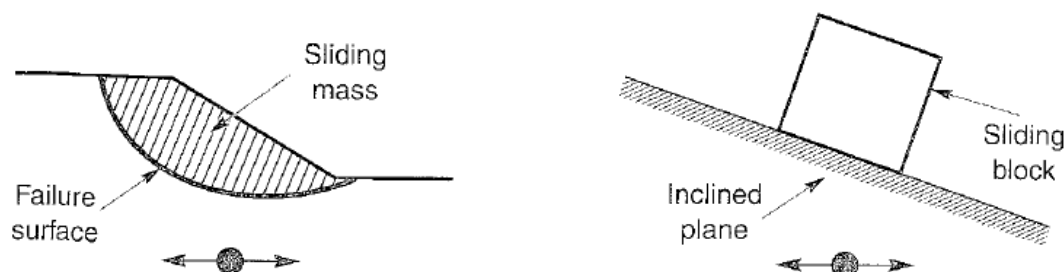


Figura 3.7.1. (Analogía utilizada en el método de Newmark)

La fuerza resultante debida a la aceleración sísmica, que hace que el terraplén deslice, es una parte del peso de la cuña que desliza (W) y se denomina $(k_h \cdot W)$, donde (k_h) es el coeficiente sísmico horizontal.

La masa deslizante se puede modelizar como un bloque deslizando sobre un plano inclinado. El plano está sometido a una aceleración $(k \cdot g)$ que es superior al valor límite $(k_h)_{lim}$ correspondiente a la condición de máxima resistencia al



deslizamiento, lo que implica que el bloque está en situación de deslizamiento inminente.

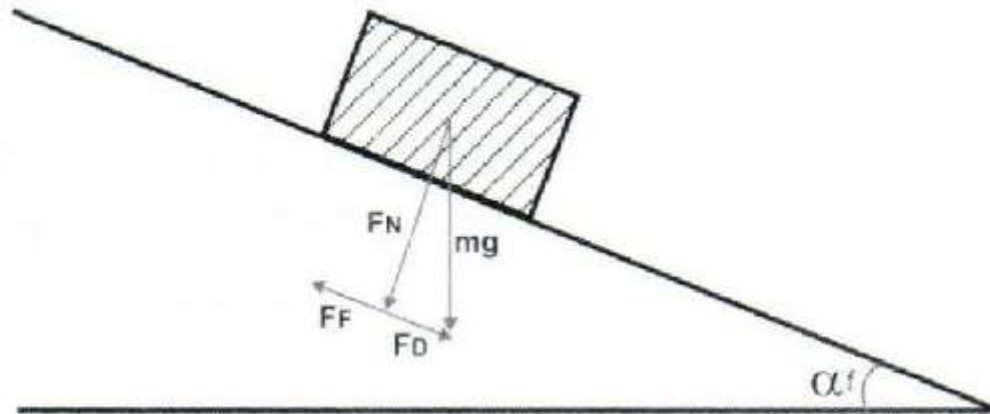


Figura 3.7.2. (Modelo de bloque deslizante)

En esta situación, el deslizamiento permanente del bloque es la suma de los desplazamientos incrementales ocurridos durante el movimiento sísmico del terreno.

Considerando que la resistencia del bloque se debe solamente al rozamiento plano-Bloque ($c=0$) el factor de seguridad al deslizamiento vale, en condiciones estáticas ($k_h=0$)

$$FS = \frac{\text{Fuerza estabilizadora}}{\text{Fuerza desestabilizadora}} = \frac{R_s}{D_s} = \frac{W \cos \beta \tan \varphi}{W \sin \beta} = \frac{\tan \varphi}{\tan \beta} \quad (3.7.1)$$

donde φ es el ángulo de fricción entre el bloque y el plano inclinado.

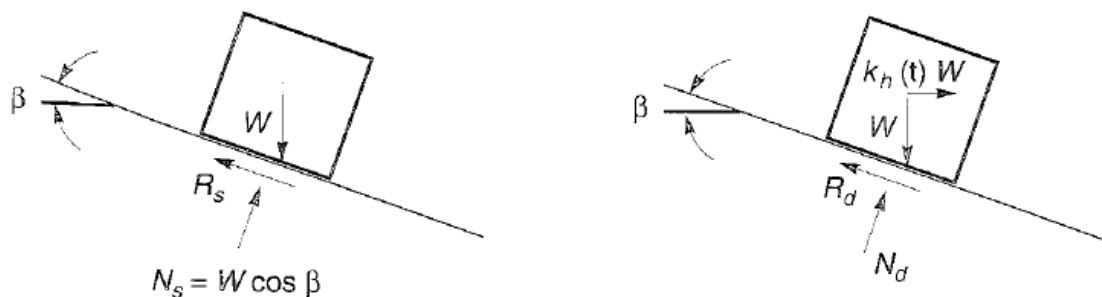


Figura 3.7.3. (Modelo de bloque deslizante para los casos estático y dinámico)



Si se considera ahora una aceleración horizontal, debida a un sismo, (figura 3.7.3), despreciando el efecto de la aceleración vertical, (hipótesis de Newmark) resulta que sobre el bloque actúa la fuerza de inercia ($k_h \cdot W$), lo que implica que el factor de seguridad será:

$$FS = \frac{\text{Fuerza estabilizadora}}{\text{Fuerza desestabilizadora}} = \frac{R_d(t)}{D_d(t)} = \frac{(\cos \beta - k_h(t) \sin \beta) \tan \varphi}{\sin \beta + k_h(t) \cos \beta} \quad (3.7.2)$$

El factor de seguridad dinámico decrece cuando (k_h) aumenta y habrá, en condiciones estáticas, algunos valores positivos de (k_h) que producirán un factor de seguridad de 1.0. A este coeficiente sísmico se le denomina coeficiente crítico (k_{crit}) y la aceleración correspondiente es la aceleración crítica, $a_{crit} = k_{crit} \cdot g$.

Para el caso estudiado, (aceleración dirigida en el sentido descendente del plano inclinado deslizamiento descendente del bloque), el coeficiente crítico resulta ser:

$$k_{crit} = \tan(\varphi - \beta) \quad (3.7.3)$$

mientras que para el deslizamiento ascendente del bloque:

$$k_{crit} = \frac{\tan \varphi + \tan \beta}{1 + \tan \varphi \cdot \tan \beta} \quad (3.7.4)$$

lo que se produce únicamente cuando φ y β son pequeños

Cuando un bloque situado sobre un plano inclinado está sometido a una aceleración pulsatoria de amplitud (A), que excede la aceleración crítica durante un intervalo Δt , se produce un movimiento relativo entre el bloque y el plano.

Si la aceleración crítica (a_{crit}) es menor que la amplitud (A), la aceleración relativa del bloque con respecto al plano inclinado, durante el intervalo comprendido entre (t_0) y ($t_0 + \Delta t$) es:

$$A_{rel}(t) = a_b(t) - a_{crit} = A - a_{crit} \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \quad (3.7.5)$$

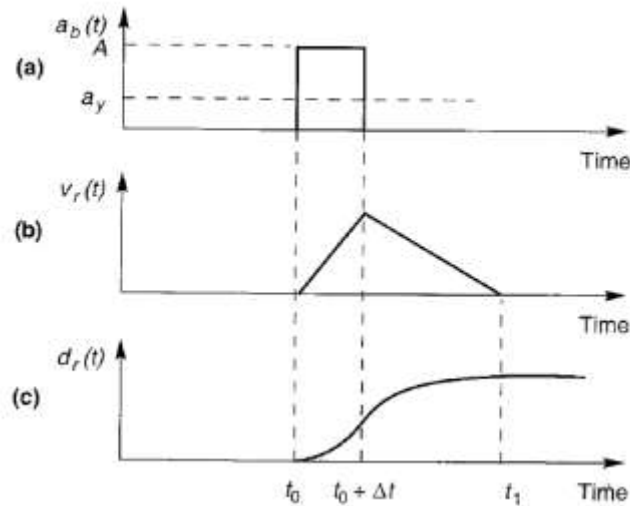


Figura 3.7.4. (Variación de la velocidad relativa y desplazamiento relativo entre el bloque deslizando y el plano debido a un pulso rectangular que excede la aceleración de fluencia)

La velocidad y el desplazamiento relativos del bloque con respecto al plano inclinado, se obtienen integrando dos veces con respecto al tiempo la aceleración relativa:

$$\begin{aligned}
 v_{rel}(t) &= \int_0^t a_{rel}(t) dt = (A - a_{crit})(t + t_0) & t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \\
 d_{rel}(t) &= \int_0^t v_{rel}(t) dt = \frac{1}{2}(A - a_{crit})(t + t_0)^2 & t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t
 \end{aligned}
 \tag{3.7.6}$$

Para $t = t_0 + \Delta t$, la velocidad relativa alcanza su valor máximo que es:

$$\begin{aligned}
 V_{rel}(t + t_0) &= (A - a_{crit})(\Delta t) \\
 \text{Por lo que: } d_{rel}(t + t_0) &= \frac{1}{2}(A - a_{crit})(\Delta t)^2
 \end{aligned}
 \tag{3.7.7}$$

Transcurrido ese tiempo, la aceleración desciende bruscamente a cero para $t = t_0 + \Delta t$ y el bloque se comienza a desacelerarse debido a la fuerza de rozamiento en su base. Para un tiempo $t = t_1$, la velocidad es nula y el desplazamiento cesa. Durante el intervalo $t = t_0 + \Delta t$ y $t = t_1$, la aceleración relativa del bloque con respecto al plano inclinado toma el valor:

$$a_{rel}(t) = a_b(t) - a_{crit} = 0 - a_{crit} = -a_{crit} \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t
 \tag{3.7.8}$$

mientras la velocidad relativa en este intervalo es:



$$v_{rel}(t) = v_{rel}(t_0 + \Delta t) + \int_{t_0+\Delta t}^t a_{rel}(t) dt = (A * \Delta t - a_{crit})(t - t_0) \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t$$

Estableciendo que para $t=t_1$ la velocidad relativa es igual a cero resulta:

$$t_1 = t_0 + \frac{A}{a_{crit}} \Delta t \quad (3.7.9)$$

Por tanto:

$$d_{rel}(t) = \int_{t_0+\Delta t}^t v_{rel}(t) dt = (A * \Delta t(t - t_0 - \Delta t) - \frac{1}{2}(t^2 - (t_0 + \Delta t)^2)) \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \quad (3.7.10)$$

Después del tiempo t_1 , el bloque y el plano inclinado se mueven juntos. En la figura 3.7.5 puede verse el desplazamiento sufrido por el bloque en el intervalo entre $(t=t_0)$ y $(t=t_1)$. Entre t_0 y $t_0+\Delta t$ la velocidad crece linealmente y el desplazamiento relativo cuadráticamente. Para $(t_0+ \Delta t)$ la velocidad alcanza su máximo y a continuación decrece linealmente hasta $t=t_1$.

Por tanto el desplazamiento relativo total (permanente) es:

$$d_{rel}(t) = \frac{1}{2} (A - a_{crit}) \Delta t^2 \frac{A}{a_{crit}} \quad (3.7.11)$$

Este desplazamiento depende de forma importante de la duración del tiempo en que se supera la aceleración crítica, de la amplitud y de la duración del pulso de aceleración.

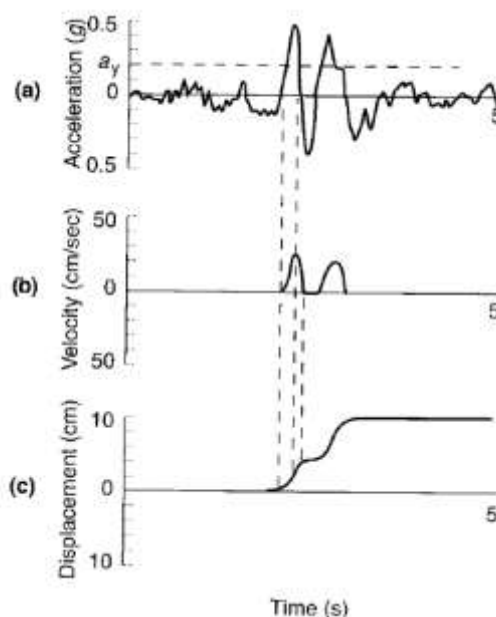


Figura 3.7.5. (Aceleración, velocidad y desplazamiento; Wilson y Keefer, 1985)



En el caso de un movimiento sísmico importante, la aceleración crítica puede superarse un número determinado de veces y provocar otros tantos incrementos de desplazamiento, como se muestra en la figura 3.7.5. Por tanto, el desplazamiento total será función de la duración del movimiento sísmico, así como de la amplitud y el contenido frecuencial. Sarma (1975) y Yegian et al. (1991) han demostrado que el desplazamiento de un bloque deslizante sometido a un movimiento armónico (rectangular, triangular o senoidal) periódica es proporcional al cuadrado del periodo del movimiento de la base.

Newmark se basó en este procedimiento para proponer que el desplazamiento permanente relativo para un movimiento pulsatorio de velocidad v_{\max} es:

$$d_{\text{rel}} = \frac{V_{\max}^2}{2a_{\text{crit}}} \left(\frac{1 - a_{\text{crit}}}{A} \right) \quad (3.7.12)$$

Esta ecuación es igual a la 3.7.11 cuando la velocidad máxima es: $V_{\max}^2 = A * \Delta t$

Franklin y Chang (1977) demostraron la validez de la ecuación 3.7.12 para un número importante de sismos. No obstante, una de las limitaciones del método de Newmark es no tener en cuenta la aceleración vertical debida al terremoto.



3.8. Resultados de pruebas de laboratorio

Durante los inicios del método de Mononobe y Okabe se desarrollaron varios modelos de laboratorio a pequeña escala para determinar la magnitud del empuje causado por un relleno seco y granular sobre un muro de retención (Mononobe y Matsuo, 1929; Jacobsen, 1939). Más recientemente, Sherif, Ishibashi y Lee (1982), Sherif y Fang (1984) y Ishibashi y Fang (1987) publicaron los resultados de mediciones de las presiones laterales de tierras en muros de laboratorio bien instrumentados para obtener mejores resultados. El muro modelo utilizado en mesa vibrante tenía una altura de 1m y fue sometido en los ensayos a un movimiento sinusoidal de 3.5 Hz de frecuencia que transmitía al conjunto muro-relleno una aceleración máxima de hasta 0.5g. Los resultados de estos experimentos se comentan aquí de forma resumida.

La distribución de la presión activa de tierras y en consecuencia la magnitud del empuje activo depende mucho del modo de fallo del muro. En la siguiente figura se muestran los tres posibles fallos a los que se ve sometido un muro en condiciones de empuje activo.

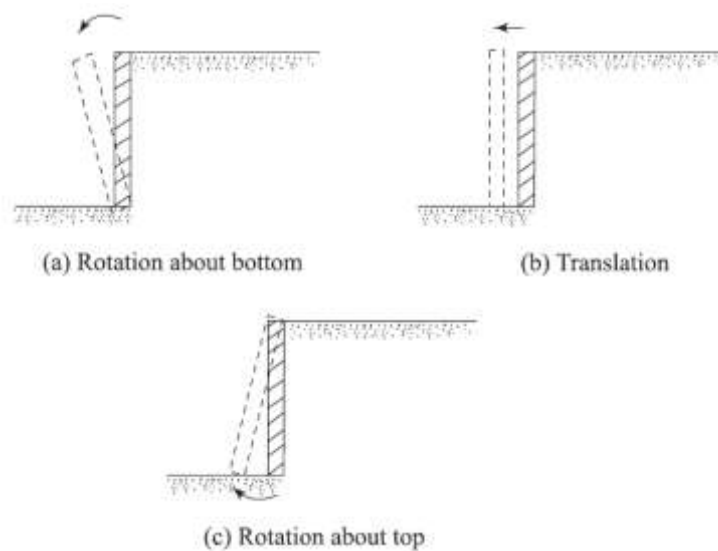


Figura 3.8.1. (Fallos causados por una condición activa: a) Rotación en la base, b) Traslación y c) Rotación en coronación)



Los resultados de los ensayos de laboratorio en modelo reducido relacionados con cada uno de estos tres modos de fallo se describen a continuación:

A. Rotación con respecto a la base del muro de retención

Ishibashi y Fang (1987) midieron la distribución de presión dinámica activa de tierras detrás del muro modelo de 1m de altura con trasdós vertical ($\theta = 0$). Se utilizó arena seca como material de relleno. La superficie del relleno se mantuvo horizontal ($\beta = 0$) y las propiedades de la arena del relleno fueron las siguientes:

Peso específico seco del relleno: 15.94 – 16.11 kN/m³

Densidad relativa del relleno: 49.5 – 57.6%

Ángulo de fricción interna: 38.5 – 40.1

Para estas pruebas el muro modelo fue rotado en la base. La magnitud del coeficiente sísmico horizontal (k_h) fue variando desde 0 hasta 0.6 y el vertical (k_v) se mantuvo igual a 0. De la ecuación 3.2.5 se despejó el parámetro K_{ae} :

$$K_{ae} = \frac{P_{ae}}{\frac{1}{2}\gamma H^2} \quad (3.8.1)$$

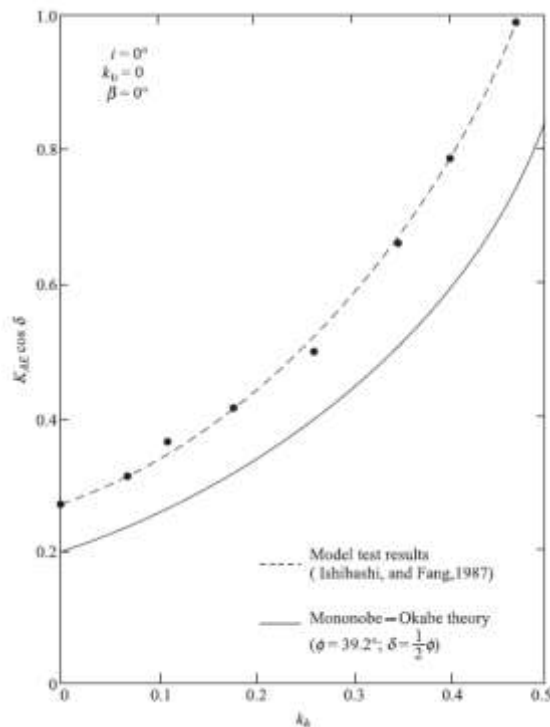


Figura 3.8.2. (Comparación entre el modelo teórico y el modelo experimental de rotación en la base)



para comparar los resultados experimentales con los de los distintos métodos de cálculo.

La figura 3.8.2 muestra la variación de los valores experimentales de $(K_{ae} \cos \delta)$ obtenidos de las pruebas de Ishibashi y Fang (1987). También se presenta en la figura 3.8.2 la variación teórica del parámetro $K_{ae} \cos \delta$ obtenido de la ecuación 3.2.5 con $k_v = \theta = \beta = 0$). Se asume en dicha figura que $\varphi = 39.2^\circ$ y $\delta = \varphi/2$. La comparación entre los valores teóricos y experimentales mostrados en la figura 3.8.2 es como sigue:

$$P_{ae(\text{experimental})} = 1.23 \leftrightarrow 1.43P_{ae(\text{teórico})} \quad (3.8.2)$$

B. Traslación del muro

Sherif, Ishibashi y Lee (1982) reportan resultados experimentales de un muro sometido a traslación por efecto sísmico. Los parámetros de los ensayos realizados son los siguientes:

Muro de retención

Altura H: 1.00m

Ángulo que forma el trasdós del muro con la vertical ($\beta = 0$)

Arena del relleno

Peso específico: 16.28kN/m³

Ángulo de fricción interna: 40.9°

Ángulo de fricción muro – relleno: ($\delta = 23.9^\circ$)

Ángulo del relleno con la horizontal ($i = 0^\circ$)

Para estas pruebas la magnitud del empuje horizontal ($K_{ae} \cos \delta$) variaba desde 0 hasta 0.5, con un coeficiente sísmico vertical $k_v=0$. La figura 3.8.3 muestra la comparación entre valores experimentales y valores calculados con el modelo de Mononobe – Okabe. La conclusión que se puede sacar de esta gráfica es que los valores experimentales de (P_{ae}) obtenidos por Sherif, Ishibashi y Lee (1982) resultan ser alrededor de un 30% mayores que los obtenidos con el modelo de Mononobe y Okabe a través de las ecuaciones 3.2.5 y 3.2.6.

Sherif, Ishibashi y Lee (1982) también desarrollaron una relación empírica para la magnitud de la traslación del muro en función de la variación del ángulo de fricción interna de la arena (φ_{pico} vs $\varphi_{\text{residual}}$):

$$\Delta = H(7 - 0.13\varphi)10^{-4} \quad (3.8.3)$$



(Δ = traslación lateral del muro de retención ; H = altura del muro)

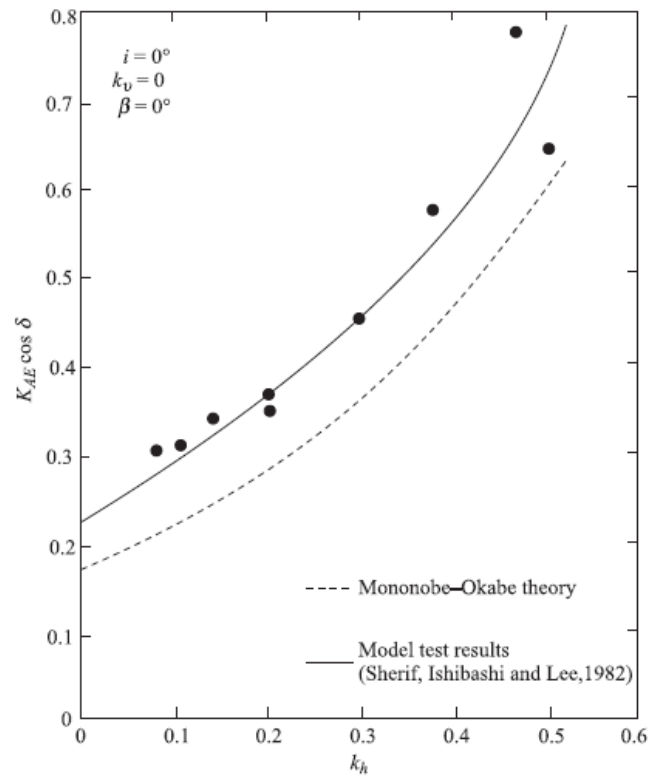


Figura 3.8.3. (Comparación entre el modelo teórico y el modelo experimental de traslación del muro)

C. Rotación con respecto a la coronación del muro de retención

Sherif y Fang (1984) publicaron la distribución de la presión dinámica de tierras detrás de un muro de retención de gravedad de 1m de altura con trasdós vertical ($\beta = 0$) y experimentando una rotación en su parte superior. Se utilizó como relleno una arena con un peso específico promedio de 15.99 kN/m³. La superficie del relleno se mantuvo horizontal ($i = 0^\circ$). En la figura 3.8.4 se muestra (la variación, con la profundidad, de la distribución de las presiones activas dinámicas $p_{ae} \cos \delta$), También se muestra en esta figura el modelo teórico de Mononobe y Okabe (con $\beta = 0^\circ$, $i = 0^\circ$, y $k_v = 0^\circ$) para varios valores de k_h .

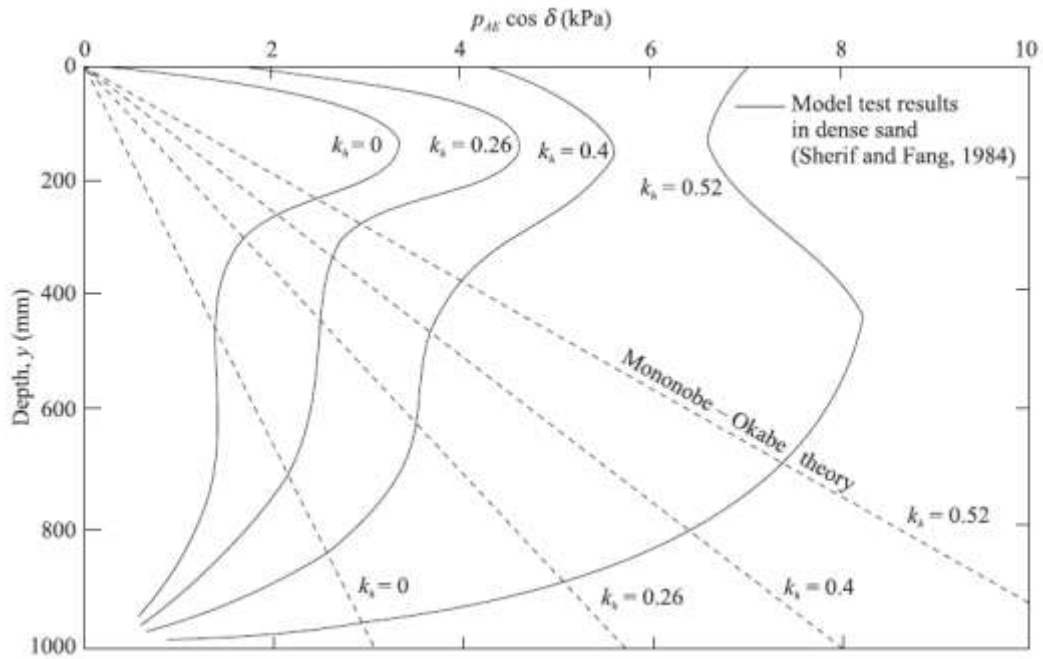


Figura 3.8.4. (Comparación entre el modelo teórico y el modelo experimental de rotación en coronación)

De la comparación del modelo teórico y el experimental, se deducen las siguientes conclusiones:

- a) Cuando la falla de muro ocurre por rotación en su parte superior la variación de la presión dinámica activa de tierras es muy diferente de la predicha por la teoría de Mononobe y Okabe.
- b) Para un valor dado de k_h , la componente horizontal del empuje, $P_{ae} \cos \delta$, calculada con la curvas experimentales usando la ecuación:

$$P_{ae} \cos \delta = \int (p_{ae} \cos \delta) dy \quad (3.8.4)$$

y= profundidad medida desde la parte superior del muro.

es alrededor de un 15 a un 20% mayor que la predicha por la teoría de Mononobe y Okabe.



4.- Estudio paramétrico de algunas metodologías

4.1. Introducción

En este capítulo, en base al estudio paramétrico del método de Mononbe-Okabe realizado por Seed y Whitman (1970) se presenta un estudio paramétrico de las diferentes fórmulas para calcular el empuje sísmico de las tierras a efectos de comparar los distintos métodos antes expuestos. Este estudio será más amplio que el realizado por Seed y Whitman ya que abarcará los métodos de Mononobe –Okabe y de Dubrova para los casos activo y pasivo.

Para el estudio se ha considerado el muro vertical de la Fig. 4.1.1, que retiene un relleno no cohesivo cuyo ángulo de fricción interna es de 33° ($\phi=33^\circ$), con un peso específico de 16.50kN/m^3 ($\gamma=16.50\text{kN/m}^2$) (105pcf).

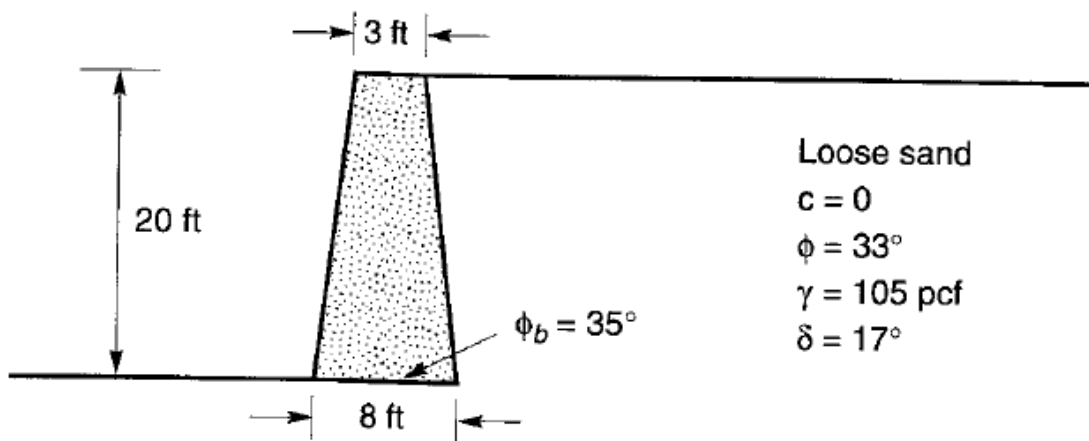


Figura 4.1.1. (Ejemplo utilizado en los estudios paramétricos realizados)

El objetivo del estudio es analizar la variación del empuje dinámico (P_{ae} o P_{pe}) con respecto al coeficiente de aceleración horizontal (k_h), haciendo variar algunos parámetros (ϕ , i , δ y k_v) y dejando los demás iguales para luego analizar las graficas resultantes.



4.2. Método de Mononobe – Okabe (1929)

La formulación de Mononobe y Okabe, pese a que su planteo parece muy general, al considerar tantas variables en juego, tiene limitaciones. Las variables no son independientes entre sí y las mismas se encuentran acotadas por ciertos límites.

A estas consideraciones debe sumarse el hecho de que muchas de estas variables provienen de parámetros geotécnicos con sus correspondientes imprecisiones y otros son característicos del terremoto, con su aleatoriedad e incertidumbre inherente. Es por ello que se justifica plenamente el empleo de expresiones simplificadas para determinar los empujes activos dinámicos, de forma rápida y sencilla por parte de los ingenieros proyectistas.

Los resultados de este método pueden considerarse conservadores si se tiene en cuenta que estructuras de contención que no verifican según este método, no han volcado durante sismos severos. Ello se debe a que se produjeron desplazamientos en los muros sin que los mismos salieran de servicio.

El método de M-O es válido exclusivamente para suelos secos sin cohesión normalmente consolidados, lo que lo hace muy limitativo si existen diferentes tipos de suelo en el área de estudio. En el mismo se hacen hipótesis que difieren mucho de la realidad tales como:

- a. El desplazamiento del muro debe ser suficiente como para producir un estado de equilibrio plástico del suelo del trasdós.
- b. La superficie de rotura del terreno es plana y en ella se moviliza el máximo esfuerzo cortante.
- c. La cuña de rotura se comporta como un sólido rígido.
- d. El empuje lateral actúa a $H/3$ del muro.
- e. Se desprecian las fuerzas de inercia del muro.

Ninguna de las hipótesis anteriores es realista, lo que lleva en ocasiones a dar resultados erróneos.

A la teoría de M-O en su formulación original se le pueden hacer dos objeciones. La primera es que la hipótesis subyacente (distribuciones hidrostáticas de las leyes de presiones con la profundidad) no es muy realista y solo se cumple aproximadamente cuando no hay rozamiento muro-relleno ($\delta = 0$) y el muro experimenta una rotación alrededor de su base. En caso



contrario, se ha comprobado (Prakash y Basavanna 1969) que aparece una distribución no lineal de presiones y que el empuje total resultante se aplica a una cota superior a $H/3$.

La segunda deficiencia del método es que no introduce la fuerza de inercia del muro en las ecuaciones de equilibrio. **Richard y Elms** han modificado esta carencia de la teoría, incorporando el peso del muro (W_w) y el ángulo de fricción en la base (φ'_b) al proceso de análisis. Al establecer la condición límite de equilibrio (inicio del deslizamiento en la base del muro) se obtiene:

$$W_w = \frac{\cos(\delta + \theta) - \sin(\delta + \theta) \tan \varphi'_b}{(1 - k_v) \tan \varphi'_b - k_h} P_{ae} = C_{ie} P_{ae} \quad (4.2.1)$$

en donde C_{ie} se denomina factor de inercia del muro y permite deducir el valor mínimo del peso del muro necesario para resistir el empuje activo P_{ae}

Así las cosas, si analizamos la expresión 3.2.6 se puede observar que el término $\sin(\varphi - i - \psi)$ tiene importantes implicaciones que afectan al método.

Primero, si $\varphi - i - \psi < 0$ el término sería negativo lo que implica que K_{ae} no tendría una solución real posible. En la práctica esto significa que no existe una condición de equilibrio. Por lo tanto, para asegurar la estabilidad de la pendiente del suelo, necesita que el ángulo que forma el relleno con la horizontal sea menor o igual que la diferencia entre el ángulo de fricción interna del suelo φ y el ángulo sísmico ψ :

$$i \leq \varphi - \psi$$

Para el caso en que no se consideren fuerzas sísmicas ($\psi = 0$) y para que haya estabilidad la relación anterior queda así:

$$i \leq \varphi$$

Por otra parte, si el relleno tiene una superficie horizontal ($\beta = 0$), para que haya estabilidad debe ocurrir que:

$$\psi \leq \varphi$$



Recordando que:

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

y combinando las dos ecuaciones anteriores da como resultado

$$k_h \leq (1 - k_v) \tan^{-1}(\varphi)$$

Esta relación indica que el valor del coeficiente sísmico $(1 - k_v) \tan^{-1}(\varphi)$ horizontal no debe sobrepasar el valor límite. Por consiguiente el valor crítico del coeficiente sísmico horizontal debe ser:

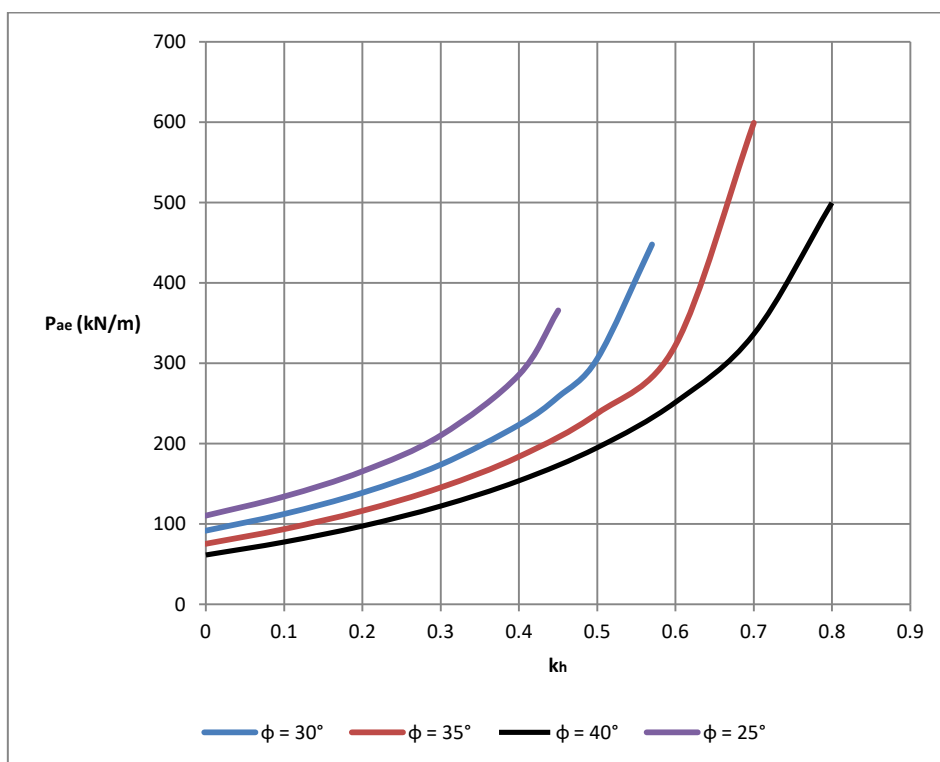
$$k_{h(cr)} = (1 - k_v) \tan^{-1}(\varphi)$$

en donde $k_{h(cr)}$ representa el valor crítico de la aceleración sísmica ($a_{h(cr)} = k_{h(cr)} * g$) que provoca el colapso de la estructura.

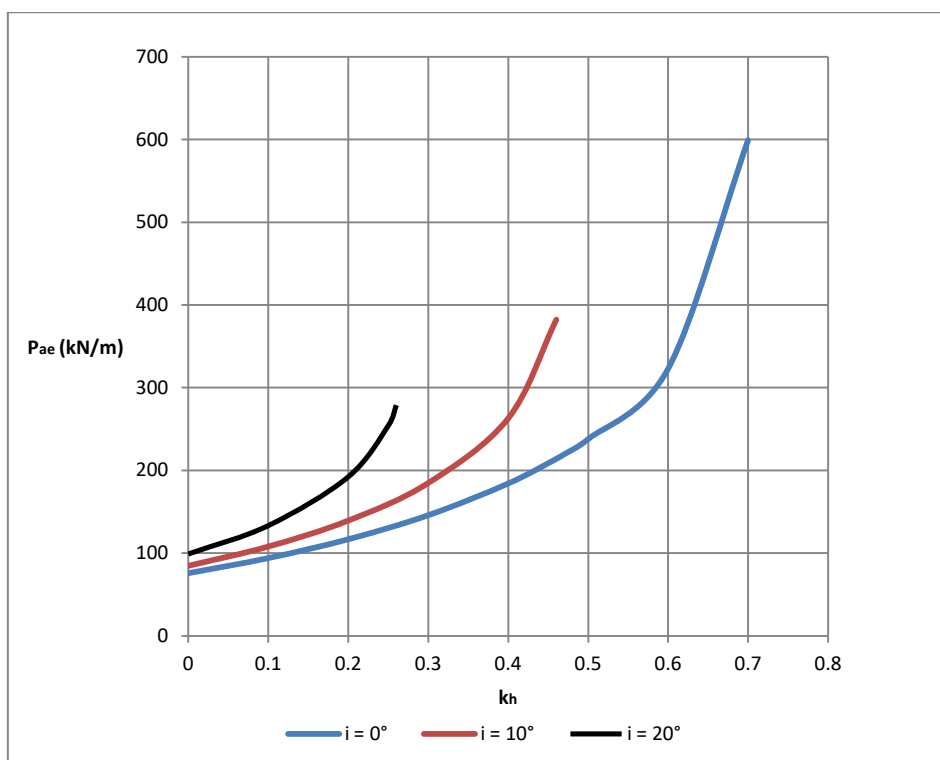
Habiendo determinado pues los puntos limitantes de este método, a continuación se presentan una serie de gráficas en donde se muestra como varían los empujes activo y pasivo dinámico al hacer modificaciones de un parámetro (φ , δ , i , k_v) manteniendo constantes los demás, así como también, cómo varía el valor de la aceleración límite (a_y) calculada según el método de Richard – Elms descrito en la sección que se trata en la sección 3.5 de este trabajo.



Mononobe – Okabe para el Caso Activo

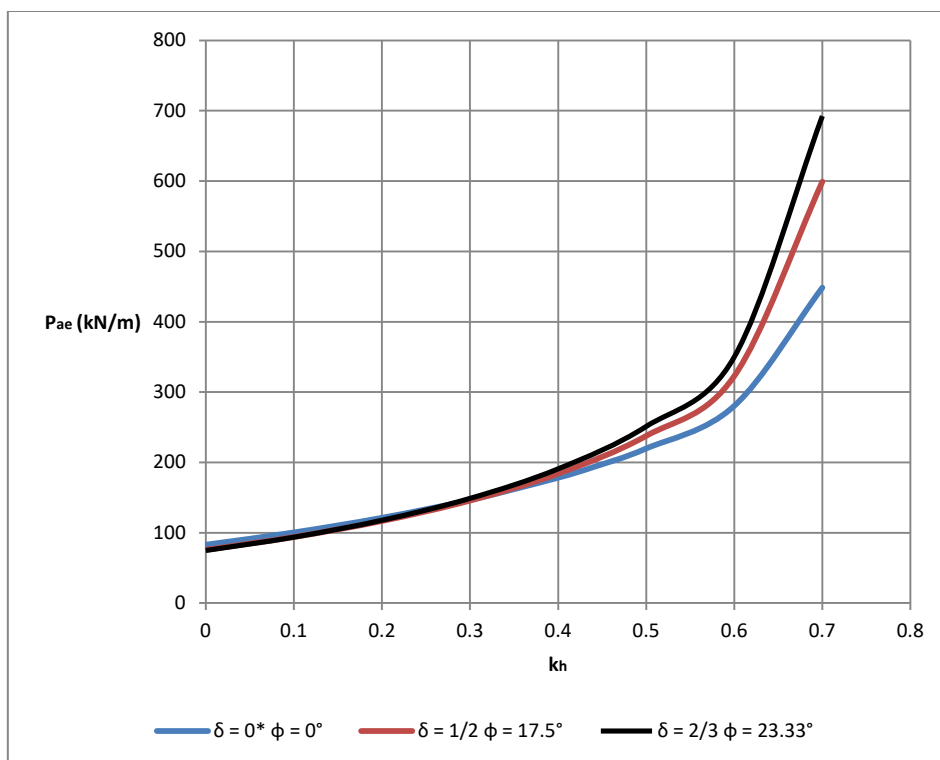


a)

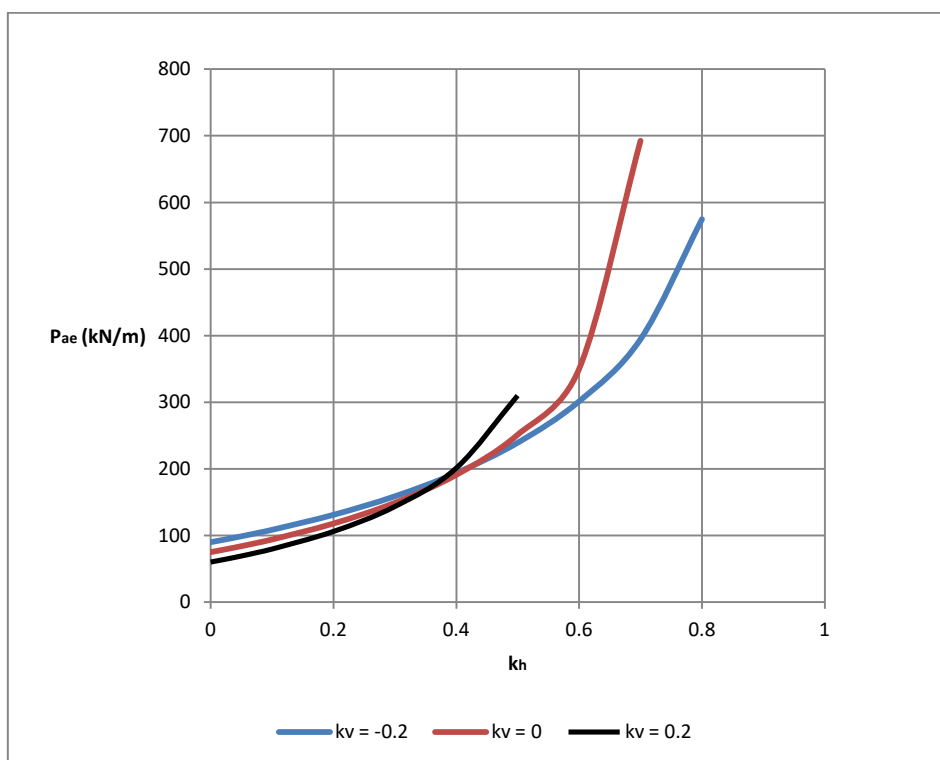


b)

- a) Figura 4.2.1. (Influencia del ángulo de fricción interna del suelo en el valor del empuje dinámico activo)
 b) Figura 4.2.2. (Influencia de la pendiente del relleno en el valor del empuje dinámico activo)



c)



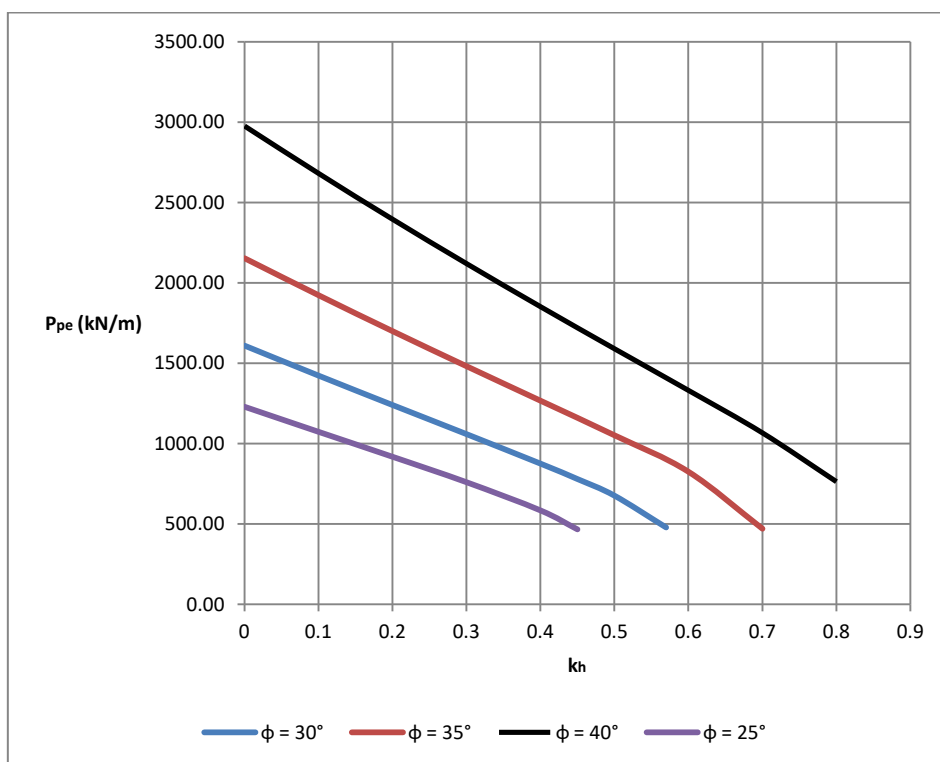
d)

c) Figura 4.2.3. (Influencia del ángulo de fricción suelo-muro en el valor del empuje dinámico activo)

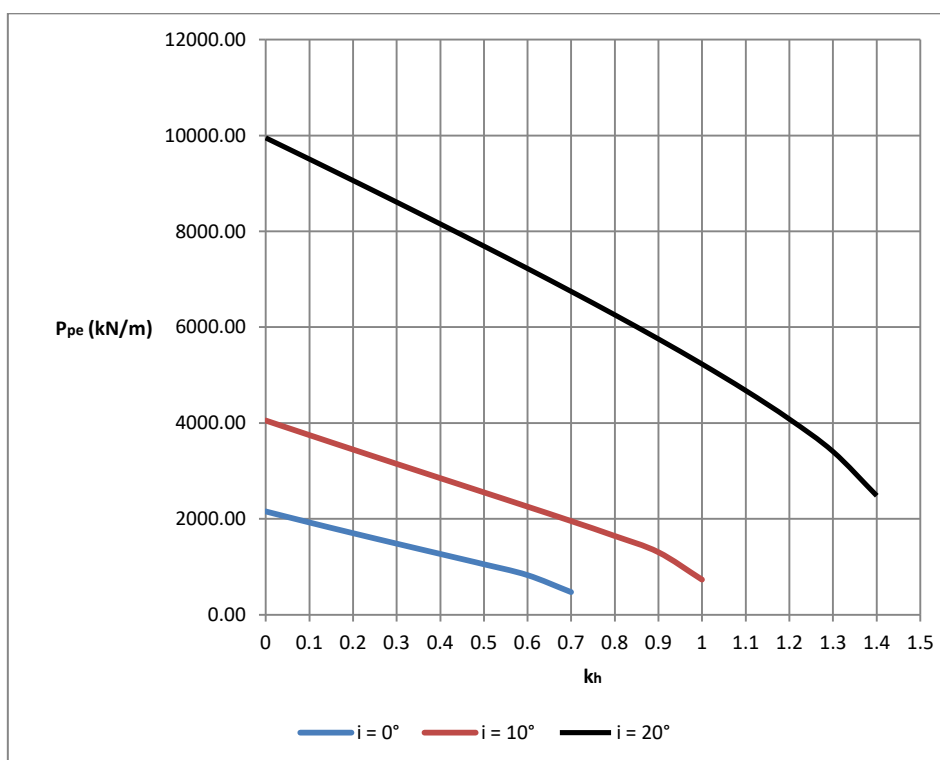
d) Figura 4.2.4. (Influencia del coeficiente de aceleración vertical en el valor del empuje dinámico activo)



Mononobe – Okabe para el Caso Pasivo

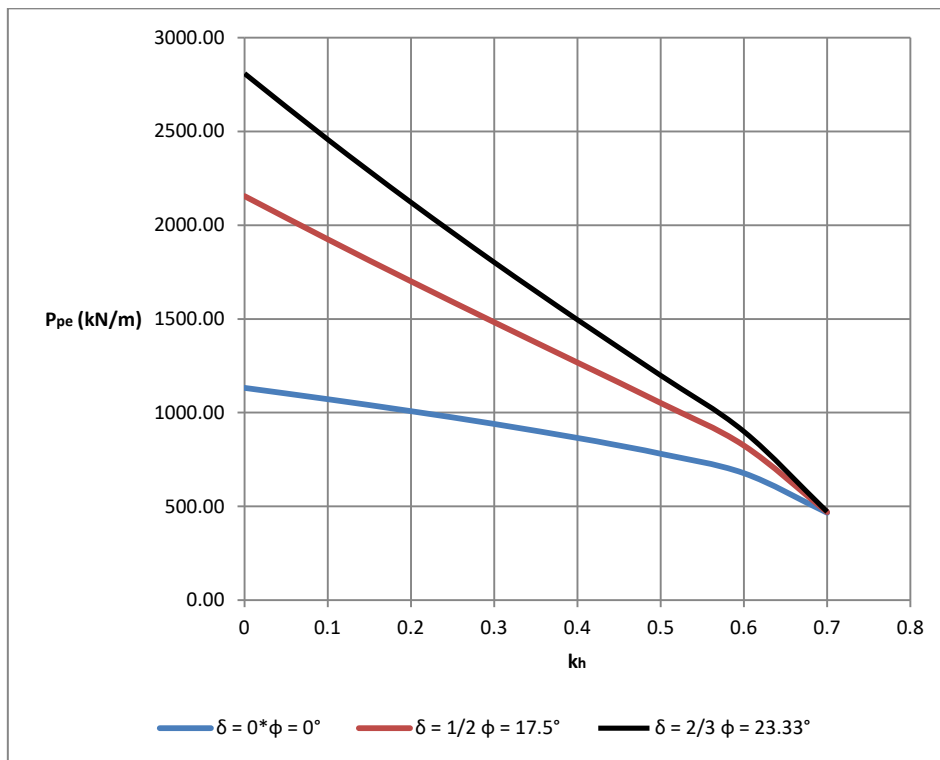


e)

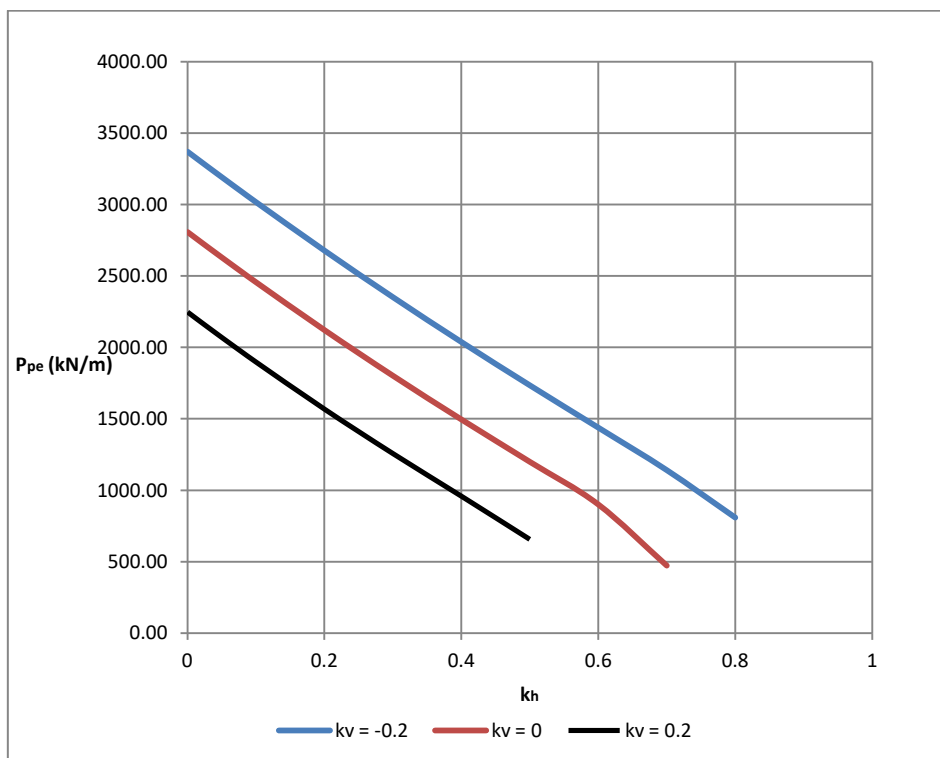


f)

- e) Figura 4.2.5. (Influencia del ángulo de fricción interna del suelo en el valor del empuje dinámico pasivo)
- f) Figura 4.2.6. (Influencia de la pendiente del relleno en el valor del empuje dinámico pasivo)



g)



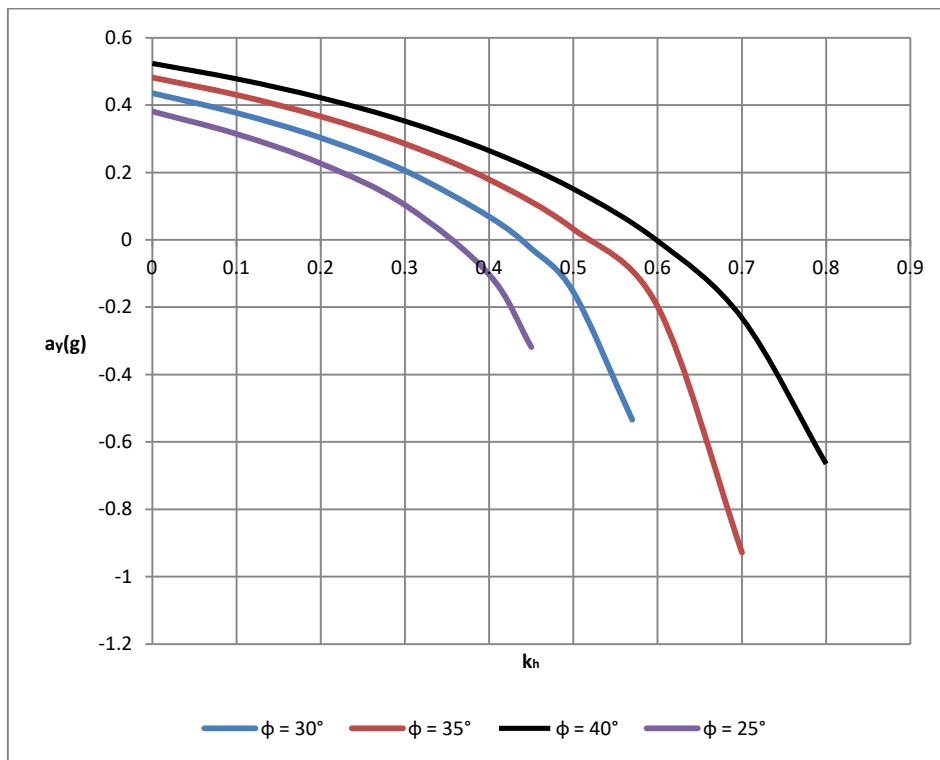
h)

g) Figura 4.2.7. (Influencia del ángulo de fricción suelo-muro en el valor del empuje dinámico pasivo)

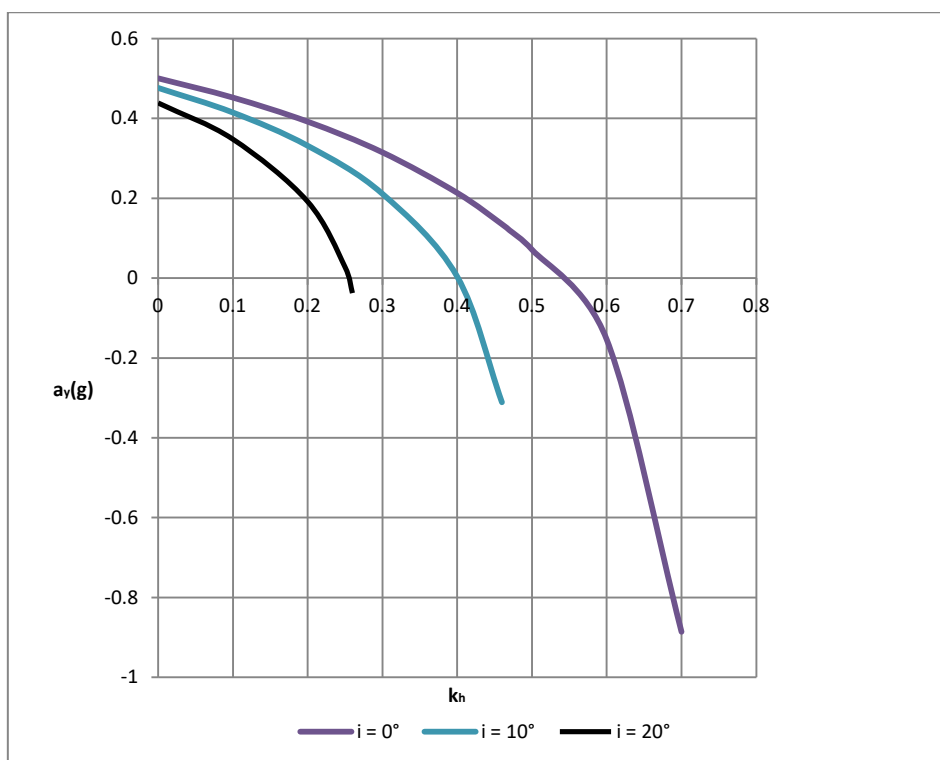
h) Figura 4.2.8. (Influencia del coeficiente de aceleración vertical en el valor del empuje dinámico pasivo)



Mononobe – Okabe para el Caso de Aceleración límite

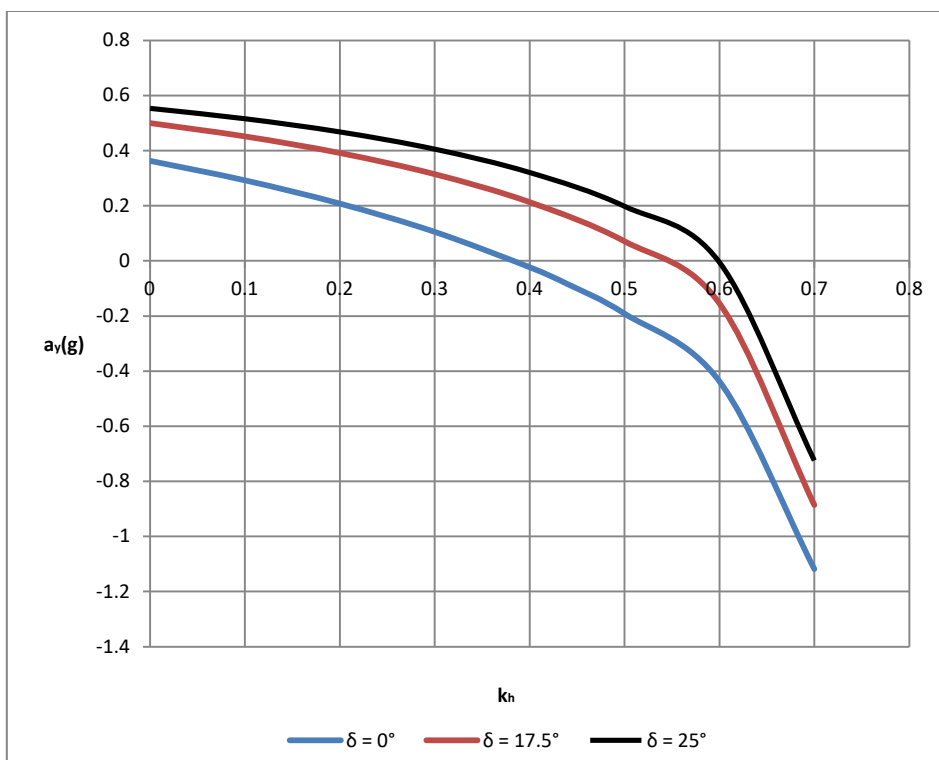


i)

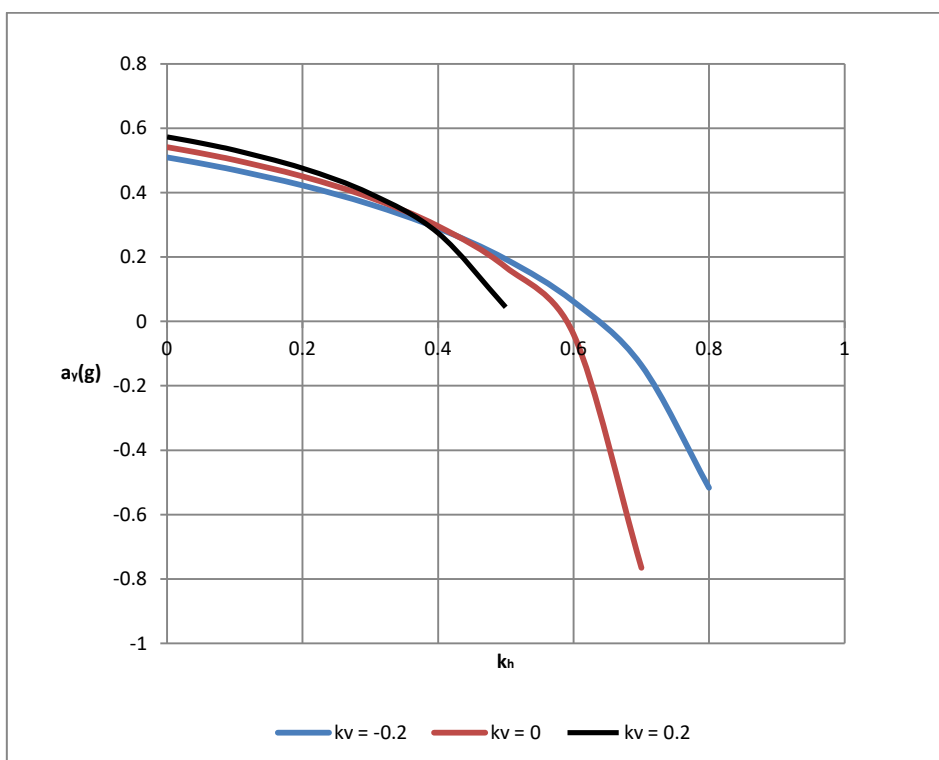


j)

- i) Figura 4.2.9. (Influencia del ángulo de fricción interna del suelo en el valor de la aceleración límite)
- j) Figura 4.2.10. (Influencia de la pendiente del relleno en el valor de la aceleración límite)



k)



l)

k) Figura 4.2.11. (Influencia del ángulo de fricción suelo-muro en el valor de la aceleración límite)

l) Figura 4.2.12 (Influencia del coeficiente de aceleración vertical en el valor de la aceleración límite)



4.3. Método de Dubrova (1963)

En determinadas circunstancias los muros de retención pueden experimentar una traslación lateral o una rotación en base o coronación. Una solución para la distribución de la presión activa para estos casos fue presentada en los años 60 por Dubrova (1963) y también por Harr (1966). En la solución de Dubrova se admite la validez del esquema de Coulomb dinámico, con dos modificaciones importantes:

- a) El empuje sísmico depende del ángulo ψ , que a su vez es función de la profundidad relativa, z/H , y del ángulo de rozamiento interno del suelo, φ' (Fig. 4.3.1)
- b) ψ varía también con el tipo de movimiento del muro (ver ecs. 3.3.4 y 3.3.5).

El empuje sísmico activo sobre el muro de la Fig. 4.3.1 resulta ser entonces (ecs. 3.3.1 y 3.3.2):

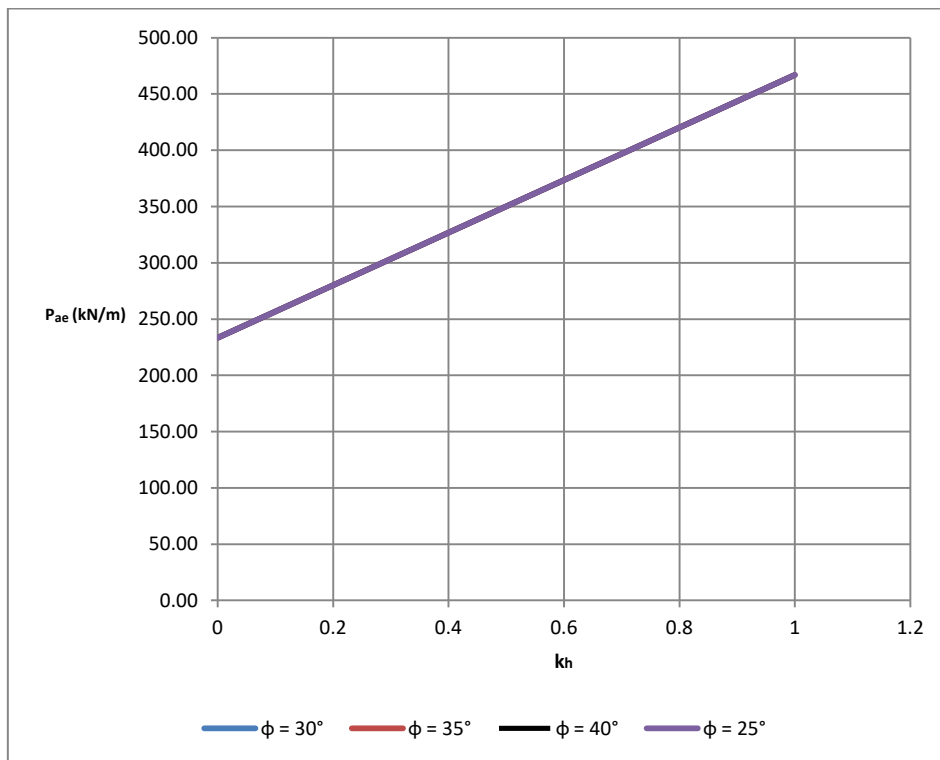
$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan \alpha_{ae} \frac{\alpha_{ae} \tan(\alpha_{ae} - \psi^*) + k_n}{1 + \tan \delta \tan(\alpha_{ae} - \psi^*)} \quad (4.3.1)$$

donde el ángulo α_{ae} que forma el plano de rotura con el plano horizontal puede determinarse, utilizando la formula 3.3.3 y el valor de ψ^* viene dado por las ecs. 3.3.4 y 3.3.5 para muros con rotación en base y coronación respectivamente.

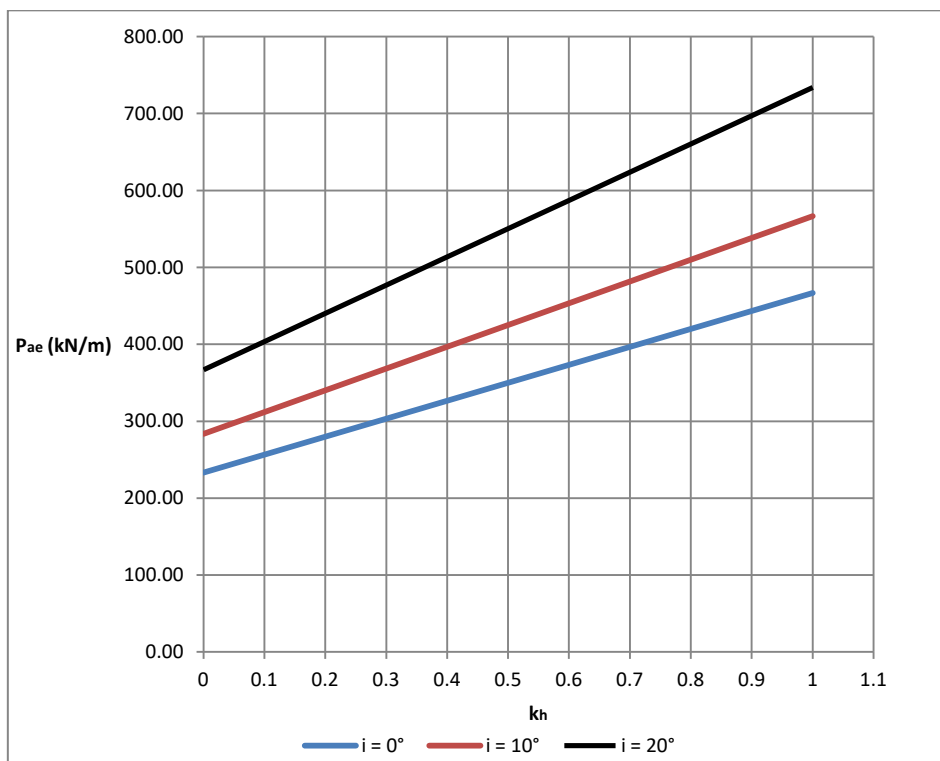
En la figura 4.3.1 se muestra como opera el método de Dubrova para una rotación en coronación del muro. La fuerza resultante R de la fuerza normal y cortante a todo lo largo de la línea de falla AC , está inclinada un ángulo φ con respecto a la normal a AC . Sin embargo, para estados intermedios de falla ($A'C'$, $A''C''$, ect), la fuerza R está inclinada un ángulo ψ con la normal al plano, lo que corresponde a una rotura progresiva del suelo del relleno.



Dubrova para el Caso Activo con Rotación en Base ($z=H$)

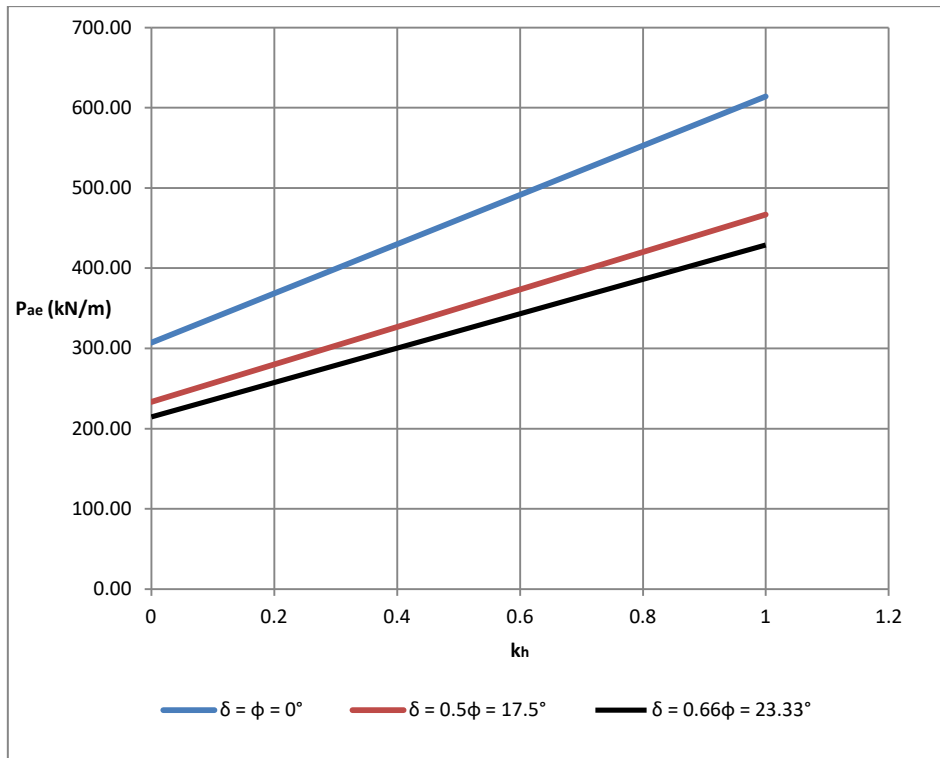


a)

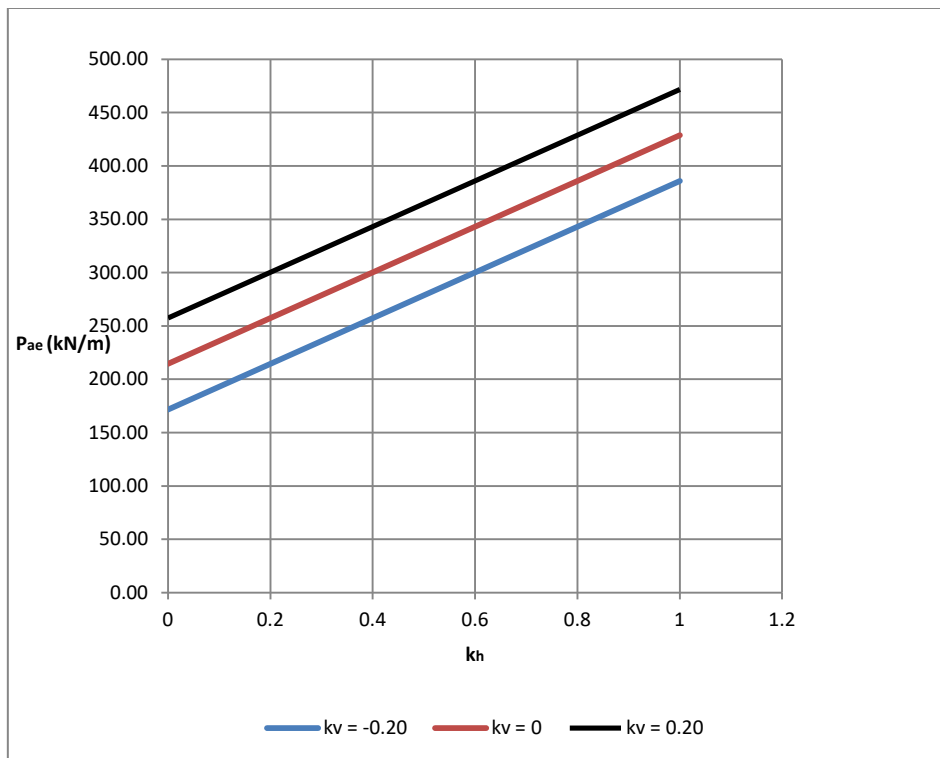


b)

- a) Figura 4.3.2. (Influencia del ángulo de fricción interna del suelo en el valor del empuje dinámico activo)
 b) Figura 4.3.3. (Influencia de la pendiente del relleno en el valor del empuje dinámico activo)



c)

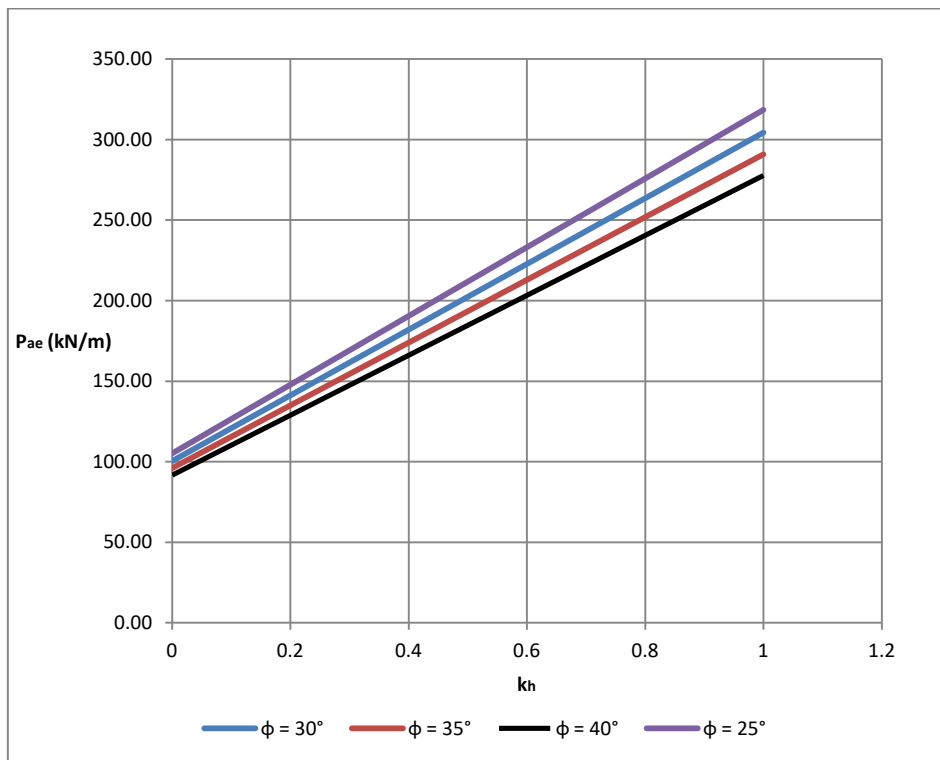


d)

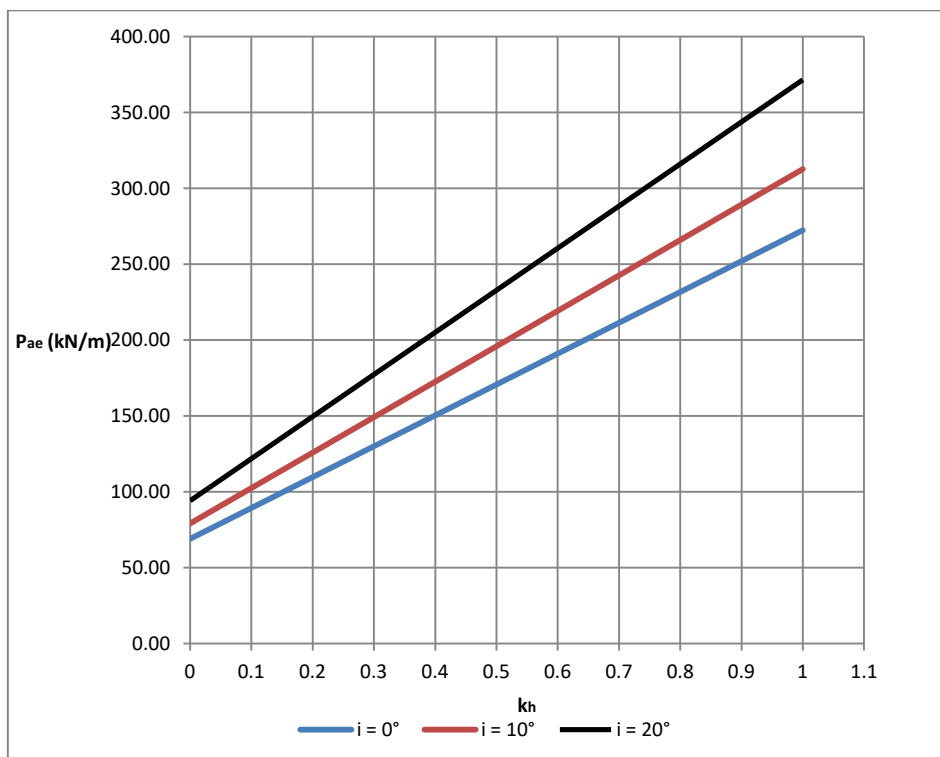
- c) Figura 4.3.4. (Influencia del ángulo de fricción suelo-muro en el valor del empuje dinámico activo)
 d) Figura 4.3.5. (Influencia del coeficiente de aceleración vertical con el valor del empuje dinámico activo)



Dubrova para el Caso Activo con Rotación en Coronación ($z=H$)

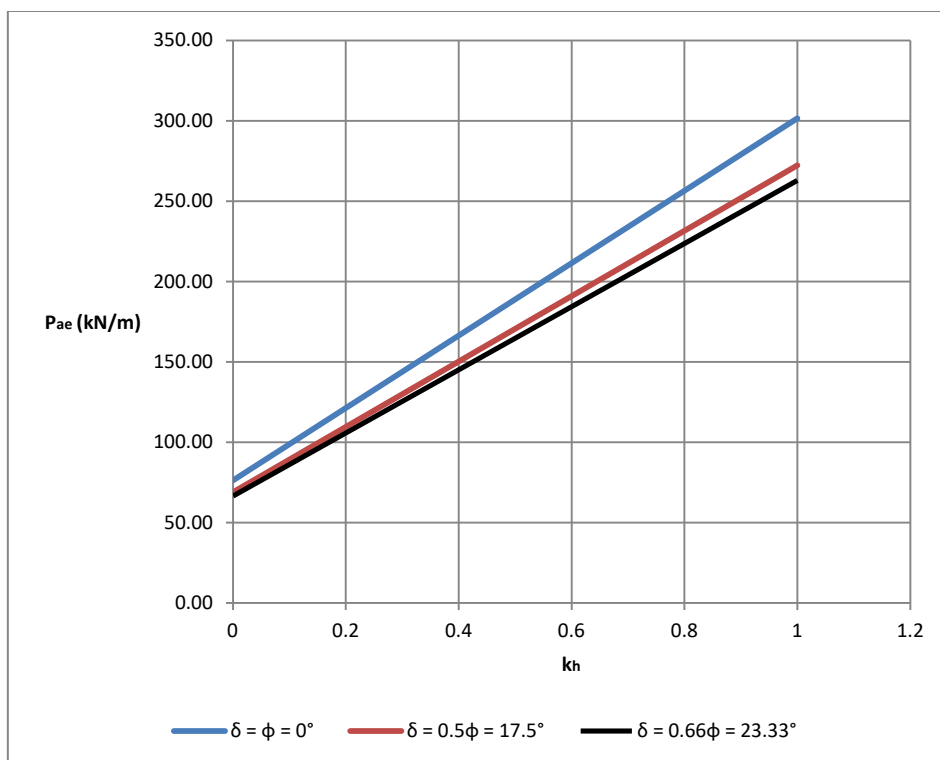


e)

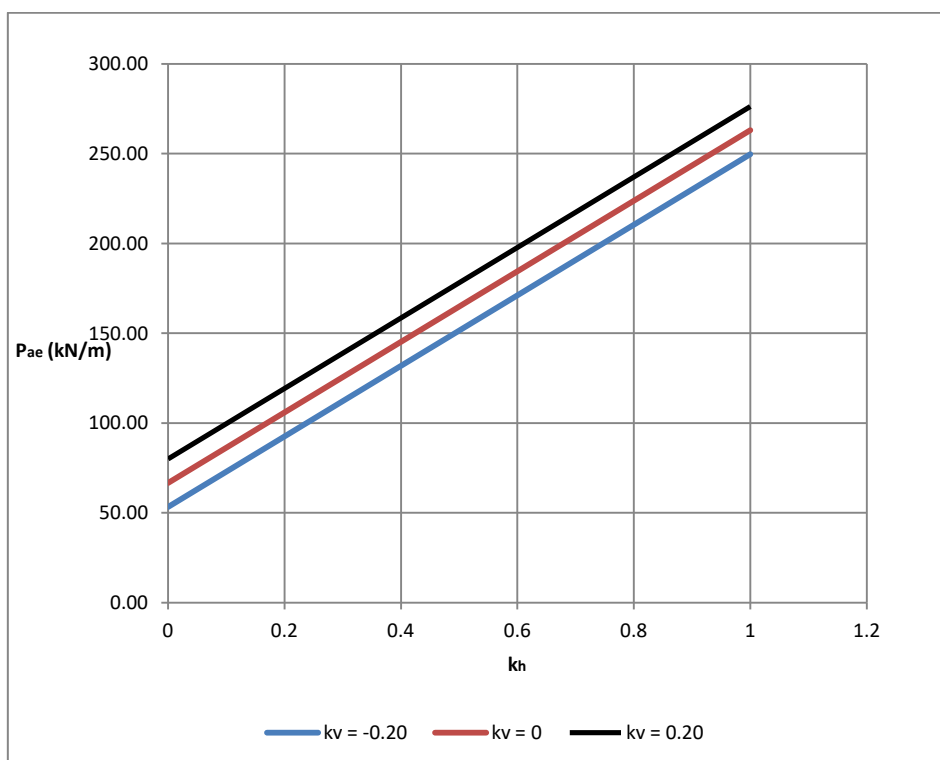


f)

- e) Figura 4.3.6. (Influencia del ángulo de fricción interna del suelo en el valor del empuje dinámico activo)
- f) Figura 4.3.7. (Influencia de la pendiente del relleno en el valor del empuje dinámico activo)



g)



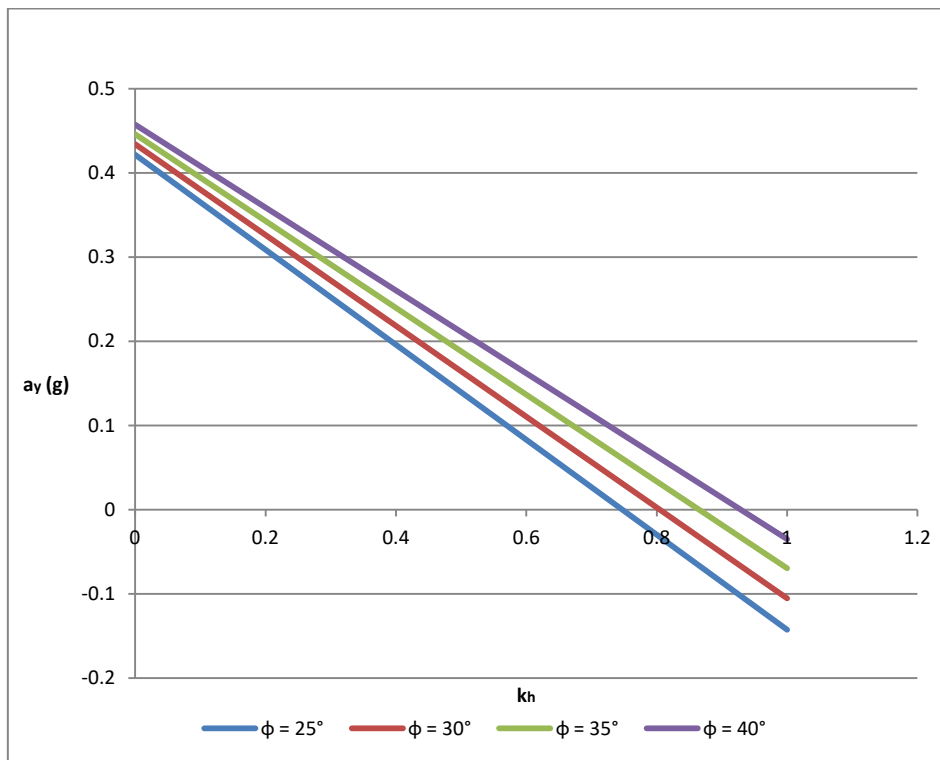
h)

g) Figura 4.3.8. (Influencia del ángulo de fricción suelo-muro en el valor del empuje dinámico activo)

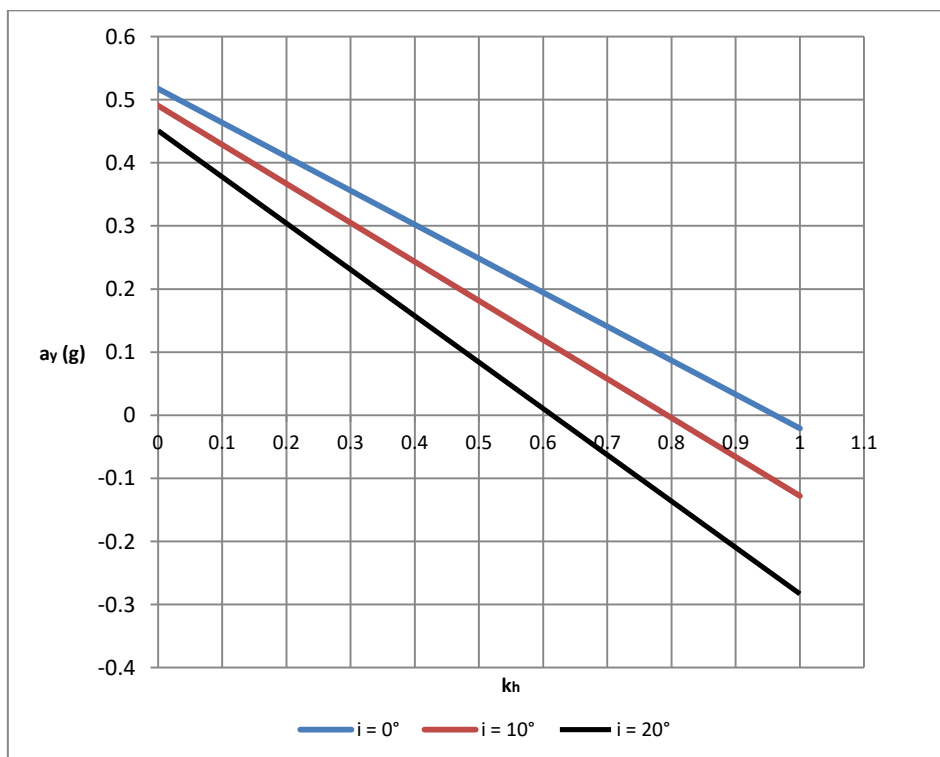
h) Figura 4.3.9. (Influencia del coeficiente de aceleración vertical en el valor del empuje dinámico activo)



Dubrova para el Caso de Aceleración Límite ($z=H$)

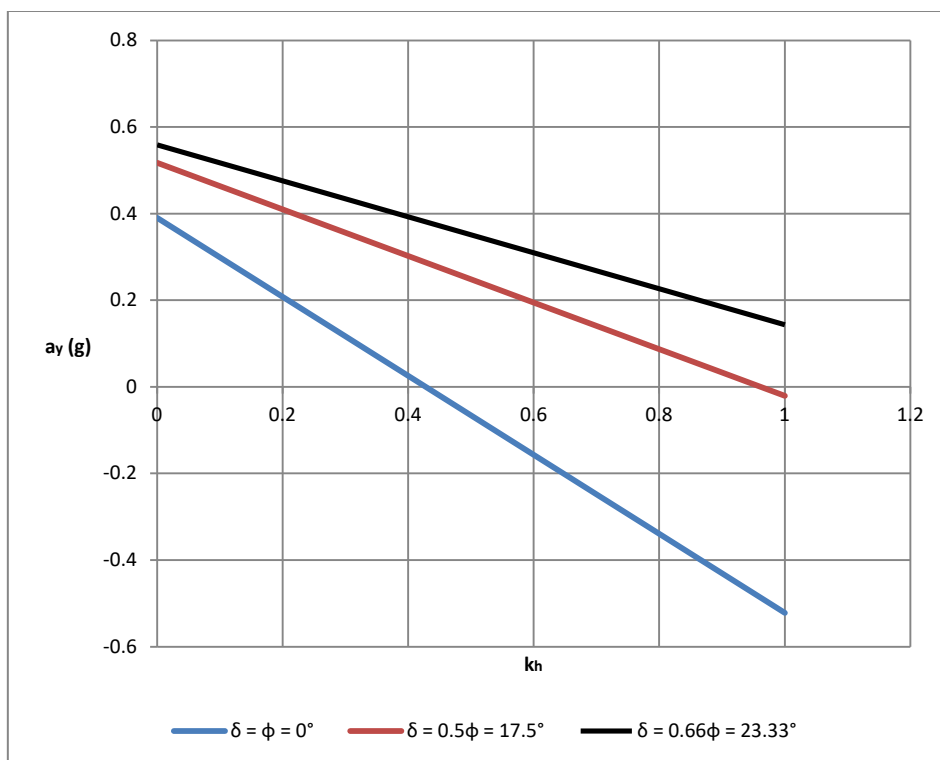


i)

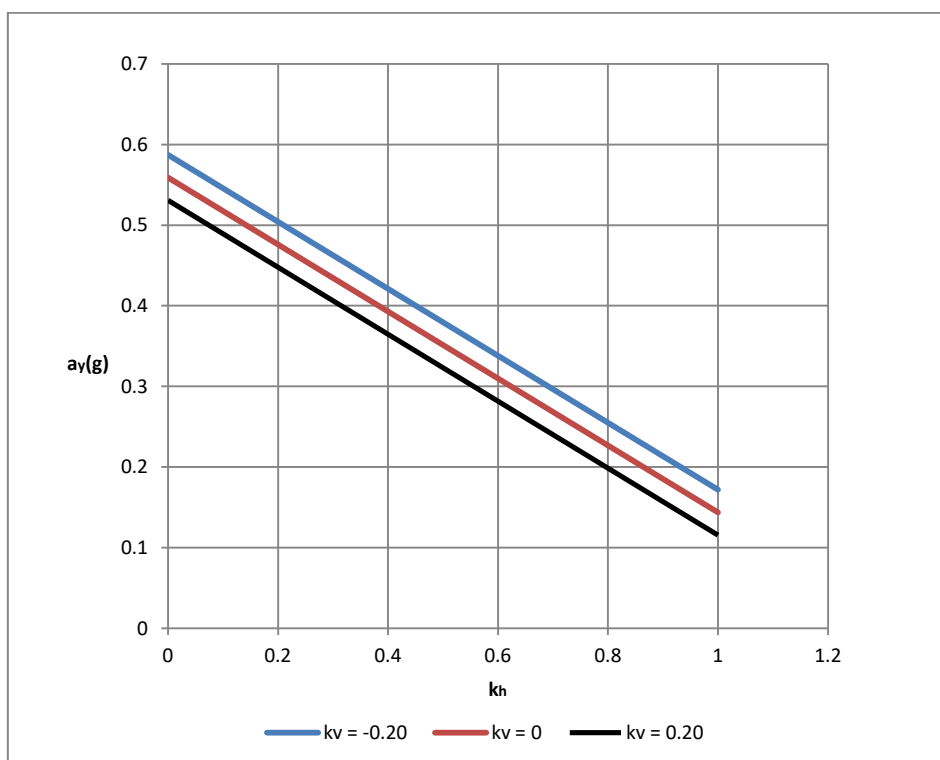


j)

- i) Figura 4.3.10. (Influencia del ángulo de fricción interna del suelo en el valor de la aceleración límite)
- j) Figura 4.3.11. (Influencia de la pendiente del relleno en el valor de la aceleración límite)

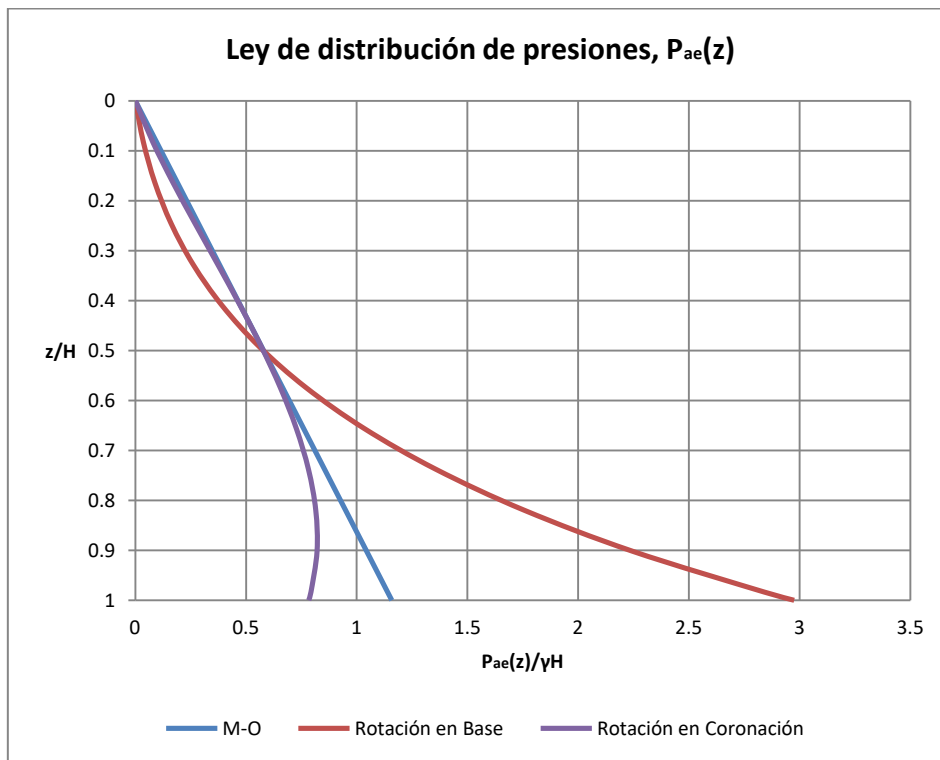


k)

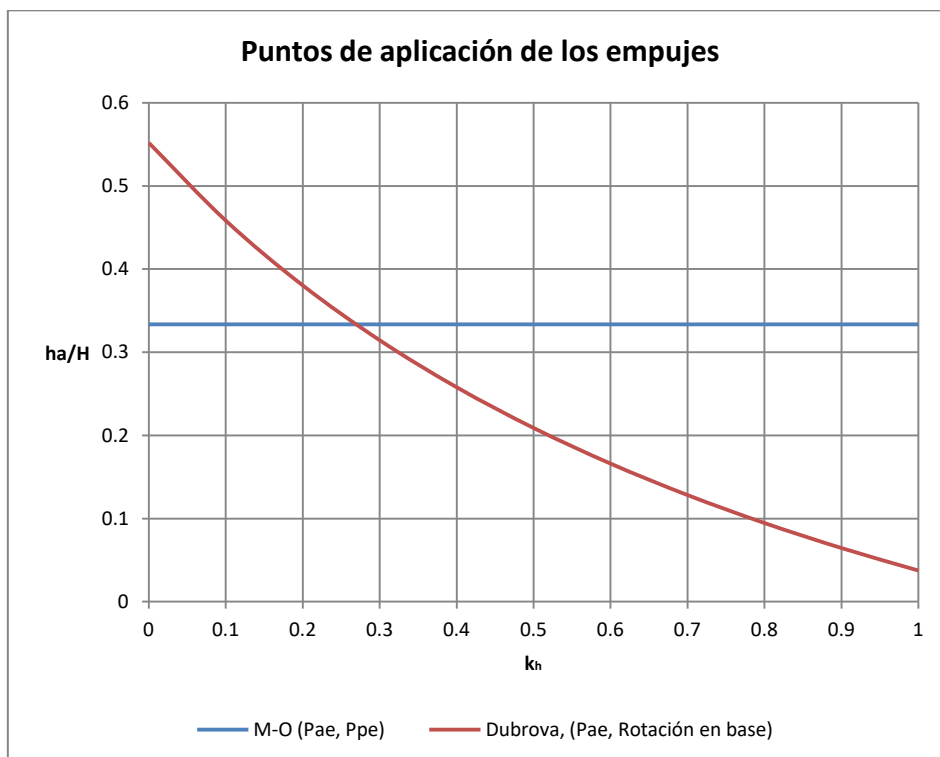


l)

- k) Figura 4.3.12. (Influencia del ángulo de fricción suelo-muro en el valor de la aceleración límite)
 l) Figura 4.3.13. (Influencia del coeficiente de aceleración vertical en el valor de la aceleración límite)



m)



n)

- m) Figura 4.3.14. (Ley de distribución de presiones de M-O y Dubrova para rotación en base y coronación)
 n) Figura 4.3.15. (Evolución de los puntos de aplicación de empujes dinámicos para M-O y Dubrova)



5.- Conclusiones

A continuación se presentan las conclusiones finales de este trabajo las cuales se refieren a los métodos tratados así como al estudio paramétrico que se desarrolla en los apartados 4.2 y 4.3.

- Para poder utilizar el método M-O con terreno inclinado, el ángulo de la pendiente del relleno debe ser igual o menor que la diferencia entre el ángulo de fricción interna del suelo y el ángulo sísmico. En caso contrario el método M-O no da respuesta alguna para el cálculo del empuje (Fig. 4.2.2).
- Debido a las limitaciones del método de Mononobe - Okabe resulta que para valores de $k_h \geq 0.45$, en el caso de $\varphi = 25^\circ$, el método no arroja ningún resultado. Lo mismo sucede para valores mayores que $k_h = 0.57$, en el caso de $\varphi = 30^\circ$, para valores mayores que $k_h = 0.8$, en el caso de $\varphi = 35^\circ$ y para valores mayores que $k_h = 0.8$, en el caso de $\varphi = 40^\circ$ (Fig. 4.2.1)
- A medida que el valor del ángulo de fricción interna decrece para un valor de k_h constante, el valor del empuje dinámico total se incrementa considerablemente (Fig. 4.2.1). Por ejemplo, si se incrementa el ángulo de fricción interna de 25° a 40° podemos notar incrementos del 40% al 50%. Este hecho nos confirma que el valor del ángulo de fricción interna es un factor muy importante a la hora de determinar el valor del empuje dinámico.
- Si aumenta el valor del coeficiente de aceleración horizontal, k_h , aumenta considerablemente el empuje dinámico activo P_{ae} (desde 95 hasta 600 kN/m en el caso de $i=20^\circ$), pero no tanto para el caso de $i=0^\circ$, (aumenta un 50% menos si $i=0^\circ$).
- El ángulo de fricción suelo-muro y la componente vertical de la aceleración influyen relativamente poco en el valor del empuje sísmico activo (Figs. 4.2.3 y 4.2.4). Una aceleración vertical hacia arriba (positiva) es más dañina para una estructura de contención que una aceleración hacia abajo (negativa) debido a que en el 1er. caso disminuye el peso del muro que contribuye a la estabilidad de este.



- Los valores calculados por M-O para el empuje pasivo son muy excesivos, (especialmente para terreno inclinado; Fig. 4.2.6) lo que significa demostrando que el método de Mononobe -Okabe no es confiable para el cálculo de empujes pasivos dinámicos.
- La forma de las graficas $P_{pe} \leftrightarrow k_h$ (Figs. 4.2.5 a 4.2.8) indica que a medida que el valor de coeficiente de aceleración horizontal (k_h) aumenta el valor del empuje dinámico pasivos disminuye, ya que la aceleración horizontal empuja sobre el intradós del muro causando que el muro comprima fuertemente el relleno detrás del trasdós y se aleje del relleno que está delante del intradós lo que origina una descarga de este relleno. En caso de que se opte por utilizar el método de Mononobe-Okabe para el cálculo de empujes pasivos dinámicos hay que tener en consideración la influencia del coeficiente de aceleración vertical (k_v). Esto **figura 4.2.8** muestra que a medida que la aceleración hacia abajo (negativa) aumenta los empujes pasivos también aumentan aproximadamente un 20%.
- La aceleración límite (a_y) es la aceleración máxima que puede soportar un tipo determinado de relleno (coeficiente de seguridad del muro $a_y=1$). A medida que crece el valor del ángulo de fricción interna del suelo también lo hace la aceleración límite, (Fig. 4.2.9), lo que indica que los suelos más compactos son capaces de soportar mayores aceleraciones que los suelos no compactados.
- Cuando aumenta el valor de la inclinación del relleno (i) la aceleración límite (a_y) disminuye Fig. (4.2.10). Lo mismo sucede cuando el coeficiente de aceleración horizontal (k_h) aumenta con independencia de cualquier otro parámetro, ya que entonces disminuye la estabilidad del muro.
- La influencia de los parámetros (δ y k_v) no es significativa en el valor de la aceleración límite (a_y), que se comporta de forma similar al empuje dinámico activo, P_{ae} , en este aspecto.
- En general, los empujes activos calculados con el método de Dubrova con rotación en base resultan ser mayores que los calculados con rotación en coronación y también son superiores a los calculados con el método de Mononobe Okabe a excepción de los empujes calculados con la



variación del ángulo de fricción interna. En este último caso se observa que los empujes de Dubrova con rotación en base son menores a los obtenidos con Mononobe Okabe y no varían con el ángulo de rozamiento interno del suelo (Fig. 4.3.2).

- En el método de Dubrova la inclinación del relleno respecto a la horizontal (i) solo está presente en el cálculo del peso de la cuña de rotura (W), (ec. 3.3.2) por lo que resulta lógico que a medida que aumenta el valor de éste también lo haga el peso de la cuña de rotura y por ende los empujes dinámicos también aumenten, como se muestra en la **figura 4.3.3**.
- Se observa (Fig. 4.3.4) que a medida que aumentas los valores de los ángulos de fricción entre muro y relleno hay una ligera reducción de los empujes dinámicos, lo que nos indica la poca influencia que tiene este parámetro (δ) en el cálculo de los empujes. Una situación similar (Fig. 4.3.5) se presenta con el parámetro (k_v) que afecta levemente al empuje P_{ae} , disminuyendo este al pasar de orientación positiva (hacia arriba) a orientación negativa (hacia abajo).
- Las aceleraciones límites en Dubrova, al igual que en Mononobe Okabe, tienden a reducirse a medida que el valor del coeficiente de aceleración horizontal crece. Esto significa que el relleno “se afloja” por efecto de una excitación sísmica creciente, de tal forma que a mayor aceleración del sismo menor es la aceleración límite del terremoto.
- El deslizamiento permanente del muro por efecto del sismo obtenido con el método de Richard y Elms (empírico) es mucho mayor que el obtenido mediante el método de Whitman y Liao (probabilístico) debido a las simplificaciones de las que es objeto el primer método (conservador).
- En las figuras 3.4.14 y 3.4.15 se muestran la distribución de presiones de los empujes y los puntos de aplicación de dichos empujes respectivamente. Para el caso de las distribuciones de presiones M-O presenta una ley lineal mientras que Dubrova, tanto en rotación en base como en coronación, presenta leyes no lineales mostrándose valores mayores de presiones cuando se trata de rotación en base, lo cual resulta



lógico ya que a medida que el muro rota en su base hace que el relleno produzca unas presiones mayores en su base. Para el caso de la evolución de los puntos de aplicación se aprecia que M-O independientemente de cualquier parámetro del problema el punto de aplicación siempre es $H/3$ lo que no es cierto en la realidad demostrada por diferentes autores, mientras que los puntos de aplicación de los empujes en Dubrova van disminuyendo a medida que avanza la plastificación del relleno.



6.- Bibliografía

1. Blázquez, R. (2007) *Calculo Sísmico de Muros de Gravedad*. pp. 182-210, Madrid, España.
2. J.S. Lin. and R.V Whitman (1986)., *Earthquake Induced Displacements of Sliding Blocks*. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 112, No. 1 pp. 44-55.
3. Fung, Y.S. and Chen T.J. (1995) *Modification of Mononobe-Okabe Theory*, Japan.
4. Yingwei, W. and Prakash, S. (1996) *On Seismic Displacement of Rigid Retaining Walls*.
5. Pathmanathan, R. (2006) *Numerical Modeling of Seismic Behavior or Earth – Retaining Walls*, European School For Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, Rose School
6. Newmark, N.M. (1965) *Effects of Earthquakes on Dams and Embankments*. University of Illinois, Urbana, Illinois.
7. Greco, V. R. (2003) *Pseudo-Static Analysis for Earth Thrust Computations*. University of Calabria, Roges, Italy.
8. Ghanbari, A. and Ahmadabadi, M. (2010) *Pseudo-Dynamic Active Earth Pressure Analysis of Inclined Retaining Walls Using Horizontal Slices Method*. Faculty of Engineering, Tarbiat Moallem University, Tehran , Iran.
9. Choudhury, D and Nimbalkar, S.S. (2006) *Seismic Rotational Displacement of Gravity Walls by Pseudodynamic Method*, Indian Institute of Technology, Bombay, India.
10. Kramer, S.L. (1996) *Geotechnical Earthquake Engineering*. Chapter 11 (Seismic Design of Retaining Walls) University of Washington. Prentice – Hall.
11. Braja, M. Das, Ramana, G.V. (1983) *Principles of Soil Dynamics*. 2nd. Edition
12. Barrillas, E.M. (2005) *Aplicación de la Metodología de Newmark para el Análisis de Deslizamientos Provocados por Sismos: Caso de Estudio en El Salvador, Centro América.*, Colorado School of Mines, Golden, Colorado, USA.
13. Wu, G. and Liam Finn, W.D. (1999) *Seismic Lateral Pressure for Design of Rigid Walls*. Department of Civil 8 UBC, Vancouver, Canada.



14. Badillo, J. and Rodríguez, R. (2008) Mecánica de suelos, Tomo 2: Teoría y aplicación de la Mecánica de Suelos. Cap. 4, 2da. Edición, Limusa.
15. Medrano, R.C. (2008) Mecánica de Suelos II, Sistema Nacional de Educación Superior Tecnológica, Instituto Tecnológico de Tehuacán, Mexico.
16. R.S. Steedman and Zeng. (1990) The Influence of Phase on the Calculation of Pseudo-static Earth Pressure on a Retaining Wall. *geotechnique*, 40 (1): pp. 103-112.
17. R. Richards Jr., D.G. Elms, and M. Budhu (1990). Dynamic Fluidization of soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(5) pp. 740-749.
18. N. Mononobe and H. Matsuo (1929). On the determination of earth pressure during earthquake. In *Proceedings of the World Engineering Conference*, Volume 9, pp. 177-185, Tokyo, Japan.
19. Wu, Y. and Prakash, S (2001). Seismic Displacement of Rigid Retaining Walls (State of the Art), Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. A Symposium in Honor of Professor W.D. Liam Finn, San Diego, California, March 26-31.
20. Bustamante, T. y Romanel, C (2011). Estudio del Comportamiento de un Muro de Gravedad Sometido a Cargas Originadas por un Sismo en Perú. Departamento de Ing. Civil, Pontificia Universidad Católica del Rio de Janeiro, Brazil.
21. Terzariol, R., Aiassa, G. y Arrúa, P (). Diseño Sísmico de Estructuras de Contención en Suelos Granulares, *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, Vol. 4(2).
22. Tiznado, JC (2010). Comportamiento Sísmico de Estructuras Rígidas de Contención de Suelos. Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería.
23. Whitman, R.V., and Liao, S (1985). Seismic Design of Gravity Retaining Walls. National Science Foundation, Department of Civil Engineering. MIT, Massachusetts, USA.
24. Seed, H. B. and Whitman, R.V. (1985). Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads.
25. Coulomb, C. A. (1776). *Essai sur une Application de maximis et minimis a quelques problèmes de statique relatifs a l'architecture*, Vol.7, *Memoires de l'Academie Royal*, Paris, France.



26. Dubrova, G.A. (1960). Interaction of Soil Structure, Rechnoy Transport, Moscow, USSR.
27. Blázquez, R. and Arias, J (2007). "Presiones Sísmicas en Muros de Gravedad". Asoc. Española de Ingeniería Sísmica 3er Congreso Nac., Ing. Sísmica 8-11 mayo. Girona, España.
28. Kloukinas, P., Mylonakis, G., Papantonopoulos, C (2007). Seismic Earth Pressures by Stress Limit Analysis. 4th International Conference on Earthquake geotechnical Engineering. Thessaloniki, Greece.
29. Sherif, M. A., and Y. S. Fang (1984), "Dynamic Earth Pressures on Walls Rotating about the Top", Soils and Foundations, Vol. 24, No.4, pp. 109-117.
30. Dimarogona, P.D. (1983), "Distribution of Lateral Earthquake Pressure on a Retaining Wall", Soils and Foundations, Vol. 23, No 4, pp. 1-10.



Anejo 1

Daños observados en muros sometidos a sismos				
Sismo	Año	Magnitud	Daños	Referencia
Kitaizu, Japón	1930	7.1	Falla Localizada en muros de gravedad	Amano et al. (1956)
Shizuoka, Japón	1935	8	Colapso en muros de contención	Amano et al. (1956)
Tonankai, Japón	1944	8.2	Desplazamiento en muros de contención	Amano et al. (1956)
Nakai, Japón	1946	8.1	Falla en muros de contención, movimientos en muros de gravedad	Amano et al. (1956)
Tokachioli, Japón	1952	7.8	Movimiento en muros de gravedad	Amano et al. (1956)
Chile	1960	8.4	Volcamiento en muros de gravedad, desplazamiento en muros de contención anclados	Duke y Keeds (1963)
Niigata, Japón	1964	7.5	Desplazamiento en muros de contención. Rotación en muros de gravedad	Hayashi et al. (1966)
Inangahua, Nueva Zelandia	1968	7.1	Desplazamiento de estribos hacia centro del puente. Asentamientos del 10% al 15% de la altura del estribo	Nicol y Nathan (2001)
San Francisco USA	1971	6.7	Desplazamientos transversales relativos entre el tablero y el estribo de 30cm. Asentamientos del relleno. Daños en fundaciones mediante pilotes. Roturas de pavimentos asfálticos. Fisuras por flexión en estribos por desplazamientos del tablero	Fuis et al. (2003) Terzariol et al. (1987)
Friuli, Italia]	1976	6.4	Deformación del tablero. Giro de la superestructura apartando el tablero de los estribos. Daños en los muros de ala, falla del estribo. Asentamientos del relleno.	Pondrelli et al. (2001) Terzariol et al. (1987)
Tangsshan, China	1976	7.6	Vuelco por falla rotacional afectando el suelo del relleno y la fundación. Asentamientos de terraplenes constituidos por arenas sueltas saturadas. Colapso de tramos de tableros por inclinación de pilas debido a deslizamiento de estribos. Desplazamiento hacia el centro del puente. Pandeo de rieles ferroviarios por movimientos desfasado de estribos.	Gao et al. (1983)



Campania Basilicata, Italia	1980	6.8	Asentamientos de rellenos. Pandeo de barandas. Aumento de fisuras existentes.	Terzariol et al. (1987)
Coalinga, USA	1983	6.5	Asentamientos entre 15cm a 20cm en terraplenes de acceso. Rotura de pavimento, Rotación de estribo. Grietas en losa de aproximación. Desplazamiento de muros de contención y agrietamiento en terraplenes de acceso	Terzariol et al. (1987)
Chile	1985	7.4	Daños en estribos. Asentamientos en terraplenes de acceso.	Terzariol et al. (1987)
Loma Prieta, USA	1989	7.1	Daños en puentes y vías de comunicación. Daños en construcciones de mampostería y muros	Green, R. y Ebeling, R. (2003)
Northridge, USA	1994	6.7	Desplazamientos entre el tablero y el estribo. Asentamiento en terraplenes de transición	Fuis et al. (2003)
Kobe, Japón	1995	7.2	Desplazamiento de estribos hacia centro del puente. Fisuras en losa de aproximación. Grandes asentamientos en terraplenes de acceso. Rotación de estribos. Desplazamiento de muros de contención.	Nishimura (2003)
Gujarat, India	2001	7.5	Agrietamiento en terraplenes de acceso a puentes. Rotación y desplazamiento de estribos en diferentes puentes. Severos daños en vías de comunicación.	Eidinger (2001)